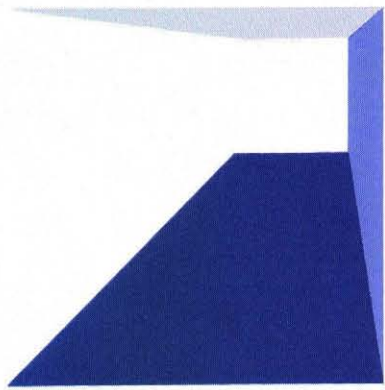
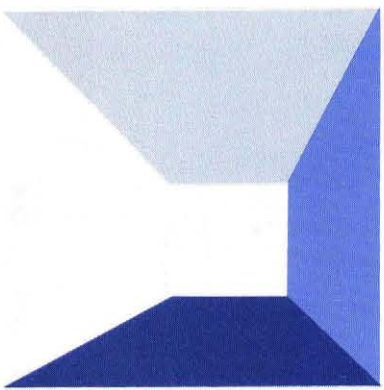
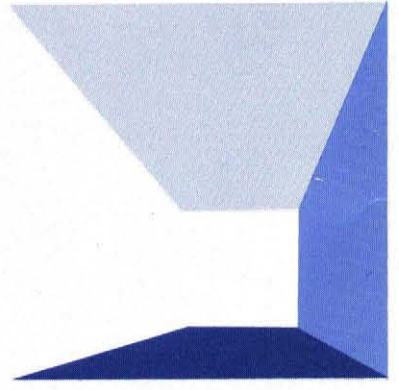
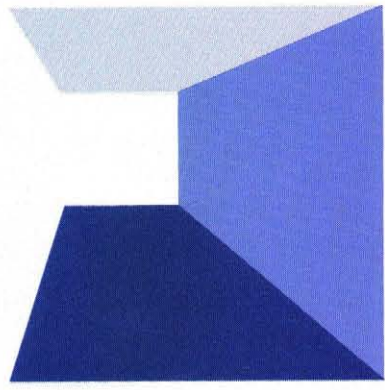
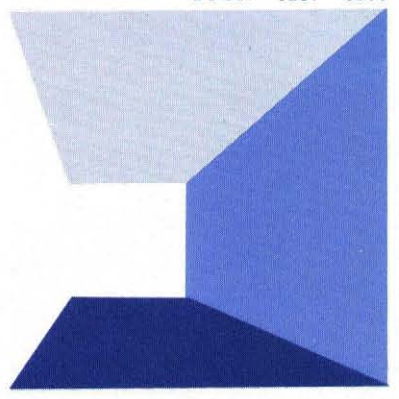


# 水と土

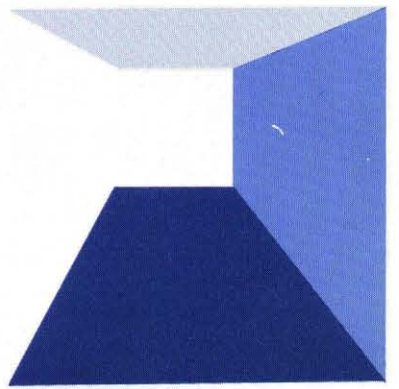
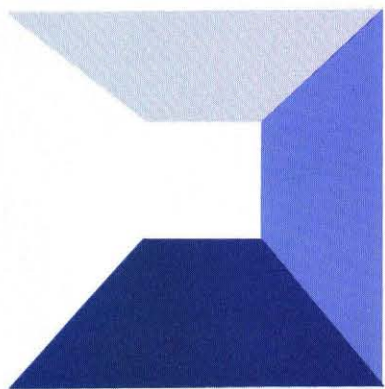
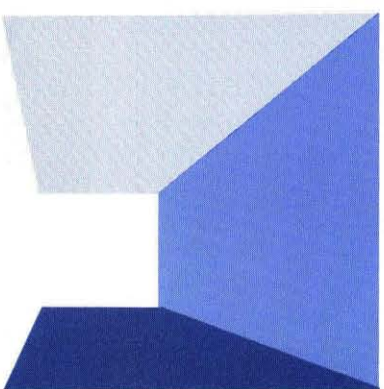
第 73 号

ISSN 0287-8593

昭和63年 6 月号  
農業土木技術研究会



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



# 坂根ダム左岸高標高部斜面保護に関する検討

(本文55ページ参照)



