

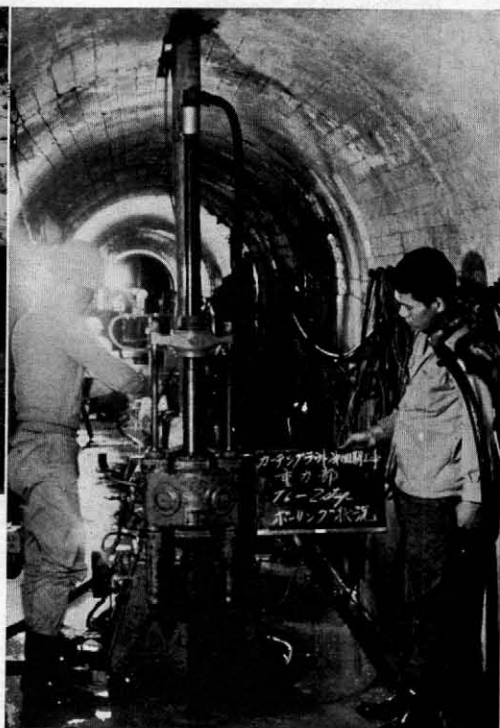
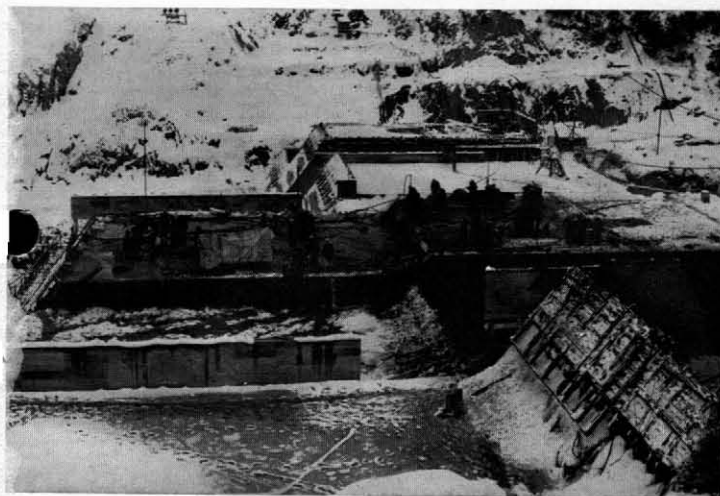
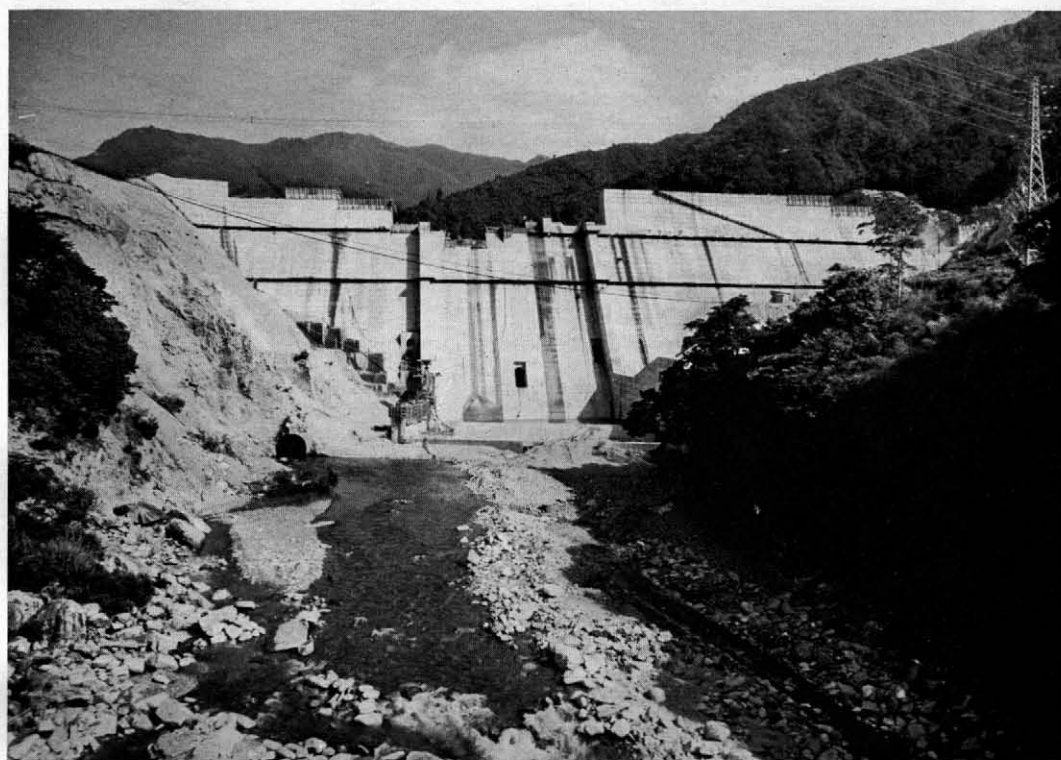
October 1970

農業土木技術研究会

# 水と土

第2号

# 永源寺ダム



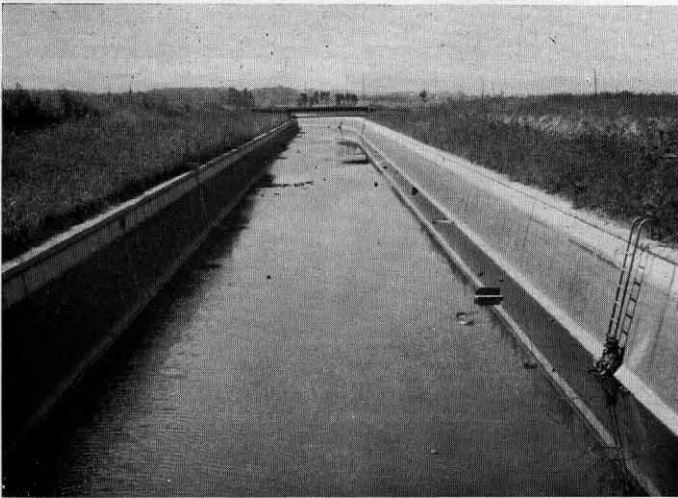
写真上 完成間近かの永源寺ダム  
左下 コンソリデインググラウト施工中  
右下 補助カーテングラウト施工中 (監査廊)

国営かんがい排水事業美唄かんがい排水地区

# 北海幹線用水路



北海幹線用水路（航空写真による）



昭和44年度施工



昭和37年度施工

水

と

土

目 次

☆グラビヤ☆

永源寺ダム  
北海幹線用水路

☆論 説☆

水田農業の改造

石 川 英 夫…… (1)

☆報 文☆

永源寺ダム基礎グラウトについて

近畿農政局愛知川農業水利事業所…… (9)

厚真ロックフィルダムの設計と施工結果

黒 木 健…… (23)

北海幹線通水能力調査報告  
(大流量水路の水理特性)

齋 藤 三 哲  
赤 池 勇 作…… (35)  
田 村 亮

サイフォン式取水工について

大 月 洋三郎  
沢 井 亮 治…… (43)  
宮 田 貞 生

☆講 座☆

有限要素法の利用 (II)

萩 原 靖 之…… (55)

☆会 告☆

…… (61)

☆編 集 後 記☆

…… (63)

No. 2

1970

October

# 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
- 3 1回原稿の長さは原則として図，写真，表を含め研究会原稿用紙（300字）65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300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。  
写真は白黒を原則とする。
- 7 文字は明確に書き，とくに数式や記号などのうち，大文字と小文字，ローマ字とギリシャ文字，下ツキ，上ツキ，などで区別のまぎらわしいものは鉛筆で注記しておくこと，  
たとえば  
C, K, O, P, S, U, V, W, X, Z の大文字と小文字  
O（オー）と0（ゼロ）                      a（エー）と $\alpha$ （アルファ）  
r（アール）と $r$ （ガンマー）              k（ケイ）と $\kappa$ （カッパ）  
w（ダブルユー）と $\omega$ （オメガ）        x（エックス）と $\chi$ （カイ）  
1（イチ）と $l$ （エル）                      g（ジー）と $q$ （キュー）  
E（イー）と $\epsilon$ （イプシロン）          v（ブイ）と $\nu$ （ウプシロン）  
など
- 8 分数式は2行ないし3行にとり余裕をもたせて書くこと  
数字は一マスに二つまでとすること
- 9 数表とそれをグラフにしたものとの併載はさけ，どちらかにすること
- 10 本文中に引用した文献は番号を付し，末尾に文献名，引用ページなどを記載すること
- 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。

# 水田農業の改造

石川英夫\*

## 目次

はじめに……………(1)	4. 農業生産力は停滞から荒廃へ……………(4)
1. 工業の世界的体質と農業のアジア的体質…(1)	5. 専業稲作農民による高位収穫田の追求…(5)
2. 水稻の湛水栽培は宿命的か……………(2)	6. 水利革命のあらまし……………(6)
3. 水田における水の役割……………(2)	7. 水田農業改造へ展望……………(7)

## はじめに

米の統廃が政策日程にのぼってきたこのごろは戦時・戦後の一時期のように、「このお天気では今年のお米の出来はさぞかし……」といった会話は、もはや都会人の間では、あまり聞かれなくなった。しかし、イタリア産「苦い米」ではないが、日本産「高い米」への疑問は、相つぐ消費者米価の大幅値上げ等をめぐって、国民の間にいちだんと強まることであろう。

この「高い米」への批判は、最近の生産者米価水準が準内地米輸入価格のほぼ二倍という水準に達したとき、米価の国際水準という視点から、あらためてもち出される論拠を与えられた。

準内地米の産地には、アメリカ等の先進国グループと韓国・台湾・中国等の開発途上国グループがある。これらいずれのグループの米価水準よりも格段に高いという事実のなかに、日本産「高い米」の国際的品格が浮かび上がってきたようである。

この米価問題の本質については「農業と非農業の生産性格差の表現」とか、「日本資本主義と農業のもつ構造的矛盾の反映」とか、「農村の“前近代性”を票田とせざるをえない保守政治の体質」とかさまざまに規定されている。

この小論では、米価問題の本質へ接近する一つの視角として、それを日本資本主義における工業の世界的体質と農業のアジア的体質との間に横たわる歴史的な矛盾としてとらえてみよう。この視角からすれば、当面の米価問題とは日本が地理的にアジアの東北角に位置しながらヨーロッパからは「もはや“極東”ではなくて“極西”である」といわれるほど資本主義的業工の特異な発展を達成したにもかかわらず、みずからの農業を依然としてアジア的体質の中に停滞させていることから生まれた農業問題であるといえよう。そして、この小論では、このような農業問題解決のカギを日本の水田農業のアジア的体質からの脱却に求め、その戦略的手段としていわゆる

「水利革命」（農業用水の完全制御）を提唱しようというのである。これは、同時に日本の主要農業地域における水田農業改造への基本的視点とされねばならないと考える。

## 1. 工業の世界的体質と農業のアジア的体質

日本資本主義の工業がますます世界的体質を強めている事実については、この小論で詳しく述べるまでもないであろう。工業に関しては、まずいわゆる「高度経済成長」の過程で、ソ連について世界第三位の生産水準に達したという事実（篠原三代平『産業構造論』）が認識されねばならない。

このような工業生産水準の躍進をささえた要因としては、第一に「空前」といわれる技術革新と、第二に農業部門からの「無尽蔵」ともいわれる豊富な労働力供給があげられている。

第一の技術革新についてみると、高度経済成長が先進諸国からのたえまなき技術導入によって支えられたことはいうまでもないが、今日工業技術者をして、「外国で開発された新しい生産設備で、日本にないものは一つもない」と断言させるほど、技術水準の先進国化が進んだ。さらに、今日の技術革新の主要な内容は「原材料革命」であるとされているが、それはもともと国内資源に乏しい日本の工業を資源的制約から解放するという結果をもたらした。この「原材料革命」が日本における工業生産水準の躍進（なかでも化学工業は世界第二位）に果たした役割は特に大きい。こうして、日本の工業はその技術水準においても、資源条件においても、先進国化への軌道をひたすらに歩んでいるのである。

このような工業の発展水準と、その生産方法においてアジア的体質を脱しえない農業の発展水準の間に、ますます大きな格差が広がってきたことは当然であろう。それは、たとえば、農業の非農業に対する比較生産性が29%（昭和41年度『農業白書』）というように数量的に表示しうるし、また、農業の国際比較として農業就業者当たり農業純生産額の対アメリカ比6%といった尺度によっ

\* 財団法人・農政調査委員会国内調査部長



ても表現されている。

そして、過去9年来のいわゆる「農基法農政」も「計量しうる経済効率」としての労働生産性を、行政のメリットに取り上げてきた。いうまでもなく、その効率はまったくかんばしいものではない。その最も有力な理由としては、現代の農業政策が農業生産活動の量的表示にすぎない経済効率の向上をあせりながら、その反面で農業生産方法の変革、すなわち農業生産諸要素の組替えという物的側面に関して有効な技術手段を提供しえないという貧しさにあるといえよう。そこには、農業というものが固有の資源ならびに自然条件に強く規制されて成立するものであるという基本的認識の忘却すら感じさせる。

日本における農業生産方法変革の課題とは、そのアジア的体質からの脱却にはかならない。そのアジア的体質とは、水稲単作に傾斜した零細家族経営の構造に基づいており、さらに、それは水田農業の支配的な生産方法として水稲の湛水栽培が行なわれてきたことに根ざしている。

したがって、そのアジア的体質を根本的に転換させようとするならば、まず旧来の生産方法そのものにメスが入れられねばならない。しかし、農業構造改善をはじめとする現代の農業政策は日本農業に数世紀このかた定着しているアジア的体質の転換に正面から取り組もうとせず、いたずらに耕作面積規模の拡大、生産性の向上、投資効率の向上といった量的指標のみに日本農業の近代化すなわち「西欧化」の行政メリットを追求しようとしており、その結果は所せん不毛に終わらざるをえない運命を内蔵しているといえよう。

## 2. 水稲の湛水栽培は宿命的か

ところで、日本農業のアジア的生産方法に接近するためには、まず水稲の植物体としての生理・生態を把握しておかねばならない。

「稲は他の大多数の栽培植物よりもはるかに多量の水を受け容れ、かつ利用する植物に属する」（プランケンブルグ『米』という「常識」があり、また、「世界で最も重要な穀物たる稲は、湛水の中で最も都合よく育つ」（コーブランド『米』）というのが「定説」とされている。このような常識や定説が水稲の栽培方法を湛水栽培と不可分に結びつけてきたのである。

これに対して、わが国における最近の試験研究では次のような結果が提出せられている。

「稲は他の作物に比べてとくに多くの水を必要とすると考えられている。しかし、稲の体1gを作るために必要な水の量を測ってみると、178~300gであって、大麦1g作るのに534g、大豆736g、粟316g、馬鈴薯636gに比べれば、必ずしも稲がとくに多くの水を必要とするとはいえない」（松尾孝嶺『水稲栽培の理論と実際』）。

ただし、この試験研究の結果には、「ただ稲は水分がきょくたんに不足した時、即ち早ばつを受けた時にいたみやすい反面、水を湛えた土の中でもよく育つので、ふつうは生育の安定のために、湛水して栽培が行われているのである」というただし書きがついている。これを逆に読み解いていくと、「水稲は、その成育のために水分が不可欠な出穂期前後の一カ月間位、最少限度に必要な用水を供給しうる装置をそなえた耕地に栽培すれば、必ずしもつねに湛水しておく必要はない」ということになる。もちろん、稲体形成の要水量のみをもって、水稲栽培と水との関係を速断することは許されない。しかし、重要なことは作物生理と農業工学の共同研究による旧来の常識の打破であろう。

日本を含むアジアの米作地帯において、耕地が水田と畑という二種類に区分された理由は、水稲という作物の栽培のために、水田という常時湛水しうる水がめのような耕地が必要とされてきたからである。このような古い固定観念が最近の農民による生産実践と農業技術試験研究によって揺り動かされつつあるというところに「農政調査委員会」（理事長東畑四郎氏）の研究グループはまず最初に眼をつけた。アジア・モンスーン地帯の農業、とくにその基幹作物である水稲の栽培を成り立たせる不可欠の条件は人工灌漑による用水補給である。この人工灌漑、すなわち人間による水の制御の技術ならびに装置が不完全な段階においては、常時湛水の可能な耕地、すなわち水田の開発・整備が不可欠の要件とされてきた。そして、アジア・モンスーン地帯に共通の湛水栽培が日本の水田農業をも貫くアジア的体質を形成してきたのである。というのは、湛水栽培の存在理由は、単に水稲の成育に生理的に必要な水分の供給の安定だけにあったのではない。

## 3. 水田における水の役割

湛水栽培における水のおもな役割は、第一に、肥料成分の天然供給である。人工灌漑に中国問題のなぞを解くカギを求めようとしたリヒトホーフエン、ワグナー、ウィットフォージェルらのヨーロッパの研究者たちは、流泥という形で揚子江等の大河川が運んでくる肥料成分が水稲の連作というヨーロッパの畑作農業では考えられない地方維持の様式を成立させる一つの要因であったと指摘している。もっとも、揚子江や黄河のような大河川を源にもたない日本では、灌漑水の肥料成分は中国ほどではないであろうが、まったく肥料を施さなくても、用水供給だけで年々ヘクタール当り1.5t程度の収量をあげることがすでに戦前の試験研究によって立証されている。この無肥料栽培試験結果については、水田土壌分解という水の副次的作用を考慮に入れなくてはならないであろう。また、化学肥料が発明されない時期においては、水

田肥料として野草を踏みこむ施肥方法(草肥)が行なわれていたが、水田にたたえられた水は「草肥」のような有機物質を分解して無機質の肥料成分とする作用も果たしていた。このように、水稲連作の水田農業においては、用水から天然供給されるわずかの肥料成分や、ヨーロッパ人が目を見はった人糞尿から魚粕、油粕を経て、最新段階の高度化成肥料に至るまで、地力維持を外部からの成分補給によってきた。これはヨーロッパの畑作農業における休閒や輪作といった地方維持方式とは異質の方式である。

第二には、雑草の制圧と防除という役割である。アジア・モンスーン地帯における農業は一面において「生育の旺盛な雑草との闘い」であるといわれている。アジアの稲作農民の知恵は「草の生える時期をうまくつかまえて、ある期間だけ水を深くして草をおさえ、そのあとは水を浅くして稲の生育が悪くならないようにする工夫」(松尾孝嶺『水稲栽培の理論と実際』)を生み出した。それでも年に数回、水田の中で終日腰をかがめての手取り除草作業は、労働集約的な稲作農民の労苦を象徴するものであった。特に水稲の連年の単作は水田特有の雑草の繁茂を促したが、それにもまして困難をきわめたのは畑作での除草であった。アジア・モンスーン地帯における土地利用の水田への傾斜と畑作の未発達の原因の一つは、この除草問題にあったのである。だから、最近における除草剤利用の急速な普及は、それだけで水田農業の大きな変革だといわれている。

第三には、苗の活着促進と初期成育の安定化である。水稲の移植栽培は耕地の高度利用(二毛作)、雑草に負けない均一的な成育をする健苗の育成、節水、収量の高位安定のために行なわれるものであるとされている。その移植苗の育成と活着には、用水の補給が必要であるとされてきた。だが、旧来の用水補給装置と慣行のもとでは、この移植作業の際には水系ごとに特定の田区に対する用水補給がいっせいに行なわれ、短期間に集約的な労働投下が必要とされる。そして、田植えこそが水稲栽培の労働集約的性格を象徴するものとされ、「個々の村落はおのおの農繁期に必要な労働力が持てるように、平常はまったく“余分”になるところの人間をも零細地片の経営者として村に定着させておく」必要(猪俣津南雄に『農村問題入門』)を生じた。水田農業のアジア的体質は、一つには田植えに代表されるような稲作労働の季節的な不均衡と、一つには労働力調達・確保のための強い村落結合に由来しているといわねばならない。そして、そのような緊迫した労働は、湛水栽培特有の不備な用水供給装置ならびに慣行によってもたらされたものである。現在においても、中核的な水田地帯で、個々の農民の都合がよいときに、1枚1枚の水田に水のかげ引きができるような用水設備の整っているところはわずかであ

り、田植時に部落の田区ごとに用排水兼用の水路を使って、いっせいに水が補給される。そのため、農村労働力の不足と賃金の高騰は稲作農民の経営に慢性的な危機となっておしよせている。これへの対応策としては、最近中核的な水田農業地帯に広まっている「集団栽培」のように、村落の話し合いで水稲の品種や作期等を協定するとともに、部落内外の労働力を組織的に調達するという方式もとられている。しかし、それは変化する稲作環境への防衛的対応にすぎない。そして根本的な解決策は耕種作業に対する水の規制から脱する方向に求められねばなるまい。たとえば、苗代様式が水苗代から畑苗代へと進歩するに伴ない、移植の際にそれほど多くの水が補給されなくても十分に活着できる苗がつくり出されていること、また、そのような苗を使って田植機・苗まき機の実用化、乾田直播、水稲の畑栽培等の技術革新はその端緒とみなしうるであろう。

第四の役割は、水田土壌のぼう軟化による碎土効果である。これまでの耕起・碎土・整地作業は、人力、畜力ならびに耕耘機によって行なわれてきた。だが、春の耕起・碎土の際、それまでに乾き、固まりきった水田土壌に対して、人力もしくは弱い原動力ではなかなか歯がたたない。そこで水田を小区画にし水を張って土壌をぼう軟にしたうえで、碎土・整地を行なったという伝統的な作業様式(代かき)が行なわれている。このように、水は水田土壌の物理的処理に欠くべからざる補助材としてきわめて重要な役割を担っているのである。

第五は、温度調節の作用である。農業生産の自然的基礎は植物体と土壌であり、その条件として、気候的諸因子があげられる(小池基之『日本農業と水田』)。だが農業技術の進歩が植物体(作物)や土壌(水を含む)の特性をかなりの程度まで人間の意志に従属させようになっても、気候条件だけは人為的コントロールの枠外におかれるであろうと考えられている。だが、気温の上昇が十分でない苗代期間においては、昼間は浅水、午後から夜間にかけては深水にすることによって、苗の生育に安全な温度を保つという方法が、水苗代という育苗様式のときに一般にとられていた。また、北海道のような寒地もしくは山間地では、冷害型気象の襲来に際して、本田に深水を張るという対抗策がとられる。さらに、最近では、以上のような寒地における保温効果にとどまらず水稲に高温障害の起きやすい暖地において18~20℃程度の低水温の用水を利用することによって、水温の上昇を防ぐという方法もとられている。

これらはいずれも、気候条件に対する部分的なコントロールの作用を、用水によって行なわせているということである。ただし、耐冷性品種等、不利な気候条件に対応しうる新品種の開発は、用水による温度調節作用の必要性を相当の程度に低めるであろう。



湛水栽培における水の役割として第六に注目しなければならないのは、土壌浸食の防止である。アジア・モンスーン地帯は、しばしば、夏に集中豪雨に見舞われ、洪水、耕地の流亡、冠水などの水害が発生する。これに対して、水田、特に傾斜地につくられた棚田の湛水力は、いわば貯水池の役割をもち、土壌浸食の防止、水害の軽減に大きな効果を発揮する。なおこれに関連して、夏の集中豪雨等のモンスーン地帯特有の気候条件と不可分の関係にあった湛水栽培が、水田のみならずそれを取りまく山林・原野の利用ならびに所有形態まで強く規制していることに触れておらず、それを取りまく山林・原野の利用ならびに所有形態まで強く規制していることに触れておかねばならない。これに関しては、とくに以下の4点を指摘しておく必要がある。

- (1) 水源としての山林・原野である。日本では灌漑期間中の降水量は水稻の生育にはしばしば不十分である。そこで、河川・湖沼・ため池等の取水源に集水するため、その背後に広大な面積の山林・原野が必要とされる。
- (2) 山林・原野の保水力は、集中豪雨による水田潰廃に対する防波堤の役割を果たしている。
- (3) 山林・原野は先にふれたとおり、化学肥料が利用される以前には、「草肥」のような肥料成分の補給源であった。
- (4) 自給自足の性格の強い湛水栽培の水田経営にとって、山林・原野は、燃料・建築用材・一部食料品等の補給源として役立てられた。

以上のように、山林・原野の伝統的な利用方法は、湛水栽培の水田経営は不可分の関係にあったのであって、わが国土の耕地率の低さも、このような山林・原野の役割によるところが大きかったのである。したがって、その利用と所有は、入会林野に象徴されるように、水利用と労働力確保を基底に形成された部落の管理・統制下におかれることになったのである。

#### 4. 農業生産力は停滞から荒廃へ

以上、湛水栽培における水の主要な役割を検討してみると、わが国の水田農業の生産方法がまったく湛水栽培を軸として組み立てられてきたことが明らかになるであろう。そして、「明治100年」を通ずる技術進歩も、湛水栽培の技術体系の枠外に出るものではなかったのである。たとえば、湛水栽培は輪作等の地力維持方法を基本的に排除するから、草肥や人糞尿が油粕、なたね粕から化学肥料（単肥）、さらに高度化成等に形を変えても、外部からの肥料成分の補給という特有の地力維持方式（栗原藤七郎『東洋の米、西洋の小麦』）は崩されなかった。また、除草剤の導入は、モンスーン地帯特有の手取り除草をなくしたが、この程度の技術革新では、湛水

のもつ雑草の防除の作用を、なお完全に排除するには至っていない。さらに、小区画の水田と零細経営形態に適合するように考案された小型機械では、砕土、整地の「代かき」作業にとどめを刺すことができなかった。乾田直播も、湛水による初期成育の安定や雑草防除に代わる有効な技術手段の開発が遅れているために、普及が足踏みしている。畜産振興のための放牧用草地の開発が政府のたび重なる号令にもかかわらず、あまり進展していない理由の一つは、湛水栽培を基底に形成された入会林野の複雑な権利関係の調整が困難であることにある。

そのほか、水田農業をめぐる提起されている技術問題や開発問題は、いずれも湛水栽培の上に築かれた壁にどこかで打ち当たり、そのような生産方法の限界内におしとどめられているといっても過言ではない。

ここで特に注目しなければならないのは、日本農業の「西欧化」をねらう「農基法農政」の二つの柱、すなわち水田農業の大型機械化と畜産化（大家畜飼養の定着）がいずれもはかばかしい成果を収めていないことである。まず大型機械化についてみると、トラクタ、コンバインなどヨーロッパ畑作農業の成果である大型農業機械は、零細家族経営の支配する日本農業においては、その作動規模や購入費用の点からもと導入に困難があった。そこで、農業構造改善事業では水田の圃場整理とセットに、それらを共同所有・共同利用の形態で導入することが試みられた。しかし、その試みをみると、第一にセットで行なわれた水田圃場整理が30a以上の水田大区画をつくり出しながら基幹的用排水・農道整備事業の徹底によって大型機械の運行が円滑に行なえるような基盤条件を造成した地区が少ないために稼働率の異常な低さを招いている。第二には、零細経営に適合するための耕運機を中核にした日本的機械化体系も、田植えや稲刈作業に手労働を残したままの跛行的体系にとどまっていた。ここに大型機械による一貫機械化体系（直播コンバイン体系）の導入を強行すれば、そこであげられる単位面積当り収量は、零細な農民経営の許容しうる減収量の二倍近くも低くなる（梶井功「基本法農政下の農業問題」）ために、大型機械化農法は日本の水田農業に定着しえないでいる。このような大型機械化、農業大規模化の行き悩みの技術的要因は、湛水栽培の強固な生存力にある。

つぎに、畜産化（大家畜飼養）については、もともとわが国の水田農業が役畜としての牛馬飼養と不十分にしか結合しておらず、用畜としての肉牛もしくは乳牛の濃密な飼養は排除される傾向にあったことが想起されねばならない。それは、水田農村特有の豊富な労働力に基づく役畜の駆逐、湛水状態の水田における役畜の完全利用への困難さ、水稻単作による飼料給源の狭さ等にもよるが、基本的には水田農業が地力維持の媒体として大家畜

飼養をあまり必要としなかったということであろう。そこで、耕運機の普及に伴い、わが国の水田農業は、急速に無畜農業に向かいつつある。そして、牛肉生産にとっては壊滅的な役肉の急減がもたらされ、さらに乳牛の飼養頭数ならびに牛乳生産量の順調な伸びも、たえず自給飼料給源の限界に打ち当たっている。このような大家畜濃密飼養の行き悩みも湛水栽培の蔽存にその理由を求めることができよう。

だが、日本農業の「西欧化」（機械化と畜産化）の行き悩みにもまして重大視しなければならないことは、湛水栽培のもとにおける水田農業の停滞と荒廃への兆候である。日本の稲作生産力は「明治100年」の間に、現在の東南アジア並みのヘクタール当り1.5tという水準から、全国平均で4t、中核水田地帯ではほぼ6t以上という水準にまで上昇してきた。このような収量水準はモンスーン地帯の水田農業の達成した最高の水準としてアジア諸国から注目されている。しかし、年々の気候条件によって多少の収量差を生じているとはいえ、ヘクタール当り7.5t（平均反収5石）の目標にどんでん中核水田地帯の稲作農民も、ヘクタール当り7.5tという収量がこれまでのごとく安定的には達成しがたい目標として強く意識されている。

日本の米のコスト高の要因については、農林省当局が戦後つぎつぎに農民に普及してきた増収技術が「一巡」して出つくしたと、急速な工業発展があまりに多くの労働力を水田農業から吸引したために「農業部門における供給構造の破壊」（宮崎義一「戦後日本の経済機構」）がもたらされた等、いろいろな指摘が行なわれている。

まず、後者、すなわち労働力吸引については、長年月にわたった日本の水田農業を支配してきた労働集約的な零細家族経営が大量の労働力を農村に堆積し、このように豊富な労働力給源の存在が工業の先進国水準への到達をささえたことが想起されねばならない。だが、今日、国民経済の工業化の中で労働集約的な湛水栽培の古い形態をそのままにしながら「安い米」の豊富な供給を期待しても、それは無理というものであろう。国民経済の急速な工業化の中であらわにされつつある零細経営の危機症状は、たとえば国民の食生活の高度化に伴って需要の強まっている畜産物等の供給を水田単位に傾斜した日本の農業が十分に果たしえず、農産物輸入の急増を招いている事態や、「都市化」の進展にしたがって高度になりつつある農民の生活水準を水田農業は若干の米価の引上げにもかかわらず十分にまかないきれず、「オール兼業化」へと急速に傾斜しつつあるという現象となって現われている。これらは、いずれもわが国の農業生産力が荒廃へと導かれる兆候を示しているのである。そして、このことは先に述べたように、日本の工業の世界的体質と農業のアジア的体質との矛盾から生み出されていると

いえよう。

つぎに前者、すなわち「小農技術の一巡」といわれる事態の本質は、行政の当局者として普及に移しうる新技術がほぼ出つくしたと考えているだけのことにある。現に水稲の単位面積当り収量の引上げをひたすらに追求している専業稲作農民の生産実践や、彼らの実践を土台に新しい技術体系を組み上げようとしているまじめな試験研究者の成果は日本の水田農業の明日を築くうえに、数多くの貴重な示唆を提供しているのである。

## 5. 専業稲作農民による高位収穫田の追求

まず、「米作日本一」受賞者たちに代表される先進的農民による増収の実践は、多くが高位収穫田の造成を志向している。その高位収穫田とはいかなる水田であろうか。たとえば、昭和24年から41年に至る「米作日本一」受賞者18人の水田の排水状態をみると、15人までが「良」と判定されており、「やや不良」は3人にすぎない。また、間断灌水を行なっているものは13人に達している（朝日農業賞事務局資料）。このような生産実践はすぐれた土壌をもった乾田の造成と水の制御に向けられていることが明らかであろう。ということは、水に関する限り、今日では用水の確保より、適切な排水を含む水管理が、増収のカギとされていることを意味する。もともと日本の湛水栽培は、一般にアジア・モンスーン地帯の熱帯圏のように、水びたしの稲の穂首に舟をこぎつけて刈り取るといった極端な湛水栽培のもとで行なわれるものではなく、また、水田の水を浅くしたり、ときには落水することによって酸素を水稲の根に供給する「中干し」法が有効な増収技術であることも早くから発見されていた（飯沼二郎『農業革命論』）。さらに、明治政府が、馬耕を可能にするほどの乾田化を奨励したのに伴って暗渠排水という農業土木工法も早くから実施に移されていた。しかし、それらの水管理は、いずれも湛水栽培の体系下において、春秋の農作業を効率的に行なう上であまりに多くの地表水を排除するための技術にとどまり、湛水栽培と基本的に矛盾するものではなかった。それが戦後に普及された間断灌水になると、排水を含め、水稲の生育を健全にするための水の制御という性格を強めてくる。

そして、間断灌水のような水管理は、乾田化された水田においてはじめて有効に行なえるのであるが、最近の試験研究は透水性のすぐれた乾田が、地表水にとどまらず、地下水の適切な管理を行なうことによって、はじめて造成しうることを明らかにしつつある。すなわち「適切な透水性の付与と地下水位の調整によって、水田下層土壌は湛水状態にくらべてかなり『酸化的』となり、根の活力が維持されて、現在多収化へのもっとも重要な阻害条件とされている稔実不良化を克服することができると」という確認（農林省東北農業試験場資料）である。

そして、水稻の根の回りの水分を80%にまで下げるような排水が行なわれることが機械化栽培に適した「直立型」の稲をつくり出す技術と認められてきた（本谷耕一『稲作多収の基礎条件』）のである。

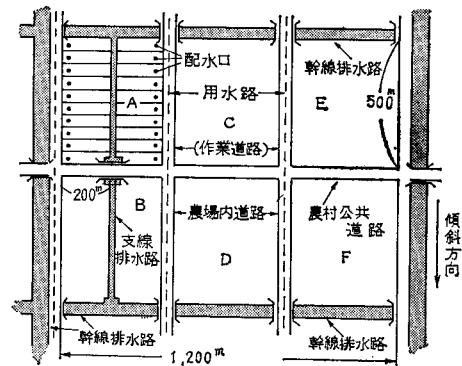
ところで、そのように理想的な水田はこれまで「米作日本一」の高位収獲田のように、10 a, 20 a 程度の単位で各地に散見されるにすぎなかった。しかし、最近になって高位収獲田の資格をそなえた水田を広面積にわたって造成しようという試みがあちこちの土地改良事業の中で実施に移されはじめた。

たとえば、利根川下流域の新利根開拓農協（茨城県稲敷郡東村）の共同農場の水田 15 ha には 2.4 ha ごとに最深 2 m の明渠が掘りめぐらされ、深さ 1 m の弾丸暗渠も施行されて乾田となり、裏作牧草の多収が可能となって、乳牛の濃密飼養が実現されている。また、千葉県佐原市香北地区（2,400 ha）は、かつて舟を使って稲作が行なわれていたほどの湿田地帯だったが、ここでは最近排水事業とともに 50 a 区画の圃場整備が実施された。この事業では用・排水路は完全に分離され、用水の供給は地下パイプラインを通ずる圧送方式により、一枚一枚の圃場に、そのコックが設けられている。このパイプラインを通じて送られてくる北利根川の水は夏でも 18~20°C の低温で水稻の高温障害防止に役立っている。また、農作業のスピード化のために県道並みの農道がつけられた等々である（玉城哲・永田恵十郎「水田の基盤整備」、『日本の農業』No. 56）。

## 6. 水利革命のあらまし

農政調査委員会の研究グループは、これら農民の個人的もしくは集団的実践の方向を試験研究の延長線上に結び合わせ、かりに「水利革命」と名づけている水田農業改造（農業用水の完全制御）の戦略について、一つのデッサンを描きあげた。その骨子は、

- (1) 用水の適期・適量供給可能な農業用水体系の整備
- (2) 排水が適期に、かつ短時間に行なえるような排水体系の完備、排水は地表水のみならず、地下水の適切な排除（地下水位の制御）をも行なえるようにし、また用・排水体系は完全に分離する。
- (3) 圃場の徹底的整備（圃場区画形状の再整備、農場内道路ならびに農村公共道路の再整備、用水の透水性を高めるための土壌改良）
- (4) 集団圃場制をとる農場体制の創出（湛水栽培のもとでの分散錯圃制の解消、村落再編成の基礎となる新しい生産形態の創出）
- (5) 以上の施設を総合して水利コントロール・ユニット（120 ha の農場を4ないし6単位統合）をつくり、さらに数ユニットごとに農業開発拠点（コントロール・センター）をつくる。



(注)

- |                  |              |
|------------------|--------------|
| ① 1農場 120ヘクタール   | 併用方式         |
| 1圃区 20ヘクタール      | 頭首工—水路       |
| 1耕区 1ヘクタール       | 地下水          |
| ② 幹線道路幅員 7m+50cm | 循環灌漑         |
| 支線道路幅員 4m+50cm   | ④ 排水 幹線排水路深さ |
| 道路比 70m/ヘクタール    | 2.0m以上       |
| ③ 用水 支線道路沿いにパイ   | 支線 // 1.5m以上 |
| ピング用水給水方式        | 末線 // 1.2m以上 |

(説明) 幹線排水路で取りかこまれた120ヘクタールの耕地の中を、農村公共道路と農場内道路がたてよこに走っている。そして1ヘクタールごとに区画された水田の1枚1枚には、地下パイプを通してきた用水の噴き出す配水口がそなえられ、水田2枚ごとに1本の末端排水路がつけられている。これによって用水と排水が短時間にコントロールできる。

付図 水利革命の水田設計

という5点である。（付図参照）

以上のような水の完全な制御が「水利革命」といわれる経済的な根拠は、農業用水がこれまでのような「自然から無料のもらい水」ではなくなり、上水道や工業用水のように、「有料の水」に変わることである。

わが国で農業用水が無料であったわけは、雨量に割合と恵まれているばかりでなく、山から海岸にかけているの方角にかなりの傾斜をもっているというアジア大陸の大平野とは異なった地形によるところが大きかった。この傾斜に沿って、自然に流れてくる水をせきとめたり、池にためたりするといったことはあったが、これまでの農業水利の基本的な形は、上流から下流へという自然の流れを変えることなく用水を水田に導き入れ、不用となった水を流し去るということであった。

そして、そのための最小限の施設——堤防、せき、ため池、水路、揚・排水機場等——は農民みずからの投資によってつくり、村落の取決めに従ってそれが利用されるという形が基本とされてきた。もっとも、個々の農民では負担しきれない広い地域にまたがる大規模な施設については国や県や市町村の財政から補助が行なわれてきた。だが、水そのものが「無料のもらい水」とみなされてきたことには変わりがなかった。ここ数百年来の慣行水利権が今日に至るまで無きずに温存される根拠があったのである。

しかし、われわれの提唱する水の完全制御、つまり「水利革命」とは、このような水の自然の流れを根本的

に改めて、「無料の水」を「有料の水」に変えることを意味する。つまり「水利革命」が行なわれた暁には、いくら雨が降っても水田を畑に近い状態においておいた方が好都合の時期には大規模な貯水池で水の流れを完全にとめてしまったり、水田の地下水さえも、暗渠やポンプでしぼり出すことも行なわれるようになる。

その半面、出穂期前後、水稻が最も水を必要とする時期には、広い水田にできるだけ短時間に水を補給できる施設も必要になる。このため流す水に人工で圧力を加え、一枚一枚の水田にはりめぐらされた給水パイプの中を走らせたり、水の足りないところでは、いったん水田で使った水を排水路からくみ上げ再び上流に圧送し、用水として再使用するという「循環灌漑」の方法もとらねばならない。

このような水の使い方は、「自然の流れに従う」というこれまでの農業用水とは基本的考えがまったく違ってくる。水の完全制御、すなわち、「水利革命」とは極端に言えば「自然の流れに逆らった水の使い方」に進むことであり、慣行水利権の根本的変革へと連なる。水の流れを人間の意志に完全に従わせるためには、これまでの施設よりはるかに高度の用・排水施設が必要とされる。

だが、それだけではない。たえず水の流れを変化させる人間の労働が必要となってくる。たとえば、貯水池のせきを必要に従って開閉したり、用水圧送や排水のポンプを機敏に運転したりするという労働である。このような労働によって供給された水は、もはや「天からのもらい水」ではなくなるであろう。

したがって、これを使う農民の側でも、従来のように水利施設費の負担金を支払うだけではすまなくなり、使った量に応じて水そのものの代金を支払わねばならなくなる。つまり、これまでのような「10a 当りいくら」といった施設維持管理費の支払法ではなく、用水パイプの口に上水道に使われているようなメーターをそなえつけ水道料金のように用水代金を支払うというやり方がとられねばならなくなるであろう。

こうして「無料の水」が「有料の水」へと変化したとき、水田農業は単位面積当りいっそう多くの収益を追求しないわけにはいなくなる。そして「水利革命」による水田農業の改造は、そのような高い収益を保証する有力な技術条件となるのである。

## 7. 水田農業改造への展望

最後にこのような「水利革命」が水田農業の改造に対して提起するいくつかの展望をあげておこう(付表参照)

第一の展望は、「水利革命」が農業生産の基礎として自然から与えられた土壌(水を含む)を水稻等の作物に最も適するように人間が完全に制御するということから提起される。このような制御は湛水栽培のもとでは不完

全にしか行なわれなかったものである。その完全制御のもとにおかれた水田とは「土壌水分を人間が完全にコントロールできる耕地」にはかならない。つまり、湛水栽培のもとで設けられた水田と畑という耕地の区分は「水利革命」によって消滅するであろう。そして、このような「新しい耕地」こそが日本農業のアジアの体質からの脱脚のシンボルとなるのである。

第二の展望は、こうして造成された「畑状態の水田」では、大型機械による一貫作業体系が初めて完成され、この体系を基礎にもつ農場体制が成立可能になるということである。大型機械で装備された能率的な農場単位を形成しえない小規模農家は、地縁的に共同して農場をつくらぬかぎり、経営間の競争に耐えられなくなり、農業生産から離脱せざるをえなくなるのであるこのような完全競争を押えてきた旧来の村落体制は「水利革命」によって急速に崩壊に向かうことが展望される。

第三の展望は、「畑状態」に近い水田では地力の消耗が急速に起こり、牧草を輪作に取り入れたり、大家畜の濃密飼養から生みだされる大量の堆厩肥の施用によって地力補給の必要が生ずるということである。これは「水利革命」によって初めて湛水栽培が行なわれてきたために、日本農業から排除されていた大家畜の濃密飼養と耕種農業との有機的結合の可能性が開かれることを意味する。なお、これに関連して、山林・原野の草地化による子牛育成基地の設定ならびに搾乳・肥育の大規模経営形態のために、創意に満ちた施設の設計が必要になろう。

第四の展望は、水稻の単位面積当り収量の飛躍的な上昇である。「水利革命」前期の最終目標としては1ha 当り10t という目標が妥当であろう。1ha 当り10t はかつて「米作日本一」受賞者のいく人かが現実にあげている収量であり、「水利革命」によってそのような高位収穫田が相当面積にわたって造出されたならば、その平均収量目標は、比較的短い期間に到達可能であろう。なお、「水利革命」後期、すなわち今世紀末というやや遠いところに目標を設定すれば、1ha 当り20t という収量も原子力の農業利用等によって必ずしも到達不可能とはいえないであろう。さらに、このような高収量の達成の可能性は土地利用区分や優良な耕地の確保等に関し、農業側から非農業側に対して積極的な提案を可能にする根拠となるものである。この展望は農業における地価問題が重大化しているおりから、たいせつな意味をもってくるであろう。

第五の展望は、広大な水田がいわゆる「限界外」に押し出される可能性である。かりに20年後における米の消費需要を1,000万t 強と押え、このころ1ha 当り10t の収量があげられていれば、現在340万ha ある水田は、100万ha 余りで足りることとなり、残り240万ha については、相当部分が都市化の進展で潰廃を予想されるは

付表 水利革命と農業革命の展望

主要項目		発展段階パターン	灌 水 段 階	水利不完全制御段階 (現 状)	水利完全制御段階	
					前 期	後 期
水利管理・土地利用	水 利 用		治水・用水確保(常時灌水・一部中干し)、用・排水未分離	用水確保(間断灌水)、地表水排除、一部用・排水分離	地表水・地下水のコントロール、用・排水分離コントロール	同左(広域中央集管理)
	地力再生産方式		灌水による消極的保持(刈数〜堆肥)	堆肥肥〜化学肥料	輪作・堆肥肥・化学肥料	合成有機質肥料・土壌改良剤等
	地下水位		(-) 0~20cm	(-) 20~50cm	(-) 50~100cm	(-) 100cm 以上
	水温		保温の利用	保温の利用	保温・冷却両面利用	同 左
	作付体系		禾本科単作型連作	禾本科2毛作型連作(裏作導入)	禾本科・牧草・飼料作物・園芸作物輪作	?
稲作部門	収量(ヘクタール当り)		2~3トン	4~6トン	6~9トン	10~20トン
	品種の特性		低感度特性品種	移行型特性品種(特定感度の向上—耐肥・耐病性)	高感度特性品種(総合的感度の向上—対温度・対光線・対肥・地力・対用水)	超高感度特性品種(特に対光エネルギー感度)
	栽培方式		移植・水苗代・大型苗	移植・保護苗代〜畑苗代・幼苗化	乾田直播	乾田直播
	作業体系		手耕〜畜耕、極浅耕(10cm以下)、流水利用による砕土・均平	畜耕〜小型動力機耕、浅耕(10~14cm)流水利用による砕土・均平	中型機〜大型機耕、深耕(20cm前後)、代かきなし	大型機耕(オートメーション操作)、深耕(20cm以上)
	除草防除		手と足と水ほとんど無防除	人力除草機〜化学除草剤無防除〜化学防除剤の部分的利用	化学防除剤の全面的利用	代かきなし生態的除草生態的防除
	収穫貯蔵		手刈 自然乾燥 玄米袋装貯蔵	手刈〜刈取機 自然乾燥〜一部人工乾燥 同 左	小・中型コンバイン 人工乾燥 モミ・サイロ貯蔵	大型コンバインその他 人工乾燥 同 左
大家畜部門	肉 牛		役利用・採肥利用・肥育(個別零細生産・育成・肥育)	役利用減滅、採肥利用・肥育残存(無畜農業化)、一部「夏山多里」方式	牧場生産(夏期放牧・冬期預託方式)	牧場生産(周年一貫放牧方式)
	乳 牛		搾乳専業型(都市近郊立地)一部畑作地帯に農民型酪農	混在 ①搾乳専業型(都市近郊立地) ②農民型(畑作地帯・水田地帯複合経営) ③中間型	分 化 ①搾乳専業大経営(農業地帯立地) ②飼料専作経営(水田輪作・裏作) ③育成放牧場	分 化 ①搾乳専業大経営(農業地帯立地) ②飼料専作経営(主として水田輪作) ③育成放牧場
技術能力	パ タ ー ン		①個人完結型 ②地域閉鎖型 ③伝承的画一型	①個人完結型 ②地域平準型 ③官僚的画一型	①職能分業型 ②地域特性確立型 ③自主的開発型	集団計画型
	技 術 形 成		経験の伝承	官制技術の普及浸透	農業者による組織的創造	?
農場おのよ形び態	農 場		分散集団体制 密居集落(生産の場と生活の場の混在)	同 左 同左(ごく一部で生産の場と生活の場が分離開始)	耕地統合の農場体制 新しい集居形態の創出と生産・生活の場の完全分離	? ?

か、水稻以外の作物への作付転換もしくは植林など、国土保全のための措置と限界外地の農民の転職促進が考えられなくてはならないであろう。

第六の展望は、「水利革命」の対象とされる水田が地域的にかなり集約されるのであろうということである。研究グループの推計では、中核地帯の水田で「水利革命」の対象とされるのは傾斜度100分の1以下で、一団地規模100ha以上のところ94.8万haにかぎられる。この面積は、先に推計した米の国内自給に必要な100万haという面積にはほぼ一致する。

第七の展望は「水利革命」に必要な土地改良投資額はヘクタール当り250万円と見積られるから、その100万ha分は2兆5,000億円、これに基幹施設への投資所要額2兆円を加えると4兆5,000億円が「水利革命」に必要な総投資格となる。これは、先にみたような高位収穫田をつくり上げるために、稲作専業農民が営々と投下し

てきた個人投資を、社会の負担に移すということである。その金額は、第三次防衛計画の2兆4,300億円、道路5か年計画の6兆6,000億円などに比べて、高いものか安いもの。その政策選択は、日本経済運営の中核部によって行なわれるのであろう。しかし日本の水田農業は、それ自体の発展の法則性に従った「水利革命」のような画期的な改造手段によってアジアの体質を抜き去り、先進国にふさわしい形態につくり変えられないかぎり、「野たれ死」の運命をまぬがれないであろう。そして日本の主要な農業地域は、経済成長の中において経済的に地盤沈下し、永久に陥没の運命をまぬがれないであろう。この運命を甘受することをいさぎよしとしないならば、主要農業地域の生産担当層を中心として、正しい戦略に基づいた水田農業改造への提案と、そのための財政的諸要求が日本経済運営の中核部に対して、強くもち出されねばならないと思う。

# 永源寺ダム基礎グラウトについて

近畿農政局愛知川農業水利事業所

## 目次

- |                                       |  |
|---------------------------------------|--|
| 1. まえがき..... (1)                      | 5. カーテングラウト仕様書..... (17)                         |
| 2. コンソリデーションおよびコンタクト<br>グラウト..... (1) | 6. コンソリデーショングラウトにおける<br>ボーリング単価積算例について..... (19) |
| 3. カーテングラウト工..... (14)                | 7. あとがき..... (22)                                |
| 4. リムグラウト工..... (17)                  |  |

## 1. まえがき

永源寺ダムは、愛知川土地改良事業の水源施設として、滋賀県湖東地域すなわち愛知川沿岸約 7,800 ha をかんがいすべく、鈴鹿山系の山間部より近江平野への移行部に建設中である。

本ダムは、地形の関係上、重力式コンクリートダムと右岸側地山に挿入されたコンクリート止水壁との間をロックフィルダムで接合する複合ダムであり、その諸元は表-1のとおりである。

ダムサイトの基盤は中生代白亜期後期の生成といわれる花崗岩よりなり、とくに右岸取付部においては厚さ20 m 前後の段丘堆積物（主として砂礫層とシルト層から成る）が発達している。

基盤である花崗岩にはたがいに斜交する比較的顕著な節理帯が発達し、その走向は EW 性のものと N 10°~20°E 性のものがあって傾斜はほぼ垂直である。また、断層については比較的顕著な断層が数帯あり、その方向も節理帯と同様2方向性をもつが、傾斜は下流側（N方向）へ50°~85°であり、断層帯の幅は一般に0.5~10 m であり、粘土帯の幅は0.1~2 m である。なお、節理面に発達する変質帯の粘土の厚さは1~10 cm 程度であ

表-1 永源寺ダム諸元

河川名	淀川水系愛知川
ダムの名称	永源寺ダム
位置	滋賀県神崎郡永源寺町
型式	直線重力式コンクリートダム (右岸側コンクリート) (コア挿入の土石ダム)
堤頂標高	非越流部 { 重力部 EL. 273.00 m { 土石部 EL. 274.00 m 越流部 EL. 262.70 m
基礎地盤標高	EL. 205.00 m
基礎地盤地質	花崗岩
内外斜傾	重力部 { 上流側 1:0.1   土石部 1:2 { 下流側 1:0.8
堤高	非越流部 68.0 m
堤長	287.7 m { 重力部 271.45 m { 土石部 119.85 m 止水壁を含む
堤体積	コンクリート 280,000 m <sup>3</sup> 盛土 19,000 m <sup>3</sup>
貯水量	総貯水量 22,741,000 m <sup>3</sup> 有効貯水量 21,984,000 m <sup>3</sup>
流域面積	131.5 km <sup>2</sup>
計画最大洪水量	重力部 1,530 m <sup>3</sup> /sec   フィル部 1,840 m <sup>3</sup> /sec
満水位標高	EL. 270.00 m
計画洪水位標高	AL. 270.95 m (異常時)
余裕高	3.0 m 異常時 2.0 m
余水吐構造	テンターゲート 4門
取水構造	表面取水 3段ローラーゲート
計画最大取水量	15.1 m <sup>3</sup> /sec

る。

昭和44年度末現在ダムの進捗状況は全体コンクリート量 385,000 m<sup>3</sup> のうち、すでに 360,000 m<sup>3</sup> が打設済みである。基礎グラウト工事は、コンソリデーショングラウトについては5~19ブロック間は施工済みであり、カーテングラウトについては、同じく5~19ブロック間のうち堤外仮排水路の関係で15~16ブロックを除き完了している。

今回は特にコンソリデーションとカーテングラウトの実績について報告したい。

## 2. コンソリデーションおよびコンタクトグラウト

### 1) 計画

基礎岩盤の地耐力およびせん断力の増大を計るためコ

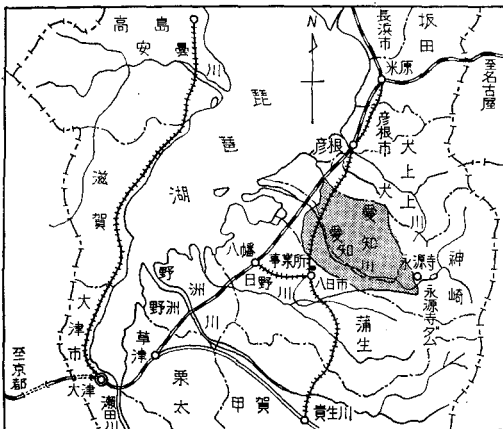


図-1 永源寺ダム位置図



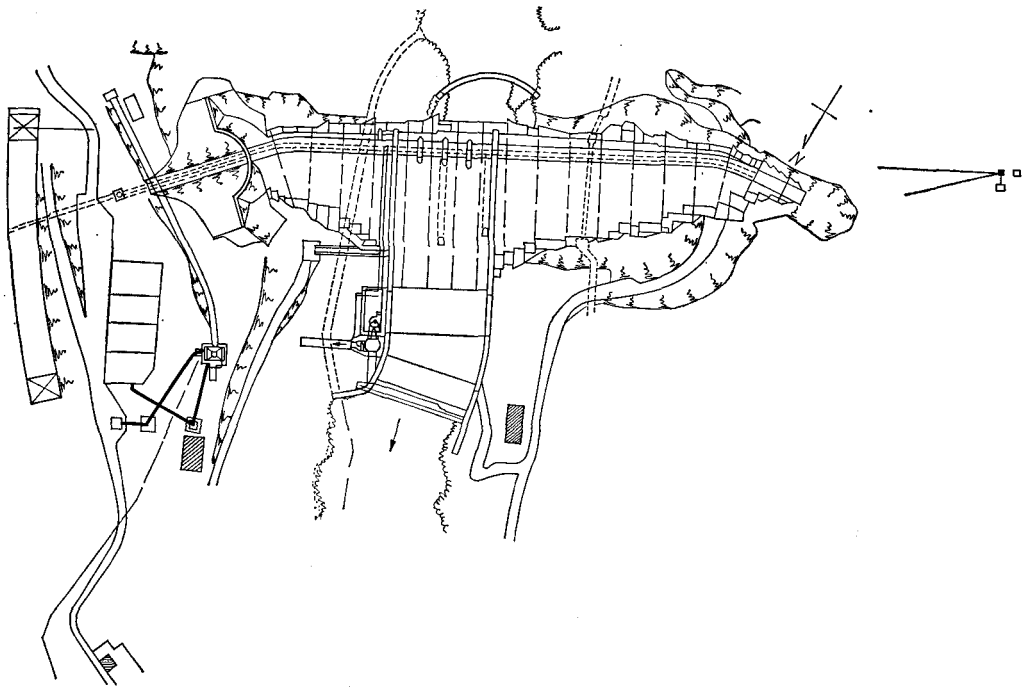


図-2 平面図

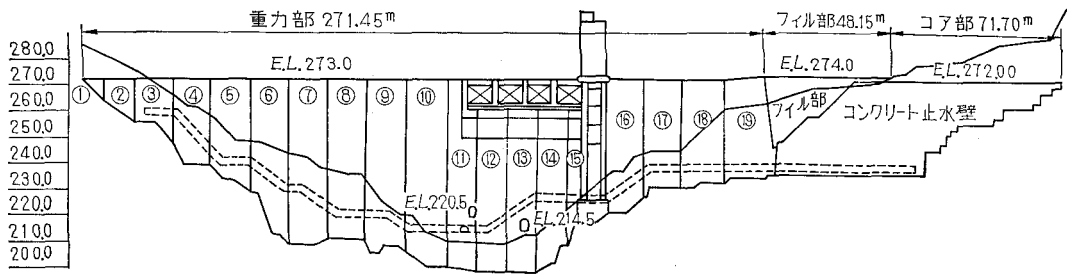


図-3 永源寺ダム縦断面図

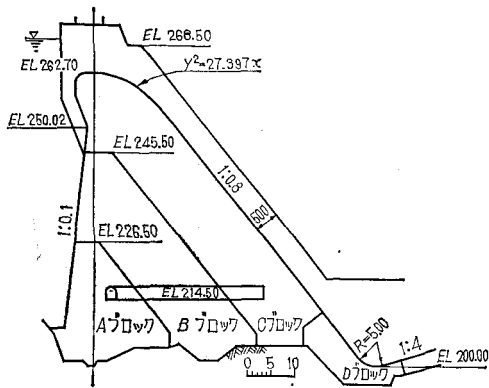


図-4 永源寺ダム図

コンソリデーショングラウトを行なった。岩盤がもつ強度上の欠陥をグラウトにより強化するもので、岩質によっては全堤敷にわたり施工しなくとも欠陥箇所を重点的に

施工すればよい場合もあるが、永源寺ダムにおいては基礎調査の結果および岩盤検査により、基礎全面にわたりコンソリデーショングラウトを施工することになった。

また、兩岸の急勾配部分および断層処理部についてはコンクリートの収縮によって、堤体コンクリートと岩盤との間にすき間を生じるおそれがあるので、このような部分にコンタクトグラウトをあわせ施工することとした。

(a) 深度および間隔

岩盤改良試験の結果と岩盤検査の指示に従い、コンソリデーショングラウトは深さ 10m で、3m 方眼を基準型とし、断層帯および節理の顕著な所は適宜間隔をつめる。また、岩盤急傾斜部では一部孔深を 15m とし掘削面より大体 10m の範囲で岩盤が改良されるようにした。

(b) 注入圧力およびステップ長

小断層および破碎帯処理箇所にもコンタクトグラウト

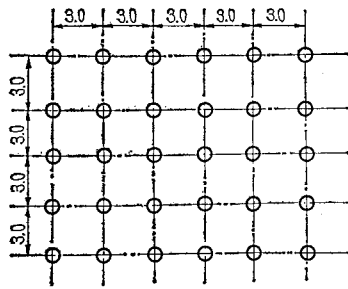


図-5 コンソリデーション配置図

を行なう必要があったが、その数が比較的多いのでコンソリデーションとコンタクトグラウトを兼用する方法をとり、第1ステップをコンタクトグラウトにあて、第2ステップをコンソリデーショングラウトとして施工するステージ工法を採用した。また、両者を兼ねないコンソリデーショングラウトは、できるだけ第1ステップを短かく、低圧注入し、第2ステップを高圧で注入すれば、よりいっそうの改良効果が得られると判断した。

注入圧力は第1ステップを  $3 \text{ kg/cm}^2$ 、第2ステップを  $6 \text{ kg/cm}^2$  とし、ステップ長が長くなっても同一圧力とした。

表-2 ステップ別孔深長

区分	孔長 ステップ名	10m孔		15m孔	
		第1ステップ	第2ステップ	第1ステップ	第2ステップ
コンソリデーショングラウト		2 m	8 m	4 m	11m
キイ処理箇所 コンタクトグラウト兼用		4	6	5	10

## (2) 施工方法

昭和40年2月コンソリデーショングラウトの試験工事を施工し、効果的な施工法を充分検討した。また、コンクリート打設前に施工することが理想であるが、永源寺ダムは打設方式が傾斜継目であり、上流ブロックを先行させるため、グラウトの施工をブロック単位で行なう場合、工程上に無理がある。また、セメントミルク漏洩防止のため岩盤のコーキングがむずかしく、グラウト後の岩盤清掃に手間どるため、現在施工済みのうち、5~16ブロックの大半についてはコンクリートを4~5リフト打設してから施工した。しかし、17~19ブロックについては、右岸止水壁部分との接合構造が未決定のため仕上げ掘削を残していたので、この掘削岩盤をバルクヘッドとして打設前にコンソリデーショングラウトを施工した。施工間隔は3mであるが、まず、6m格子でボーリンググラウトを行ない、その結果をみて中間をつめる方法をとった。岩盤内のシームや割れ目に介在する不透水性の挟雑物およびボーリング中のスライムは完全に洗

い出し、また隣接孔に連絡した場合は、排出される水の濁りがなくなるまで充分洗浄した。使用セメントは高炉セメントB種とし、濃度はセメント水重量比1:10, 1:6, 1:4, 1:2.5および1:1の5種で注入量、圧力変化を考慮しながら切替えを行ないつつ注入した。

## (3) ボーリング

削孔はワゴンドリルおよびコアボーリング機を併用した。ワゴンドリルによる削孔は非常に経済的であるが、岩盤部は掘進中、孔壁が崩壊するおそれがあり、削孔中のスライムが岩盤の亀裂をふさいでグラウトを阻害する欠点があるので永源寺ダムではコンクリート部分の着岩面から1m付近までをワゴンドリルにより削孔しそれ以下は岩盤部分を含めてコアボーリング機に切替えた。

ワゴンドリルは、ビットの径を65mm, 59mm, 55mmを3段に使用したが、ワゴンドリルで削孔した孔を引続きコアボーリングするときは孔径が大きいためφ46mm用ロッド(φ40.5mm)の振動が大きいうえ、ワゴンドリルの場合は孔曲りを起こしていることが多いためにダイヤモンドビットの損耗が普通の場合よりやや大きく、また振動のため回転数をあげればビットの損耗をいっそう大きくするので、掘進速度も減少する傾向がある。とくに孔深の大きいほどその影響もまた大きい。

ワゴンドリルによる削孔を着岩面上1m付近にとどめたのは、ワゴンドリルで削孔した孔壁は粗雑となり、グラウト時のゴムパッカをセットしたとき漏水のおそれがあり、さらに、着岩面に対するコンタクトグラウト効果を期待してこの部分はコアボーリング機により削孔したものである。なお、削孔の施工計画は、各ブロックごとにとて、堤体コンクリート打設の工程に支障のないよう施工機械の台数を決定した。ボーリング予定ブロックはコンクリート打設後4日以上経過してから削孔に着手することとした。しかし、打設工程上やむを得ないときは、予定リフトの打設の際、削孔位置にφ4"の鋼管をあらかじめ埋設し、中2日で削孔したのものもある。また、第1ステップ注入後24時間以上経過し、セメントミルクの硬化をまって第2ステップの削孔を開始した。ボーリング状況報告書を各孔、各ステップごとにつくり、グラウト作業の資料とした。

### (a) 使用機械

ボーリング機械の使用台数はブロックの大きさによって多少異なるが、標準ブロック(270m<sup>2</sup>)でコアボーリング機を5台とし、常時1台を予備として配置した。

### (b) 削孔径

ワゴンドリルのビットはφ65mm~55mm、コアボーリング機によるグラウト孔はφ46mmで施工した。また、一般にはあまり使用されていないが経済性を考え、試験的に一部第2ステップをφ36mmで施工したが、この場合ロッド径がφ33.5mmと細く、振動が大きくな

表-3 ボーリング機械一覧表

機 種	型 式	台 数	性 能
ワゴンドリル	MW-8	2	掘進能力 15 m, ドリフター TM 400 空気消費量 6.2 m <sup>3</sup> /min 全高 4.12 m, 全長 290 m, 全巾 1.98 m, タイヤ三輪, 重量 680 kg
ボーリングマシン	UD-5	4	掘進能力 100 m, 回転数 250, 500, 1,000 RPM ストローク 300 mm, ロッド径 40.5 mm 電動機 7.5 HP
"	OP-1	2	掘進能力 150 m, 回転数 250, 500, 1,000 RPM ストローク 400 mm, ロッド径 40.5 mm, 電動機 7.5 HP
"	PE-4	1	掘進能力 100 m 回転数 250, 500, 1,000 RPM ストローク 400 mm, ロッド径 40.5 mm, 電動機 7.5 HP
" (官貸)	D-2	1	掘進能力 200 m, 回転数 160, 300, 1,000 RPM ストローク 400 mm, ロッド径 40.5 mm, 電動機 7.5 HP
コンプレッサー		2	100 HP

り、ダイヤモンドの消耗も大きく、かつ掘削速度も減少し、φ46 mm と比べ、多少割高になる傾向があった。そのうえ永源寺ダム基盤のように岩盤の亀裂が小さく注入量の少ないところでは、影響範囲が狭まると孔間隔を定める必要があるため、削孔径は φ46 mm で統一した。

(c) 使用ビット

ビットはメタルクラウンおよびダイヤモンドを使用した。基盤は花崗岩で硬岩に属するもので岩盤の亀裂も比較的多く、コンクリート打設の工程上かぎられた工期内での施工が必要となるため、ダイヤモンドの使用を多くしている。このような現場では熟練したボーリング工が要求される。すなわち、岩質に適合したビットの選定、リセット時期の判定などの適否が工期および工費におよぼす影響が非常に大きい。永源寺ダムでも当初リセットの時期のまちがいからダイヤモンドの消耗が大きすぎたため、その後、他ダム事例や実績調査のうえ、サーフェスビット (φ46 mm 12 カラット) は掘進 17 m で 30% 消耗、インプリビット (φ46 mm 12 カラット) は 35 m で 90% 消耗、またリーミングシェル (φ46 mm 5 カラット) は 80 m で 40% と修正した。

ダム工事は当初から熟練したボーリング工を多数あつめることはむずかしいので、ボーリング工の経験年数にあわせてダイヤモンドの消耗を漸次減ずるよう積算するとともに、現地に指導すれば経済的なボーリング工事が施工できると考えられる。しかし、一般にはボーリング工を同一現場に勤続させることはむずかしい問題である。とくに、永源寺ダムのように、池敷内水没補償問題で工事が変則的でしかも中断期間があったために、理想的なダイヤモンドの使用には至らなかったように思われる。

(4) グラウト

コンクリートを打設してからグラウトを行なう場合

は、堤体コンクリートを動かすおそれがあるので、透水テストおよび注入のときは、透水量、ミルク注入量、圧力にたえず注意をはらい、50 l/min/10 m 以上の注入量がある場合は注入圧力を 3 kg/cm<sup>2</sup> 以下に限定し、注入量の減少にともない規定圧力に上げることにしたが、永源寺ダムでは他ダムに比べ注入量が比較的少ないのでこのような事故は起きなかった。

(a) 注入前透水テスト

削孔が完了した孔は 1 時間程度圧力水または圧縮空気て洗浄を行ない、注入区間の上端にバッカーをセットし、透水テストにより透水量を測定する。もし、透水量に変動ある場合は一定量になるまで継続し、その間の圧力、透水量、また、他孔に連絡する場合は、その時間的關係、連絡して清水になるまでの時間、漏洩地点とその量および排出された水やスライムの色など時間的経過をできるだけ詳細に記録するようにつとめた。漏洩地点を確認するため、フロレッセンナトリウム (染料) を使用した。なお、注入方式は図-2 のように循環式とし、ホース内ミルクの損失を少なくするため注入ポンプはブロック上、またはこれにできるだけ近づけて配置した。

(b) 使用機械

注入時間もブロックにより異なるため、削孔状態にあわせて 1 ブロックあたり 5~6 台とし、工期の短縮をはかった。また、予備として常時 1 台を配置した。

(c) 注入開始濃度

岩盤の亀裂が小さいため、最初は低濃度から注入を開始し、注入状況をみながら順次高濃度のミルクに切替える方法を採用した。注入開始濃度は孔長、透水圧力などによって多少の差はあるが、一応の目安として透水テストの結果、連続孔については濃度 (C : W) 1 : 1, 漏水孔 1 : 2.5, 30 l/min/m 以上 1 : 4, 30~20 l/min/m 1 : 6,

表-4 グラウト機械一覧表

機 種	型 式	台 数	性 能
グラウト ポンプ	MG-10	1	吐出圧力 30, 50, 70 kg/cm <sup>2</sup> 吐出量 105, 60, 40 l/min 電動機 10 HP
"	MG-5	4	吐出圧力 20, 35, 50 kg/cm <sup>2</sup> , 吐出量 70, 40, 28 l/min 電動機 5 HP
"	OP-3	1	吐出圧力 15, 25, 35 kg/cm <sup>2</sup> , 吐出量 58, 35, 25 l/min 電動機 3 HP
グラウト ミキサー	ヤマト	5	容量 200 l 上下 2 槽
"	"	1	容量 100 l 上下 2 槽

10 l/min/m 1:10 と定めた。しかし、これはあくまでも標準で、透水テストおよび隣接孔の注入状況より現場技術者がさらに低濃度で開始すべきと判断したときは、これによらず適宜開始濃度を決めた。

(d) 注入完了

注入圧力が規定の圧力に達した状態で注入速度が0.02 l/min/m 以下となつて、さらに20分以上圧力を持続したのち圧力を下げて注入を完了する。なお、この場合注入量が0.1 l/min/m 以下になってから1時間以上注入を行なっているときは、注入速度が0.05 l/min/m 以下に達してから20分以上圧力を持続した後圧力を下げて完了とした。また、1:1 で注入を完了する場合には、規定の圧力で注入速度が0.1 l/min/m 以下になってから20分以上圧力を持続したのち、圧力を下げて完了とした。各ステップごとに注入圧、注入量、濃度およびバッチ数を直接図化し、常時注入状況を把握するようにして監督業務の省力化を図った。

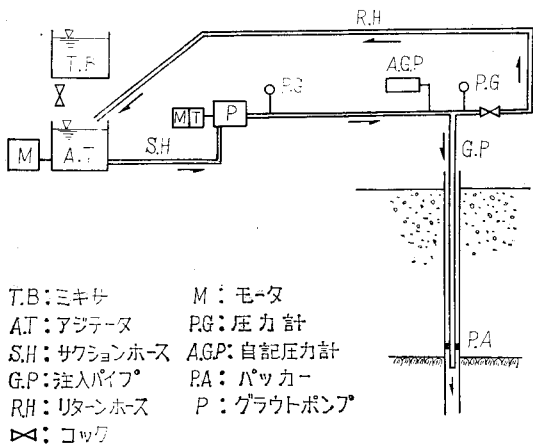


図-6 セメント注入方式

(5) 注入効果の確認

コンソリデーショングラウト効果の確認は、動弾性波テストの波速およびテスト孔の透水量により判定した。

(a) 動弾性波テスト

この方法は、2本の注入孔を再削孔し、透水テスト孔と合わせて3本の孔について、後に述べる縦波の伝播速度を測定するものである。測線は透水量、注入量および圧力変化などを参考に総合判断して比較的改良度のわると予想される地点を選んで設定した。測線は1ブロック3本を標準として、測定値がコア、試験透水量およびミルク注入量から推して不審のある場合は、さらにその付近で測線を追加して究明した。とくに断層、破碎帯等については、その方向を考えて、測線を決めた。このような動弾性波テストをグラウトの施工の前後に行ない比較することによってブロック全体についての改良効果が判定できる。グラウト後の波速を4.0 km/sec 以上とし、

これに達しないときはさらに中間に追加孔を設け、再びグラウトした。追加孔を設けても波速がこれに達しない場合でもそれが部分的なものであれば最小値として2.5 km/sec まで許容した。

(b) テスト孔の透水量

テスト孔は原則として50~100 m<sup>2</sup> につき1本の割合で設けた。実地においては注入過程に疑問のある場合は、その附近より選ぶなど適宜追加する方法をとった。

透水テストの透水量は他ダム事例などから、0.1 l/min/m 以下と規定した。これは透水係数で表わせば10<sup>-6</sup> cm/sec となる。実際にはこの規定はきびしく、合格しないものもあり、種々検討したが、永源寺ダムでは岩盤の亀裂が小さく、セメントでは0.1 l/min/m 以下に改良することはできないことがわかり、(a)の基準を満足する場合は、透水係数で10<sup>-5</sup>~10<sup>-6</sup> cm/sec まで許容した。

動弾性波測定方法は次のような要領で行なった。

図-2のようにボーリング孔3本を利用し、雷管、ピックアップ、A、Bの順に挿入する。雷管の点火用スイッチをトリガーしてシンクロスコープを掃引させ、一定距離*l*をおいてセットされたA、B両ピックアップで伝播する振動を電圧に変換してシンクロスコープのブラウン管に写し出す。この両波形をポラロイドカメラで撮影すればこの写真から距離*l*を伝わる時間*t*を読み取り次式によって波速を計算する。

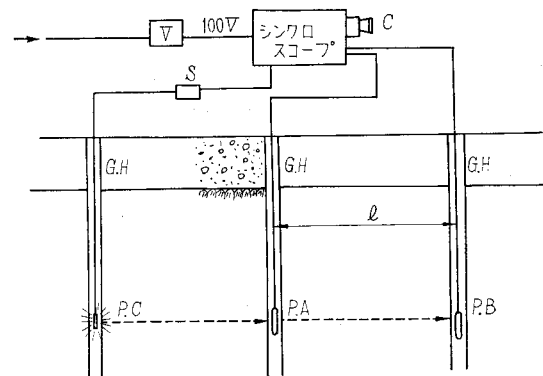
$$v = l/t$$

*v*: 波速 (km/sec)

*l*: 測定距離 (m)

*t*: *l*間を伝わる時間 (m·sec.)