写真-2 坂根ダム（上流より、左に見えるのが左岸高標高部斜面保護工）

# 「中央構造線」上の水路トンネル施工について

(本文2ページ参照)



写真-8  
シールド一次覆工済区間の状況



写真-10  
シールド機到達  
(和泉層群到達部)



# 石狩川流域内水排除事業計画の紹介

(本文14ページ参照)



写真－1 石狩川流域に広がる農地



写真－3 昭和56年8月豪雨による石狩川周辺の湛水状況

グラビア

板根ダム左岸高標高部斜面保護に関する検討  
「中央構造線」上の水路トンネル施工について  
石狩川流域内水排除事業計画の紹介

巻頭文

農村景観の形成について

柳 田 宏……( 1 )

報 文

報文内容紹介

……( i )

「中央構造線」上の水路トンネル施工について

川 合 昌 亮  
玉 石 勝 次……( 2 )

石狩川流域内水排除事業計画の紹介

名 越 庸 雄……( 14 )

タイ・チャオプラヤ河下流感潮域の流況解析

井 上 京  
佐々木 勝  
松 尾 和 重……( 22 )

筑後川下流用水事業における佐賀導水事業との  
合併施工について

森 戸 久 行  
大 塚 義 隆……( 30 )

大夕張地区の水利調整

高 橋 悦 朗……( 36 )

五位ダムにおける止水軸の検討について

中 西 一 継  
塩 浦 孝 郎  
島 田 敏 夫……( 44 )

板根ダム左岸高標高部斜面保護に関する検討

牧 省 吾  
山 本 芳 男……( 55 )

液体窒素を用いた大川瀬ダムのプレクーリング

大 澤 賢 修  
福 田 信 幸……( 65 )

地中探査レーダー

阿 部 京 三  
松 本 功……( 74 )

フランスの畑地かんがい専用取水栓

千 葉 孝……( 81 )

千葉県東方沖地震における長柄ダムの状況について

木 本 悦 郎  
山 崎 晃 玲  
福 島 古 二  
瀬 田 中 育 博……( 89 )

シリーズ

パイプラインの設計

染 谷 隆 一……( 96 )

農業土木技術研究会入会の手引

……( 107 )

会告・編集後記

……( 108 )



# 水と土 第73号 報文内容紹介

## 「中央構造線」上の水路トンネル施工について

川合 昌亮 玉石 勝次

水の需要増に対処するために計画された奈良県営水道の導水トンネルは農水省が施工した下河頭首工を利用して取水し、御所浄水場までの延長約7,100m、仕上内径2.4mの逆サイフォン圧力トンネルである。この導水トンネルのルートで最も施工が困難とされていた『中央構造線』部分の砂礫層をシールド工法で施工したので、その施工結果を報告するものである。

(水と土 第73号 1988 P. 2)

## 石狩川流域内水排除事業計画の紹介

名越 庸雄

北海道の石狩川流域に広がる農地は低平地なため、昔から出水のたびに内水被害に苦しめられてきた。そこで、昭和56年度の被災状況から、内水排除施設の整備について検討を行い、その結果、事業の必要性が認識され、昭和60年度より事業着工の運びとなった。

今回、本事業の内容を、最近の内水被害記録を織り交えながら紹介するものである。

(水と土 第73号 1988 P. 14)

## タイ・チャオプラヤ河下流感潮域の流況解析

井上 京 佐々木 勝  
松尾 和重

タイ中央部を流れるチャオプラヤ河の下流デルタ部120kmの流況解析をおこなった。河川勾配が極めて緩やかな感潮河川の流況、洪水域の影響、河川粗度係数の決定方法等について紹介する。

(水と土 第73号 1988 P. 22)

## 筑後川下流用水事業における佐賀導水事業との合併施工について

森戸 久行 大塚 義隆

筑後川下流用水事業(公団)は、福岡・佐賀両県にまたがる約54,400haの農地における大規模な排水システムの再編成、淡水(アオ)取水の合理化、用水不足の解消を目的とする筑後川土地改良事業(農水省)の基幹となる取水施設、用水路等を築造するものである。このうち佐賀東部導水路が、建設省佐賀導水と併行する区間について受委託協定を締結し合併施工することとしている。本稿は筑後川下流用水事業と合併施工の概要について報告する。