上記シンクロスコープの波形図および波形撮影写真の一例を図-8および写真-1に示す。



V: 電圧安定器

*l*: 測定区画

C: ポラロイドカメラ

P.C: 雷管

S: スイッチ

P.A: ピックアップA

G.H: グラウト孔

P.B: ピックアップB

図-7 弾性波測定法

表-5 コンソリデーション実績表

ブロック名	孔数 (本)	ボーリング 長 (m)	グラウト 長 (m)	グラウト 回数	セメント注 入量 (kg)	グラウト時 間 (h)	1m 当 り注 入量 (kg)	1孔当 り注 入量 (kg)	1孔当 り注 入時 間 (h)	摘 要
5	105	1,340.7	1,026	207	6,574.1	1,145.1	6.4	62.6	10.9	
6	79	918.4	819	157	7,083.0	900.2	8.7	89.6	11.3	
7	103	1,261.9	1,012	203	8,559.8	1,498.4	8.5	83.1	14.5	
8	85	974.0	850	170	6,020.1	1,124.0	7.1	70.8	13.2	
9	134	1,766.7	1,447	267	7,854.2	1,706.4	4.7	58.6	12.7	
10	99	1,285.3	941	194	6,945.5	1,162.2	7.4	70.1	11.7	
11	90	1,194.5	852	177	11,136.3	1,142.7	12.6	123.7	12.6	
12	100	1,195.4	974	200	8,761.1	1,151.4	9.0	87.6	11.5	
13	89	1,285.0	841	175	7,901.4	1,047.5	9.4	88.7	11.7	
14	122	1,462.5	1,302	243	9,474.6	1,105.6	7.3	77.6	9.0	
15	116	1,237.5	1,219	232	18,281.9	1,334.1	15.0	157.6	11.5	
16	92	1,139.1	1,012	190	18,810.4	1,033.4	18.6	204.4	11.2	
17	98	918.2	867	179	17,808.0	1,030.1	20.5	181.7	10.3	
18	80	773.4	727	156	5,310.5	637.1	7.3	66.3	7.5	
19	227	1,500.5	1,392	299	33,906.2	1,669.1	34.3	149.4	7.2	
計	1,619	18,343.1	15,281	3,049	174,427.1	17,687.3	11.4	107.7	10.9	内コンタクト391孔 (391ステップ)

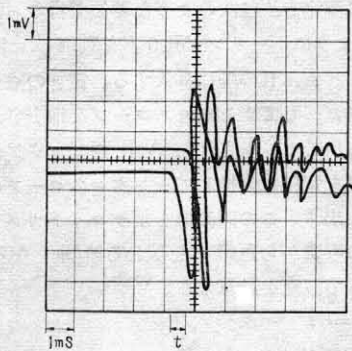


図-8 波形図

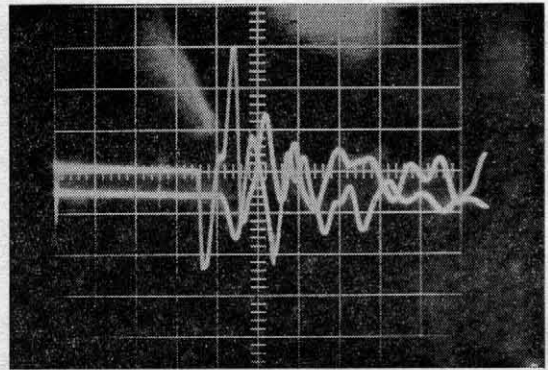


写真-1 波形記録

### 3. カーテングラウトエ

#### (1) 計 画

基礎岩盤の漏水量を減少させて揚圧力の軽減をはかるため、止水カーテンを形成するものである。上流フィルットより深孔の主カーテングラウト、また、これを補強し止水する必要がある場合は監査廊より補助カーテングラウトを計画した。しかし、完全に浸透水のシャ断を望むことはむずかしいので、監査廊よりドレーンホールを設けて揚圧力の軽減を計ることとした。しかし、補助カーテングラウトは全面にわたり施工する必要はない。永源寺ダムでは基礎岩盤の良否、および上流フィルットからの主カーテングラウトの施工状況から判断して施工区間を決めている。試験工事により岩質および透水性を調査した結果、岩質は比較的堅硬な花崗岩であるが、小さい亀裂が数多く、セメントのみでは所要の透水性が得がたいので薬液を併用することにした。セメントと薬液の使用区分は透水試験の透水量により決定することとした。また、施工方向は岩盤内の間隙水をうまく排出できるようにできるだけ一方向から施工するよう計画した。カーテン

グラウトは土石部については、コンクリートコアより鉛直方向に行ない、重力部の主カーテングラウトは下流方向へ、また補助カーテングラウトは上流方向にそれぞれ傾斜させた。

グラウト方法には、第1ステップを削孔して注入を行ない、ついで第1ステップの再削孔後第2ステップの削孔・注入のように、順次ステップを進めるステージ工法と、最初に全孔長の削孔を行ない下方より1ステップずつパッカーを使用して上方に上がってくるパッカー工法がある。前者は再削孔の欠点はあるが、上方より下方に向かって順次高圧注入することができ、基礎岩盤にあたる影響が少ない。後者は岩盤中に弱帯があれば、掘進中に孔壁が崩壊するおそれがあり、また岸部で完全なパッカーのセットは困難で、セメントミルクの漏洩などでロットを失う危険性もある。

永源寺ダムのように比較的亀裂の多い基盤には、前者のステージ工法が適当と考えこれを採用した。

#### (a) 孔深および間隔

注入深度は、あくまでも岩盤の状態と試験透水量を考慮に入れ、下記の経験式や施工例も参考として決定し

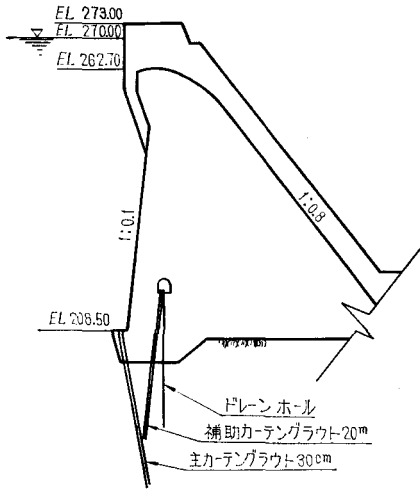


図-9 カーテングラウト横断面

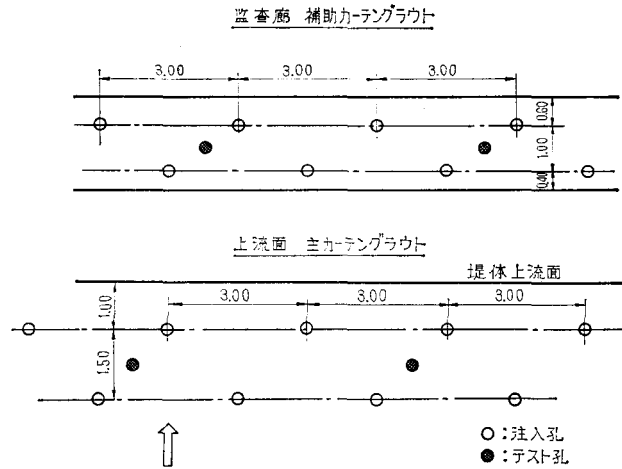


図-10 カーテングラウト配置図

た。

① U.S.B.R の Bor Rule の経験式

$$d = \frac{h}{3} + a$$

- $d$  : 孔の深さ (m)
- $h$  : ダムの水深 (m)
- $a$  : 岩盤の状態による常数 (5~15m)

② 各孔の深さはその孔口位置におけるダムの水深の2/3を基本とし、最小深さを15mとする。

③ 孔の間隔は1.5mの2列千鳥を原則とする(永源寺ダム第1次岩盤検査による指示)

この結果、孔深は河床部の30mを基準に順次両岸に向かい、基礎岩盤の状態にあわせ27.5m、25m、22.5mおよび20mと段階的に変化させた。また、間隔については1.5mの千鳥で図-10のとおり定めた。テスト孔は、注入孔4本に1本の割合で設け、止水効果の確認を行なうこととした。

(b) 注入材料

岩盤の亀裂が小さく所要の透水量が得がたいことは、コンソリデーショングラウトで述べたが、カーテングラウトでも同じ結果となり、セメントのみでは止水改良ができないことが明らかになったので、薬液を併用することにした。注入薬液剤は数種について検討したが、岩盤の亀裂によく浸透し、ゲル化してから貯水圧により押し出されにくいもので、かつ耐久性のあるものが必要である。他ダム等で実績のある日東SS10%溶液に決定した。また、セメントは粒子の小さい高炉セメントB種を使用した。

(c) 注入圧力とステップ長

注入はステージ工法で3ステップに分け、各ステップ長と注入圧力は表-6のとおりである。

薬液注入がセメント注入より低圧であるのは、薬液は貯水圧の1.5~2倍をとれば貯水圧に耐えうると考え、注入圧力を限定したためであり、薬液の場合は必要圧力より高圧にすれば、いたずらに無効性注入量が増すばかりで不経済となる。これらの基準は試験工事の実績により裏付けられたものである。

(2) 施工方法

カーテングラウトは昭和42年2月より開始したが、堤体コンクリートの打設が進み、施工可能高に達したとき数ブロックずつにまとめ施工した。

上流フィレットより行なう主カーテングラウトは、ダ

表-6 注入圧力、ステップ長一覧表

孔長	種別	第1ステップ	第2ステップ	第3ステップ
30m孔	ステップ長	7.5m	10.0m	12.5m
	セメント注入圧	15 kg/cm <sup>2</sup>	20 kg/cm <sup>2</sup>	25 kg/cm <sup>2</sup>
27.5m孔	ステップ長	7.5cm	10.0m	10.0m
	セメント注入圧	15 kg/cm <sup>2</sup>	20 kg/cm <sup>2</sup>	25 kg/cm <sup>2</sup>
25m孔	ステップ長	6.5m	8.5m	10.0m
	セメント注入圧	10 kg/cm <sup>2</sup>	15 kg/cm <sup>2</sup>	20 kg/cm <sup>2</sup>
22.5m孔	ステップ長	5.0m	7.5m	10.0m
	セメント注入圧	7 kg/cm <sup>2</sup>	10 kg/cm <sup>2</sup>	15 kg/cm <sup>2</sup>
20m孔	ステップ長	4.0m	6.0m	10.0m
	セメント注入圧	5 kg/cm <sup>2</sup>	7 kg/cm <sup>2</sup>	10 kg/cm <sup>2</sup>



ムセンター方向に  $8^{\circ}20'$  傾斜させ、監査廊よりの補助カーテングラウトは上流に  $7^{\circ}$  の斜孔とし、最深部が主カーテングラウトと接するよう配置した。まず、各列3 m間隔で削孔し、注入が完了すればその中間孔を施工するようにした。

削孔完了後は孔内を圧力水で充分洗浄して透水テストを行ない、この結果、透水量が  $1.0\text{ l/min/m}$  以下のときは薬液注入、これ以上の場合はセメント注入とした。 $1.0\text{ l/min/m}$  をセメントと薬液の区分境としたのは、試験工事の結果これ以下の場合はセメント注入量も少なく、 $0.1\text{ l/min/m}$  以下の透水量に押えることができなかったためである。セメント注入はコンソリデーショングラウト 図-6 と同様に循環式で施工し、薬液注入も図-11のような機器の配置とした。

### (3) ボーリング

上流フィレットより施工する主カーテンの削孔は、着岩前1 m 付近までワゴンドリルを使用し、削孔の能率化と経済性を考えた。これより下部については、コアボーリング機により施工した。カーテングラウト削孔についても  $\phi 36\text{ mm}$  が  $\phi 46\text{ mm}$  に比較して経済的だという一般的な考えより、11ブロックの第3ステップで  $\phi 36\text{ mm}$  を使用して削孔した結果、ワゴンドリルの削孔径が大きいのと孔長が深いため振動を起し、ダイヤモンドの損耗がやや大きくなり、掘進率も悪く多少不経済となる結果も出たので、カーテングラウトについては  $\phi 46\text{ mm}$  で施工した。監査廊の補助カーテングラウトでは、ワゴンドリルは使用できないためコアボーリング機で削孔した。

#### (a) 使用機械

使用機械はコンソリデーショングラウトと同一機種であるが、補助カーテングラウトではすべて  $1.5\text{ m}$  の短尺ロッドを使用した。

#### (b) 使用ビット

ビットはメタルクラウンおよびダイヤモンドの2種で

ある。永源寺ダムではダイヤモンドの使用が多く、ビットの経費の占める比率は大きいものである。ビットの形やマトリックスの硬度を決定するビットメーカーおよび運転技術者の良否がこの場合施工条件の大きな要素となってくる。この点で、これらの経験年数が長くなるにつれダイヤモンドの損耗についても当然補正を加える必要があり、時期的な問題でコンソリデーショングラウトでは補正できなかったが、カーテングラウトの前半が終了した昭和43年度に、労務、資材について実績も考え、総合的に検討を加え、インプリビット(12カラット)は  $38\text{ m}$  で80%損耗、サーフェスビット(12カラット)は  $16\text{ m}$  で27%損耗、リーミングシェル(5カラット)は  $70\text{ m}$  で40%損耗と修正した。なお、カーテングラウトにおけるダイヤモンドの使用比率は、サーフェスビット80%、インプリビット20%である。

### (4) グラウト工

注入はステージ工法であり、セメントと薬液の併用のため、注入設備は施工現場にできるだけ近づけ随時使用できるよう配置した。

施工順序は、まず第1ステップを規定ステップ長まで削孔し、着岩面上1 m 付近にパッカーをセットする。ついで、注入前の透水テストを  $12\text{ kg/cm}^2$  で行ない、透水量を求め、注入材料を決め注入する。この作業を繰返し、各孔の第1ステップを完了させ、第2ステップ、第3ステップと進み、全孔の注入が完了すればモルタル(1:3)で各孔を填充する。モルタルの硬化後、テスト孔を削孔し、透水テストを各ステップごとに行ない、注入効果の判定を行なった。

モルタルの硬化後にテスト孔に着手したのは、テスト孔と注入孔は接近しているの、両者が連続した場合、孔口をモルタル(1:3)で完全に閉塞していないと、テスト圧( $10\text{ kg/cm}^2$ )により、いったん注入された薬液が押し出されることがある。永源寺ダムでもこれで失敗し、再注入したことがあり、以後モルタルを完全に填充した。

#### (a) 使用機械

セメント注入はコンソリデーショングラウトと同一機種を使用した。また、薬液注入はA, B 両液の溶解タンクは運搬に容易なドラム缶を使用し、注入にはグラウトポンプ(MG-5)を用いた。

#### (b) セメント注入

ミルク配合の種類、注入開始濃度の標準、ミルク配合の切替時期および注入完了の規定は、いずれもコンソリデーショングラウトに準じ施工した。

#### (c) 薬液注入

右岸止水壁部カーテングラウトの注入実績と、昭和42年2月の重力部カーテングラウト第一期工

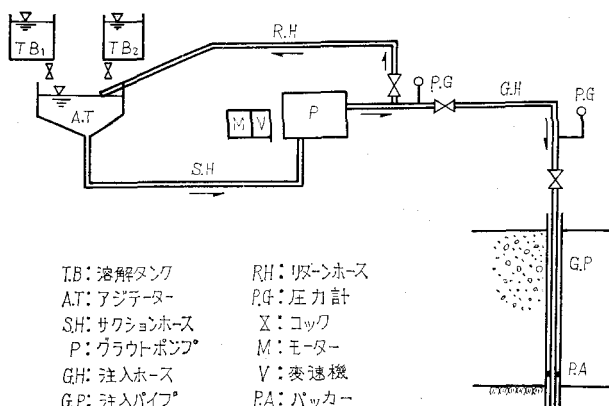


図-11 薬液注入方式

事（試験工事）による注入結果より、薬液（日東 SS）の注入時間とゲルタイムの関係を図-12のようなグラフにまとめ、注入作業の迅速化を計るとともに、より確実なる薬液の注入を行なった。すなわち、透水テストで透水量を求めれば、薬液の注入時間およびゲルタイムが決まる。また、注入量は、この注入時間と同一時間内に注入された透水テストの透水量をもって注入予定量とした。

A, B 両剤を予定量だけドラム缶にそれぞれ溶解し、ゲルタイムをきめ、その確認をした後、両液を等量ずつアジテータにて混合し、ただちに注入を開始する。また、混合は注入状況をみながら2～3回に分けて行なった。これは注入ポンプがホース内でゲル化することをさけるためである。また注入予定量は、全量注入するため、注入パイプ内でのゲル化を防ぐため、ポンプがエアーを吸う直前に、少量の水を加えて注入し、パッカ上部のバルブを閉め完了とした。

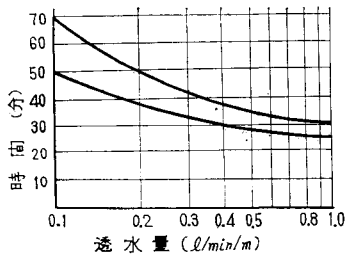


図-12 注入時間ゲルタイム決定図

#### (5) 注入効果の確認

注入孔4孔の対角線の交点に1本のテスト孔を設け、注入孔と同じステップごとに透水テストを行ない透水量が0.1 l/min/m以下を合格基準とした。なお、透水テストの注入圧力は10 kg/cm<sup>2</sup>とし、注入孔の注入圧力が10 kg/cm<sup>2</sup>以下のときは、薬液注入圧と同じ圧力とした。

テストは、注入水量が恒量に達してから10分間当りの透水量を2回以上測定して、その結果で判定した。また、透水量が0.1 l/min/m以上の場合は、テスト孔より注入し、つぎのステップの透水テストに移った。

透水量が基準値と差が大きいときは、テスト孔より注入するほか、さらにその四辺形内にテスト孔を追加することにした。

現在までの施工したカーテングラウト工事の結果からみて、極度に追加孔を設けることなく、また薬液の使用

率も予定の50%程度では計画どおりに進んでいる。

## 4. リムグラウト工

ダムを左右両翼からのダムの漏水防止と、地山よりの浸透水をシャ断するため、カーテングラウトの延長として施工する。右岸部は、コンクリート止水壁のCブロックより15m、カーテングラウトとして追加した。コンクリート止水壁部の岩盤は比較的良好であったが、小さな亀裂が多かったため、セメントでは所要の止水改良ができなかった。とくにB, Cブロックのカーテングラウトおよびリムグラウトは、ほとんど日東SSによる薬液注入を行なった。施工方法、孔深および孔間隔については、止水壁部カーテングラウトに準じた。

左岸部については県道を横断し、ダム取付部より30m間の施工を予定している。細部について現在検討中であり、施工結果などについては、次稿にゆずりたい。

## 5. カーテングラウト仕様書

### 第1章 総 則

1. 適用範囲（省略）
2. 工事概要（省略）
3. 工食用電力（省略）
4. 貸与機械（省略）

### 第2章 工 事

#### 1. 施工方法

(1) 注入工法はステージ工法とし第1ステップから第3ステップまで行なうものとする。ただし、監督員が特別に指示する場合にはこの限りでない。

(2) （省略）

(3) 隣接する同じステップについては同時にボーリングあるいは注入を行ってはならない。

(4) 第2ステップまたは第3ステップの着手にあたっては隣接する孔の第1ステップまたは第1、第2ステップの注入は完了していなければならない。

(5) 注入が完了したステップであっても注入結果から監督員が必要と認めた場合には再透水テストあるいは再注入を行なう場合がある。

(6) 全注入孔が完了したのちテスト孔に着手し、注入孔と同様ステージ工法により透水テストを行なわなければならない。

#### 2. 施工順序

(1) 第1ステップの所要長まで削孔し完全に洗浄したのち注入前の透水テストを行なわなければならない。

(2) 注入前の透水テストの結果セメント注入か、薬液注入かを決定し、注入を行なわなければならない。同様にして各孔の第1ステップの削孔、注入を行なうものと

する。

(3) 注入終了後一定時間以上経過後隣接する孔の第1ステップの注入が終了している孔から再ドリリングを行わない、引続き第2ステップの削孔に着手しなければならない。

(4) 第1ステップと同様に第2ステップおよび第3ステップを行なうものとする。

### 3. ボーリング（省略）

### 4. 注入前透水テスト

(1) 各ステップの削孔終了後完全に洗浄したのち透水テストを行なうものとする。

(2) 洗浄はテスト圧力より 2~3 kg/cm<sup>2</sup> 低い圧力水によって行なわなければならない。

(3) 顕著なオーブンクラックや粘土帯を挟む断層などの特殊な孔の洗浄はそのつど監督員の指示を受けて行なわなければならない。

(4) テスト圧力は 12 kg/cm<sup>2</sup> とするがセメント注入の最高圧力が 12 kg/cm<sup>2</sup> 未満の場合にはその最高圧力とする。

(5) テストは注入開始より測定を始め恒量に達してから20分以上測定を続けなければならない。ただし、注水量の多い場合や連絡孔などの特殊な孔の場合には監督員に報告しその指示をうけなければならない。

(6) 恒量に達してから測定した結果により、原則として注入を次のように区分する。

a. 0.1 l/min/m 以下、注入不要

b. 0.1 l/min/m~1.0 l/min/m 薬液注入

c. 1.0 l/min 以上 セメント注入

(7) テスト結果はただちに監督員に報告し、その指示をうけた後でなければ注入に着手してはならない。

### 5. セメント注入

(1) 注入は監督員立会のうえ施工しなければならない

(2) 注入圧力は原則として表-7 によるものとする。

表-7 注入圧力，ステップ長表

孔 長	種 別	第1ステップ	第2ステップ	第3ステップ
30 m孔	ステップ長	7.5 m	10.0 m	12.5 m
	セメント注入圧	15 kg/cm <sup>2</sup>	20 kg/cm <sup>2</sup>	25 kg/cm <sup>2</sup>
27.5 m孔	ステップ長	7.5 m	10.0 m	10.0 m
	セメント注入圧	15 kg/cm <sup>2</sup>	20 kg/cm <sup>2</sup>	25 kg/cm <sup>2</sup>
25 m孔	ステップ長	6.5 m	8.5 m	10.0 m
	セメント注入圧	10 kg/cm <sup>2</sup>	15 kg/cm <sup>2</sup>	20 kg/cm <sup>2</sup>
22.5 m孔	ステップ長	5.0 m	7.5 m	10.0 m
	セメント注入圧	7 kg/cm <sup>2</sup>	10 kg/cm <sup>2</sup>	15 kg/cm <sup>2</sup>
20 m孔	ステップ長	4.0 m	6.0 m	10.0 m
	セメント注入圧	5 kg/cm <sup>2</sup>	7 kg/cm <sup>2</sup>	10 kg/cm <sup>2</sup>

(3) 注入に先立って各ステップとも水押しテストを行ない圧力透水量を測定し、注入作業のための資料とする。なお、水押し圧力は注入圧力より高くしてはならない。

(4) 注入配管は循環式とした圧力注入量を自由に調節できる機能を有し圧力計、自記圧力記録装置、ホース、配管、その他の器具は連続注入に支障のない優秀なものでなければならない。

(5) 注入用ミルクの配合は特に監督員の指示のない限り重量配合比  $c/w=1/1\sim 1/10$  の範囲内のもので、次の5段階によるものとする。ただし、1/4 以上の高濃度ミルクの使用にあたって監督員と協議しなければならない。

$$c/w=1/10, 1/6, 1/4, 1/2.5, 1/1$$

(6) 注入開始時のセメントミルクの配合は原則として下記によるものとする。

ただし、1/4 以上の高濃度ミルクを使用する場合に急激な圧力の上昇が見られた場合には、直ちに濃度を下げるものとする。水押しテストの結果セメントミルクの配合  $c/w$  は連絡孔 1/1 漏水孔 1/2.5, 30 l/min/m 以上 1/4, 30~10 l/min/m 1/6, 10 l/min/m 以上 1/10 とする。なお、使用するセメントは高炉セメントB種とする。

(7) 配合の切替は監督員の指示のない限り、次によるものとする。

(イ) 1/10から1/6への切替：1/10にて 800 l 注入しても注入速度が減少しないとき。

(ロ) 1/6から1/4への切替：1/6にて 400 l/10 min 以上で注入され圧力が上らないとき。

(ハ) 1/4から1/2.5への切替：1/4にて 300 l/10 min 以上で注入され圧力が上らないとき。

(ニ) 1/2.5から1/1への切替：1/2.5にて 200 l/10 min 以上で注入され圧力が上らないとき。

なお、配合の切替を行なったのち急激な圧力の上昇があった場合はすみやかに元の配合に戻さなければならない。

(8) 注入の終了は次によるものとする。

(イ) 規定の圧力に達した状態で注入速度が 0.02 l/min/m 以下になってから20分以上圧力を持続したのち、徐々に圧力を下げるものとする。なお、この場合 0.1 l/min/m 以下となつてから1時間以上注入を行なっている場合には注入速度が 0.05 l/min/m 以下に達してから20分以上圧力を持続してのち徐々に圧力を下げるものとする。

(ロ) 濃度 1/1 で注入を完了する場合は

規定に達した状態で注入速度が 0.1 l/min/m 以下となつてから25分以上圧力を持続してのち徐々に圧力を下げるものとする。

(9) 長時間同一セメントミルクを使用している場合には、適宜ミルクを検査して固形沈澱物が多いと認められるときはこれを廃棄しなければならない。このことは注入の一行程が終了しミキサの残量を他孔に流用する場合にも適用する。

(10) 注入中は1孔を規定どおり終了するまでは注入作業を中断してならない。やむを得ず中断する場合は監督員の指示に従わなければならない。

#### 6. 薬液注入

(1) 注入は二液一系統式により監督員立会の上、施工しなければならない。

(2) 注入圧力は 12 kg/cm<sup>2</sup> とするが、セメント注入の最高圧力が 12 kg/cm<sup>2</sup> 未満の場合には、その最高圧力とする。

(3) 使用する薬液は日東 SS 10% 溶液とする。

(4) 硬化予定時間、注入時間は注入前透水テストの結果により別図注入時間—ゲルタイム決定図によることを標準とする。(図-12参照)

(5) 薬液の調合に当たっては濃度、使用水および孔内の温度、使用水の PH、金属類の有無、日光等の諸条件を検討して所要の硬化時間が得られるようにするとともに調合後 A、B 両液の混合前に必ずサンプルを取って硬化時間の確認をしなければならない。

(6) 注入に当たっては A、B 両液を1度に混合せず等量ずつ数回に分けて混合しなければならない。ただし、注入状態および注入予定時間の関係で別に監督員が指示することがある。

#### 7. テスト孔および再注入

(1) 大部分の注入が完了したとき監督員の指示する位置にテスト孔を削孔し透水テストを行なわなければならない。

(2) テストは監督員立会の上実施しなければならない。

(3) テストに先立ち各ステップとも圧力水によって完全に洗浄しなければならない。ただし、顕著なオープクラックや粘土層を挟む断層等特殊な孔の場合にはそのつど監督員の指示をうけなければならない。

(4) テスト孔におけるテスト圧力は 10 kg/cm<sup>2</sup> とする。

(5) テストは透水量が恒量に達してから10分間当りの注入量を2回以上測定しなければならない。

(6) 透水量が 0.1 l/min/m 以下であれば、その部分のテストは合格とするが、それ以上の場合には監督員と協議の上テスト孔を利用して注入を行なわなければならない。

(7) テストに当たっては削孔、注入の状況等により特異な岩質であると判断される場合、パッカーを使用して各部分の透水性を調査しなければならない。

(8) テストの結果によっては追加テスト孔または追加注入孔を設けることがある。

### 第3章 提出資料(省略)

### 第4章 契約の変更

#### 1. ボーリング

削孔数、削孔径、削孔種類、削孔長に変更のあった場合。

#### 2. 透水テスト

テスト回数に変更のあった場合。

#### 3. 注 入

セメント注入、薬液注入の回数および注入資材の使用量に変更のあった場合。

### 6. コンソリデーショングラウトにおけるボーリング単価積算例について

コンソリデーションおよびコンタクトグラウトは、昭和40年9月より開始し5~19ブロックは、昭和42年12月完了した。残る1~4ブロックは現在施工中である。これまでの積算の中で問題になったのはボーリングにおけるダイヤモンドの損耗のとり方である。永源寺ダムも、昭和40年度の会計検査において、この点について指摘され、その後さらに検討したうえ、他ダム事例などを参考に一部修正した。つぎに述べる積算実施例は、昭和41、42年度に施工したものをまとめ、昭和43年の労務、資材単価でまとめたものであるが、今後もダイヤモンドの損耗率については岩質にあわせるとともに、ボーリング工の熟練度および実績を加えて、適正なボーリングの積算につとめたい。施工順序は図-13に示すように一次削孔としてコンクリート部をワゴンドリルで削孔し、ついで二次削孔として第1ステップのコンクリート、岩盤部をコアボーリング機で施工、第1ステップをグラウト後三次削孔として第1ステップの岩盤部を削孔した。

(a) ワゴンドリル削孔……(1次削孔)

#### (イ) 作業条件

作業内容 コンソリデーション用、コンクリート部ボーリング

削孔径 φ65~φ55 mm

削孔深度 0~5.5 m

#### (ロ) 1孔当たり削孔時間

純削孔時間 5,500 mm ÷ 200 mm/分 = 28 分

ロッド継ぎ、ビット取替時間 ロッド組合せをシヤンクロッド 600 mm 1本、2,000 mm 4本とすれば、ロッド継ぎ回数は3回となり3回 × 2分/回 = 6分

孔掃除時間 10分

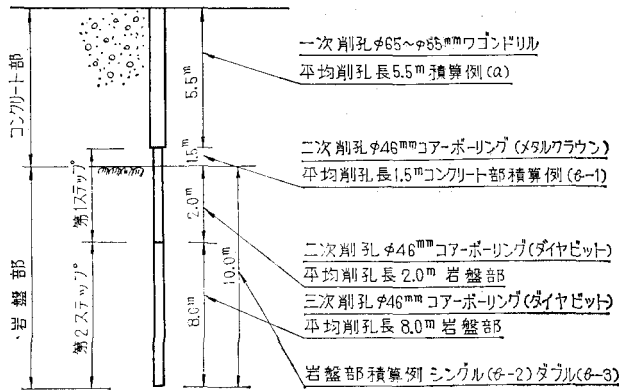


図-13 ボーリング標準図

移動時間 同一ブロック上として5分

計28分+6+10+5=49分

(v) 1日当たりの削孔長

機械稼動 7h=420分として5.50m×(420分)  
/49分)≒47m

(ニ) 労務費 (10m 当たり, 円以下切捨)

特殊運転手 1人×10/47m×1,800円≒378円

機械工 1人×10/47m×1,600円≒336円

手元土工 1人×10/47m×1,450円≒304円

計 1,018円/10m

(イ) 資材費 (10m 当たり, 円以下切捨)

ビット クロスビット損耗 180m/個 10m/180  
=0.056個 0.056個×5,800円≒324円/10m  
(φ65~φ55 平均単価)

ロッド類

シャンクロッド損耗 300m/個 10m/300×  
8.5kg/m×0.60m×700円/m≒119円

中間ロッド損耗 200m/本 10m/200本×6.1kg  
/m×2.0m×3本×700円/m≒1,281円

スリーブ損耗 150m/個 10m/150×3,500円≒  
233円

ロッド類計 1,633円/10m

エアーホース (2") 現場まで 100m

100m×1/250日×10m/47×755円/m≒64円/  
10m

油脂類 ロッド接続用グリス 3.5kg/日

3.5kg/日×10m/47×107円/kg≒79円/10m

その他ウエス等 材料費の2.5% 2,100円×  
0.025≒52円/10m

計 324円+1,633+64+79+52=2,152円/10m

(b) 1m 当たり単価 (1,018円+2,152円)÷10m=  
317円/m

(b) コアボーリング… (二, 三次削孔)

(イ) 作業条件

作業内容 コアボーリング機による削孔

削孔径 φ46mm

削孔深度 コンクリート部 深度 5.5m~  
7.0m (二次削孔)

岩盤部 深度 7.0m~17.0m (二, 三  
次削孔)

ロッド上下1回当たり削孔長 (L) コン  
クリート部 60cm 岩盤部 シングル  
85cm ダブル 60cm (実績より算出)

削孔速度 (v) コンクリート部 1.10cm/  
分 岩盤部 シングル 1.70cm/分, ダ  
ブル 1.35cm/分

(実績より算出)

ロッド上下1回当たり所要時間 (t)

コンクリート部

$t_1 = 0.5 \text{分}/\text{m} \times 5.5 \text{m} + 5 \text{分} = 7.75 \text{分}$

$t_2 = 0.5 \text{分}/\text{m} \times 7.0 + 5.0 \text{分} = 8.5 \text{分}$

$t = \frac{t_1 + t_2}{2} = 8.13 \text{分}$

岩盤部 シングル

$t_1 = 0.5 \text{分}/\text{m} \times 7.0 \text{m} + 5.0 \text{分} = 8.5 \text{分}$

$t_2 = 0.5 \text{分}/\text{m} \times 17 \text{m} + 5.0 \text{分} = 13.5 \text{分}$

$t = \frac{t_1 + t_2}{2} = 11.0 \text{分}$

岩盤部 ダブル シングルに同じ

(ウ) 時間当り削孔長 (L)

コンクリート部

$L = \frac{60vl}{l+vt} = \frac{60 \times 1.10 \times 60}{60 + 1.1 \times 8.13} = \frac{3,960}{68.94} \approx 57 \text{cm/h}$

岩盤部 シングル

$L = \frac{60vl}{l+vt} = \frac{60 \times 1.70 \times 85}{85 + 1.7 \times 11.0} = \frac{8,670}{103.87} \approx 83 \text{cm/h}$

岩盤部 ダブル

$L = \frac{60vl}{l+vt} = \frac{60 \times 1.35 \times 60}{60 + 1.35 \times 11.0} = \frac{4,860}{74.85} \approx 65 \text{cm/h}$

(イ) 日当り削孔長

コンクリート部 0.57m/h×7h≒4.0m

岩盤部 シングル 0.83m/h×7h≒5.8m

岩盤部 ダブル 0.65m/h×7h≒4.6m

(b-1) コンクリート部削孔 φ46mm (二次削孔)

(イ) 1日当たり削孔長 4.0m/日

(ウ) 労務費

技師 0.5人÷4.0m=0.125人

0.125人×3,600円=450円

ボーリング工 1人÷4.0m=0.25人

0.25人×1,800円=450円

手元土工 1人÷4.0m=0.25人

0.25人×1,450円=362円

計 1,262円

(イ) 資材費

ビット メタルクラウン 3m で1個損耗,  
 1個/3m=0.33個/m  
 0.33個/m×1,070円=353.10円  
 コアチューブ 1.5m シングル 耐用時間 70h  
 残存10% 1本×0.9×7h/4.0÷70h=0.023本/  
 m 0.023本×2,440円/本=56.12円  
 ロッド類 3.0m もの 耐用時間 300h 残存10  
 % 平均使用本数2本 2本×0.9×7h/4.0÷  
 300h=0.011本/m 0.011本×4,470円/本=  
 49.17円  
 ホース類 表-8より1日当たり112円 56円/4.  
 m=14.0円  
 油脂類 (註)より1日当たり59円 59円/4.0m  
 =14.75円  
 工具類 表-9より1日当たり112円 112円/4.0m  
 =28.0円  
 計 353.10円+56.12円+49.17円+14.0円+  
 +14.75円+28.0円=515円  
 (ロ) 1m 当たり単価 1,262円+515円=1,777円/m  
 (註) 1日当たり損料算出基礎

ホース類 (表-8)

油脂類  
 モビール 0.6l×90円=54円  
 グリス 0.01kg×107円=1.07円  
 ウェス 1kg×120円÷30日=4円  
 計59円 (円以下切捨)

工具類 (表-9)

(b-2) 岩盤部シングル削孔 φ46mm (二, 三次  
 孔)

(イ) 1日当たり削孔長 5.8m/日

(ロ) 労務費

技師 0.5人÷5.8m=0.086人  
 0.086人×3,600円=309円  
 ボーリング工 1人÷5.8=0.172  
 0.172人×1,800円=309円  
 手元土工 1人÷5.8=0.172  
 0.172人×1,450円=249円  
 計 867円

(イ) 資材費

ビット  
 インプリビット 12カラット 35m で90%損耗,

表-8 ホース類損料表

名 称	規 格	数 量	単 価	金 額	残存率	損耗金額	耐用日数	1日当り損料
ウォータースイベル	40.5mm	1個	9,060円	9,060円	10%	8,154円	360日	22円65
ホース	1"	30m	200	6,000	—	6,000	300	20.00
三方ロック	1"	1個	1,430	1,430	10	1,287	300	4.29
その他					2			9.38
計						(円以下切捨)		56.00

表-9 工具類損料表

名 称	数 量	単 価	金 額	残存率	損耗金額	耐用日数	1日当り損料
ロッドホルダー	1	14,030円	14,030円	10%	12,627円	360日	35円07
トング	2	1,250	2,500	10	2,250	90	3.40
パイプレンチ	2	1,380	2,760	10	2,484	90	27.60
モンキーレンチ	1	680	680	10	612	180	27.60
ハンマー	1	646	646	10	581	360	1.61
グリスポンプ	1	670	670	10	603	600	1.00
ベンチ	2	475	950	10	855	360	2.37
グライNDER	1	650	650	10	585	360	1.62
ドライバー	3	175	175	10	157	360	0.43
油さし	1	20	20		20	180	0.11
スコップ	1	358	358		358	360	0.99
折尺	1	28	28		28	30	0.93
ターンバックル	4	600	2,400	10	2,160	360	6.00
クリッパー	1	1,340	1,340	10	1,206	180	6.70
計					(円以下切捨)		112.0



使用率20% {38,500円(ビット単価) - 12カラット(ダイヤモンド) × 0.10(残存率) × 1,000円(スクラップ代)} ÷ 35m(削孔長) × 0.20(使用率) = 213.14円

サーフェスビット 12カラット 17m で30%損耗, 使用率80% {12カラット(ダイヤモンド) × 0.3(損耗率) × 5,200円(ダイヤモンド単価) + 5,300円(加工料) + 400円(脱石料)} ÷ 17m(削孔長) × 0.80(使用率) = 1,149.17円

リーミングシュール 5カラット 80m で40%損耗 {5カラット(ダイヤモンド) × 0.4(損耗率) × 4,800円(ダイヤモンド単価) + 5,400円(加工料) + 400円(脱石料) + 400円(硬装料)} ÷ 80m(削孔長) = 197.50円

コアチューブ 1.5m シングル 耐用時間 70h 残存10% 1本 × 0.9 × 7h / 5.8m ÷ 70h = 0.016本 0.016本 × 2,440円 = 39.04円

ロッド 3.0m もの 耐用時間 300h 残存10% 平均使用本数 = (7m/3 + 17m/3) ÷ 2 = (2.3本 + 5.7本) ÷ 2 = 4本

4本 × 0.9 × 7m / 5.8 ÷ 300h = 25.2/1,740 = 0.014本 0.014本 × 4,470円 = 62.56円

ホース類 表-8より 56円 ÷ 5.8m = 9.65円

油脂類(註)より 59円 ÷ 5.8m = 10.17円

工具類 表-9より 112円 ÷ 5.8m = 19.31円

計 213.14円 + 1,149.17円 + 197.50円 + 39.04円 + 62.56円 + 9.65円 + 10.17円 + 19.31円 = 1,700円/m

(=) 1m 当たり単価 86.7円 + 1,700円 = 2,567円/m

(b-3) 岩盤部ダブル削孔 φ46mm (二, 三次削孔)

(イ) 1日当たり削孔長 4.6m/日

(ロ) 労務費

技師 0.5人 ÷ 4.6m = 0.109人

0.109人 × 3,600円 = 392円

ボーリング工 1人 ÷ 4.6m = 0.217人

0.217人 × 1,800円 = 390円

手元土工 1人 ÷ 4.6m = 0.217人

0.217人 × 1,450円 = 314円

計 1,096円

(ハ) 資材費

ビット

インプリビット 12カラット 35m で90%損耗, 使用率20% {38,800円(ビット単価) - 12カラット(ダイヤモンド) × 0.10(残存率) × 1,000円(スクラップ代)} ÷ 35m × 0.20(使用率) = 214.85円

サーフェスビット 12カラット 17m で30%損耗, 使用率80% {12カラット(ダイヤモンド) × 0.3(損

耗率) × 5,200円(ダイヤモンド単価) + 5,600円(加工料) + 400円(脱石料)} ÷ 17m × 0.80(使用率) = 1,163.29円

リーミングシュール 5カラット 80m で40%損耗 {5カラット(ダイヤモンド) × 0.4(損耗率) × 4,800円(ダイヤモンド単価) + 5,700円(加工料) + 400円(脱石料) + 500円(硬装料)} ÷ 80m = 202.50円

コアチューブ 1.5m ダブル 耐用時間 100h

残存10% 1本 × 0.9 × 7h / 4.6m ÷ 100h = 6.3 / 460 = 0.014本 0.014本 × 23,600円 = 330.04円

ロッド 3.0m もの 耐用時間 300h 残存10% 平均使用本数 = 4本

4本 × 0.9 × 7h / 4.6m ÷ 300h = 25.2/1,380 =

0.018本 0.018本 × 4,470円 = 80.46円

ホース類 表-8より 59円 56円 / 4.6m = 12.13円

油脂類(註)より 59円 59円 / 4.6m = 12.82円

工具類 表-9より 112円 112円 / 4.6m = 24.34円

計 214.85円 + 1,163.29円 + 202.50円 + 330.04円 + 80.46円 + 12.13円 + 12.82円 + 24.34円 = 2,040円

(=) 1m 当たり単価

1,096円 + 2,040円 = 3,136円/m

以上ボーリング4種についてその単価積算例を示したがいずれも直接工事費のみである。結果を列挙すれば  
ワゴンドリルによるコンクリート削孔 317円/m  
ボーリング機によるコンクリート削孔 1,777円/m  
ボーリング機による岩盤削孔(シングル) 2,567円/m  
ボーリング機による岩盤削孔(ダブル) 3,136円/m

## 7. あとがき

以上、永源寺ダム基礎処理として、コンソリ、カーテングラウトについての実績報告をしたわけであるが、今回、特に積算例、仕様書を掲げ、諸賢の御批判を仰ぐことにした。当ダムにおけるグラウト関係は必ずしも完全でなく、他ダムの例にならった点も多々あった。特に、コンソリにおける地耐力と波速、透水係数の相関など、各ダムの基礎岩盤の種類、岩質等により異なるものと思われる。とにかく、グラウト関係の大半は終わったので、来春の貯水を待って審判は下されるわけである。比較的亀裂の多い花崗盤上のダム建設の一例として、今後ダム設計の参考の一助ともなれば幸甚である。

(文責 中西一雄)

# 厚真ロックフィルダム設計と施工結果

黒 木 健\*

## 目 次

ま え が き..... (23)	とまとめ..... (31)
1. 地区の概要とダムの概要..... (23)	4. 余水吐放水路基礎設計について..... (33)
2. 鋼土、鞆土の盛土について..... (24)	5. 取水トンネル耐摩耗止めについて..... (34)
3. 鞆土採石のための ANFO 爆薬使用の結果	6. む す び..... (34)

## 1. ま え が き

国営総合かんばい事業厚真地区で建設した厚真ロックフィルダムは、昭和37年に着工し、その後8カ年を費やして昨年10月試験たん水が行なわれるに至った。

さて、標題の設計と施工結果の報告については、昨年月刊誌「ダム日本」の No. 293 号に「厚真ロックフィルの施工について」として中間報告をしておるので、今回の報告についてはその後の経過と総括的な最終結果をまとめ、とくに重複をさけて、その後の設計変更と施工上特に留意を必要とされたいポイントに重点をおいて記述したい。

### 1. 地区の概要とダムの概要

#### 1.1 地区の概要

厚真ダムは国営総合かん排事業厚真地区として、厚真川の上流 34 km の地点に建設され、これに関連して頭首工 2カ所、揚水機場 1カ所および幹線水路計 6,132 m の事業計画で、総事業費35億8,000万円をもって昭和37年度に着工されたものである。

厚真町は北海道のやや中央南部厚真町に位置し、地区南端は太平洋に面し気候温和で、さらに約 30 km 西方に苫小牧工業港をひかえた交通に便で、古くから厚真米の名とともに胆振支庁管内の穀倉地帯として開発が進められてきた地域である。

当町を貫流している厚真川は、夕張岳南麓に源を発する流路延長約 48 km の道費河川で、この流域に広がる水田は約 2,500 ha であるが、地区全体が樽前系火山灰でおおわれ漏水量が多く、さらに河川改修により渇水量がいっそう少なくなっており、これらの既水田の所要水量を確保し、開田可能地帯を開田し、町の農業構造改善のため着工されたものである。

#### 1.2 フィルダムの概要

ダム諸元については、表-2のとおりである。

厚真ダムは厚真川の上流約 34 km の地点に建設され

ているが、ダムサイトの地形については、両岸には河床からの比高 200 m の尾根が続き、谷幅も 30~80 m で最も狭くした地形であり、厚真川の河床コウ配は1/100で、河幅 10~15 m、水深は 50 cm 前後である。右岸は斜度40度余の斜面が連続し、左岸は20~25度の斜面が続いており、ダム上流には河川段丘が分布して良好なポケットを形成している。ダムサイトの地層は第3紀層、河川段丘堆積物で基盤岩は第3紀川端層群の礫岩、砂岩、泥岩のうすい互層である。風化状態は6~10 m 前後であり、河床には新鮮な岩盤が露出している。岩質は泥岩・砂岩の互層であるが、基盤岩は川端層の互層から構成されており、砂岩厚は数 cm 単位のものも多く、砂質泥岩は層厚 50~60 cm から 4~5 m のものも多くこれらの互層をなしている。

ダム基礎の処理施工状況については、止水グラウトに



写真-1 厚真ダム全景（下流側より望む）

\* 北海道開発局室蘭開発建設部

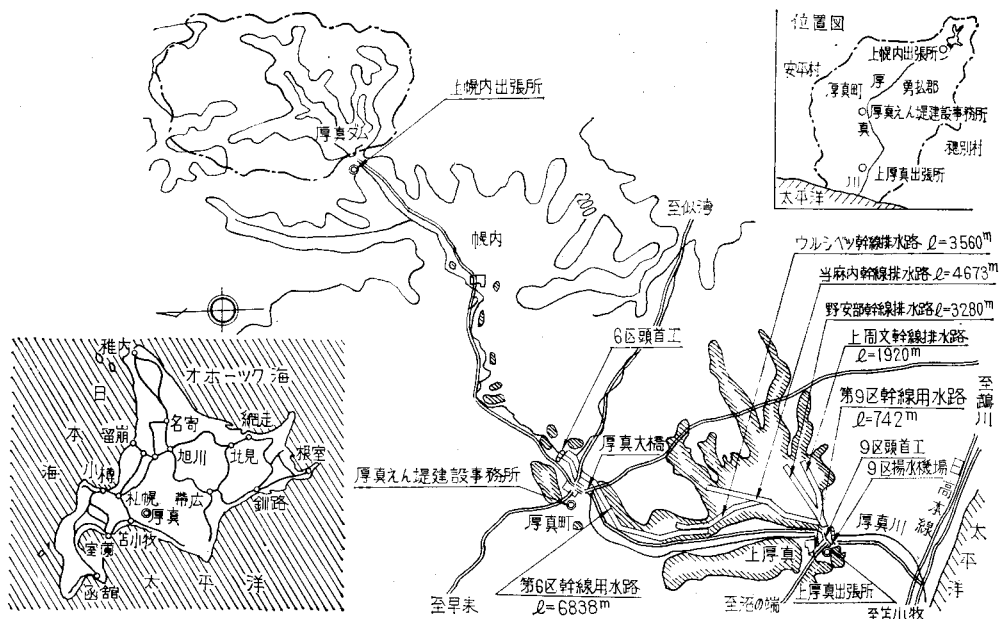


図-1 厚真地区一般平面図

表-1 国営かん排厚真地区事業費概要(千円)

工 種	全 体
総事業費	(1,003,137) 2,577,962
工事費	2,762,862
えん堤工	1,618,199
仮排水トンネル	トンネル延長 112,299 308m
堤体工	堤体積 912,035 499,830m <sup>3</sup>
余水吐工	①越流堤 ②放水路 322,024 l=100m l=277.13m
取水工	①温水取水塔1基 ②取水トンネル 116,051 l=50m
仮設備	155,990
用水工	①頭首工2, 機場1 ②用水路 743,775 l=6,132m
排水工	400,688 l=13,533m
諸費	818,237

( )は開拓パイロットプロジェクト分を外数

より処理したのであるが、これらの詳細については、前記「ダム日本」における報告書を参照願いたい。

図-2のように、中心刃金式ロックフィルダムであるが、コア用土については、非浸透性の粘土質材料を使用

したが、後半から粘土質用土に不足を来し地山表面における頁岩の風化細粒岩砕をこれに混合し、用土に充当している。上下流側には細粒精選砂を2m厚さにフィルタとして用い、下流側にはさらに切込砂利を2m厚さに重ねて盛土し、鋼土の鞘土への急激な移行をさせている。鞘土については、付近の岩石山を3号桐ダイナマイトおよび安保管薬を使用して、400mm以下に爆破砕石ののち転圧して使用している。この鞘土に使用した岩は頁岩であり、凍結融解に弱く母材のシルトに還元するので、北海道のような寒冷地においては特に注意しなければならないので、上流側には砂岩の爆破砕石2m厚に転圧し、凍結深度の緩和につとめ、さらに縦横2m×3mのコンクリートによる方形枠で、ノリ面を枠組して中に40m厚の玉石を敷きならべて、上流ノリ面の保護としている。これは安定上もまた美観上も著しく効果的であったと思われる。

## 2. 鋼土、鞘土の盛土について

### 2.1 鋼土のストックパイルと盛土工率および施工単価について

コア用土については、中心刃金式で浸透性の粘土質材料で盛り上げたのであるが、当初はダムサイト2.0~3.0km上流の現河川に沿った水用の下層土の粘土質ローム、ローム、砂質ロームを充当予定であったが、必要量を採取できず、後半から地山表層における頁岩の風化細粒岩砕をロームに混合して用土に使用した。コア用土全量で65,300m<sup>3</sup>のうち混合材は31,800m<sup>3</sup>であった。混合材の材質別比率はローム質が70%で、22,500m<sup>3</sup>、岩屑が30%で9,300m<sup>3</sup>であった。混合材の材質決

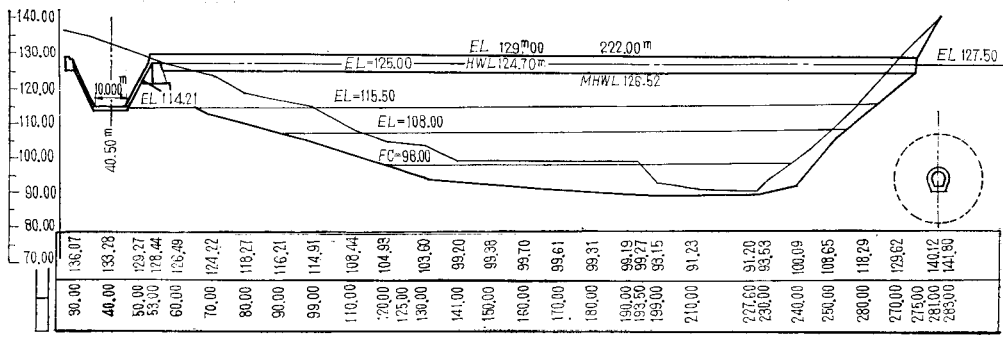
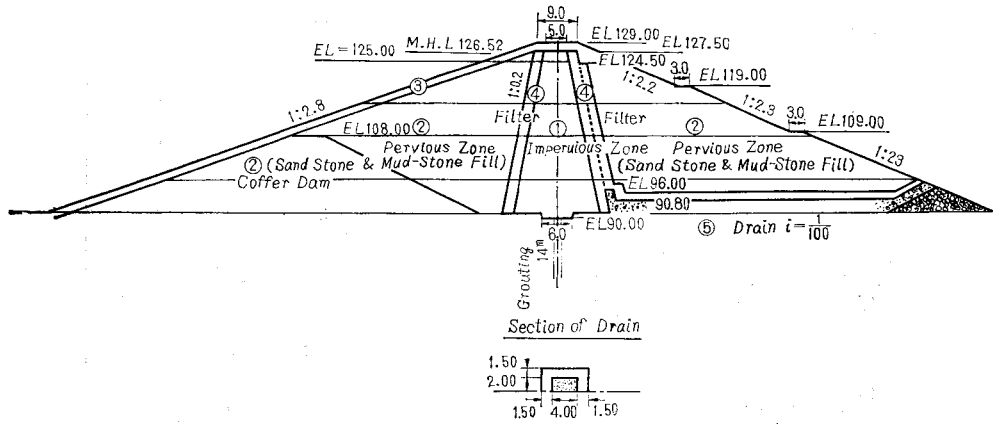


図-2 厚真ダム標準断面図および縦断面図

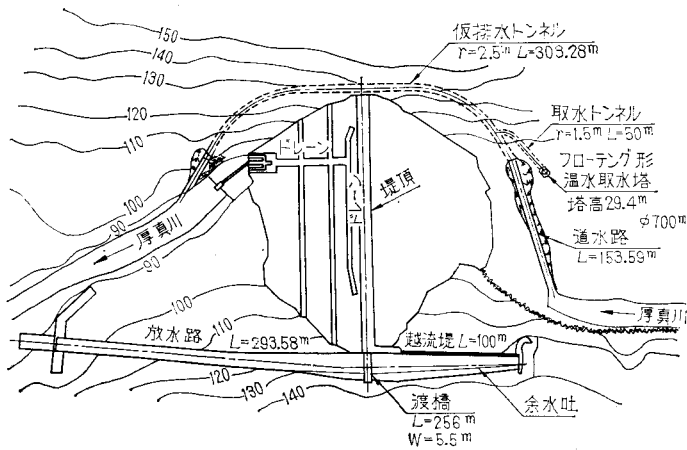


図-3 厚真ダム平面図

表-2 ダム諸元

集水面積	52 km <sup>2</sup>
調水面積	93 ha
総貯水量	10,080,000 m <sup>3</sup>
堤体積	500,000 m <sup>3</sup>
コア土	66,000 m <sup>3</sup>
箱土	399,000 m <sup>3</sup>
フィルタ	33,000 m <sup>3</sup>
ドレーン	2,000 m <sup>3</sup>
堤高(河床最大)	38.2 m
堤長	222.0 m

表-3 フィルダム盛土区分

	土量体積	盛土材料
鋼土	65,490 m <sup>3</sup>	ローム70% 風化岩さい30%
箱土	383,250 m <sup>3</sup>	頁岩碎石
フィルタ	35,500 m <sup>3</sup>	川砂
上流面フィルタ	14,760 m <sup>3</sup>	砂岩碎石
計	499,000 m <sup>3</sup>	

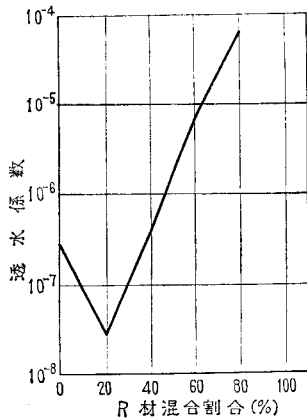


図-4 R材混合割合と透水系数  
(注) 混合割合は45%以下

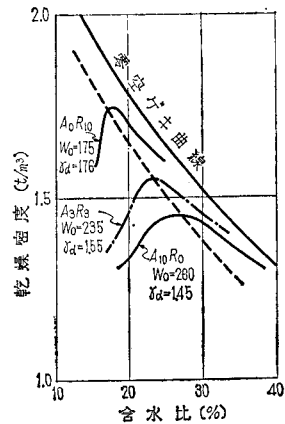


図-5 締め固め曲線  
(注)  $\gamma_d = 1.55$  を満たす含水比は25%であり、23.5%は混合割合 A<sub>3</sub>R<sub>3</sub> に換算できる

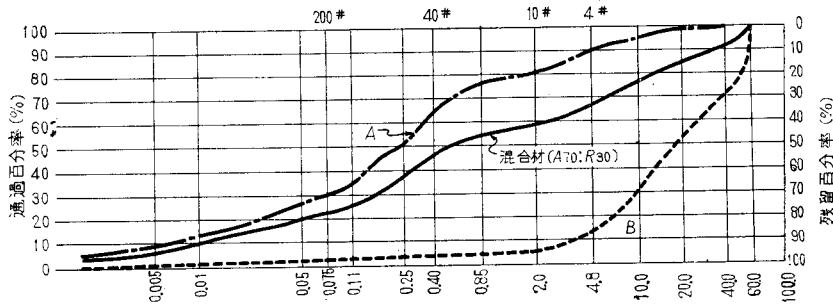


図-6 粒径加積曲線

定においては、北海道開発局土木試験所で混合試験の結果決定したものであるが、主要なデータは表-4～6および図-4, 6のとおりである。

以上のような試験データにより、配合を決定して盛土施工を行なったのであるが、施工管理による結果は2.5

表-4 止水壁材料の設計値

乾燥密度 $\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	含水比 $w$ (%)	湿潤密度 $\gamma_t$ (t/m <sup>3</sup> )	粘着力 $c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	内部 マサツ角 $\phi$ (°)	透水系数 $k$ (cm/s)
1.55	25	1.94	0.4	15	$1 \times 10^{-8}$

表-5 A土取場材料(粘土ローム)

資料名	比重	粒 度 試 験							稠 度 試 験			突 固 め 試 験		透 水 係 数			
		2mm以上	2~0.42	0.42~0.074	0.074~0.005	0.005以下	60%径	10%径	$C_u$	分類	$W_L$	$W_P$	$I_P$		地山含水比	$W_0$	$\gamma_d \max$
A材料	2.72	20	14	36	21	9	3.320	0.0064	50	粘 土 ロ ーム	30.1	26.2	3.9	30~50%	26.0	1.45	$4.0 \times 10^{-7}$

(注) 地山含水比は排水およびハローイングにより最大29%まで低下させる。実績値は23.0~29.0%の範囲のものをストックパイルに搬入

表-6 R土取場材料(頁岩風化岩屑)

資料名	比 重	粒 度 試 験						$C_u$	地山含水比	突 固 試 験		透 水 係 数
		2mm以上	2~0.42	0.42以下	最大径	60%径	10%径			$W_0$	$\gamma_d \max$	
R材料	2.74	95	2.5	2.5	60mm	25	37	6.8	15~20%	17.5	1.76	$5.9 \times 10^{-4}$

表-7 鋼土の盛土工

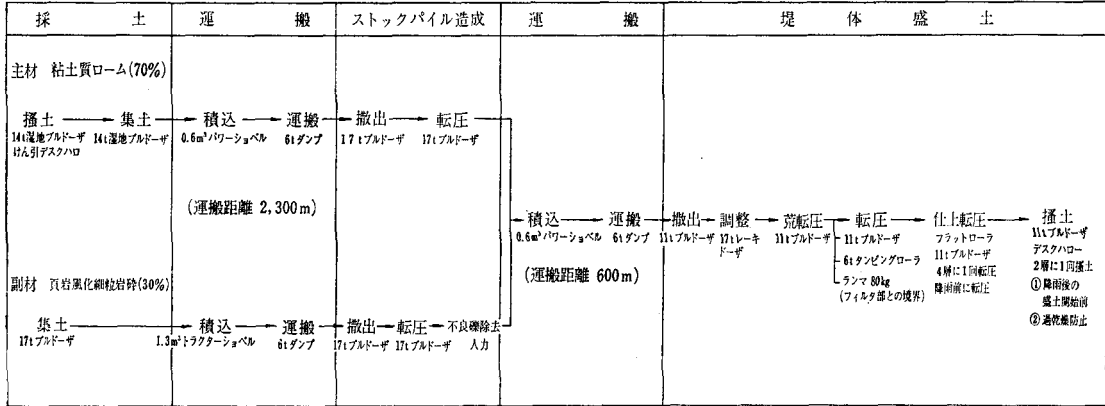


表-8 鋼土盛土 (1,000m<sup>3</sup>) 単価内訳

工種	内容	単位	数量	金額 (円)	摘要
鋼土ストック	17tブルドーザ 14t湿地ブルドーザ 6tダンプトラクタ 0.6m <sup>3</sup> パワショベル	m <sup>3</sup>	1,000	465,370	(ローム) 基本材70% (風化岩質) 混合材30%
積込	0.6m <sup>3</sup> パワショベル	"	1,000	99,437	
運搬	6tダンプトラクタ	"	1,000	100,209	
撤出	17tブルドーザ	"	1,000	43,053	
調整	"	"	1,000	10,485	
荒転圧	"	"	900	38,748	3回転圧
転圧	6tタンピング 17tトラクタ	"	900	34,590	8回転圧
ランマ転圧	50kgランマ	"	100	18,190	
過乾燥および過湿防止転圧	フラットローラ 7tトラクタ	"	900	6,030	4層に1回
播土	7tトラクタ デスクハロー	"	1,000	3,425	2層に1回
計				999,537	

表-9 頁岩および砂質泥岩の凍結融解試験、対圧強度試験

深度	岩質	比重	吸水率	耐圧強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	備考
7.8~7.9	砂質泥岩	2.2	7.6		
18.1~18.4	"	2.2	7.2	287 174	
43.6~43.9	"	2.3	6.7	262	
9~9.4	中粒砂岩	2.6	1.6	1,047 978	
25~25.4	"	2.5	2.7	1,167 1,272	

表-10 昭和36年度凍結融解試験 (土試構造研究室担当)

試料番号	岩質	原重量	2cy重量	4cy重量	備考
1	泥岩	5,866	3,445	—	2cyで50%以上崩壊
2	砂質泥岩	6,471	5,865	—	2cyで約50%崩壊
3	"	7,202	7,175	—	4cyで約50%崩壊
5	"	2,694	2,674	2,530	"
13	"	3,170	3,076	2,990	4cyで約20%崩壊

工事盛立ての終了後は、ビニールシートの被覆を行っており、フラットローラ転圧後には、デスクハローによる掻土を行なっている。盛土に至る工程と使用機械等はフローシート表-7のとおりであった。また、鋼土混合材の採土から堤体上盛土までの単価は、機械経費を含んで表-8のとおりで1m<sup>3</sup>当り1,000円であった。

2.2 鞆土の採石と盛土工および施工単価について

鞆土材料については、ダムサイトの右岸付近の岩石を破碎して、これを運搬使用した岩採取地(R土取場)は、表層から2.0~3.0mの火山灰層の下に2~6m程度の強風化帯があり、ついで10~13m深さまで弱風化帯が続き、それ以下は新鮮な岩石である。鞆土として使用するのは火山灰層を除いたそれ以下のものとした。

R土取場は第3紀新、第3紀中新世川端層に属し頁岩、砂岩のうすい互層帯が相当深い所まで続いている岩山である。深さ約25~30mまでの間には約10%の中粒砂岩が散在していた。中粒砂岩を除いた頁岩、砂質泥岩は

空気中においては風化し細分化するので、これをロックフィルダムとして使用することは危険なので、鞆土としてはアースロックフィルのタイプとして設計を進めた。

これらの試験はいずれも大気中の試験であり、盛土転圧された土中の性質ではないが、凍結融解の2サイクルで50%崩壊するような性質も持っている。実際に使用した安息角は、頁岩は径0.85mm以下にすりつぶし、この材料による三軸試験を行なってφ=30度として設計を行ない、ノリコウ配は1:2.8として緩コウ配をとっている。岩石山からの鞆土の採取方法は表土剝2~3m捨土して、強風化帯はブル集土、弱風化帯以下は、ベンチカット方式により岩発破で碎石している。採石工事で問題となったのは

- (a) 地山の表土および下層の土質区分による施工分類である。もちろん出来形により最終的には精算の形をとることになるが、土質区分の比率等は表-11のとおりである。



表-11 鞘土採石および集積 1,000m<sup>3</sup> 当り192,678円 (運搬経費) +13,305円 (機械損料) =305,983円

採石	金額	集積	金額
地山の状態 ベンチ整理採石 (レッグ使用) 1,000 m <sup>3</sup> × 0.025 (岩比率) × 0.82 (換算率) = 21 m <sup>3</sup>	12,810円	1,000 × 0.025 = 25 m <sup>3</sup> (締固めた状態盛土を1とする)	559円
ベンチカット採石 (クローラ使用) 1,000 m <sup>3</sup> × 0.711 × 0.82 = 583 m <sup>3</sup>	163,240円	1,000 × 0.324 = 324 m <sup>3</sup> 1,000 × 0.036 = 36 m <sup>3</sup>	6,480円 635円
ベンチカット掘起し (1,000 m <sup>3</sup> × 0.036 × 0.82 = 30 m <sup>3</sup> )	2,203円	1,000 × 0.351 = 351 m <sup>3</sup> (Σ 0.711)	(集積費不要)
砂礫掘起し (17t リップ) 1,000 m <sup>3</sup> × 0.057 × 0.92 = 53 m <sup>3</sup>	1,810円	1,000 × 0.057 = 57 m <sup>3</sup>	1,140円
砂礫 1,000 m <sup>3</sup> × 0.207 × 0.92 = 190 m <sup>3</sup>	(採石費不要)	1,000 × 0.170 = 170 m <sup>3</sup> 1,000 × 0.037 = 37 m <sup>3</sup> (Σ 0.207)	3,801円 (集積費不要)
計 1,000 m <sup>3</sup> × 100% × 土量換算率 = 847 m <sup>3</sup>	180,063円	1,000 m <sup>3</sup>	12,615円
注 847 m <sup>3</sup> は地山状態		注 集積土は堤体上締固の状態 で 1,000 m <sup>3</sup>	

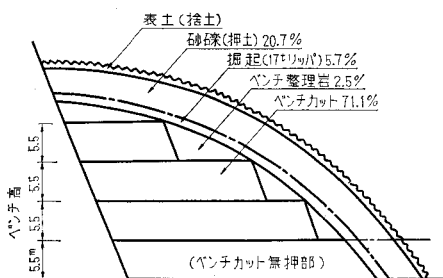


図-7 鞘土原石山採土分類図

(b) つぎに、問題となるのは土量換算係数である。とくに爆破後の岩石は容積が増大するが、運搬費に影響するので注意を要する。これらについては2.3で後述する。

(c) ベンチカット方式により採石を行なったのであるが、当初3号桐ダイナマイトを使用したのが、43年度は約5,000 m<sup>3</sup>の採石に3号桐ダイナマイト約10t、ANFO爆薬約10tを使用している。これらについて3.で後述する。

鞘土採石と集積の施工分類および施工単価は表-11, 12でわかるように1 m<sup>3</sup> 当り306円となり、運搬、堤体土の施工単価(機械経費を含む)は257円を加えると合計565円の施工単価となる。

### 2.3 土量の換算係数

盛土工事の設計上の当り単価表作成に当って、機材の基準作業量に土量換算係数を乗じて、時間当り作業量を定めるので、その他の作業係数とともに係数値の決定には、慎重に取扱わねばならない。農林省においては、設計課資料「国営土地改良事業直轄工事 機械施工積算要領」(S 40.10)が一応の基準となっている。当ダムにおいても、砂、砂利等の換算係数はこの基準に従い、主体をなす鋼土混合材、爆破後の鞘土材については、独自の現場試験により換算係数を決定している。

表-12 鞘土盛土(1,000m<sup>3</sup>) 単価内訳

工種	内容	単位	数量	金額(円)	摘要
切および集積	レッグクローラ 17t ブルドーザ	m <sup>3</sup>	1,000	305,983	
積込	1.2パワショベル	"	1,000	32,705	
運搬	15t ダンプトラック	"	582	36,924	
"	13.5t "	"	418	66,460	
散出	21t 級ブルドーザ	"	1,000	10,976	
播土	17t 級レーキドーザ	"	1,000	5,237	
破砕	人力	"	497	49,700	
散水	80mm ヒューガル	h	2.5	1,635	
転圧	SP 22 タンピング	m <sup>2</sup>	950	22,373	12回転圧
仕上転圧	17t ブルドーザ	"	950	9,223	4回転圧
ランマ転圧	50kg ランマ	"	50	22,224	
計				563,440	

コア用土については2.1で記述したように、ストックパイルにコア主材(ローム)を70%厚さ35cmに平均し、転圧後、副材(頁岩、風化材)を30%、15cm厚さに互層にパイルしている。表-13に示す混合材は、したがって設計上の理論値(重量比7:3)の割合と、パイル場の混合材の密度、換算係数とはいくぶん数値に相異があり、使用したのはパイル場における実際の換算係数となっている。

また鞘土については、頁岩、砂岩互層による原石山爆破後は400mm以下が85%の採取率となっており、地山を1.0とした場合には爆破後は1.73の容積増となり、乾密2.2t/m<sup>3</sup>が1.27t/m<sup>3</sup>となっている。

### 2.4 盛土日数の検討

40年度より総量約500,000 m<sup>3</sup>を4カ年で盛土施工したが、この間の稼働日数=(運転日数/総日数)×100%の設計値と実績値は表-15のとおりであった。施工期間の取り方は、北海道の例であるので多少一般とは異なると思うが、5月21日から10月10日まで143日間となっている。これに対して、実績値は129日間となっており、このことは設計が8時間拘束の6時間実稼働に対して、施工業者は、11時間拘束の10時間実稼働で差があると考

表-13 現場採用土量換算係数

名称	元の土	乾燥密度	地山(A)	ゆるみ土(B)	固め土(C)	備考
上流ノリ面	地山 A	2.43	1	1.72	1.31	現場試験による
	ゆるみ土 B	1.41	0.58	1	0.77	
	固め土 C	1.85	0.76	1.31	1	
コア主材 (ローム材)	" A	1.34	1	1.25	0.9	シルト質ローム適用*
	" B	1.07	0.80	1	0.72	
	" C	1.49	1.11	1.39	1	
コア副材 (頁岩風化細粒材)	" A	1.90	1	1.18	1.08	砂交り砂利適用*
	" B	1.61	0.80	1	0.91	
	" C	1.76	0.93	1.09	1	
混 合 材	" A	1.55	1	1.39	1	現場試験による
	" B	1.11	0.72	1	0.72	
	" C	1.55	1	1.39	1	

土 質		元の状態		換 算 す べ き 状 態			摘 要
用土区分	土 質	状 態	乾燥密度	地山のまま	掘りゆるめた場合	締固めた場合	
翰 土 a	泥砂岩互層 未風化爆破後の岩	地山のまま(A)	2.20	1.00	1.73	1.22	現場試験による
		掘りゆるめた場合 (B)	1.27	0.58	1.00	0.71	
		締固めた場合(C)	1.80	0.82	1.42	1.00	
翰 土 b	砂礫交り風化岩	(A)	1.95	1.00	1.35	1.083	現場試験による
		(B)	1.44	0.74	1.00	0.80	
		(C)	1.80	0.92	1.25	1.00	

\* 農林省設計課 (S.40.10) 「国営土地改良事業直轄工事機械施工積算要領」の土量換算係数表適用

表-14 土 量 換 算 係 数

土 質	元の土の状態	換 算 す べ き 状 態 (f)		
		自 然 状 態	掘りゆるめた場合	締固めた場合
砂	自然状態	1.00	1.11	0.95
	ゆるんだ "	0.20	1.00	0.86
	締固めた "	1.05	1.17	1.00
砂質ローム (普通土)ローム シルト質ローム	自然状態	1.00	1.25	0.96
	ゆるんだ "	0.80	1.00	0.72
	締固めた "	1.11	1.59	1.00
粘 土	自然状態	1.60	1.43	0.70
	ゆるんだ "	0.70	1.00	0.63
	粘土質ローム	1.11	1.99	1.00
砂 混 り 砂 利	自然状態	1.00	1.18	1.08
	ゆるんだ "	0.89	1.00	0.91
	締固めた "	0.93	1.09	1.00
砂 利	自然状態	1.00	1.13	1.03
	ゆるんだ "	0.83	1.00	0.91
	締固めた "	0.97	1.10	1.00
固 結 し た 砂 利	自然状態	1.00	1.42	1.29
	ゆるんだ "	0.70	1.00	0.91
	締固めた "	0.77	1.10	1.00
軟岩を破碎したもの	自然状態	1.00	1.65	1.22
	ゆるんだ "	0.61	1.00	0.74
	締固めた "	0.82	1.35	1.00
硬岩を破碎したもの	自然状態	1.00	1.70	1.31
	ゆるんだ "	0.89	1.00	0.77
	締固めた "	0.76	1.30	1.00
小 割 し た 岩 石	自然状態	1.00	1.75	1.40
	ゆるんだ "	0.57	1.00	0.80
	締固めた "	0.71	1.24	1.00
爆 破 し た 岩 石 の 大 塊	自然状態	1.00	1.80	1.30
	ゆるんだ "	0.56	1.00	0.72
	締固めた "	0.77	1.38	1.00

表-15 盛土日数の検討

年度	設 計						実 施						
	施 工 期 間	施 工 期 間 日 数	盛 土 日 数		盛 土 可 能 日 係 数		【 施 工 期 間	施 工 期 間 日 数	盛 土 日 数		盛 土 可 能 日 係 数		
			鋼 土	鞆 土	鋼 土	鞆 土			鋼 土	鞆 土	鋼 土	鞆 土	
全体設計	5月21日～10月10日	143	57	117	0.40	0.82							
40	6月1日～10月10日	132	50	100	0.39	0.76	5月29日～9月14日	109	34	77	0.31	0.71	
41	5月21日～10月10日	143	57	117	0.40	0.82	5月14日～9月24日	134	52	84	0.39	0.63	
42	5月21日～10月10日	143	57	117	0.40	0.82	5月13日～9月15日	126	61	100	0.48	0.79	
43	5月21日～10月10日	143	57	117	0.40	0.82	5月13日～10月6日	147	61	100	0.41	0.68	
計	40～43	561	221	451	1.59	3.22	40～43	516	208	361	1.59	2.81	
平 均		140	55	112	0.40	0.81		129	52	90	0.40	0.70	

えられる。

また、稼働日数率は労働省屋貸調査において、運転手の出勤日数率=25/30=0.833となっており、建設省においてもこれを採用しているようであるが、アースダムの実稼働率は、鞆土において平均0.7となっている。これは連続降雨 40 mm/日以上の場合、土取場運搬路の乾燥待ちで2～3日の休止日を必要とされて、主作業機で当ダムの場合はSP-22タンピングローラの故障10日前後などが作業中止の理由となっている。