(水と土 第73号 1988 P. 30)

## 大夕張地区の水利調整

高橋 悦朗

石狩川水系夕張川に12,000haの水田の用水源確保と電力不足を補う目的で計画された大夕張ダムと川端ダムは昭和36、37年にそれぞれ完成し、北海道開発局の農業部門が直轄管理してきた。

これはダムの完成後、情勢の変化により生じた農業側の灌漑期間の延長希望と発電側の発電の効率化希望などに対応して利水者間の利害を調整した20年余におよぶ水利調整の概要である。

(水と土 第73号 1988 P. 36)

## 五位ダムにおける止水軸の検討について

中西 一継 塩浦 孝郎  
島田 敏夫

軟岩地帯における調査要領に関する提案を行ってみたこと、止水軸の変更に伴う基礎構造設計の手順を紹介したものである。

また、軟岩グラウチングに関して個人的な意見をここに紹介し、これに関する様々な意見を得たいと思っている。

(水と土 第73号 1988 P. 44)

## 坂根ダム左岸高標高部斜面保護に関する検討

牧 省吾 山本 芳男

坂根ダム左岸高標高部は、法長が最大で40m以上もある長大法面で計画していた。しかし、掘削中に岩盤の性状が当初の想定よりかなり悪いことが判明し、斜面保護工の再検討を余儀無くされた。そのため、工事途中から再調査、再検討を行い、一部にロックアンカー工法、ロックボルト工法を併用する追加工事を行った。

本報告は、再検討の内容について報告するものである。

(水と土 第73号 1988 P. 55)

## 液体空素を用いた大川瀬ダムのプレクーリング

大澤 賢修 福田 信幸

大川瀬ダムは、コンクリート量約12万m<sup>3</sup>の重力式コンクリートダムであり、品質確保の面からコンクリートの打ち込み温度を25°C以下に規制している。当ダムでは、夏期におけるコンクリートプレクーリング方法として、液体空素をコンクリート練り混ぜ中に吹き付ける方法を採用し、コンクリートを打設した。本報告は当ダムにおけるプレクーリング計画、液体空素によるプレクーリングの施工等について述べたものである。

(水と土 第73号 1988 P. 65)

## 地中探査レーダー

阿部 京三 松本 功

現在、地中埋設物や地下構造物の地表からの探査には、磁気誘導法、加振法、電気探査法などがあるが、金属材料以外には検知困難であったり、測定や解析に時間を要する等の問題があり、地中の面的な情報を短時間に計測し、表示する装置が切望されている。このような要請に応えるために、通常のレーダーの原理を地中に応用した地中探査レーダーについて内容を報告するものである。(水と土 第73号 1988 P. 74)

## フランスの畑地かんがい専用取水栓

千葉 孝

パイプラインは高度な機能と利便性をもつ水路施設であるが、多数配置された取水栓から常時安定した圧力と量を提供することは極めて難しい。また配水する量以上の水使用は管路の安全を損う原因となる。このような基本課題をかんがい専用栓の開発により解決して公平な計画的配水と安全性を確保し、扱い易いパイプラインにするとともに設計を容易にし、且つ工事費の節減をはかっているフランスの実態を報告する。

(水と土 第73号 1988 P. 81)

## 千葉県東方沖地震における長柄ダムの状況について

木本 悦朗 山崎 晃  
福島 玲 瀬古 育二  
田中 博良

昭和62年12月17日発生した千葉県東方沖地震により、房総導水路の長柄ダムは堤体に若干の沈下が生じ、また天端アスファルトにヘアクラックが数ヶ所発生する等の軽微な損傷が生じた。調査の結果、堤体内部にクラックの発生はなく、遮水性は確保されていることを確認した。観測データも若干の変化が認められたが、異常なものではなく、復元している。本報では、今回の地震による長柄ダムの状況につき報告するものである。

(水と土 第73号 1988 P. 89)

## 農村景観の形成について

柳田 宏\*

これからの農村社会は、うるおいとやすらぎのある生活の仕方が、より強く求められる時代になると思われ、農村地域の快適な環境を保全し整備することの必要性が高まってきている。