2.5 鋼土、鞆土の土質管理と現場試験結果の報告

鋼土材については、図-8のようにA,B,D土取場

から採土とし約 65,000 m<sup>3</sup>であった。このうち当初D土取場から 23,000 m<sup>3</sup>の粘土質ロームを盛土し、残の 32,000 m<sup>3</sup>は前記2.1で述べたようにA,B土取場からローム材、R土取場から風化細粒岩層を混合して使用している。

混合材質、比率、含水率、密度、透水係数の試験所決定時における設計値は、前記2.1で詳述したが、ローム材のA,B土取場の現場試験による粒径加積曲線は図-9,10のとおりである。A<sub>2</sub>材はシルト分が主体をなし加積曲線は起伏が多く、B材はほぼ同一コウ配をもつ配合分布のよい曲線となっている。また、副材の岩層の同

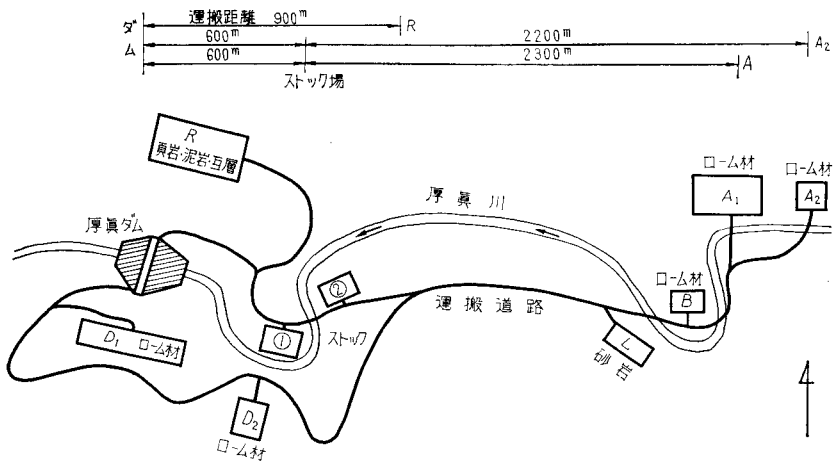


図-8 厚真ダム土取場位置図

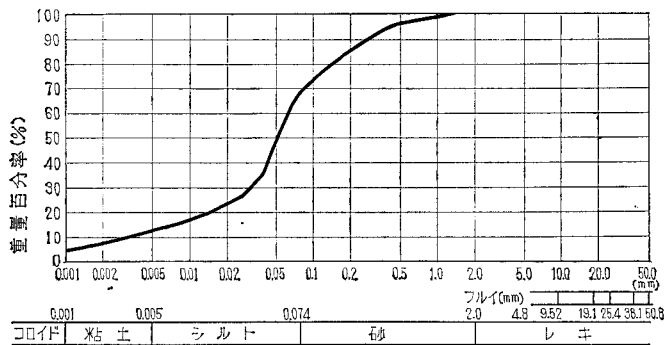


図-9 A<sub>2</sub>土取場(ローム材)粒径加積曲線

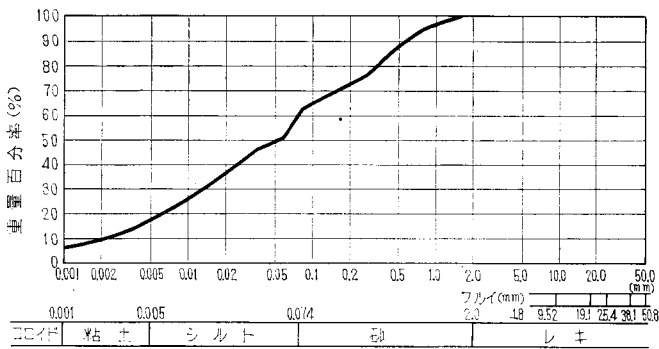


図-10 B土取場（ローム材）粒径加積曲線

表-16 ローム質本材粒度分析累加表

	粘土 0.01~0.05 mm	シルト 0.05~0.074 mm	砂 0.074~2.0 mm	礫 2.0 mm~
A <sub>2</sub> 材	12.5%	67% (54.5)	100% (33)	—
B 材	17.0%	60% (43)	100% (40)	—

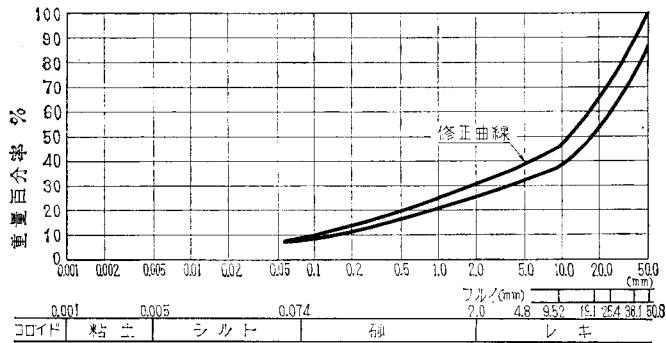


図-11 R土取場（頁岩・泥岩互層）粒径加積曲線

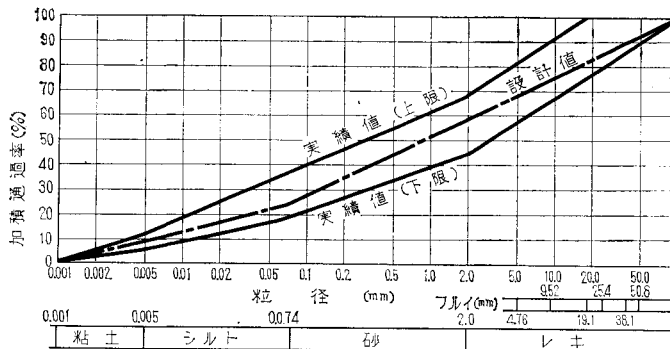


図-12 43年度鋼土混合材の粒径加積曲線

曲線は図-11で表わされる。ストックパイルにおいて混合され、堤体上の土質試験の粒度分布は図-12となっており、比較的良好な分布を示している。

これらをまとめて、混合材の試験配合と実績分布の密度、含水比試験の結果は図-13および表-17のとおりで、設計値  $\gamma_d=1.55 \text{ t/m}^3$  に対して  $1.57\sim 1.71 \text{ t/m}^3$  の実績値となり、充分な転圧実績と考えられる。鞘土材の

設計値と実績値については、表-18で、設計値  $\gamma_d=1.80 \text{ t/m}^3$  に対して、平均  $1.85 \text{ t/m}^3$  の実績値を示している。

### 3. 鞘土採石のためのANFO爆薬使用結果のまとめ

鞘土材としては、全量  $394,000 \text{ m}^3$  であるが、これら

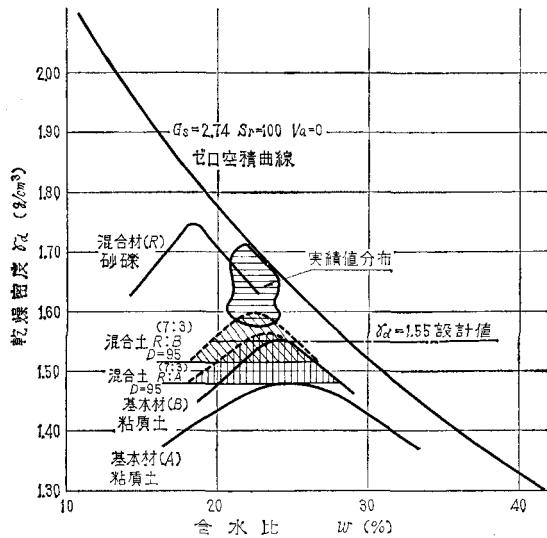


図-13 鋼土混合材の試験配合と実績値の分布

は、図-8のR土取場からベンチカット方式により、頁岩、砂岩の互層を採石したものである。ベンチカット採石は(図-14に示す)標準横断面の追い番号の順に押土および爆破している。発破セン孔平面図、断面図は図-15、16のとおりで、1ベンチの採石量は平均  $91.35 \text{ m}^2 \times 5.5 \text{ m} = 502 \text{ m}^3$  であった。ベンチカットに使用した爆薬は、40~42年までは3号桐ダイナマイトを使用した。43年度に至り ANFO (硝安油) 爆薬を混合使用した。ANFO は伝爆薬を必要とされるので、ブースタとして ANFO の約10%の3号桐を使用した。また吸湿性のため

表-17 鋼土管理試験

	乾燥密度 ( $\text{t/m}^3$ )	湿潤密度 ( $\text{t/m}^3$ )	含水比 (%)
設計値	1.55	1.91	23.5
42年実績	1.61	1.95	21.1
43年実績	1.63	1.99	22.1

表-18 鞘土管理試験

	乾燥密度 ( $\text{t/m}^3$ )	湿潤密度 ( $\text{t/m}^3$ )	含水比 (%)
設計値	1.80	2.00	—
42年実績	1.85	2.09	12.8
43年実績	1.85	2.08	12.6

水孔には使用できない。採石場は破碎帯が多くセン孔後湧水するので、ベンチの切羽部分は3号桐を使用し、中央部分は ANFO を使用している。ANFO 単価が安いので(3号桐, 370,000円/t, ANFO 163,000円/t) 経済的でもあり、また、安全性にも優れている。

前記ベンチカット工法により採石された頁岩の  $1 \text{ m}^3$  当りの必要爆薬量は、表-19のとおりである。すなわち、3号桐ダイナマイト  $528 \text{ g/m}^3$ 、桜ダイナマイト  $454 \text{ g/m}^3$ 、ANFO  $572 \text{ g/m}^3$  であった。さらに、上記  $\text{m}^3$  当りの火薬量にセン孔費、雷管、坑夫賃金を加えた採石単価は表-20のとおりで、3号桐ダイナマイト  $365 \text{ 円/m}^3$ 、ANFO  $311 \text{ 円/m}^3$  となり、 $\text{m}^3$  当り54円安となっている。(ANFO 爆薬の施工結果については、農業

表-19  $1 \text{ m}^3$  当り必要爆薬量

	爆薬威力係数	円錐形試験	ベンチカット工法	ベンチカット工法 円錐形試験 $\times 100$
桜ダイナマイト (NG 60%)	$e=1$	0.528 ( $\text{g/m}^3$ )	0.429 ( $\text{kg/m}^3$ )	81 (%)
3号桐ダイナマイト	$e=0.86$	換算 0.454	0.369	81
ANFO 爆薬	$e=1.085$	0.572	0.464	81

表-20 ベンチカット  $100 \text{ m}^3$  当り単価表

使用爆薬名	3号桐ダイナマイト	3号桐 + ANFO	ANFO
工種			
クローラドリル運転	204 a $\times 5,404 \text{ 円} = 11,024$	11,024	11,024
ビットロッド損料	100 $\text{m}^3 \times 42 \text{ 円} = 4,200$	4,200	4,200
爆薬	3号桐 3.69 $\text{kg} = 13,678$	3号桐 18.34 $\text{kg} = 67.98$ ANFO 20.47 = 3,334 ブースタ 2.26 = 8.39	ANFO 40.7 $\text{kg} = 6,629$ ブースタ 45 = 1,668
電気電管	3号桐 (単価 370,668円/t) 11.88個 $\times 97,905 \text{ 円/1,000個} = 1,163$	1,163	1,163
坑夫	1.35人 $\times 1,770 = 2,390$	2,390	2,390
人夫	2.70人 $\times 1,500 = 4,050$	4,050	4,050
計	36,500円/ $100 \text{ m}^3$ (100%)	33,800円/ $100 \text{ m}^3$ (93%)	31,100円/ $100 \text{ m}^3$ (85%)
爆薬のみ	3号桐 13,678円/ $100 \text{ m}^3$ (100%)	3号桐 $\times$ ANFO 10,971円/ $100 \text{ m}^3$ (80%)	ANFO 8,297円/ $100 \text{ m}^3$ (61%)

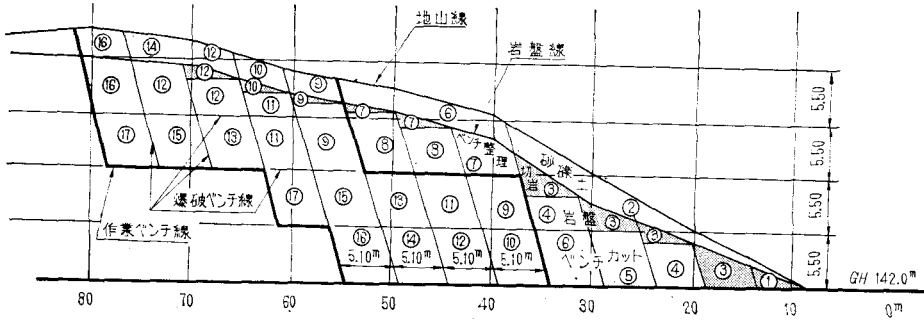


図-14 R土取場ベンチカット標準横断面図 (ベンチ面積21.0m×4.35m=91.35m<sup>2</sup>)

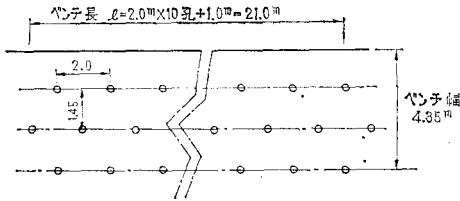


図-15 発破さん孔平面図

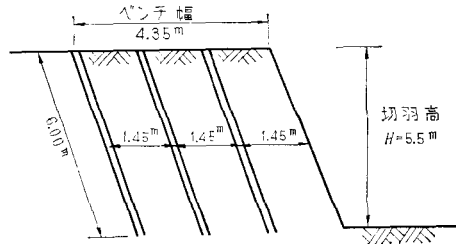


図-16 さん孔断面図

土木学会誌37巻10号(45年1月号)に「厚真ダムの硝安油爆薬 (ANFO) 使用例における岩石抗力係数と採石単価の比較について」に掲載されている。

#### 4. 余水吐放水路の基礎設計について

余水吐の設計施工については、同じくダム日本に掲載しているので記述をさけるが、放水路の下流コウ配が1/6となり、空気連行流の射流となり、放水路の末端をフリップバケット形式とし、空中放射の設計としているのが特徴となっている。その後の施工において問題になったのが、今年度施工した放水路70m間の基礎工事であるが、これについての概略は次のようである。

放水路のSP220mから290m間70mの基礎岩盤線が放水路インバート底より約7.0m下がっているため、この部分の放水路縦断方向は1/8のコウ配となっており、横断方向にも30°前後の斜面となっているため、施工の困難も予想されるので、この基礎についていろいろな案について予備設計を行なった。1案の地盤改良法として、粗石コンクリートなどによる置換工法が考えられる。これは、置換容積が2,800m<sup>3</sup>に及びちじるしく多量となるので除外した。2案のクイ基礎工法は、前記のように縦、横方向に急コウ配な岩地盤のため、建込み基礎工法となり、また、上部放水路荷重が大きいので不安定となるため除外した。3案の地中梁基礎として、横方向に門形ラーメン型、縦方向に連続梁型として、縦・横連結して連続梁基礎工法を候補に考えて設計したところ、コンクリート量で1,400m<sup>3</sup>、鉄筋量で70tとなり金額が17,900千円となった。この案によると試験たん水を行なう関係上工期から5ヵ月しかなく、この間にさ

らに上部放水路を施工するため、連結梁基礎はフーチング、型枠、鉄筋加工等で工期内の施工不可能となるので、検討の結果、第4案としてケーソン型の基礎を採用することにした。これは図-17, 18のように無筋で、貧配合として半重力式の単純な工法となり、コンクリート量1,500m<sup>3</sup>、鉄筋7t、金額13,500千円で安定性を増し、施工上はなほだ能率がよく、かつ金額は4,400千円

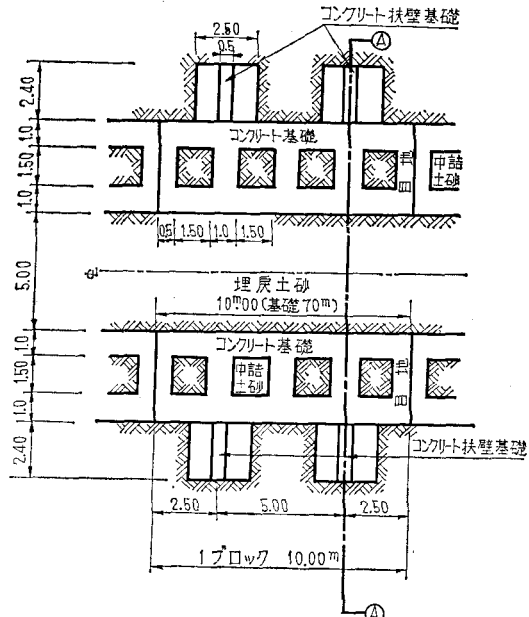


図-17 放水路基礎平面図

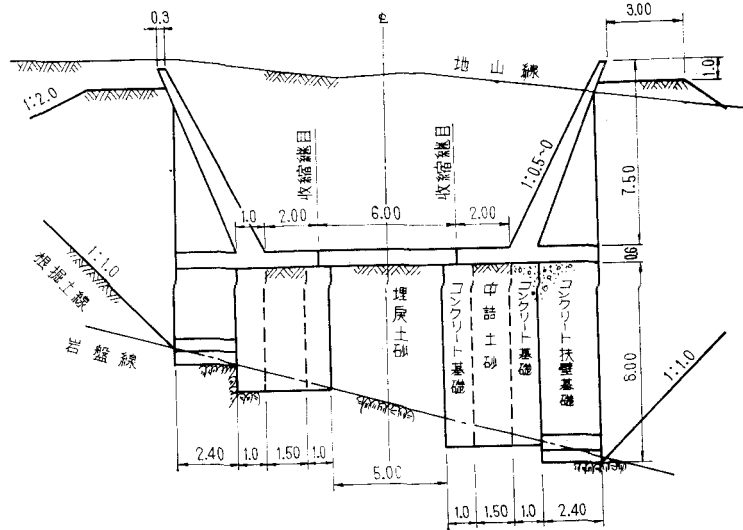


図-18 放水路基礎断面図

の節約となった。

### 5. 取水トンネル耐摩耗止め施工について

当ダムの取水方式は寒冷地のため、貯水池の表面取水式フローティングタイプ温水取水器を設備（日兼特殊工施工）している。計画満水位のときの取水深は約 30 m となり、取水管から取水トンネルにフリーディスチャージされるときの流速は約 16 m のジェット放水される。制水弁としては、主弁ホロージェット、副弁バタフライバルブをそれぞれ使用している。したがって、最大 10 m の延長でトンネル内に放水されるため、この部分のコンクリート面の保護に耐摩耗止めとしてエポキシ樹脂と珪砂を混合したものをインバート部と側壁部に厚さ 5mm 厚で塗布している。施工法は、湿潤面プライマー（サンユーコート RW-3）の下地塗の上にエポキシ樹脂（サンユー-F-550）1 に対して、珪砂5の割合のモルタル 5 mm 厚でコテ仕上げしている。また、アーチ部はエポキシ樹脂（サンユー L-250）に2層のガラスクロスを積層して保護している。厚さは 1 mm の厚さである。施工単価は 1 m<sup>2</sup> 当り 3,400円/m<sup>2</sup>（エポキシ、珪砂モルタル）同じくクロスライニングは 2,750 円である。これの効果について、コンクリート面とエポキシ樹脂の接着について、その接着力はデータによると数倍となっている。ま

た、耐摩耗性についてはメーカーのデータによると、Tober 式試験機による摩耗量試験によれば、コンクリート 9.8 g に対してエポキシモルタルは 0.5 g となり、約20倍の耐摩耗性があると考えられる。コンクリート面での接着、仕上がりも良好でかなりの衝撃や耐摩耗性が期待されそうである。

### 6. むすび

まだ残された問題として、目下試験たん水中であるが、数種の埋設計器および堤体漏水量調査について貯水位の変化に対する計器の解析、渇水年には越年貯水の必要があるので、取水塔付近の結氷防止および水圧の堤体に及ぼす影響などについて、なんらかの対策と試験を行ないたいと考えている。

37年に着工以来約8年の歳月と21億円の工事費により、厚真ダムが誕生したわけであるが、この間多くの先輩職員や、熱心な施工業者（地崎組）、地元受益者と三者一体の成果の結晶であり、おかげをもってその機能上もまた美観上も最高の出来映えと自負している次第である。

また、多くの御指導頂いた関係者各位に深く感謝を申し上げる次第である。

# 北海幹線通水能力調査報告

(大流量水路の水理特性)

斎藤三哲\* 赤池勇作\* 田村 亮\*

## 目 次

はじめに.....(35)	§ 4 $n$ の経年値について.....(40)
§ 1 調査方法.....(35)	§ 5 通水能力の判定.....(41)
§ 2 測定資料.....(36)	む す び.....(42)
§ 3 資料の考察.....(36)	

## はじめに

この報文は43年～44年にかけて行なった、国営土地改良事業美咲地区北海幹線の能力調査について記述し、大流量コンクリート装工水路の流れの抵抗について述べようとしている。結論の一つは通常管理状態における水路の粗度係数とその経年変化であり、20年後の  $n$  値は0.017と意外に大きい数値を得た。その二は測定資料より導いた北海幹線の適用公式においてマンニングの潤辺  $R$  の指数  $2/3$  がより僅かに小さい0.614となったことである。これらは、いずれも設計上危険側を意味している。この資料は苛酷な気象条件の中の特殊な水路における調査記録ではあるが、大流量水路の能力に関しある傾向を示しているものと判断される。その意味において今後この種の調査が各地の現場条件の中で確かめられ、それぞれ立場で検討されることを希望し、ここに資料不足、解析不十分ながら提出するしだいである。

### ○水路特性

着手～完了	34～46年
受益面積	20,000 ha
水路延長	77 km
流 量	max 42.5 m <sup>3</sup> /sec
水路勾配	全線平均 1/3000
	開水路勾配 1/3,000～1/6,000
流 速	開水路流速 1.4～1.0 m/sec
底幅/水深比 ( $B/h$ )	5～6
曲率指数	0.1 (= $\Delta 20^\circ/300$ m)
$R_e$	(1.0～2.0) $\times 10^6$
$F_r$	0.2～0.1

流水は炭じんによる濁度きわめて大であった。

## § 1 調査方法

調査は装工の完了した直線区間で断面変化わん曲など

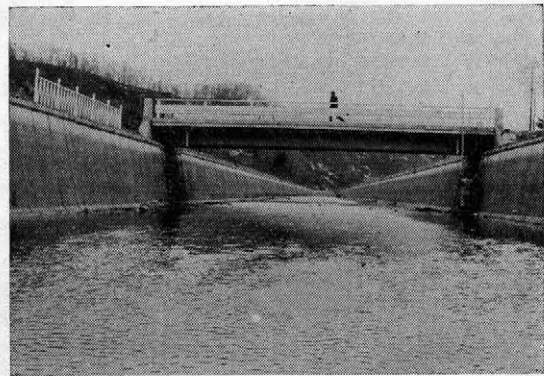


写真-1 北海幹線通水前調査

の影響のない等流区間を施行年次も配慮して選び、43年度13個、44年度22個を測定した。

なお、本調査に先立ち予備調査として上流12kmの縦断測量、測定個所の断面測量、通水前堆積土砂、その他の調査などを行なった。水路の施工寸法誤差はいずれも $\pm 1\%$ 以内であった。

(i) 流速測定は土木試験所で検定したブライス型聴音式流速計を使い3点法により求めた。

測定間隔は、大断面ではセンターラインから1mごと小断面ではセンターラインから0.5mごとに測定した。測定に際しては定位置に計器を沈めることとブザー音が一定となる時間待ちに留意した。また、測定精度を上げるため43年度はゴムボート上より測定したが、44年度は仮橋を作り測定した。

(ii) 水面勾配の測定は流速測点を中央に100m離れた2点間の水面を測定して求めた。

測定法は43年度はあらかじめ測った天端コンクリート定点よりスケールにより水面を実測した。水面のゆれは最大と最小を読み平均することにより処理したが、44年度は晴天無風の日でも1～2cmの波があることがわかったので側壁背面に穴を掘り、穴の中に杭を打ち、杭上にメスシリンダを立て、サイホン管により水路と連結し静

\* 北海道開発局札幌開発建設部美咲かんばい事務所



表-1 観測成果表

No.	SP	施工 年次	種 別	A	R	V	h	勾 配 (I)		流 量 (Q)	
								実 測	計 画	実 測	計 画
1	2,139.40	41	LA型ブロック	27,541	1.628	1.060	2.122	1/5882	1/4370	29,198	42,478
2	"	"	"	28,048	1.648	1.152	2.160	1/7143	"	32,321	"
3	4,000.00	40	"	21,269	1.322	1.423	1.640	1/3571	"	30,269	"
4	"	"	"	"	1.322	1.423	"	1/2750	"	31,245	"
5	6,270.00	"	現場打矩形水路	20,280	1.258	1.479	1.580	1/2466	1/3300	29,990	41,600
6	"	"	"	18,110	1.155	1.508	1.420	1/2773	"	28,258	"
7	"	"	"	19,560	1.244	1.570	1.510	1/2500	"	30,707	"
8	9,469.00	42	LA型ブロック	26,340	1.588	1.160	"	1/5249	1/4630	30,564	40,942
9	"	"	"	25,033	1.587	1.160	"	1/4630	"	29,038	"
10	11,900.60	40	"	22,368	1.384	1.254	1.728	1/5882	"	28,055	40,851
11	"	"	"	20,607	1.297	1.290	1.595	1/4167	"	26,577	"
12	14,300.00	41	"	24,087	1.469	1.327	"	1/5455	1/4670	31,953	40,767
13	16,830.00	42	"	23,748	1.360	1.239	1.689	1/5000	1/4680	27,057	40,720
14	"	"	"	20,787	1.307	1.313	1.609	1/4000	"	27,289	"
15	32,700.00	"	LB型ブロック	19,716	1.298	0.890	"	1/5500	1/5580	17,540	32,708
16	43,350.00	"	LB型ブロック	19,730	1.451	0.676	1.888	1/5882	1/5930	13,341	22,974
17	"	"	"	19,580	1.411	0.772	1.890	1/6250	"	14,139	"
18	55,850.00	35	"	11,818	1.070	1.108	1.385	1/3200	1/5000	13,093	18,253
19	56,100.00	34	L型タイプ現場打	"	1.153	1.004	"	1/3235	"	13,358	"
20	56,150.00	"	"	13,513	1.167	1.065	1.525	1/4000	"	14,394	"
21	"	"	"	14,904	1.253	1.076	1.670	1/3846	"	16,034	"
22	56,700.00	35	LFa型ブロック	"	1.120	0.977	"	1/5000	"	11,933	17,483
23	57,400.00	36	LFb型ブロック	12,540	1.112	0.982	1.450	1/3684	1/4000	12,315	"
24	"	"	"	12,629	1.117	1.076	1.670	1/3684	"	13,589	"
25	58,000.00	"	"	13,502	1.173	0.979	1.560	1/5882	"	13,213	"
26	"	"	"	14,590	1.241	1.024	1.628	1/5263	"	14,942	"
27	60,370.00	37	"	"	1.164	1.011	"	1/3636	"	14,006	"
28	65,000.00	"	LG型ブロック	"	0.961	1.026	"	1/3447	"	10,388	12,360
29	67,000.00	38	"	9,630	1.027	0.910	1.400	1/6086	1/4000	8,767	12,360
30	"	"	"	9,200	0.994	1.007	1.340	1/5556	"	9,267	"

水に置き変え水面高を測定した。この場合、水路のサイホン管が短いとメスシリンダ内の水面のゆれがあるためサイホン管を伸ばし、しばらく時間を置いた後測定するようになった。

§ 2 測定資料

測定資料は表-1 にまとめ、そのうちの代表的な流速

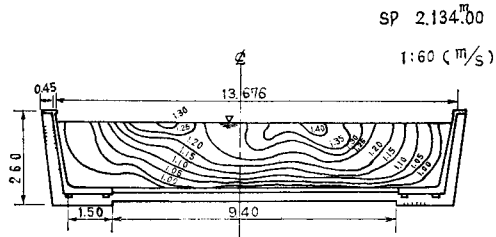


図-1.1 流速分布図

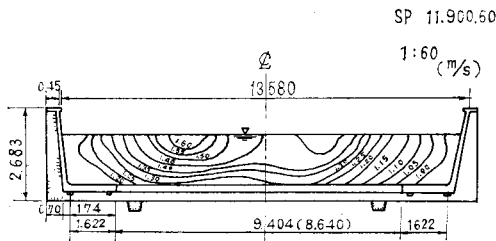


図-1.2 流速分布図

分布を図-1 に示した。表-1 の資料は No. はその他の図表にも使用されている。

§ 3 資料の考察

(i) 流速分布図 (図-1)

水路横断面流速分布において、小断面水路の ( $B \leq 3.00$  m) の流心はほとんど中心にあるが、大断面 ( $B \geq 8.00$

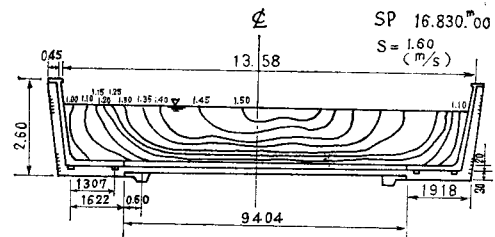


図-1.3 流速分布図

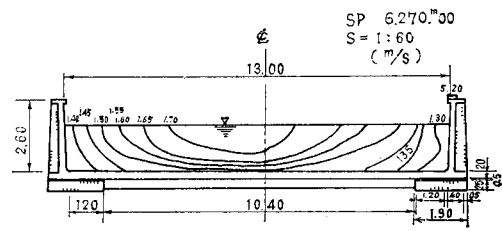


図-1.4 矩形水路流速分布図

表-2 計 算 結 果

No.	$v/v_*$	レイノルズ数 $R_e$	粗 度 高 $k$	マニング式 逆算の $n$	理 論 式 $n$	Moody 図 表よりの $n$
1	20.385	$1.726 \times 10^6$	0.00509	0.0171	0.0170	0.0197
2	24.202	$1.898 \times 10^6$	0.00107	0.0144	0.0143	0.0142
3	20.754	$1.881 \times 10^6$	0.00119	0.0142	0.0142	0.0137
4	—	—	0.00362	0.0162	0.0154	—
5	20.831	$1.861 \times 10^6$	0.00636	0.0159	0.0173	0.0203
6	21.360	$1.742 \times 10^6$	0.00098	0.0153	0.0154	0.0156
7	22.655	$1.410 \times 10^6$	0.00154	0.0146	0.0146	0.0170
8	21.482	$1.842 \times 10^6$	0.00341	0.0162	0.0162	0.0164
9	19.829	$1.841 \times 10^6$	0.00620	0.0172	0.0174	0.0205
10	26.125	$1.736 \times 10^6$	0.00043	0.0129	0.0129	0.0147
11	23.370	$1.673 \times 10^6$	0.00123	0.0143	0.0143	0.0165
12	26.020	$1.949 \times 10^6$	0.00047	0.0132	0.0131	0.0140
13	24.012	$1.685 \times 10^6$	0.00100	0.0140	0.0140	0.0155
14	23.198	$1.716 \times 10^6$	0.00133	0.0144	0.0143	0.0166
15	18.580	$1.155 \times 10^6$	0.00835	0.0179	0.0180	0.0197
16	13.740	$0.981 \times 10^6$	0.01538	0.0247	0.0240	0.0234
17	15.362	$1.019 \times 10^6$	0.02208	0.0220	0.0207	0.0254
18	19.439	$1.535 \times 10^6$	0.00488	0.0167	0.0166	0.0193
19	17.017	$1.158 \times 10^6$	0.01388	0.0193	0.0192	0.0237
20	19.907	$1.243 \times 10^6$	0.00442	0.0164	0.0165	0.0193
21	19.044	$1.195 \times 10^6$	0.00670	0.0174	0.0174	0.0203
22	20.787	$1.094 \times 10^6$	0.00300	0.0156	0.0157	0.0182
23	18.118	$1.092 \times 10^6$	0.01419	0.0180	0.0192	0.0238
24	19.779	$1.202 \times 10^6$	0.00445	0.0174	0.0174	0.0192
25	24.149	$1.148 \times 10^6$	0.00181	0.0148	0.0148	0.0172
26	21.289	$1.271 \times 10^6$	0.00270	0.0157	0.0156	0.0181
27	17.737	$1.177 \times 10^6$	0.01057	0.0182	0.0184	0.0223
28	20.118	$0.986 \times 10^6$	0.00365	0.0162	0.0158	0.0188
29	22.693	$0.935 \times 10^6$	0.00127	0.0142	0.0140	0.0160
30	24.033	$1.001 \times 10^6$	0.00072	0.0133	0.0133	0.0147

m  $B/h \geq 5$ ) 水路の場合60%以上の断面において偏心または二つの流心をもっている。これらの測定位置はわん曲その他障害から十分離れている直線水路である。直線水路の蛇行現象の説明はらせん流説(水路床面摩擦熱によって反対2方向のらせん流が発生する)、過剰エネルギー説(流水の過剰エネルギーが釣合いを保つために水路を延長して安定勾配を目指すため蛇行が発生する)等があり、このような流速分布は偶然な現象ではないと考えられる。いずれにしても、大流量人工水路の流下能力に関連する問題であり、今後波長や曲率を水理的諸量と関連づけ、人工水路の蛇行発生機構を究明する必要がある。

鉛直方向の流速分布は  $v=1.5$  m/sec 矩形現場打水路では対数曲線に近く、 $v \leq 1.2$  m/sec のL形水路では底の方の流速変化が弱まり二次曲線に近づこうとする傾向がうかがえる。

なお、最大流速の発生位置は流速により変化し大略水

面より0.1~0.3h程度であった。

(ii) 平均流速の算定

流速分布図によりプランメータを使って求めた流速

$$\left( \frac{\sum_1^n AV}{\sum_1^n A} \right)$$

に対する2点法および3点法の平均流速は1:0.99:1.005となり、3点法の方が誤差は小さく、一般的な見解とは異なった結果がでた。いずれにしても、その差は小さいので、ここでは3点法によって求めた平均流速を使用することとした。

(iii)  $k$ 値について

水路の粗度高 $k$ 値は長さのディメンションをもち、でき上がった水路の能力を決定づける重要なファクターであり、 $n$ 値に最も強い影響力をもっている。今回の調査では $k$ 値判定の方法として下記の三つの方法を考え、それぞれを関連対比させて検討した。まず、第一の方法は調査資料を対数公式に入れて逆算して求める。第二は、

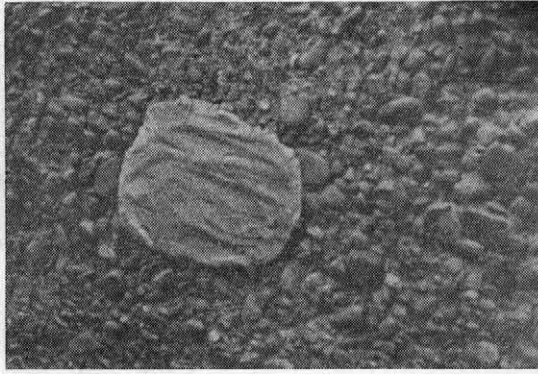


写真-2 40年経過した旧北海幹線 粘土にて  
k 値測定中

実際の水路側壁およびインパートの粗面をゴム粘土に型を取りこれを測定して求めた。第三は、文献資料による判断である。

① 対数公式より k 値を計算

$$v = v_* \left( A_0 + \frac{1}{K} \ln \frac{R}{k} \right) \dots \dots \dots (1)$$

ここに  $v_*$  : 平均摩擦速度 =  $\sqrt{gRI}$   
 $K$  : カルマン定数 = 0.4  
 $k$  : 潤辺粗滑の高さ  
 $A_0$  : 潤辺粗滑, 断面形状, 流速分布に関する積分定数 = 5.98

(1)を変形して

$$v = v_* (5.98 + 5.75 \log R/k)$$

$$\therefore \log k = \log R - \frac{(v/v_*) - 5.98}{5.75} \dots \dots \dots (2)$$

(2)式にそれぞれの実測値を代入して k を求めた。

② 水路実測による k 値の測定

水路コンクリート壁面の平均的個所にゴム粘土をあて木ズチでたたき型をとり、これを基準面から凹凸を測った。調査結果は下記のとおり

40年経過	k=1.3 cm 最大, 0.9 cm 平均
30 "	0.8 cm " 0.7 cm "
(旧北海かんがい溝コンクリート壁面調査)	
20年経過	k=0.7 cm 最大, 0.6 cm 平均
10 "	0.5 cm " 0.5 cm "
(34年施行現場打水路で凍害を受けている)	

③ 文献資料

Ven Te Chow

	(k)	(n)
セメント	$0.8 \times 10^{-1}$ cm	0.013
コンクリート	$0.2 \times 10^{-1}$ cm	0.015
物部水理学		
セメント	$0.7 \times 10^{-1}$ cm	0.013
良施工コンクリートで底に多少沈殿あり		
	0.4	0.016
砂利露出した古いコンクリート水路		

水ごけ生じた水路	1.3	0.018
	2.5	0.019

水理公式集

なめらかで新しいコンクリート スチールホーム使用, 縦目平滑	$(0.06 \sim 0.18) \times 10^{-1}$
遠心コンクリート管縦目良効	$(0.15 \sim 0.45) \times 10^{-1}$
きわめて粗面, 木製型枠縦目目違いあり	$(0.6 \sim 3.0) \times 10^{-1}$

①の方法で求めた k 値を比較すると最少 0.00043 m から最大 0.0105 である。Ven Te Chow によれば粗度高 k の近似値としてコンクリート水路の場合 0.0004 ~ 0.0033 m で資料最少値と一致し、最大は北海幹線粗度高調査資料と一致しており、妥当な数値と判断される。

(iv) n 値の計算

北海幹線の計画に使用した流速公式は Manning 公式であり、n 値は現場打, L 型ともに 0.015 を採用した。Manning 公式では触知できぬすべての抵抗要因を粗度係数 n で表現するわけであり、公式の適否は粗度係数の選定で決まる。

適当な設計指針を得るためには実際の流路について帰納的に n 値を求め解析的にその要因を理解せねばならない。したがって、いろいろな方法で求めた n 値を比較することは水路の特性を知るためにも必要である。ここでは、つぎの5つの方法により n 値を計算した。

① Manning 公式の逆算値

$$v = \frac{1}{n} I^{\frac{1}{2}} R^{\frac{2}{3}} \dots \dots \dots (3)$$

$$\therefore n = \frac{I^{\frac{1}{2}} R^{\frac{2}{3}}}{v} \text{ (図-2参照)} \dots \dots \dots (4)$$

② Manning 公式と対数公式を対比させてつくった理論公式より求める。

(1)および(3)式より

$$n = R^{\frac{1}{6}} / 3.13 (5.98 + 5.75 \log \frac{R}{k})^* \text{ (図-2 参照)} \dots \dots \dots (5)$$

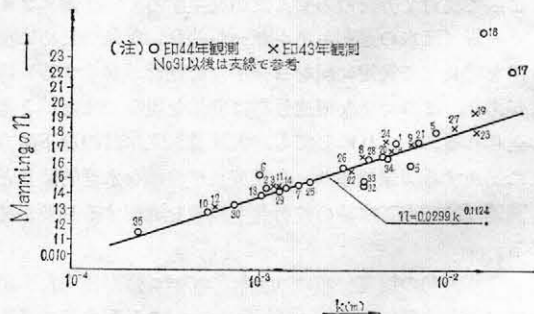


図-2 n ~ k

\* 改訂物部水理学 (6.41) 式と同じ

③ Manning の  $n$  と Chézy の  $C$  の関連より求める。

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} \dots\dots\dots(6)$$

$$C = \sqrt{8g/f} \dots\dots\dots(7)$$

(6)式および(7)式より

$$n = R^{\frac{1}{6}} \sqrt{f/8g} \text{ (表-2 参照)} \dots\dots\dots(8)$$

この場合、水路のレイノルズ数  $Re$  と相対粗度  $k/R$  を求めておき Moody の計算図表より  $f$  値を与える。

表-2 において①および②の計算数値はぴったり合置しているが、③の値はとくに  $Re$  の小さい部分で不一致が大きく、今後の検討資料より除外した。

④ 鉛直流速分布より求める方法

Prandth-Von Kármán の普通の流速分布則より

$$v = 2.5v_* \ln(y/y_0) \dots\dots\dots(9)$$

ここに、 $v_*$  : 摩擦速度 =  $\sqrt{gRI}$

$y_0$  : 積分定数粗面に対して  $y_0 = mk$

( $m$  は Nikaradse の実験より  $\approx 1/30$ )

したがって(9)式は粗面に対し

$$v = 2.5v_* \log \frac{30}{k} y = 5.75v_* \log \frac{30}{k} y \dots\dots\dots(10)$$

(10)式に示したごとく流速分布の対数法則により流速分布は  $k$  に左右されている。ゆえに流速分布がとかれれば  $n$  が決定する。

(10)式より水深の  $2/10=0.8y$  の点の  $v$  は

$$v_{0.2} = 5.75v_* \log \frac{24y}{k} \dots\dots\dots(11)$$

同様に  $8/10=0.2y$  の流速は

$$v_{0.8} = 5.75v_* \log \frac{6y}{k} \dots\dots\dots(12)$$

(11), (12)式より  $v_*$  を消去すると  $v_{0.2}/v_{0.8} = x$  において

$$\log \frac{y}{k} = \frac{0.778x - 1.3811}{-x} \dots\dots\dots(13)$$

(13)式で  $y=R$  において

$$v/v_* = \left( 6.25 + 5.75 \log \frac{R}{k} \right) \dots\dots\dots(14)$$

(14)式に  $x$  を代入すると

$$v/v_* = \frac{1.78(x+0.95)}{x-1} \dots\dots\dots(15)$$

$v = c\sqrt{RI}$  と  $v_* = \sqrt{gRI}$  より

$$v/v_* = \frac{c\sqrt{RI}}{\sqrt{gRI}} \dots\dots\dots(16)$$

(16)式  $R=y$  において  $c=R^{1/6}/n$  より

$$v/v_* = \frac{y^{\frac{1}{6}}}{3.13n}$$

(15)(16)より  $n$  についてとくと

$$n = \frac{(x-1)y^{\frac{1}{6}}}{5.57(x+0.95)} \dots\dots\dots(17)^*$$

(17)式を用いて計算した  $n$  値は①②に較べバラッキが大きく検討資料にならなかった。その理由については次のように考えられる。まず、鉛直流速分布をみると、場所によりまちまちであり、傾向として完全な対数分布をしているとはいいがたい。これが第一の原因であろう。つぎに流速測定の方法に問題があった。ロープに吊るした流速計の下方にはウェイトを下げたが、流速計は流速により流され手加減で測定したが正確に所定の水深の流速を測定したとは考えられない。これが第二の原因であろう。

⑤ 潤辺粗度を分析して粗度  $k$  を求め(19)式より求める方法

$$n = \phi \left( \frac{v}{k} \right) k^{\frac{1}{6}} \dots\dots\dots(18)$$

この方法は自然河川などで河床砂礫の粒度分析により間接的に  $n$  値を知る方法として利用されているが、水路底部に流れ込んだ砂礫の粒径およびバラッキと  $k$  値の関連\*\*を求めるには今回の調査のみでは資料不足で利用できなかった。しかし、機械的に  $n$  値を求めるには本法が最も簡便であり、具体的には表面粗度および底質移動粗度の粒度分析によって求めることとなる。かんがい水路にあてはまる基準さえ作成されれば  $n$  値判定に有力な一つの手がかりとなろう。

(v) 資料の選別

細心な注意をはらって行なった調査でもいろいろな誤差が入り込み、最終的資料として応用する際にはより定性的な数値と関連づけ資料を選別する必要がある。ここでは水路の粗度高と粗度係数の関連および粗度係数と径深および妥当粗度高の上限下限等より一群の傾向をつかみはみ出るものを消去する方法をとった。その結果は図-2、図-3 である。

① 図-2 は表-2 の  $n$  値と  $k$  値をグラフにしたものである。 $k$  値と  $n$  値の間には

$$n = 0.0299 \cdot k^{0.1124} \dots\dots\dots(19)$$

の関係式が成立する。この図から資料 No. 5, 16, 17,

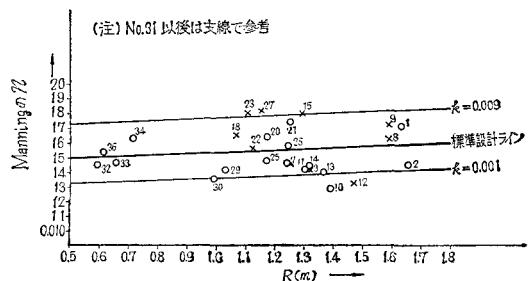


図-3 R~n

\* ft-sec 単位の式としては Ven Te Chow 開水路の水理学 (8.31) 式がある

\*\* たとえば  $k=(0.5\sim4.0) d_m$ , ここに、 $d_m$ =平均粒径

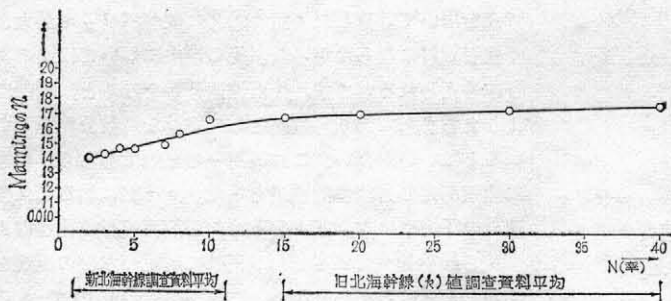


図-4  $n \sim N$

19, 24 の 5 個の資料が消去された。

② 図-3 は径深  $R$  と粗度係数  $n$  の関連を調べたものである。さきに示した諸式のとおり  $n$  は  $R$  の関係として表わされているが、その関連は判然としていない。Ven Te Chow によれば開水路において  $R$  が增大すると  $n$  値は減少または増大する場合があると述べている。図-3 からは  $R$  の増加により  $n$  値は僅かに上昇していると判断される。図中実線は種々の資料より判断した調査区間の  $k$  の上限と下限を示すものであり、これよりはみ出る資料は不自然なものとして消去した。その結果、資料 No. 10, 12, 15, 23, 27 の 5 個の資料が消去された。また、この図からは同一形式水路においても流入土砂、藻類の発生の不均一さにより粗度係数の変化は 0.014~0.0175 と開きは大きく、このことは通常管理状態における幹線水路粗度係数決定に関する今後の考慮すべき問題の一つであろう。

#### § 4 $n$ の経年値について

本調査は将来の北海幹線能力の判定が眼目であり、したがって  $n$  値も 20 年~30 年経過後のものを推定しておかねばならない。図-4 は経年と粗度係数の関連を示すものである。図中の点は選別後の経年別資料の平均値であり、経年  $N=0 \sim 10$  までは改修後の北海幹線流量調査より求めた資料であり、 $N=10 \sim 40$  は旧北海幹線粗度高  $k$  から計算により求めた  $n$  値である。

この表からは施行後 1~2 年で水路粗度  $n=0.014$  程度であり、5~6 年で  $n=0.015$  程度となり 9~10 年で  $n=0.016$  程度となる。その後は僅かながら水路粗度は上昇し 20 年経過後で 0.017 程度となり、40 年後には 0.0175 に近づく。これらの傾向は新旧水路の見掛けによるコンクリートの表面粗度変化とも一致している。ブロック表面の粗度は施行後 3~4 年経過すると表層セメントミルクによりできた鏡面は消え表層に砂礫が現われブラシでこすると粗骨材の面が見える。(表層鏡面は通水一年で水垢により水面下は消える) インパート部はこの頃から水垢シルトの沈着物がかつき所により小さな藻が発生して来る。8~9 年目に至り、インパートの沈物はますます増し藻は 1~10 cm 程度に成長して来る。側壁コンク

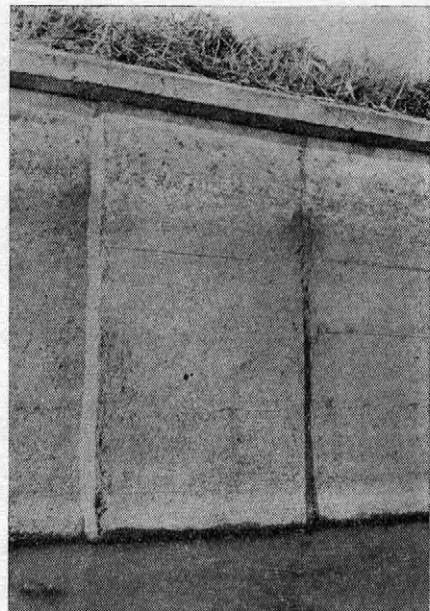


写真-3 施工後 6 年目の L 型ブロック水路 (目地の違いが見える)

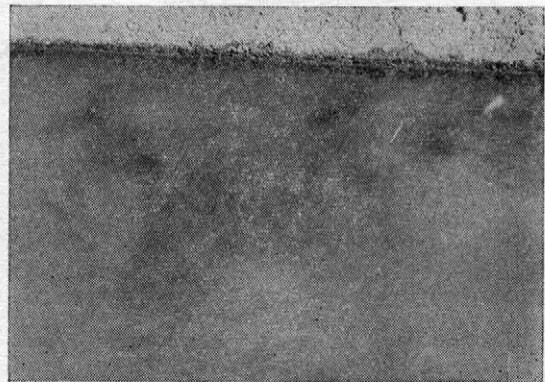


写真-4 9 年目インパートに藻が発生



写真-5 インパートの部分的堆積状態

リート表面は砂利の丸味が表層で感じ取れる。20 年経過すると水路側壁に表われる粗骨材の突起高は 5mm 程度となりインパートは水垢がつき見かけの凹凸は小さいが実際の粗度は壁面より大きい。40 年経過すると表層セメントは完全に剝離し背面コンクリートに砂利のみがくっ

ついている(写真-2 参照)いわゆる完全な豆板状となる。装工材料は上記のように経年変化していくが、実際には装工材料の老化現象もさることながら堆積土砂および水中生物などの方が粗度係数に及ぼす影響が大きく、これが施行後急速に水路粗度係数を高めている原因となっている。いま、水路の寿命を40年とし、その中間点を設計値とすれば本調査からは  $n=0.017$  が妥当との結論が得られた。

### § 5 通水能力の判定

等流水路の通水能力は

$$Q = CA R^{\alpha} I^{\beta} = \bar{K} I^{\beta} \dots\dots\dots (20)$$

(20)式  $\bar{K}$  は一般に通水能 (conveyance) とよばれ Manning 式においては

$$\bar{K} = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}}$$

である。ここでは、北海幹線調査資料から求めた  $\bar{K}_1$  と計画に使用した Manning の  $\bar{K}_2$  を比較することにより実際の流下水深を補正する方法を求めた。一般に平均流速公式のすべて粗度あるいは流水の性格による範囲において近似値を与えるにすぎない。したがって、その範囲においても中間値が最も適合度が高く、それから離れるに従い適合度が悪くなることは当然である。

(20)式において  $\beta$  は Chézy, Manning, Bagin, Kutter, Forcheimer らとともに、 $1/2$  を与えているが、 $\alpha$  は Chézy Bazin, Kutter は  $1/2$  Manning は  $2/3$ . Forcheimer は  $0.7$  Hazen は  $0.63$  と種々の数値がそれぞれの定数項とともに変化している。ここでは流量調査資料をもとにして対数式と関連づけながら  $\alpha$  を求め、北海幹線に最も適合する式を検討した。いま、(20)式

$$\alpha = \frac{1}{2} + P, \quad \beta = \frac{1}{2} + q$$

とにおいて指数型の流速公式をつくると

$$v = \frac{1}{n} I^{\frac{1}{2}+q} R^{\frac{1}{2}+P} \dots\dots\dots (21)$$

(21)式を(1)式に代入すると、

$$\left(\frac{1}{\sqrt{g \cdot n}}\right) R^p I^q = A_r - \frac{1}{K} + \frac{1}{K} \ln(R/k) \dots\dots\dots (22)$$

両辺の対数をとって

$$\begin{aligned} \ln\left(\frac{1}{\sqrt{g \cdot n}}\right) + p \ln(R) + q \ln(I) \\ = \ln\left(A_r - \frac{1}{K} + \frac{1}{K} \ln(R) - \frac{1}{K} \ln(k)\right) \dots\dots\dots (23) \end{aligned}$$

ここに、 $\ln(R) = X$ ,  $\ln(I) = Y$  とおけば

$$\begin{aligned} \ln\left(\frac{1}{\sqrt{g \cdot n}}\right) + pX + qY \\ = \ln\left(A_r - \frac{1}{K} + \frac{1}{K}X - \frac{1}{K} \ln(k)\right) \dots\dots\dots (24) \end{aligned}$$

(24)式が成立するためには  $p, q$  の値が  $X, Y$  に無関係とならなければならない。そのためには  $\partial p / \partial X, \partial p / \partial Y$

$\partial q / \partial X, \partial q / \partial Y$  がいずれも 0 にならなければならない。

いま、(24)式中

$$\left(A_r - \frac{1}{K} - \frac{1}{K} \ln(k)\right) = A$$

$$\frac{1}{K} = B, \quad \ln\left(\frac{1}{\sqrt{g \cdot n}}\right) = C$$

とおけば

$$C + pX + qY - \ln(A + BX) = 0 \dots\dots\dots (25)$$

(25)式を変形して、それぞれを  $X, Y$  について微分すれば

$$q = \left\{ \ln(A + BX) - C - pX \right\} \frac{1}{Y} \dots\dots\dots (26)$$

$$\frac{\partial q}{\partial X} = \frac{1}{Y} \left( \frac{B}{A + BX} - p \right) = 0$$

$$\therefore p = \frac{B}{A + BX} \dots\dots\dots (27)$$

$$= \frac{\frac{1}{K}}{A_r - \frac{1}{K} - \frac{1}{K} \ln(k) + \frac{1}{K} \ln(R)}$$

$$= \frac{\frac{1}{K}}{A_r - \frac{1}{K} + \frac{1}{K} \ln\left(\frac{R}{k}\right)}$$

$$\frac{v}{v_*} = A_r - \frac{1}{K} + \frac{1}{K} \ln\left(\frac{R}{k}\right)$$

であるから

$$\therefore p = \frac{1}{K(v/v_*)} \dots\dots\dots (28)$$

を得る。

$$p = \left\{ \ln(A + BX) - C - qY \right\} \frac{1}{X} \dots\dots\dots (29)$$

$$\frac{\partial p}{\partial Y} = \frac{1}{X} (-q) = 0$$

$$\therefore q = 0 \dots\dots\dots (30)$$

すなわち、 $I$  の指数項は  $\frac{1}{2}$  となり Manning 式と一致するが、

$$P = \frac{1}{0.4(21.931)} = 0.114 \text{ となり、} R \text{ の指数は}$$

$$\frac{1}{2} + 0.114 = 0.614$$

となる。

北海幹線が持つ断面特性および流水特性からは

$$v = \frac{1}{n} I^{\frac{1}{2}} R^{0.614} \dots\dots\dots (31)$$

(31)式が最も適合度が高い(北海幹線)流速公式である。

以上の計算値を先に述べた流能係数比をもって表現すると

$$\bar{K}_1 / \bar{K}_2 = \frac{CA_1 R^{0.667}}{CA_2 R^{0.614}} = \frac{R^{0.667}}{R^{0.614}} = \frac{h_2}{h_1} = 1.01 \dots\dots\dots (32)$$

となり北海幹線の流能係数は計画の流能係数に比べ 1% 悪く Manning 公式で求めて水深を 1% 増したものが北

幹線の水位である。

本調査の結論は粗度係数 0.017 を用いて(9)式により求めた水深（実際には Manning 公式で求めた水深を 1% 加算すれば良い）をもって 20 年後の 北海幹線水位として計算し現況フリーポートと対比して能力判定を行なった。

## む す び

今回の調査資料により大流量水路の問題点をまとめると、設計上の問題として  $n$  値の決定がある。 $n$  値の決定法はすでに 50 年の実績をもつコンクリートの装工水路  $k$  値を統計処理することにより求めるべきであり、通常管理状態の水路粗度を決定すべきである。なお、調査資料からは現場打水路、L 型ブロック水路の間に  $n$  値の差はないようである。つぎに、施行上の問題として今後幹線水路の装工は大型機械化施工に適応した材料、断面が標準化されるであろうが、寸法精度は多少弾力性あるものをとらざるを得なくなる。今回の調査においても仕様書に認める施行許容誤差以上の E. L 誤差があった。これはその後の地盤変動等により現われたものと判断されるが、水路フリーポート決定に際しては機械化施行に伴う許容誤差をなんらかの形で入れるべきであろう。最後に

管理上の問題として、分水、余水吐の自動化とともに壁面およびインバートの清掃機械の開発を提案したい。

本地区用排水路は国営施工のみで 320 km に及び団体営等も考えると莫大な延長となる。これらの水路を人力により管理することはまことに至難な作業となろう。せめて幹線水路の清掃は機械化せねばなるまい。このためにはインバートの接地圧と断面の単純化が今後の課題となろう。

この報文の結論に至る 1, 2 の事項については今後の検討が必要であり、その適否については御批判願うとしてこれらの資料がなんらかの形で関係各位の参考となれば幸いである。

## 参 考 文 献

- |                           |                  |
|---------------------------|------------------|
| 水理公式集                     | 土木学会編            |
| 開水路の水理学                   | Ven Te Chow      |
| 改訂物部水理学                   | 本間 仁, 他          |
| 大きなコンクリートライニング水路の能力試験     | 水路 7 巻 2 号 中原他訳  |
| 実測値からみた開水路の粗度係数変化の一傾向について | 水路 8 巻 3 号 佐々木 正 |



# サイフォン式取水工について

大月洋三郎\* 沢井 亮治\*\* 宮田 貞生\*

## 目 次

- |                  |                         |
|------------------|-------------------------|
| 1. 概 要.....(43)  | 4. サイフォン機構について.....(50) |
| 2. 水理計算.....(44) | 5. 施工および結果.....(54)     |
| 3. 構造計算.....(46) |                         |

## 1. 概 要

八郎潟干拓地は昭和39年より干陸を開始し、その後、地区内部の農地造成工事を着々と進めてきた。その一環としてかんがい用水路工事を施行してきたが、その取水方法としてサイフォン式取水工という特殊な方法を採用したので、その計画、設計、施行について報告する。

八郎潟干拓地は図-1に見られる造成圃場地区12,600haに対して19カ所の取入口から用水を取水する計画であるが、そのうち西部承水路堤に位置する取水口はおおむね地盤が砂盤であり、取水位はほぼ +0.35m 前後に保たれるようになっており、堤防近傍の地区内の標高は -1.00m 程度で構造物を堤防内に設置することによる障害は考えられないので、通常の鉄筋コンクリート構造物による暗渠式とした。

一方、東部承水路堤に位置する取入口は、堤防そのものがおおむねヘドロ地盤上に築造されていることと、承水路水位が平水位で +1.00m であるのに対し、堤防近傍の地区内の標高が -2.50~3.00m であり、堤体内に構造物を設けることによりパイピングが発生することが懸念される。そのほか地震時に対する堤体への影響などを考えて図-2のようなサイフォン式取水工を採用することとした。

この種の取水工を12カ所予定しているが、昭和44年度までに9カ所を完成した。ここでは、そのうち代表的なE<sub>2</sub>用水取水工について報告する。当該受益面積は470haであり、取水量、取水位などの諸元は表-1のとおりである。

表-1の最大取水時というのは、シロカキ時あるいは

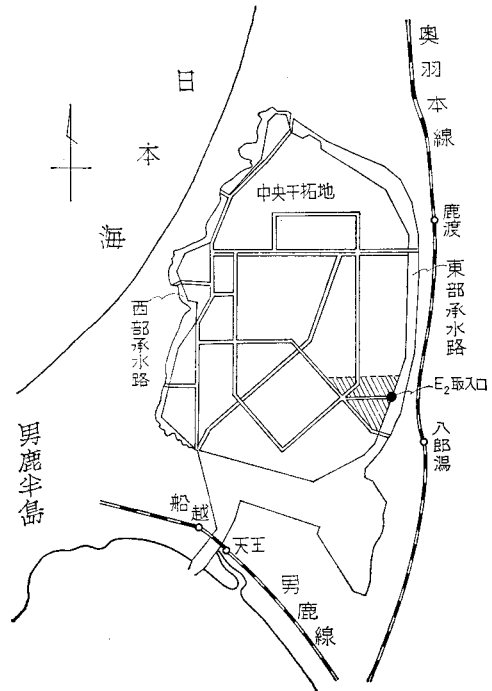


図-1 平面図

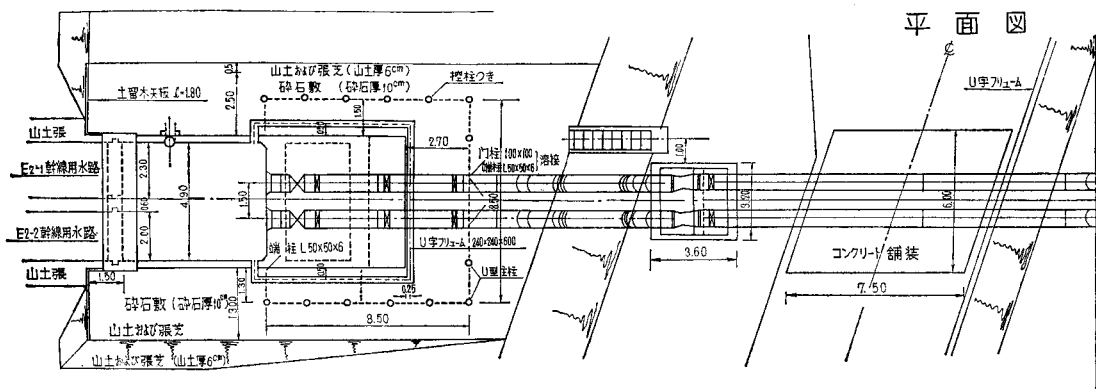
薬剤散布時等で短期間ではあるが一時に大量の用水を取水するときのことであり、これに10年確率の取入水位を対応させると、サイフォンの口径が大きくなり建設費がいちじるしく高くなるので、上記のように計画取水位を二本立とし、いずれか大きく計算された口径のサイフォンを採用することとした。なおサイフォンは危険分散を考慮して二連とする。

表-1

種 別	取 水 量 (m <sup>3</sup> /sec)	計画取水位 (m)	吐出水位 (m)	水 差 位 (m)	備 考
最大取水時	1.611	* (+) 0.60	(-) 1.20	1.80	* 承水路の5年確率低下水位日減水深 25mm/日相当
常時取水時	0.490	* (-) 1.00	(-) 1.20	0.20	* 同上の10年確率低下水位日減水深 76mm/日相当

\* 八郎潟新農村建設事業団  
\*\* 現北海道開発局農林水産部





量水部分

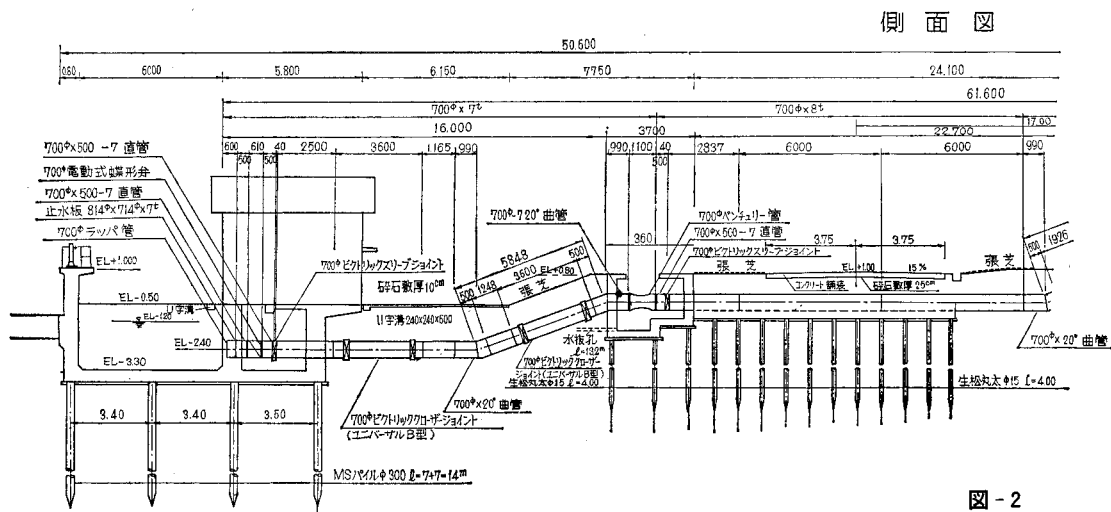


図-2

## 2. 水理計算

### 2.1 導水路

図-3 のような導水路を設ける。この場合、土砂の流動を防ぐために流速を 0.3 m/sec 以下に押える。

最大取水時

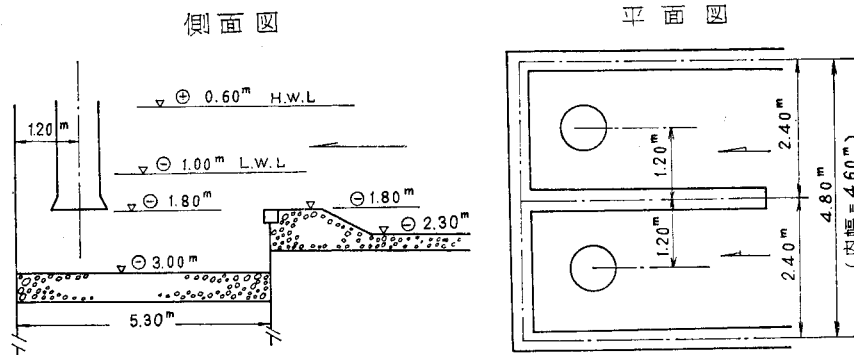
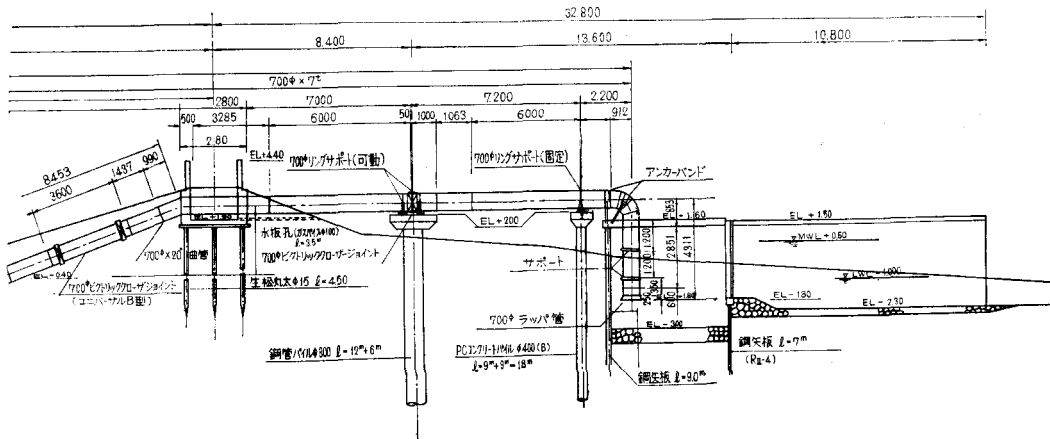
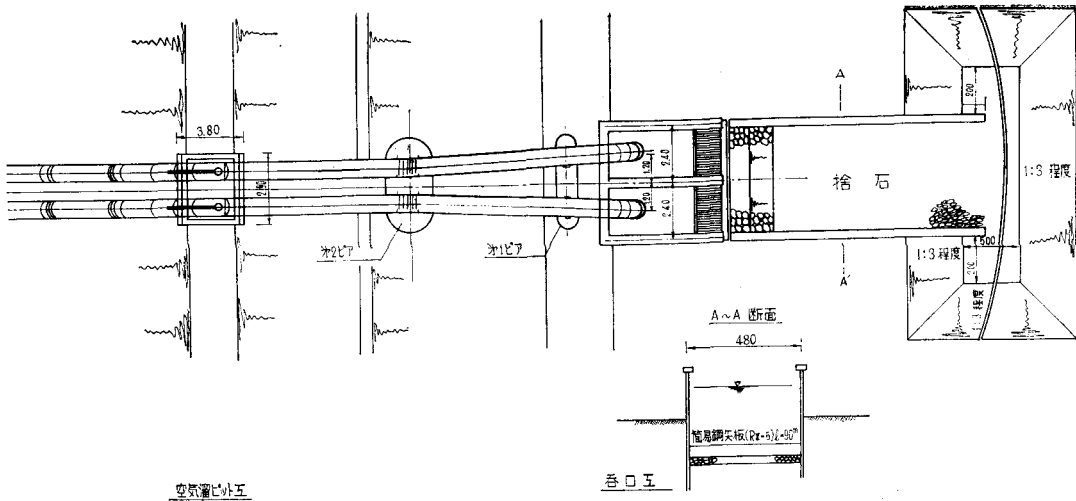


図-3 導水路構造図



取水工概要図

$$V = \frac{Q}{H \cdot B} = \frac{1.611}{2.40 \times 4.60} = 0.14 \text{ m/sec} \quad \text{OK}$$

常時取水時

$$V = \frac{0.490}{0.80 \times 4.60} = 0.13 \text{ m/sec} \quad \text{OK}$$

導水部の途中にスクリーンがあり、このことも加味して導水部の損失を0.05 mと見込む。

すなわち、取水利用可能水頭は、最大取水時 1.75 m, 常時取水時 0.15 m

2.2 管路部 (φ=700 mm として計算)

$$H = \frac{V_1^2}{2g} \left( f_1 + f_2 \frac{L}{D} + \sum f_3 + f_4 + f_5 + f_7 \right) + f_6 \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g}$$

$V_1$ : 管内流速 (面積= $A_1$ )

$V_2$ : ベンチュリ管内流速 (面積= $A_2$ )

$f_1$ : 入口損失係数=0.4

$f_2$ : マサツ損失係数=0.02 +  $\frac{0.0005}{D}$

$f_3$ : 曲管損失係数

$D$ : 管径

$L$ : 管長

$\theta=90^\circ$  1カ所  $\theta=20^\circ$  4カ所

$$f_b = 0.131 + 1.847 \left( \frac{r}{R} \right)^{3.5}$$

$$f_{cb} = f_b \left( \frac{\theta}{90} \right)^{1/2}$$

$f_4$ : ベンチュリ管急縮による損失係数

$f_5$ : ベンチュリ管漸拡による損失係数 = 0.13 ( $\theta=14^\circ$  として)

$f_6$ : 電動蝶形弁の損失係数=1.54 (バタフライ弁の  $\theta=20^\circ$  として)

$f_7$ : 吐出損失係数=1.0

### 2.2.1 最大取水時

$$Q_1 = 1.611 \div 2 = 0.806 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$H = \frac{2.10^2}{2 \times 9.8} \times \left( 0.4 + 0.031 \times \frac{67.5}{0.70} + 0.64 + 0.23 + 1.54 + 1.00 \right) + 0.13 \times \frac{(2.10 - 3.63)^2}{2 \times 9.8} = 1.55 \text{ m} \quad \text{OK}$$

$$V_1 = \frac{Q_1}{A_1} = 2.10 \text{ m/sec}$$

$$V_2 = \frac{Q_1}{A_2} = 3.63 \text{ m/sec}$$

$$f_2' : 0.02 + \frac{0.0005}{0.70} = 0.0207$$

経年係数 1.5 として

$$f_2 = 0.0207 \times 1.5 = 0.031$$

$$f_3 : f_b = 0.131 + 1.847 \times \left( \frac{0.35}{0.912} \right)^{3.5} = 0.34$$

$$90^\circ \text{ 1カ所 } f_{cb'} = 0.34 \times \left( \frac{90}{90} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.34$$

$$20^\circ \text{ 4カ所 } f_{cb''} = 0.34 \times \left( \frac{20}{90} \right)^{\frac{1}{2}} \times 4 = 0.30$$

$$f_3 = 0.64$$

$$f_4 : 0.23 \left( \frac{D_2}{D_1} = 0.76 \text{ に対して} \right)$$

### 2.2.2 常時取水時

$$Q_2 = 0.490 \div 2 = 0.245 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$H = \frac{0.64^2}{2 \times 9.8} \times \left( 0.4 + 0.031 \times \frac{67.5}{0.70} + 0.64 + 0.23 + 1.54 + 1.00 \right) + 0.13 \times \frac{(0.64 - 1.10)^2}{2 \times 9.8} = 0.145 \text{ m} \quad \text{OK}$$

$$V_1 = \frac{Q_2}{A_1} = 0.64 \text{ m/sec}$$

$$V_2 = \frac{Q_2}{A_2} = 1.10 \text{ m/sec}$$

### 3. 構造計算

種々の個所の構造計算が必要であるが、以下に主要部分の計算を示す。

#### 3.1 建屋の構造計算

(建屋横断方向について行なう)