本県においては、昭和60年以来岩手の風土にふさわしい、自然と調和した望ましい農村景観を模索し、かつその姿を現実に農村に再現するための手法はどうあるべきかの検討に取り組んでいるが、このほど地域での景観を考えるための目安となる農村景観指標を「わたくしの村の農村景観」として冊子にまとめた。本県では63年度から各地域に修景モデル集落を設定、この指標をもとに地域の話し合いを進め、土地改良事業や河川改修など公共工事にも反映させ、自然に調和した農村景観づくりを進めることにしている。

まず農村景観とは何かであるが、次のようにとらえている。「その土地固有の豊富な自然環境」と「農業生産を主体として長い間、人々の営みによってつくられた生活」とが調和し、「その土地らしさ」をもとにした、「うるおいとやすらぎが感じとれる環境構成」を農村景観と当面整理した。

次に景観づくり推進上の問題点であるが、第一点は、農村に住む人自身、そこに生まれ育ち永住的、日常的になっているために、住んでいる地域の「良い面」や「悪い面」について慢性的であり、まずその意識づけが必要であること。第二点は「美しさ」の表現については、人々の生いたち、感性、美的感覚に差異があるため、各自の意見を十分に調整し、徹底した話し合いによる合意形成が必要であること。第三点は「経済性」、「利便性」を考えた農村開発整備と「快適性」との調和が必要であること。第四点は景観をととのえていくためには、自然や建物のように長年月を要するものが多いので、長期展望をもちながら、「やるべきこと」を整理し、やれるものから手をつけていくこと。などがあげられる。

さて、景観づくりの進め方であるが、基本的には、集落のそれぞれの景観資源をもとに、景観指標によって住民の自主的な協定等による取り組みへの誘導を行い、屋敷回りの整理整頓など自らの周りをきれいにする取り組みから、美しさや快適さに対する美化意識を醸成する。可能な限り周辺の自然環境に調和する土地利用計画や施設整備計画、意識の啓発による自然環境の保全を行う。現に集落の美化推進活動に取り組んでいる地区をモデル集落に設定して景観づくりの普及を行う等々、まずは地域に住む人々の意識高揚を図りつつ、これまでの農村における生産面、生活面の環境整備に当って配慮の行き届かなかった点を反省し、「経済性」「利便性」の向上を進めながら、更に「快適性」を重視し、これを具体化する主要な一つの要素として「農村景観」の整備を進めようとするものである。したがって今後具体的には、県内17地区（農業改良普及所ごと）に美しい農村景観モデル集落を設定して、住民協定などの濃密指導を行い、また現在本県が進めている活力ある我がむらづくり運動の一環として、集落美化活動の推進について啓蒙すると共に、農業基盤整備等の実施に当っては、景観保全についての住民との意見調整をはかりつつ、設計、施工には景観を配慮して進めることとしている。

ひるがえってこのような農村景観、あるいは農村環境保全機能の増進に資している土地改良事業の現状を見ると、本県においては花巻市で、県営ほ場整備事業による排水路整備に際し、当該排水路の一部がゲンジボタルの生息地であるところから、この保護と、地元「ふる里昆虫村」設置の要請にこたえて、改修工事にホタルブロックを使用したり、水田の排水を直接入れないよう復水路を設けるなど施工に配慮し、その効果が期待されている事例や、遠野市における農村総合整備モデル事業の農村公園施設整備に際して、地場資源の有効活用をはかりながら、集落景観の保全向上のため、各種施設を間伐材で設置し、うるおいのある景観をかもしだしている。本県におけるこうした事例はまだわずかであるが、他県のすぐれた各種事例が数多く紹介されており、その創意工夫は非常に興味深いものがある。

とまれ農村の景観づくりは新しい試みではあるが、本県においては、生産性の向上を図るための施策の展開と併せ、うるおいと安らぎのある農村の居住環境を一体的に整備し、地域住民が農村に住むことに愛着と誇りを持つようなむらづくりを目指している。

\* 岩手県農政部長



# 「中央構造線」上の水路トンネル施工について

川 合 昌 亮\* 玉 石 勝 次\*

目 次

- 1. はじめに…………… 2
- 2. 地形地質…………… 2
- 3. 施工の検討…………… 3
- 4. 施 工…………… 6
  - 4-1 三波川帯結晶片岩区間の施工…………… 6
  - 4-2 シールド組立基地の拡幅とシールド導抗…………… 7

- 4-3 シールド機の組立と空推進…………… 7
- 4-4 シールド一次覆工…………… 8
- 4-5 和泉層群到達部の施工…………… 11
- 5. 高水圧対策とその結果…………… 13
- 6. おわりに…………… 13

## 1. はじめに

紀伊半島の北部を、東から西に流れる紀の川は、全国でも有数の降水量で知られる大台ヶ原を源としている。この豊富な水量を有して流れている紀の川（流域面積 1,660km<sup>2</sup>、河川長 L=136km）上流に建設される大滝ダム（建設省施工）を水源とする奈良県営水道拡張事業（計画給水量 284,000m<sup>3</sup>/日）の一環として、総延長 7,100m におよぶ導水トンネルが計画された。この導水トンネルは紀の川中流に設けられた下瀧頭首工（農水省施工）を利用して取水し（取水量 3.5m<sup>3</sup>/sec）、下市取水場を基点として、奈良県営水道の基幹施設である御所浄水場まで、内径 2.4m の円形断面・逆サイフォン式の圧力トンネルである。施工方法は地形地質条件が異なるため、発破による山岳工法・シールド工法・トンネルボーリングマシンによる T・B・M 工法、が採用された。本工事は昭和 59 年 8 月に取水・導水建設工事として取水工区とトンネル 4 工区の 5 工区に分けて着工し、昭和 64 年 3 月末の完成を目前に鋭意進められている状況である。本稿は、この導水トンネルの最難所とされていた「中央構造線」の砂礫層をシールド工法にて掘削が完了したのを機会に、主として高被圧滞水層下でのシールド一次覆工の設計および施工について、ここに報告するものである。

## 2. 地形・地質

導水トンネル附近の地形は奈良県北部に広がる

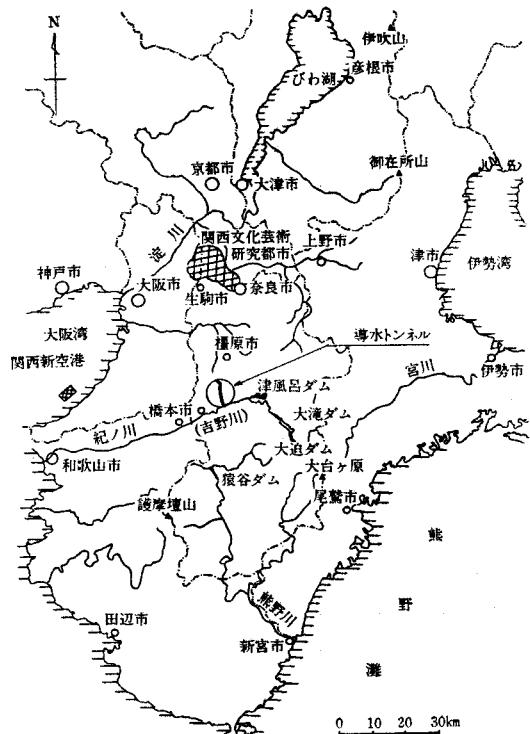


図-1 位置 図

標高 100m 以下の平坦地からなる奈良盆地と、標高 100m~300m の南部山岳地帯を結ぶゆるやかな山地状をなしている。この山地を横切るように紀の川（奈良県内は吉野川と呼ぶ）が東から西に流れている。紀の川の北側には長野県の諏訪湖より知多半島附近、紀伊半島北部、四国北部を経て九州中部におよぶ総延長 800km の大断層「中央構造線」が走っている。この「中央構造線」は、白