##### 3.1.1 荷重の決定

###### a. 土圧強度

$$p_1 = c_e \cdot w \cdot h = 1.67 \text{ t/m, 土の息角 } \phi = 30^\circ,$$

$$c_e = 0.333, h = 2.95 \text{ m, } w = 1.7 \text{ t/m}^3$$

###### b. 頂版の受ける荷重 (頂版は四方で支持されている形となるので上屋を除き荷重の半分だけ負担させる) 建屋面積 = $5.60 \times 5.20 = 29.1 \text{ m}^2$

機器設置個所以外の場所には群集荷重  $300 \text{ kg/m}^2$

を考える。

機器などの荷重は表-2 のとおりである。

表-2 機器等の荷重

名称	スペース	重量
ディーゼルエンジン	$2.00\text{m} \times 0.80\text{m} = 1.60\text{m}^2$	1.00 t
真空ポンプ	$2.00\text{m} \times 1.00\text{m} = 2.00\text{m}^2$	0.30 "
バッテリー	$1.50\text{m} \times 0.70\text{m} = 1.05\text{m}^2$	0.85 "
パタフライ	$0.70\text{m} \times 1.50\text{m} = 1.05\text{m}^2$	0.50 "
制御盤等	$2.50\text{m} \times 0.60\text{m} = 1.50\text{m}^2$	1.50 "
計	7.20 "	4.15 "

$$w_1 = w_1' + w_1'' = 0.425 \text{ t/m}^2$$

$$w_1' = \frac{(29.1 - 7.2) \times 0.30 + 4.15}{29.1 \times 2}$$

$$= 0.185 \text{ t/m}^2$$

$$w_1'' = \text{スラブ自重}$$

$$= 0.20 \times 2.40 \div 2 = 0.240 \text{ t/m}^2$$

###### c. 集中荷重

$$p_1 = p_1' + p_1'' + p_1''' = 4.96 \text{ t}$$

上屋の荷重

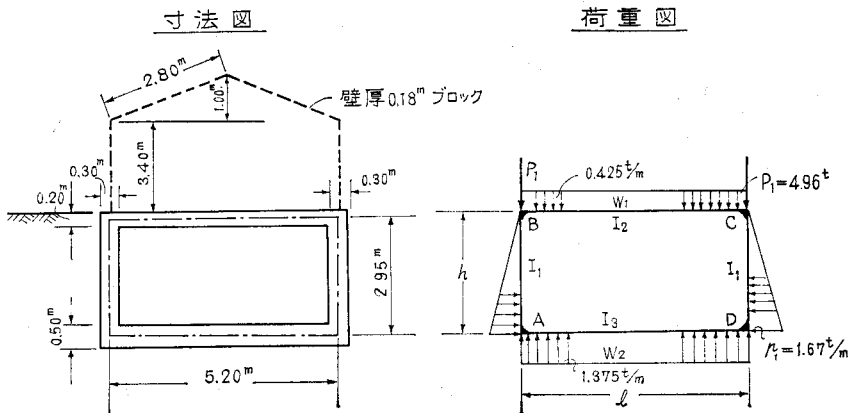


図-4 建屋参考図

$$p_1' = 0.18 \times (3.40 + 2.80) \times 2.3 = 2.58 \text{ t}$$

雪荷重 (0.10 t/m<sup>2</sup> を見込む)

$$p_1'' = 0.10 \times 2.6 = 0.26 \text{ t}$$

側壁

$$p_1''' = 2.95 \times 0.30 \times 2.4 = 2.12 \text{ t}$$

d. 底版の受ける荷重

$$w_2 = 0.425 + 4.96 \times 2 \div 5.20 = 2.325 \text{ t/m}^2$$

3.1.2 ラーメンの計算 (参考, 幕田貞夫ラーメン解法と設計例 p.425)

$$\alpha = \frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{h}{L} = 0.17$$

$$\beta = \frac{I_3}{I} \cdot \frac{h}{l} = 2.64$$

$$N_1 = 2 + \alpha = 2.17$$

$$N_2 = 2 + \beta = 4.64$$

$$C_{AD} = \frac{w_2 l^2}{12} = 5.23 \text{ t-m}$$

$$C_{BC} = \frac{w_1 l^2}{12} = 0.96 \text{ t-m}$$

$$C_{AB} = \frac{h^2}{60} \cdot 3p_1 = 0.73 \text{ t-m}$$

$$C_{BA} = \frac{h^2}{60} \cdot 2p_1 = 0.485 \text{ t-m}$$

$$\theta_A = \frac{N_1(C_{AB} - C_{AD}) - (C_{BC} - C_{BA})}{N_1 \cdot N_2 - 1} = 1.13$$

$$\theta_B = \frac{N_2(C_{BC} - C_{BA}) - (C_{AB} - C_{AD})}{N \cdot N_2 - 1} = 0.73$$

端モーメント

$$M_{AB} = 2\theta_A + \theta_B - C_{AB} = -2.25 \text{ t-m}$$

$$M_{AD} = \beta \cdot \theta_A + C_{AD} = 2.25 \text{ t-m}$$

$$M_{BA} = 2\theta_B + \theta_A + C_{BA} = 0.82 \text{ t-m}$$

$$M_{BC} = \alpha \cdot \theta_B - C_{BC} = -0.82 \text{ t-m}$$

各部材曲げモーメントおよびせん断力

$$\left. \begin{aligned} \text{頂版 } S_B = R_B \\ S_C = -R_C \end{aligned} \right\} = \pm \frac{w_1 l}{2} = \pm 1.11 \text{ t}$$

$$M_{\max} = \frac{w_1 l^2}{8} - M_B = 0.58 \text{ t-m}$$

$$\left. \begin{aligned} \text{底版 } S_A = R_A \\ S_b = -R_B \end{aligned} \right\} = \pm \frac{w_2 l}{2} = \pm 6.05 \text{ t}$$

$$M_{\max} = \frac{w_2 l^2}{8} - M_A = 5.62 \text{ t-m}$$

$$\text{側壁 } S_A = R_A = \frac{P_1 - h}{3} - \frac{M_{AB} + M_{BA}}{h} = 2.12 \text{ t}$$

$$S_B = -R_B = -\frac{P_1 h}{6} - \frac{M_{AB} + M_{BA}}{h} = 0.34 \text{ t-m}$$

$M_{\max}$  を生ずる点

$$A = \frac{P_1}{h} = 0.565,$$

$$x = \frac{\sqrt{P_1} \sqrt{P_1^2 - 2A \cdot R_A}}{A} = 1.90 \text{ m}$$

A点より

$$M_{\max} = R_A x + \frac{P_1}{6h} x^3 - \frac{P_1}{2} x^2 + M_{AB} = -0.57 \text{ t-m}$$

軸力 頂版  $N = R_B = 0.34 \text{ t}$

底版  $N = R_A = 2.12 \text{ t}$

側版  $N = R_A = 6.05 \text{ t}$

発生応力を整理すると表-3 に示すようになる。

3.1.3 鉄筋量等の算定

頂版 異形鉄筋  $D_{13}$  etc = 0.25 m,

$$A_s = 5.08 \text{ cm}^2/\text{m},$$

$$\sigma_{sa} = 1,600 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{ca} = 60 \text{ kg/cm}^2,$$

表-3 発生応力の整理

部材	場所	M (t-m)	N (t)	e = M/N (cm)	C = (h/2) - d' (cm)	M <sub>s</sub> = N(e+c) (kg-cm)
頂版	中心	0.58	0.34	171	5	59.800
底版	中心	5.62	2.12	265	20	604.200
側壁	下部	2.25	6.05	37	10	284.300

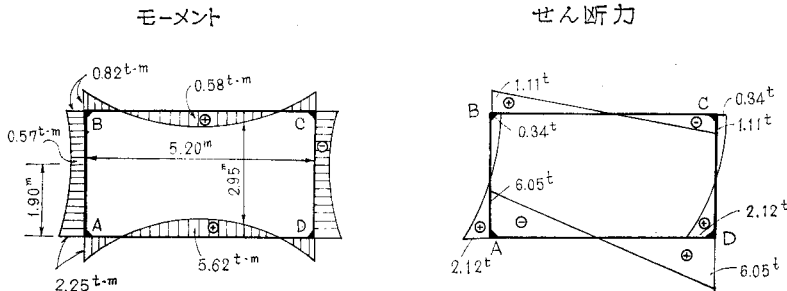


図-5 発生応力図

$$P=0.0034, k=0.272, j=0.91, n=15,$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 870 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s \cdot k}{n \cdot (1-k)} = 22 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

底版  $D_{19}$  ctc=0.25 m,  $A_s=11.46 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$P=0.0025, k=0.240, j=0.92,$$

$$\sigma_s = 1,340 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_c = 28 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

側壁  $D_{18}$  ctc=0.25 m,  $A_s=7.92 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$P=0.0032, k=0.26, j=0.91$$

$$\sigma_s = 1,500 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_c = 32 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

セン断力に対するチェック (荷重の大きい底版について行なう)

$$S_A = 5.62 \text{ t},$$

$$\tau_A = \frac{S_A}{7/8 \cdot d \cdot b} = 1.4 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{ca}$$

$$\doteq 7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

### 3.2 呑口鋼矢板の計算

#### 3.2.1 土圧計算

$$P_{a1} = 0.3611 \times 13 \times 16 = 0.75 \text{ t/m}^2$$

$$P_{a2} = 0.75 + 0.3611 + 400 \times 0.6 = 1.62 \text{ t/m}^2$$

$$P_{a3} = 2.7693 \times 2.6 \times 0.6 = 4.31 \text{ t/m}^2$$

$$P_A = 1.03 \text{ t/m}^2$$

$$x_1 = 1.20 + 1.30 \times \frac{2}{3} = 2.07 \text{ m}$$

$$x_2 = 2.50 + \frac{0.75 + 2 + 1.62}{0.75 + 1.62} \times \frac{1}{3}$$

$$\times 40 = 4.70 \text{ m}$$

$$x_3 = 3.80 + 2.70 \times \frac{2}{3} = 5.60 \text{ m}$$

#### 3.2.2 矢板長の決定

O点をモーメントの中心にとれば

$$M_A = (-)0.75 \times 1.30 \times \frac{1}{2}$$

$$\times 2.07 \ominus \frac{0.75 + 1.62}{2} \times 4.00 \times 4.70$$

$$\oplus 4.31 \times 2.70 \times \frac{1}{2} \times 5.60$$

$$= \oplus 9.40 \text{ t-m} \quad \text{OK}$$

すなわち,  $-5.00 \text{ m}$  打込めばよいが, 後記の沈下に  
対する安定等も考え  $l=9.0 \text{ m}$  とする。

#### 3.2.3 矢板断面の決定

A点を同定点としたストラットの無い片持梁として計算する。

$$M = (1.30 + 1.30 \times \frac{1}{3}) \times 0.75 \times 1.30 \times \frac{1}{2}$$

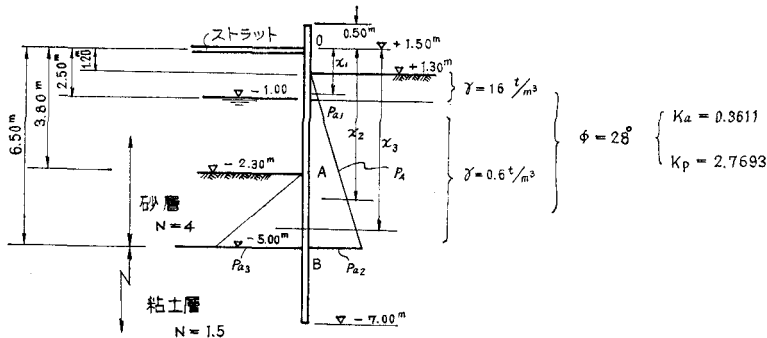
$$+ \frac{0.75 + 1.03}{2} \times 1.30 \times \frac{2 \times 0.75 + 1.03}{0.75 + 1.03}$$

$$\times \frac{1}{3} \times 1.30 = 1.56 \text{ t-m}$$

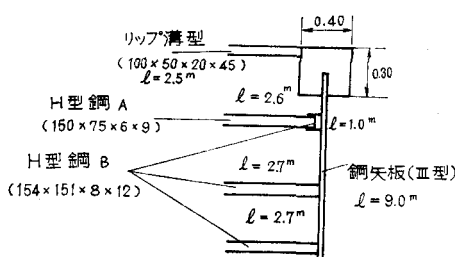
鋼矢板の強度 =  $5,000 \text{ kg/cm}^2$  安全率 = 4

$$W = \frac{M}{\sigma} \times 4 = \frac{156,000}{5,000} \times 4 = 1250 \text{ cm}^3$$

#### 土圧計算



#### 沈下計算



#### 垂直荷重

群集荷重		
コンクリート	$0.4 \times 0.3 \times 2.411$	= 0.288
リップ型鋼	$0.007 \times 2.5$	= 0.017
H型鋼 A	$0.017 \times 2.6$	= 0.044
" B	$0.037 \times (2.7 + 2.9 + 1.0)$	= 0.237
鋼矢板	$0.037 \times 9 \times 2.5$	= 0.890
$\Sigma$		1.626

図-6 呑口鋼矢板参考図

ゆえに、たとえば YSP 1 型,  $W=509 \text{ cm}^3$  を使用する。

### 3.2.4 沈下に対する検討

図-6 のような垂直荷重をフリクションで支持できるかどうか検討する。

A~B の砂層の部分は A~B 間にはたらく主働土圧が両面にはたらくマサツ力としてはたらくものとする。

$$S_1 = \frac{1.03 + 1.62}{2} \times 2.70 \times 2 \times 0.176 = 1.26 \text{ t}$$

(マサツ角  $\tan \phi = \tan 10^\circ$ )

へドロ層は粘着力を考える。

$$C = 0.65 \text{ N t/m}^2 = 0.65 \times 1.5 = 0.975 \text{ t}$$

$$S_2 = 2 \times 2 \times 0.975 = 3.90 \text{ t}$$

$$S = S_1 + S_2 = 5.16$$

安全率 3 とみて

$$1.626 \times 3 = 4.88 \text{ t} < 5.16 \quad \text{OK}$$

### 3.3 鋼管支台ピヤの計算

#### 3.3.1 荷重計算 (パイプ 1 連当り)

i) 管重量  $= 0.70 \times 3.14 \times 0.008 \times 0.78 \times 7.45 = 1.02 \text{ t}$

ii) 水重量  $= 3.14 \times 0.35^2 \times 7.45 = 2.86 \text{ t}$

iii) 群集荷重  $= 0.20 \times 7.45 = 1.49 \text{ t}$

iv) コンクリート受台荷重  $= 1.30 \times 1.90 \times 0.8 \times 2.4 = 47.4 \text{ t}$

計 10.11 t

#### 3.3.2 支持力計算

i) 鉛直方向の検討 (マイヤーホーフ式による)

$$Q = 43N \cdot A_{PT} N \cdot \frac{A_s}{6} = 121 \text{ t}$$

安全率を考えて充分である。

ii) 水平方向の検討

地震時の水平力による曲げモーメント

$$M_h = (1.02 + 2.86 + 1.49) \times 0.2 \times 2.20 + 4.74 \times 0.2 \times 1.40 = 3.70 \text{ t-m}$$

よって PC パイプ  $\phi 400 \text{ mm}$ , 許容曲げ強度

$M_a = 5.5 \text{ t-m}$ , 軸方向強度  $N_a = 89 \text{ t}$  を使用する。

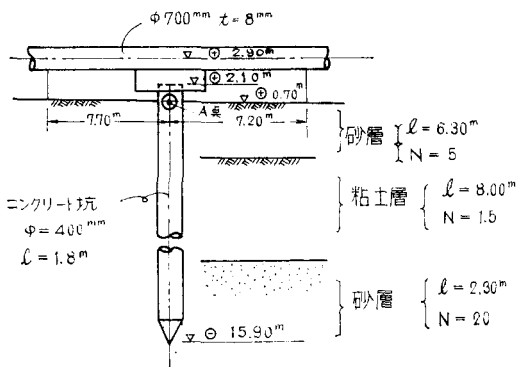


図-7 ピヤ参考図

### 3.4 吐出水槽基礎杭の計算

上記のピヤと同様マイヤーホーフの式にて計算を行なって径, 本数を決定する。

### 3.5 本管管厚の決定 (危険側なる外圧に対して検討)

#### 3.5.1 荷重計算 (道路下部で計算)

図-2 に見られるように, 路面をコンクリート舗装することとしたので (その面積  $A=6.00 \times 7.50=45.0 \text{ m}^2$ ) 20 t 車が 1 台乗ったとして  $q_1=20 \div 45=0.445 \text{ t/m}^2$ , よって車の代わりに群集荷重  $500 \text{ kg/m}^2$  を考える。

- i) 群集荷重  $q_1=500 \text{ kg/m}^2$
- ii) コンクリート  $q_2=0.20 \times 2,400=480 \text{ kg/m}^2$
- iii) 土  $q_3=0.85 \times 1.7=1,450 \text{ kg/m}^2$

計  $q_v=2,430 \text{ kg/m}^2$

$$P_h \text{ (近似計算)} = \alpha \cdot q_v = 0.55 \times 2,430 = 1,336 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{管の単位長さ当り重量 } w = 0.008 \times 7,800 = 63 \text{ kg/m}$$

$$\text{水の単位重量 } w_0 = 1,000 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{管の半径 } R = 0.35 \text{ m}$$

#### 3.5.2 応力計算

底面に生ずる最大モーメントは (底面  $\theta=180^\circ$  支持として) 次式で表わされる。

i)  $0.250 q_v \cdot R^2 = 0.250 \times 2,430 \times 0.35^2 = 75.0 \text{ kg-m}$

ii)  $(-0.162 P_h \cdot R^2 = -0.162 \times 1,336 \times 0.35^2 = -26.7 \text{ kg-m})$

……安全側にとり無視

iii)  $0.441 w R^2 = 0.441 \times 63 \times 0.35^2 = 3.4 \text{ kg-m}$

iv)  $0.221 \cdot w_0 R^3 = 0.221 \times 1,000 \times 0.35^3 = 9.5 \text{ kg-m}$

計 87.9 \text{ kg-m}

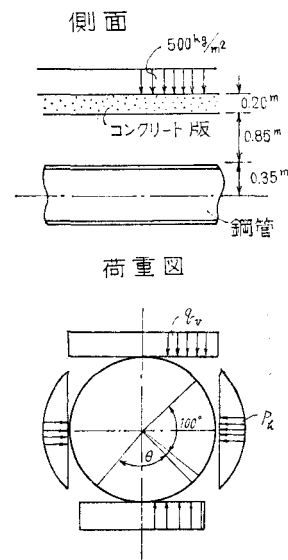


図-8 本管厚決定参考図

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{8,790}{100 \times (0.8 - 0.1)^2} \div 6$$

$$= 1,070 \text{ kg/cm}^2 < 1,200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

ゆえに、さびしろ 1 mm、を考慮して 8 mm 厚の鋼管とする。

#### 4. サイフォン機構について

##### 4.1 一般的機構

サイフォン式取水工は図-2に示されるような正サイフォンを真空にして呼水し、水頭差を利用して取水を続けるものであるが、その呼水、計測、調節のための動力源として常識的には付近の商業用の配電線より電気を導入することが考えられるが、年間の消費電力は非常に少なく電力料金にして4万円程度にすぎない。このため、近傍の変電所よりの配電線は自家工作物とならざるを得ない。そこで、このように商用電源による場合と蓄電池と組合わせた自家発電による場合との経済比較を行なって有利と判断される後者によった(表-4参照)。

機構のアウトラインはつぎのとおりとする。

- i) 省力化を計かるが、そのために機構があまり複雑になることは避ける。
- ii) 呼水は真空ポンプによることとする。通水後に自

然に分離する空気により通水能力が低下した場合には真空ポンプを駆動する必要があるが、それは別に貯えた蓄電池電源により自動的に指令し、発電機が作動して真空ポンプが働くものとする。

- iii) 発電機の容量があまり大きくならないようにし、そのため、若干呼水時間が長くなってもやむを得ない。
- iv) 計測は蓄電池電源を使い、ベンチュリ管により流量記録を収録する。
- v) 流量調節は蝶形弁を人力により動かすことによつて行なう。蓄電池電源でこれを行なうとするとその規模、充電に問題があるので、発電機駆動時のみ電動でも調節できるようにしておく。
- vi) 計測部分の機構をなるべく簡略なものとする。

##### 4.2 運転機構

サイフォンの運転機構は動力部、呼水部、計測部、調節部より成っている。

###### 4.2.1 動力部

動力部は、ディーゼル機関、交流発電機、充電器、蓄電池より構成されるが、その仕様は表-5のとおりである。

最初の起動は自動起動盤のスイッチを入れる事によつて行なわれるが、この起動源となる 12 V、120 AH の自

表-4 動力別比較表

項 目	商用電源	自家電源	摘 要
1. 電源設備	3,340千円	750千円	(1) 商用電源の場合は2,000mを高圧線で持って来て柱上変電設備 5kVA で低圧に落とす。  (2) 自家電源の場合は鉛蓄電池により制御および計測電源を供給し、自動または人為により発電機を運転して真空ポンプを動かすと共に自動充電を行なう。  (3) 設備の耐用年数はディーゼル発電機、鉛蓄電池は5年、真空ポンプは15年、その他を20年とする。
2. 機器設備	6,050	7,330	
計器類	3,190	3,760	
機械類	2,760	3,420	
試験調整	100	150	
3. 配管配線工事	750	770	
電気配線	350	370	
配管工事	400	400	
4. 輸送費	110	150	
5. 技師監督員	150	180	
6. 設計費	70	100	
7. 諸経費	1,860	1,650	
工事費計	12,330	10,930	
8. 設備償却費(一年別)	599	569	
9. 燃料電力費( // )	40	60	
10. 整備費( // )	120	140	
維持管理費計	759	769	

表-5

種 別	内 容
ディーゼル機関	出力 32 PS 6気筒
交流発電機	出力 25 kVA 電圧 200 V 回転速度 1500 rpm
充電器	シリコン整流器、整流方式 3 全波、相数 3、タップ電圧 20 V
蓄電池	クラッド式合成樹脂電槽入密閉形据付蓄電池、容量10時間率 600 Ah 12個1組

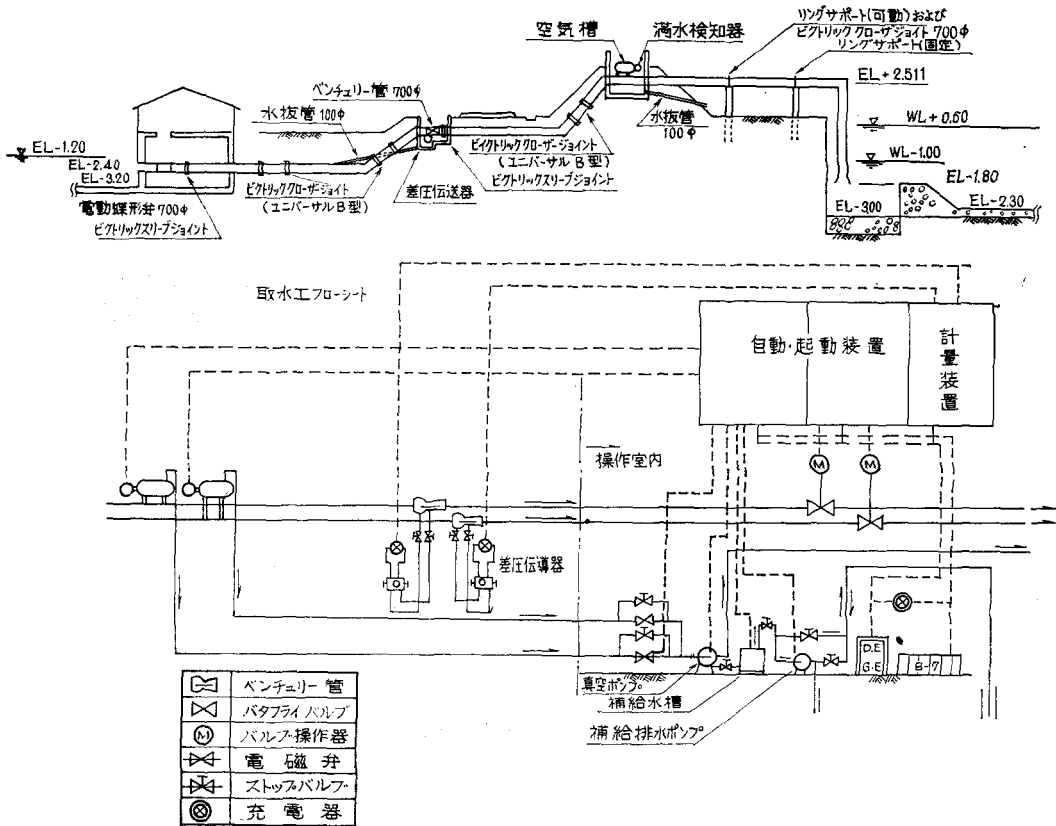


図-9 運転機構参考図

動車に通常組込まれている程度のバッテリーは毎年使用開始時に1回取り出して充電してくる必要がある。真空ポンプ、補給水ポンプは発電機運転と併行して運転され呼吸を行なう。一方、蓄電池は電解液の濃度低下を目盛より判読して適宜、手動で発電機を動かして充電を行なっていく。(この周期は5~7日に1回5時間程度と考えられる)この蓄電池電源を用い計画を行なうとともに、空気混入により通水能力が低下した場合に発電機……真空ポンプが自動運転していく機構となっている。

#### 4.2.2 呼吸部

これは真空ポンプ(φ=80mm, 最大風量3.5m<sup>3</sup>/min, 最大真空度630mm-kg, モーター=7.5kW)補給水ポンプ、補給水タンク、電磁弁、ストップ弁等より構成される。真空ポンプの作動により鋼管内の気圧が低くなるにつれて水が管内に流入するが、管頂部につけた空気槽内に設置した満水検知器により満水した場合は自動的に真空ポンプが停止するようになっている。なお、補給水ポンプはロック切換えによりピット内の排水も行なえる。

呼吸時間(T)は

$$T = \frac{Q}{q \cdot \alpha} = \frac{26.65 \times 2}{3.5 \times 0.58} \doteq 26 \text{ min}$$

Q: 管内体積

q: 真空ポンプの最高風量

α: ポンプ効率

#### 4.2.3 計測部

これはベンチュリー管、差圧発信器、開平演算器、積算計、記録計よりなる。ベンチュリー管は流量に応じて差圧を発生させ、差圧発信器はこれを電気信号に変換する。この電気信号は差圧に比例しているため開平演算器により流量に比例して信号に変え、さらに自動平衡式記録計により流量標示をするとともにパイプの各連について積算計により累計量として記録できるようにした。ただ、2連のパイプの通水量を加算することは直流を電源としている関係から、やや複雑となるので取りやめた。

#### 4.2.4 調節部

流量調節と電動操作器により自動的に調節する事も考えられるが、蓄電池電源でこれを行なうことは非常に規模が大きくなるので、主として上記の計測による流量標示を見ながら手動で蝶形弁を操作することにした。ただし、発電機駆動時には電動でも操作できるようにした。なお、真空破壊を行なうにはポンプの電磁弁の上部にあるストップバルブを手動で開けばよい。



S. 44. 6. 13  
S. 44. 12. 10

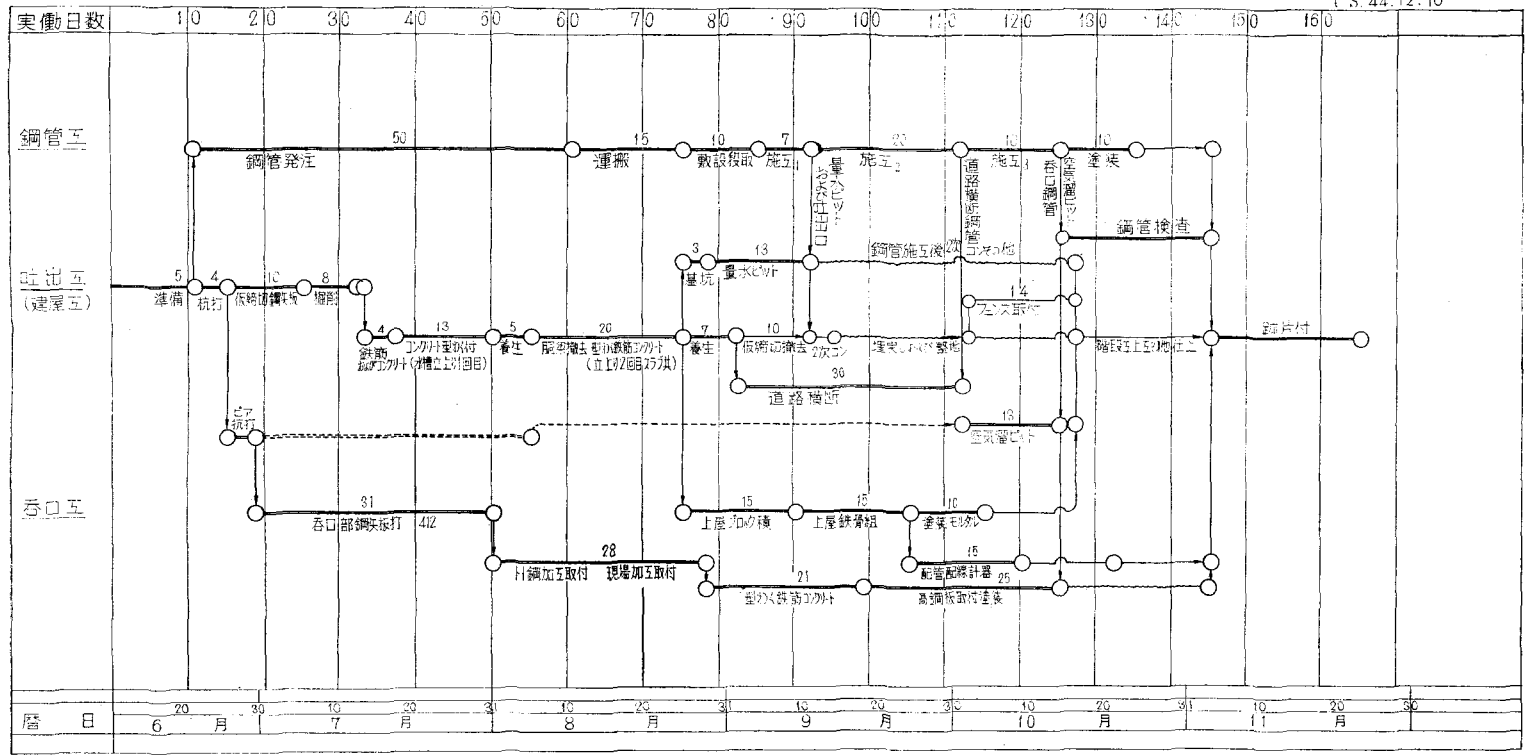


図-10 E<sub>2</sub> 取入口工事工程表

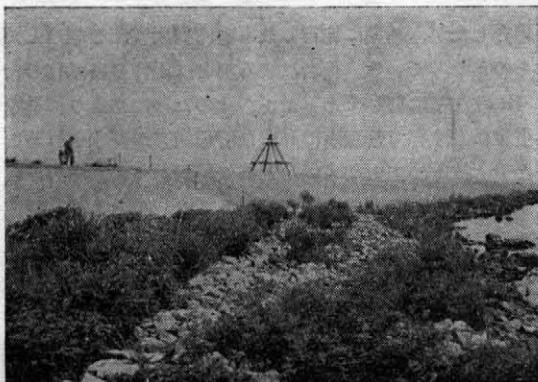


写真-1 施工位置 (取入側より望む)

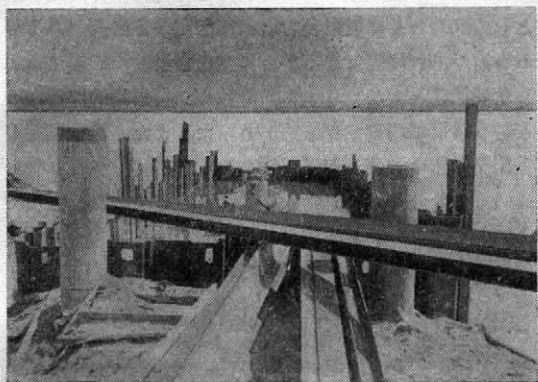


写真-2 呑口部施工中 (手前のパイルは鋼管のビヤ)

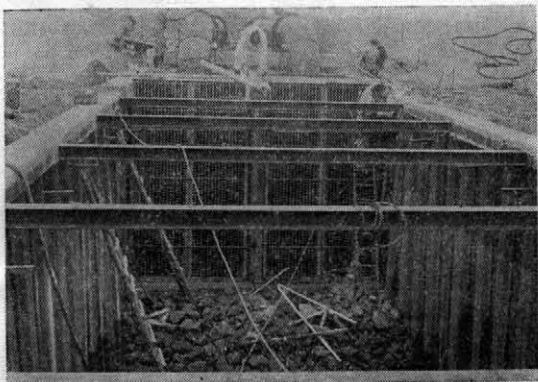


写真-3 呑口部完成直前

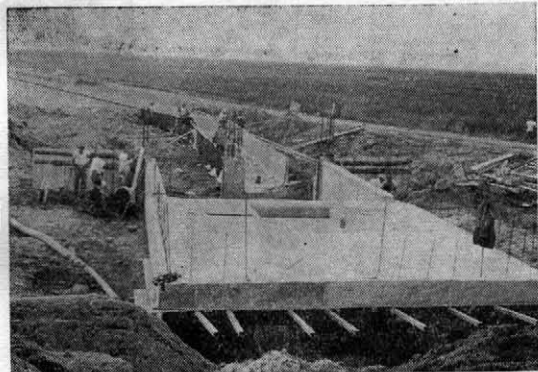


写真-4 吐出部基礎完成直前

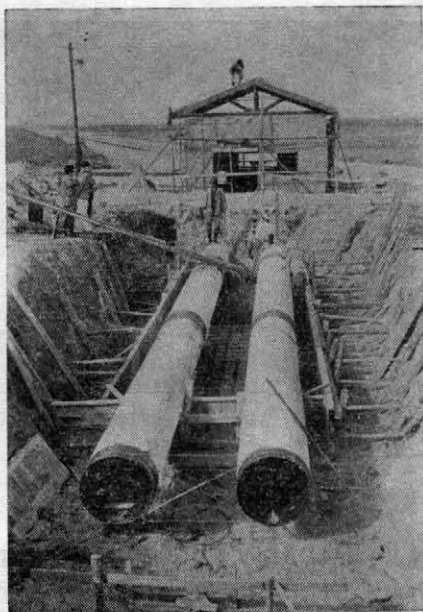


写真-5 鋼管据付状況

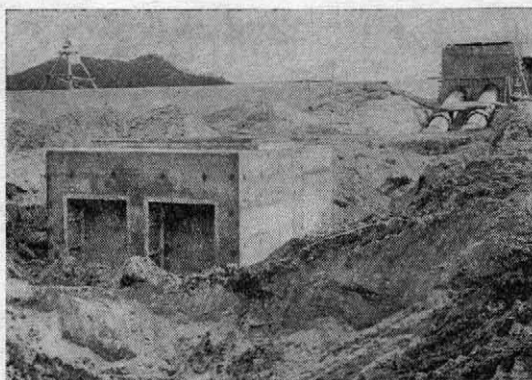


写真-6 量水ピット (写真手前) および空気槽ピット (写真後方)

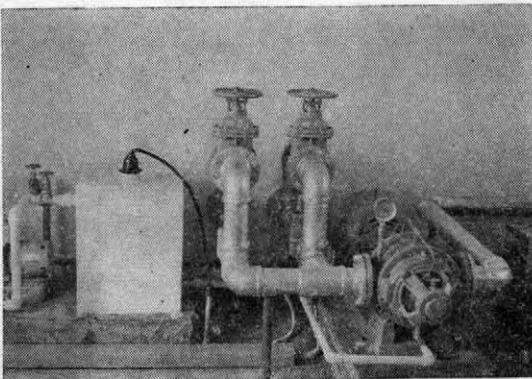


写真-7 真空ポンプ (右方に発電機あり)

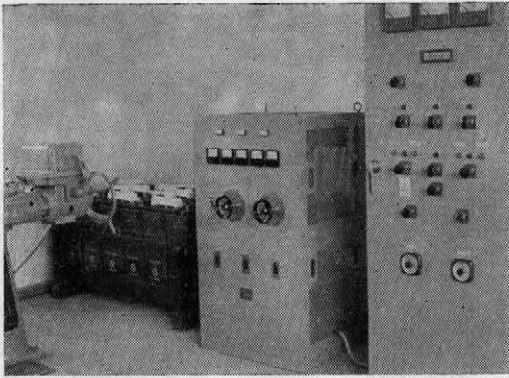


写真-8 蓄電池および制御盤

## 5. 施工および結果

施工は工程計画および写真に示されるようほぼ順調に行なわれたが、鋼管は特に水密、気密であることを要するので熔接部分の20%を抽出してX線検査を行ない3級以上を合格とした。

本稿では自家電源による機構のサイフォン式取水工を

紹介したが、初期に施行したものは商用電源を利用したものとなっている。後者による場合は操作の自動化のためには非常に便利であったが、そのためにあまり構造を複雑にしすぎて管理者に高度な管理能力が要求されることや、故障が生じやすいなどの欠陥があった。一方、自家発電にしたことによる欠点としては、たとえば常時、蝶形弁を電動で自動的に設定、流量に合わせて調節するとか、流量の合算記録を得る等の要望を充足することができなかった。また、電気的な調整の労が軽減されたかわりに、燃料補給、蓄電状態のチェックなどの仕事が増加した。

われわれが二つのタイプを利用して見た全体的な感想としては、とくに取水量を厳密に測定する必要がある等の事情があれば別であるが、真空を自動的に回復するような機構はともかく、取水、流量調節を自動的に行なうという機構は精密すぎる感があった。また、流量測定も差圧発信器の調節が若干わずらわしく、ベンチュリ管も高いものなのでパーシャルフリューム型で行なう程度でよいのではないかと考えられる。