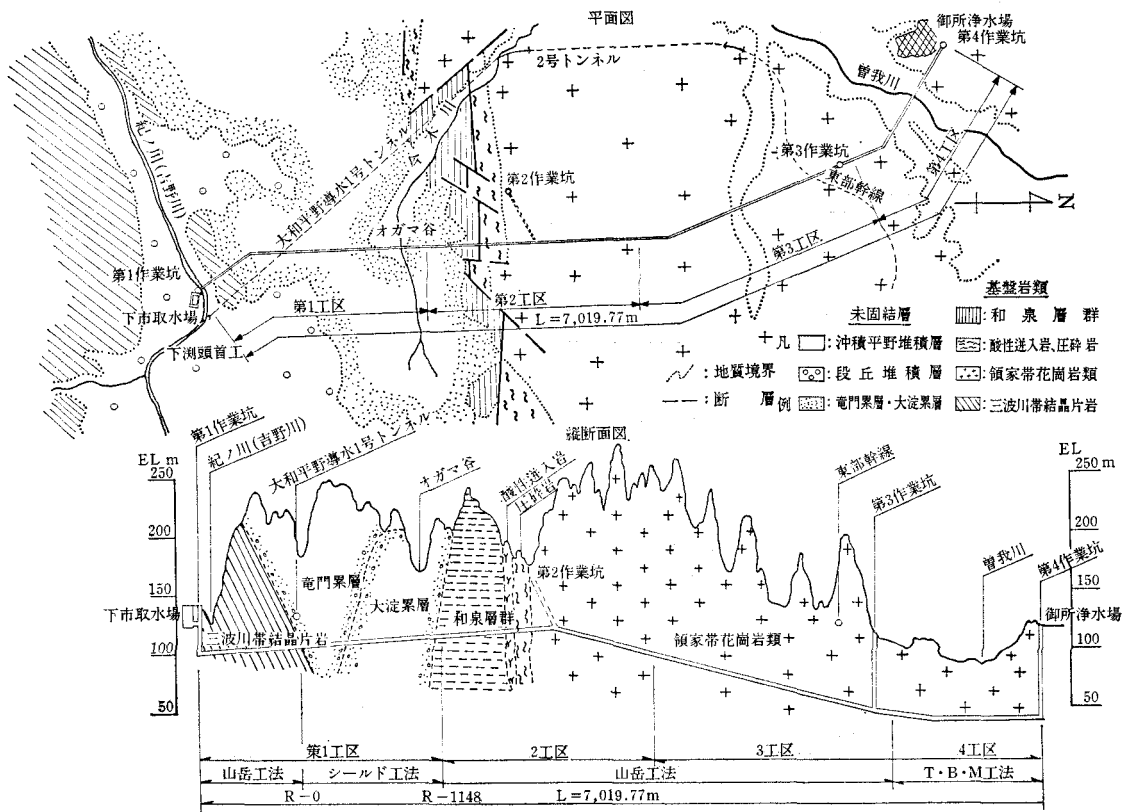
\* 奈良県導水隧道建設事務所

亜紀（7,000～8,000万年前）より第四紀（200万年以降）に至るまで、活動時期の異なった断層が集合したものであり幅をもつ断層群である。「中央構造線」を境界として、北側の内帯には領家帯と呼ばれる変成岩類、花崗岩類、南側の外帯には三波川帯と呼ばれる変成岩類が分布している。領家帯の南縁には、「中央構造線」に平行して酸性侵入岩が分布し、さらに砂岩頁岩からなる和泉層群が断続しながら三波川帯との間に分布している。また領家帯が三波川帯に衝上して出来た谷に、古吉野川水系の上位の礫が堆積した竜門累層（河成層）と、下位の砂・礫・粘土が堆積した大淀累層（湖成層）の未固結砂礫層が分布している。本導水トンネルは「中央構造線」をほぼ直角に横断する計画で、なかでも施工上、困難が予想された古吉野川水系堆積層と称せられる未固結の竜門累層・大淀累層区間は約1,200mの施工となる。

### 3. 施工の検討

導水トンネルの全延長は約7,100mである。工区

の設定にあたっては、限られた工期内に効率的・経済的な施工をするため、地質と施工法、作業坑等を勘案し、全延長を4工区に分割した。このうち「中央構造線」部分の地質は大淀累層・竜門累層と称する砂礫および粘土が主体であり、しかも土被りが60m～135mのため、地下水圧が非常に高く最大11kg/cm<sup>2</sup>と想定されるところから、粘土層などの不透水層を通過し帯水層にさしかかった時点で、突発的に多量の湧水が発生することが予想された。また既設の「大和平野導水幹線導水1号トンネル」施工時に、大淀累層で多量の湧水に遭遇し、切羽の流出・落盤が生じたため多くの区間において圧気工法を採用している。このような状況から竜門累層および大淀累層区間では高水圧対抗型加泥シールド機にて掘進することとした。（シールド工事区間は、第1工区）。第1工区における掘削工法は三波川帯結晶片岩部を山岳工法により掘削し、坑口より800m附近にシールド組立基地を設け、ここで坑外より分割搬入したシールド機を組立て、竜門・大淀累層をシールド工法