# 有限要素法の利用 (II)

萩原 靖 之\*

## 目 次

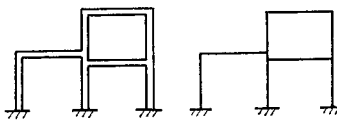
§ 6 有限要素法の利用.....(55)

§ 7 例題解析 (安定問題~土への利用) .....(57)

### § 6 有限要素法の利用

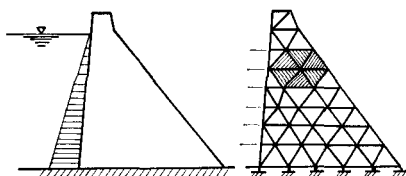
以上に Element Stiffness あるいは Joint Stiffness について冗長に記してきたが、有限要素法の利用にはいる前に使用に際しての注意を喚起しておきたい。

有限要素法の出現は、従来の構造解析あるいは設計の方式をくつがえすような破壊力をもっていたため、その発展のペースについてゆけない人、または有限要素法を金科玉条として、その計算プログラムをうまく使用して応力解析を行なえば事成就とする人などがあるようであるが、この有限要素法は、前記のように、20世紀初頭に確立された構造解析の手法を従来計算尺、手廻し、あるいは電動計算機で営々と行なっていたのをコンピュータの力を借りて、大規模にしかも組織的にしただけのものといえる。これによって、従来構造技術者が時間とエネルギーの大部分を費やしていた計算業務から解放され、技術者本来の計画に、設計にエネルギーを集中できるようになったのであるが、この手法を万能だと思いこむのは早計であって、単なる解析の新しい手法とし、また数値解析はどれほど精度が上がっても所詮は数値解析であって、われわれはその数値をとおして背後にある物理的意味を把握しなければならない。したがって、計算に際

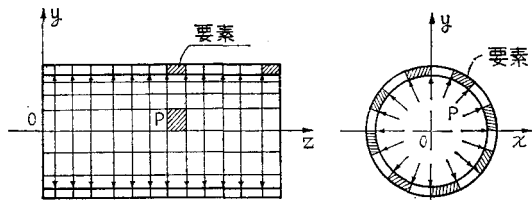


(a) 構造物 (b) Finite Model

図-6.1 一次元要素の場合



(a) 重力ダム (b) Finite Model



(a) PIPE もしくはトンネル

(b)

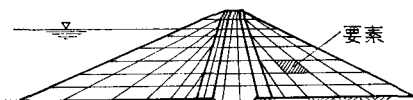
図-6.2 三次元要素の場合

しての忠実な Model 化、さらには実験値による裏付けも必要であろう。また、従来の解析手法も、いかにコンピュータが進み、時代が変わっても、その存在価値は失なわれないだろう。

土木・建築関係構造物、たとえば、土圧を受ける擁壁、カルバートやトンネル、重力ダムあるいは、フィルダム、水圧鉄管等の解析は、平面ひずみの状態として取扱うことができ、三次元状態にある構造物も、部分的に平面応用力状態、あるいは平面ひずみ状態に近似することができる。以下にその例を図示する。

図-6.1 は平面骨組構造物で、この場合、柱、桁などが各要素となり、各要素はそれぞれの材端で連結されている。

図-6.2(a) の重力ダムを平面ひずみ状態で解析する場合は、(b)図のような適当な三角形要素の集合体として表現し、各三角形要素の節点で結合されている構造物として考える。(c)図はフィルダムの例であるが、これはロック、フィルタ、コア部を境界とする異質の材料の集合体であるゆえ、その構造特性を活かして、三角形または四角形要素に分割したものと考える。図-6.3 は、パイプ



(c) Fill Dam Finite Model

図-6.3 二次元要素の場合

\*構造計画研究所

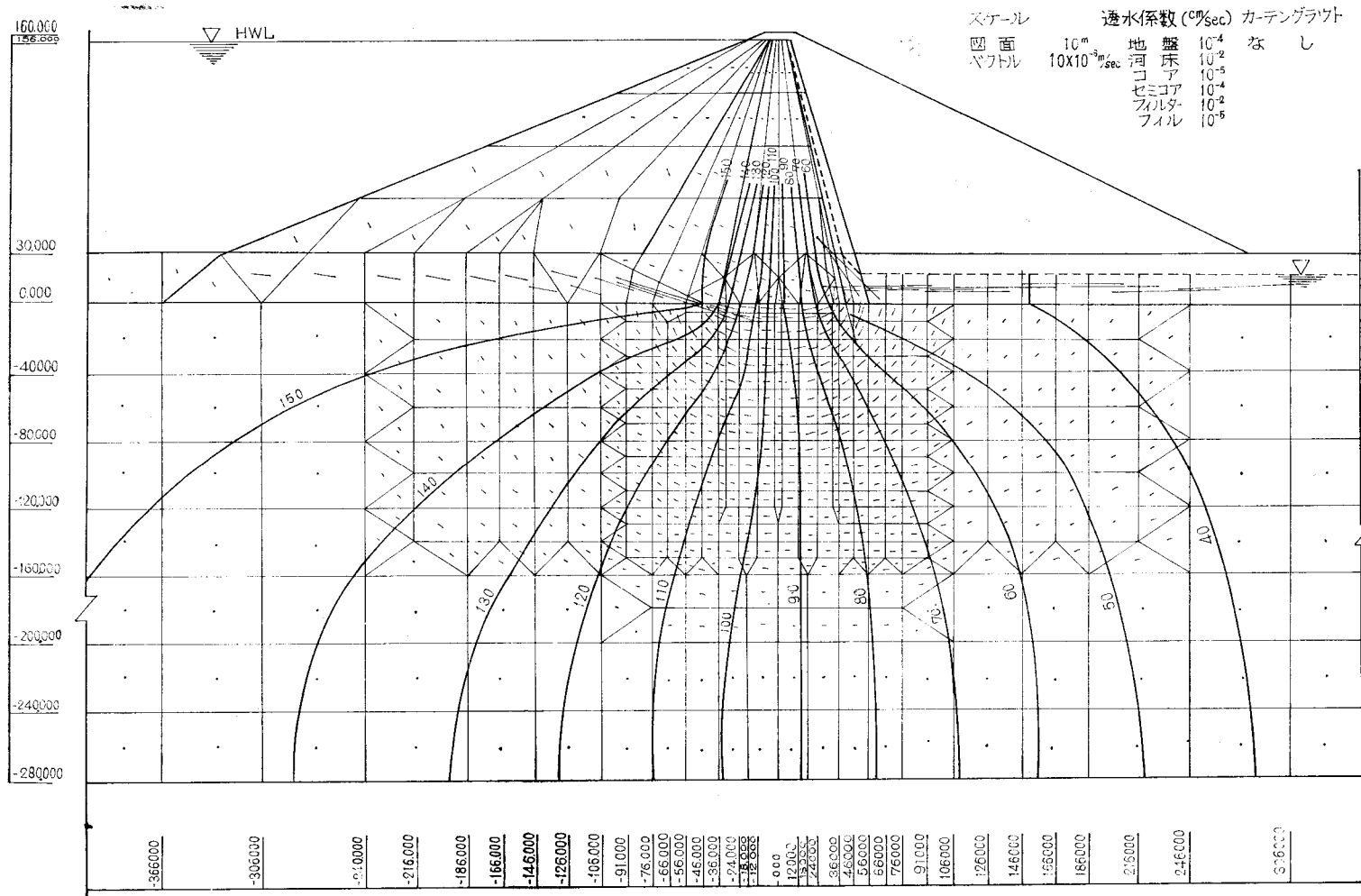


図-6.4

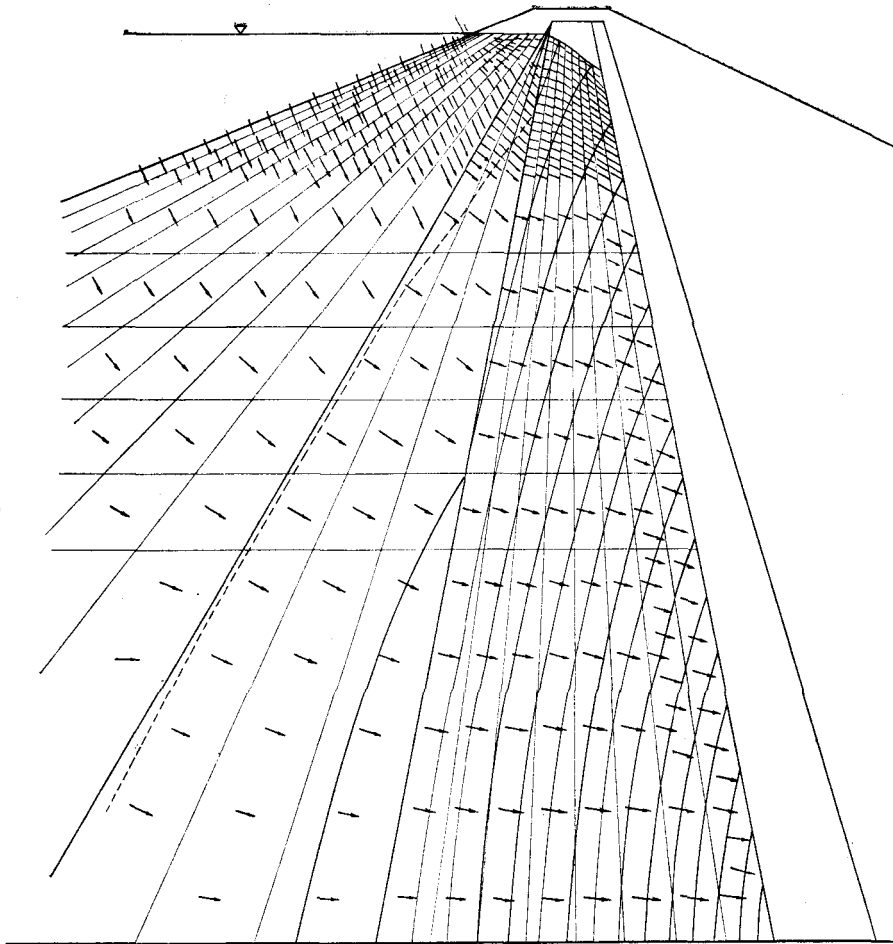


図-6.5 浸潤線および浸透流解析例

もしくはトンネルの例であるが、長さ方向に半無限長と考えると、二次元の平面ひずみ状態として解析できるが、途中に分岐部または開口部があるような場合には、三次元モデルとして解析しなければならない。また、有限要素法の構造解析以外の他への利用として、地下水の浸透流解析、熱伝導問題をあげることができる。図-6.4は、フィルダムの各ゾーンおよび基盤の透水係数を仮定して、せき止められた水がどのような浸透径路をとり、あわせて流量・流速の状況は如何になるかを検討した1例である。

図-6.5は、図-6.4と同様の例題であるが、基盤を不透水層として堤体内部の流速ベクトル、あるいは浸潤線を求めたものである。系を三角形もしくは四角形の要素に分割し、構造解析の弾性係数に相当するものとして透水係数を与え、各節点の圧力を未知数として連立一次方程式をたて、境界における流量または圧力を条件に各節点のポテンシャルおよび要素中心の流速を算出する。この場合、水圧がゼロになる点をプロットすれば、それが浸潤線を表示することになる。このように有限要素法

の適用は構造解析よりスタートして、他方面に用いられる機運にあり、今後の発展は予想のつかないほどである。

次節に、土構造物の安定解析問題を掲げて参考に供したい。

### § 7 例題解析（安定問題～土への利用）

前節においては、実際上の問題へ有限要素法を適用するときの留意点をあげたが、本節においては、適用例として斜面の安定解析例をあげてみる。

従来、斜面の安定解析には“円弧すべり法”“くさびすべり法”等が行なわれてきたが、これらはあらかじめすべり面を土質に応じて直線、円弧あるいは螺線と仮定し、このすべり面上での滑動力と滑動抵抗力の比をもって安定を論じてきた。これらの手法の根拠は、土が破壊を生じる極限平衡状態での平均応力と、経験より導かれた仮想のすべり面とであり、応力条件は、満足されていても変形条件の考慮はなされていないといえる。

さらに、斜面の破壊を追求してみると、すべり面全域

にわたって同時に破壊が発生するものではなく、斜面を構成する土構造物内の一つの弱いエレメントの破壊が順次他部へ波及して行き、これらの連続によってすべり面が形成されると推定できる。このような観点よりすれば、すべり面全域に限界状態を想定する従来のすべり面法は合理性にかけるといえる。一方、土は一般に種々の粒径の粒状体の集合であるため、その含水量、粒度組成、密度などが複雑にからみあって土の物性を支配しており、側方の拘束力の大きさもその強度を左右し、鋼材、コンクリートなどのように、応力と変形の関係を一義的には定め得ない。しかしながら、コンピュータの発達とこの有限要素法を利用した数値解析の進歩が土質材料のような非線形（フックの法則の不成立である物性：Non Linear）の物質にも近似解析を可能にしてきた。

ここで、有限要素法の適用について必要になると思われる物性のパターンについて少々触れておく。

有限要素法の適用にあたって、物性の評価には弾性係数とポアソン比を必要とするが、鋼材、コンクリートのように設計荷重の範囲内で、弾性係数（土の場合は変形係数と称している） $E$  は一定とみなして検討を行なうが、解析計算上は、図-7.1 のように四つのパターンに

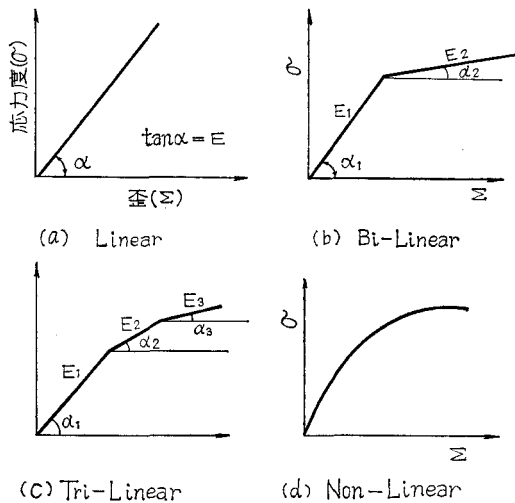


図-7.1 弾性係数のパターン

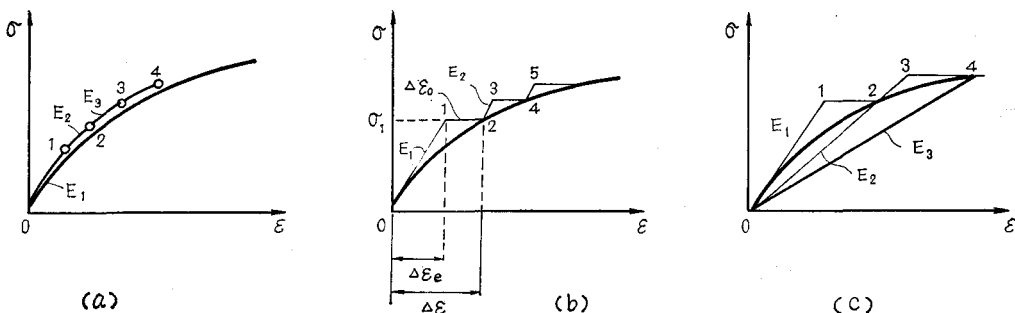


図-7.2 非線形における取扱い法

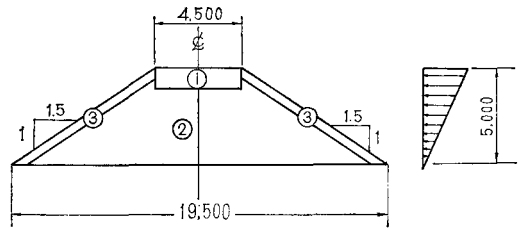


図-7.3 解析モデル

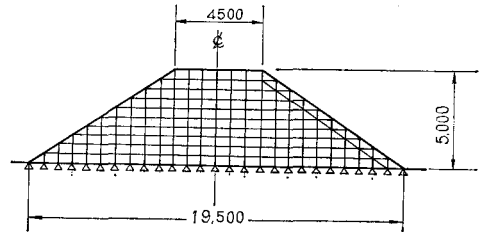


図-7.4 Finite Model

分類して行なう。土も破壊荷重より非常に小さい荷重を受けているあいだは、土を弾性体と近似してもよい場合が多いが、永久ひずみが残る塑性の一面が現われてくる。しかし、荷重径路が簡単であるものについては、弾性論的な取扱い方が利用できる。有限要素法では、これら非線形性の取扱いについて、図-7.2 のように漸増荷重法または反復法を用いる。前者は図-7.2(a), (b)であり、(a)は荷重をあらかじめ小さな増分に分割しておき漸増的に作用させ、各荷重段階では  $E = (\text{一定})$  として弾性的に計算する。

(b)は最初の荷重増分に対する各エレメント内の応力増分  $\sigma_1$  およびひずみ  $\Delta \epsilon_0$  を  $E_1$  を用いて計算し、その応力におけるひずみを与えられた物性のひずみと比較することにより  $\Delta \epsilon_0$  を求め、線上点をよりさらに次のステップへ進む。反復法は当初  $E_1$  に基づいた応力分布を求め、この応力値に対応する新弾性係数  $E_2$  を用いて次の解析へ進む(図-7.2(c))。したがって、この場合、真の値に対して一段階遅れることになるが、ステップ数を多くすることにより、近似解が求められる。

本題にはいろう。

図-7.3 のような土構造物を長方形および三角形のエ

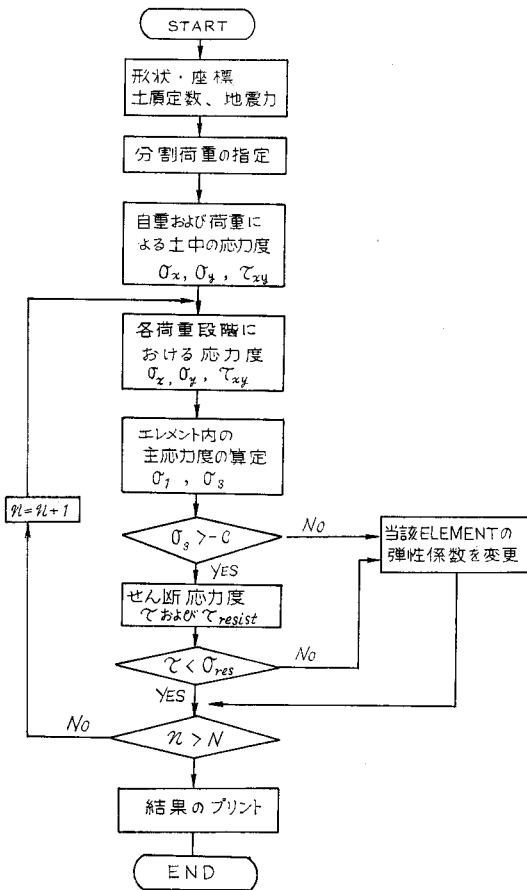


図-7.5 ブロックフローチャート

エレメントに分割し、土質を3種とした。基盤はすべて剛性基礎の上であって沈下しないものと考え、図-7.4のごとく、モデル化を行なった。エレメントのサイズは50 cm×75cm, エレメント数は188, 節点数は187のモデルに対し、逆三角形の荷重を水平に载荷し0.64・Gになるまで0.08・G ずつ分割载荷してゆき、盛土内部の応

- $\tau/\tau_r = 95\%$  以上
- $\tau/\tau_r = 90\%$  以上
- Max せん断応力の方向

O.W. + 0.66 g

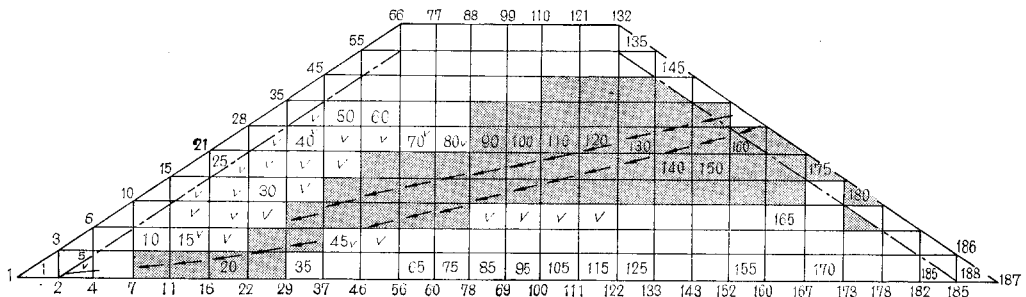


図-7.6

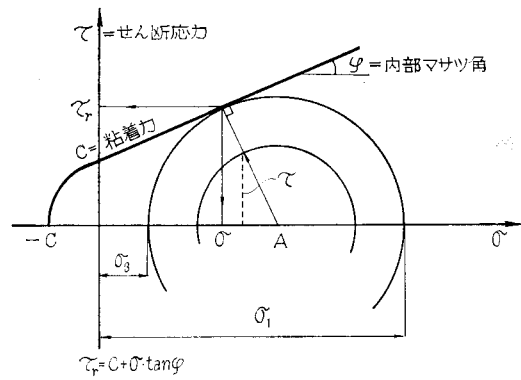


図-7.7 モール、クーロンの破壊仮説

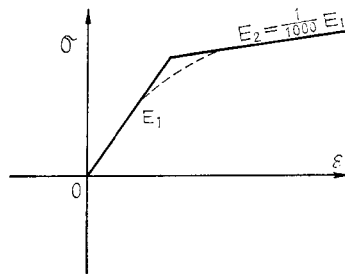


図-7.8 変形係数

力度および変形を算定した。解析の手順は図-7.5のブロックチャートに示す。前記のごとく、第1ステップには、自重による応力、変形を算出し、以後0.40・G, 0.48・G, 0.56・G, 0.64・G, 0.66・Gと地震荷重を漸増し、内部の応力度の増加してゆく傾向および変形を追求し、破壊にいたる過程を検討し、すべり面の発生を見た。結果を図-7.6に示す。

なお、破壊の判定規準は簡単な、モールの破壊理論を採用し、図-7.7において $+\sigma, \pm\tau$ のゾーンでは直線、 $-\sigma, \pm\tau$ のゾーンでは3次曲線と考え、応力度が限界曲線に接した場合を破壊とみなすことにした。一般に、土



表-1 土 質 定 数

土質の種別	変形係数: $E$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	ポアソン比	粘着力: $C$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	マサツ角: $\varphi$	単位重量 ( $\text{t/m}^3$ )
①	300	0.4	0.15	40°	2.1
②	250	0.4	0.10	35°	2.0
③	100	0.4	0.08	35°	1.8

の場合、応力～ひずみ曲線はモールの応力円が破壊包絡線に接する以前から非線形の挙動を示すが、近似的に弾性状態と塑性状態とにおいて別々の直線と仮定し、図-7.8 のように Bi-Linear で表わす。すなわち、初期変形係数  $E_1$  を用いた結果のせん断応力  $\tau$  を抵抗せん断力  $\tau_r$  と比較して  $\tau/\tau_r \geq 0.95$  に達したエレメントは変形係数を  $E_2$  に修正を行ない、反復計算を続行させた。解析に適用して使用した土質諸定数は表-1 に記す。

以上、解析の結果をみるに、必ずしも当初想定したすべり面の位置は得られなかったが、下記のような問題を含んでおり、これらを適当に修正することにより、実際問題への適用が可能となるだろう。

1. 採用土質定数の評価の妥当性
2. 変形係数の Non-Linear 評価
3. 自重荷重の方法を 5.00 m 盛土完成後一括荷重とせず、現実の盛立に即してステップ・バイ・ステップの荷重とする。これはフィルダムのように 40 m～100 m に達する大型土構造物に適用すると堤頂部に引張応力が現われ、現実と異なった結果を呈するので注意を要する。
4. 地震力として逆三角形荷重を荷重したが、構造物の高さに応じて地震加速度の増幅度を評価する。
5. 施工含水量の評価がなされていない。
6. 破壊の判定規準を応力のみに限定したが、一般に締固められた土は図-7.9 のような変形特性を示すため、ひずみの大きさの面より破壊の判定規準を付す。

慣用のすべり面解析法は実用性に富む手法であるが、のり面の破壊は終局的には変形の問題であるし、剛体の

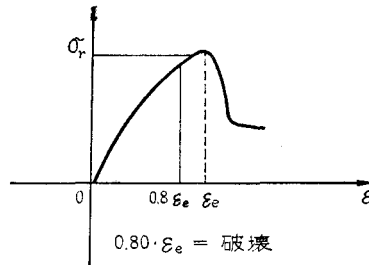


図-7.9 締固められた土の  $\sigma \sim \varepsilon$

相対的なすべりでは応力状態や変形の問題を処理できない。とくにフィルダムのように粘着力のないロックのり面のすべり破壊は表層部に集中し、ダム安定は表層部によってきめられることになる。このような問題については、すべり面解析のみによっていたのでは十分でなく、有限要素法による解析検討を行なう必要がある。

カリフォルニア大学の H. B. SEED 教授は堤体内部の主応力比  $\sigma_1, \sigma_3$  の比を用いて破壊の条件を検討しているようであるが、これによると、のり先、堤頂部は、 $\sigma_3/\sigma_1$  が小さいため拘束力が小さくなり、崩壊しやすい可能性を潜在的に有していることになる。このことは本節の例題解析についても同様の現象を呈し、のり先より崩壊をはじめた。

#### 参 考 文 献

- 服部 正：構造計画研究所彙報 1968～1969  
 Zienkiewicz & Cheung : The Finite Element Methode  
 In Structural and Continuum Mechanics  
 服部 正：コンピュータによる構造数値解析法

# 会 告

10月1日で役員の一部が交代し、また賛助会員の  
新規加入がありましたので、下記のとおり新名簿を  
報告します。

## 農業土木技術研究会役員

- |       |       |                 |
|-------|-------|-----------------|
| 会 長   | 杉田 栄司 | 農地局建設部長         |
| 副 会 長 | 緒形 博之 | 東京大学教授          |
| 理 事   | 山本 純  | 農地局設計課長         |
|       | 渡合 末彦 | 〃 技術課長          |
|       | 岡部 三郎 | 農地開発機械公団監理官     |
|       | 牧野 俊衛 | 関東農政局建設部長       |
|       | 出口 勝美 | 農業土木試験場土地改良部長   |
|       | 井上 弘  | 茨城県農林部長         |
|       | 松井 芳明 | 水資源開発公団計画部長     |
|       | 古賀 俊夫 | 土地改良建設協会常務理事    |
|       | 高嶺 進  | 三祐コンサルタンツ取締役    |
|       | 小川 孝  | 鹿島建設株式会社        |
|       | 内藤 正  | 大豊建設株式会社        |
| 監 事   | 伊藤 茂松 | 農業土木事業協会常務理事    |
|       | 真田 光夫 | 農業土木コンサルタンツ理事   |
| 顧 問   | 井元 光一 | 水資源開発公団理事       |
|       | 小川 泰憲 | 八郎瀧新農村建設事業団理事   |
|       | 梶木 又三 | 梶木農政研究所所長       |
|       | 金子 良  | 農業土木試験場場長       |
|       | 小林 国司 | 参議院議員           |
|       | 桜井 志郎 | 参議院議員           |
|       | 佐々木四郎 | 水資源開発公団理事       |
|       | 重政 庸徳 | 参議院議員           |
| 常任顧問  | 住吉 勇三 | 農地局参事官          |
| 顧 問   | 清野 保  | 愛知工業大学顧問        |
|       | 高月 豊一 | 京都大学名誉教授        |
|       | 田町 正誉 | 九州大学名誉教授        |
| 常任顧問  | 田村徳一郎 | 明治大学教授          |
| 顧 問   | 任田 新治 | 参議院議員           |
|       | 中川 一郎 | 衆議院議員           |
|       | 野知 浩之 | 日本農業土木コンサルタンツ顧問 |
|       | 福田 仁志 | 東京大学名誉教授        |
|       | 山崎平八郎 | 衆議院議員           |

(五十音順)

- |     |       |              |
|-----|-------|--------------|
| 参 与 | 山口 重雄 | 東北農政局設計課長    |
|     | 棚橋 正治 | 関東農政局設計課長    |
|     | 善木 正敏 | 北陸農政局設計課長    |
|     | 藤井 徹  | 東海農政局設計課長    |
|     | 浅原 辰夫 | 近畿農政局設計課長    |
|     | 島岡 俊輔 | 中四国農政局設計課長   |
|     | 桑原 昇  | 九州農政局設計課長    |
|     | 難波 康夫 | 北海道開発局土地改良課長 |
|     | 梶浦 和平 | 北海道土地改良第一課長  |
|     | 山下 潔  | 青森県土地改良第一課長  |
|     | 多田 直久 | 岩手県耕地建設課長    |
|     | 小西 良治 | 宮城県耕地課長      |
|     | 山内 一郎 | 秋田県耕地課長      |
|     | 城野 忠雄 | 山形県耕地課長      |
|     | 佐藤 英明 | 福島県耕地課長      |
|     | 松村 進  | 茨城県耕地建設課長    |
|     | 横山 新  | 栃木県土地改良課長    |
|     | 小島 沈  | 群馬県耕地開発課長    |
|     | 雨宮 亮郎 | 埼玉県土地改良課長    |
|     | 宮地 寛  | 千葉県耕地課長      |
|     | 岡崎 正男 | 東京都農地課長      |
|     | 飯塚 晴信 | 神奈川県耕地課長     |
|     | 丸茂 高男 | 山梨県耕地課長      |
|     | 国政 義範 | 長野県耕地第一課長    |
|     | 佐原耕一郎 | 静岡県営営企画課長    |
|     | 杉山 英郎 | 新潟県農地建設課長    |
|     | 福沢 重信 | 富山県耕地課長      |
|     | 服部 和彦 | 石川県耕地建設課長    |
|     | 岡 弘   | 福井県耕地課長      |
|     | 井田 宗  | 岐阜県農地建設課長    |
|     | 大畑 昇一 | 愛知県耕地課長      |
|     | 松田 修  | 三重県耕地課長      |
|     | 大辻小太郎 | 滋賀県耕地課長      |
|     | 中村 吉隆 | 京都府耕地課長      |
|     | 芝山半之丞 | 大阪府耕地課長      |
|     | 藤本 理  | 兵庫県耕地課長      |
|     | 窪田 博  | 奈良県耕地課長      |
|     | 小川 力也 | 和歌山県耕地課長     |
|     | 前田 修  | 鳥取県耕地課長      |
|     | 小笠原忠実 | 島根県耕地課長      |
|     | 村上 澄雄 | 岡山県耕地課長      |
|     | 溪口 誠爾 | 広島県耕地課長      |
|     | 中村 源三 | 山口県耕地課長      |
|     | 伊東 久弥 | 徳島県耕地課長      |
|     | 杉平 鉄雄 | 香川県土地改良課長    |
|     | 白井 俊昭 | 愛媛県耕地課長      |
|     | 弘田 定男 | 高知県耕地課長      |
|     | 徳重 一義 | 福岡県耕地課長      |

	相川 稔	佐賀県土地改良第一課長	〃	前田建設工業株式会社	〃
	宮本 安一	長崎県耕地課長	〃	旭コンクリート工業株式会社	1口
	広嶋 幸次	熊本県耕地第一課長	大分	梅林建設株式会社	〃
	森田 実	宮崎県耕地課長	東京	技研興業株式会社	〃
	森田 克美	大分県耕地課長	〃	久保田建設株式会社	〃
	吉岡 孝信	鹿児島県耕地課長	〃	五洋建設株式会社	〃
幹事	岡部 三郎	農地開発機械公団監理官	大分	榑 後 藤 組	〃
	武田 健策	〃 設計官	〃	榑 佐 藤 組	〃
	中原 通夫	〃 かんがい排水課	東京	新生興産株式会社	〃
	高田 徳博	〃 開こん建設課	〃	新農立建業株式会社	〃
	小藤 裕二	〃 災害復旧課	愛知	塩 谷 組	〃
	中川 稔	〃 技術課	東京	世紀建設株式会社	〃
	柴田巳千夫	〃 企画調整室	青森	田中建設株式会社	〃
	棚橋 正治	関東農政局建設部設計課長	東京	榑武井工業所	〃
	白滝 山二	農工大学教授	東京	榑田原製作所	〃
	前田 芳郎	農地開発機械公団工務課長	香川	大成建設榑高松支店	〃
常任幹事	石川 明	農地局設計課	大分	高山総合工業株式会社	〃
	伊藤祿太郎	農業土木技術連盟	東京	中央開発株式会社	〃
	勝俣 昇	農地局設計課	〃	中国土木株式会社	〃
編集委員	委員長 岡部 三郎		〃	帝国ヒューム管株式会社	〃
	委員 幹事及び常任幹事		〃	東急建設株式会社	〃
	平井 公雄	近畿圏整備本部	秋田	東邦技術株式会社	〃
	内藤 克美	水資源公団, 第1工務部	東京	東京索道株式会社	〃
			〃	榑土木測器センター	〃

賛助会員

		(五十音順)			
東京	榑荏原製作所	3口	茨城	中川ヒューム管工業株式会社	〃
〃	榑大林組	〃	新潟	新潟コンクリート工業株式会社	〃
〃	鹿島建設株式会社	〃	東京	日本舗道株式会社	〃
〃	久保田鉄工株式会社	〃	東京	日本技術開発株式会社	1口
〃	榑熊谷組	〃	〃	日本海上工事株式会社	〃
〃	榑佐藤工業株式会社	〃	〃	日本国土開発株式会社	〃
愛知	榑三祐コンサルタンツインターナショナル	〃	〃	日本プレスコンクリート工業株式会社	〃
東京	大成建設株式会社	〃	〃	日本エタニットパイプ株式会社	〃
〃	榑電業社機械製作所	〃	〃	日曹マスタービルダーズ株式会社	〃
大阪	榑西島製作所	〃	〃	パシフィックコンサルタンツ株式会社	〃
東京	西松建設株式会社	〃	〃	羽田コンクリート工業株式会社	〃
〃	(財)日本農業土木コンサルタンツ	〃	〃	榑圓井製作所	〃
〃	榑間組	〃	〃	榑丸島水門製作所	〃
〃	榑日立製作所	〃	石川	真柄建設株式会社	〃
〃	榑青木建設	2口	東京	水資源開発公団	〃
〃	株木建設株式会社	〃	京都	山品建設株式会社	〃
大阪	榑奥村組	〃	愛知	若鈴コンサルタンツ株式会社	〃
東京	勝村建設株式会社	〃	会社数	63社	口数 100口
大阪	榑栗本鉄工所	〃			
東京	三幸建設株式会社	〃			
〃	住友建設株式会社	〃			
〃	大豊建設株式会社	〃			

## 編集後記

「土のコンクリート」と「水路」の結婚の話が出たのは、昭和39年頃であった。あれから6年の交際期間が続き、今春4月に華燭の典をあげ、2カ月後に第1子を出産した。創刊号である。編集委員各氏はかつて、いずれかの会の編集に携わっていた人々であるので、第一子をはさんで相対し、婚約時代に抱いていたイメージと現実に生れ出た吾が子を比べ、(やがて生れる第三子のために)活発な論議が交された。表紙のデザインについて、編集方針について、論文の難易性について、予算について、ete.....。

良い雑誌魅力的な雑誌をつくるにはどうしたらよい

か。編集委員の才覚もさることながら、“読者の要求”がストレートに反映した雑誌を“読者が育てる”ことではないかと思う。創刊号、第2号と手にされての御感想をどしどし編集委員会へお便り下さい。

さて、第2号は巻頭に石川英男氏の論説をかかげた。今後各号ともこのような格調の高い農政一般あるいは農業土木の将来を指向する論説を出来得る限り掲載してゆきたい。永源寺ダム、厚真ダム、北海幹線、サイフォン式取水土、などいずれも第一線の方々の労作であり、貴重な設計資料として役立たれるに違いない。また、有限要素法について創刊号に引続き萩原靖之氏から寄稿をいただいた。御多忙中執筆していただいた各氏に誌上から厚く御礼申し上げます。(石川)

## 水 と 土 第 2 号

昭和45年10月30日発行

発行所 東京都港区新橋5-34-4

農業土木会館内 TEL (436) 1960

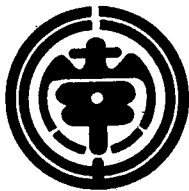
発行人

農業土木技術研究会

印刷 東京都中野区江古田2-21-2

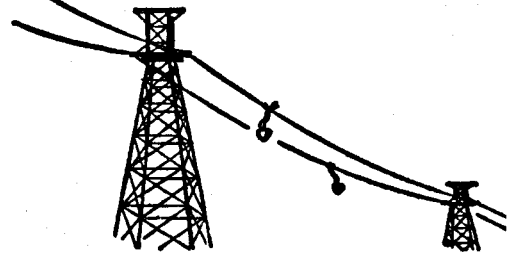
TEL (386) 2082

有限会社 アテネ出版



### 営業種目

貨物索道	客索	ケーブル	クリップ	モノロープ	天井起重機	その他荷役機械	設計・製作・据付
------	----	------	------	-------	-------	---------	----------



# 東京索道株式会社

社長 土持 治

本社工場 東京都大田区矢口3丁目33番5号 電話 東京 (758) 0121-5