図一 導水トンネルルート沿地質図



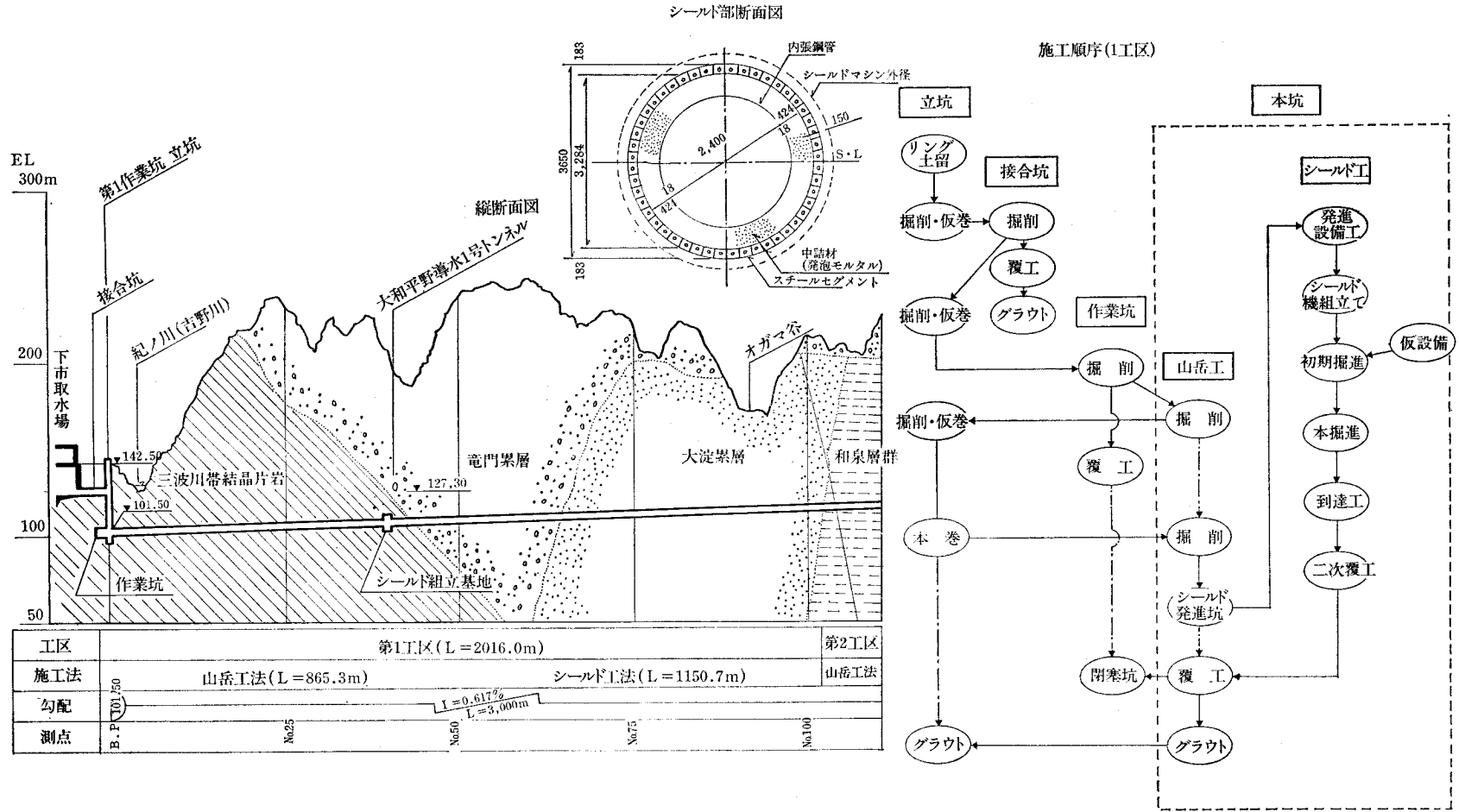


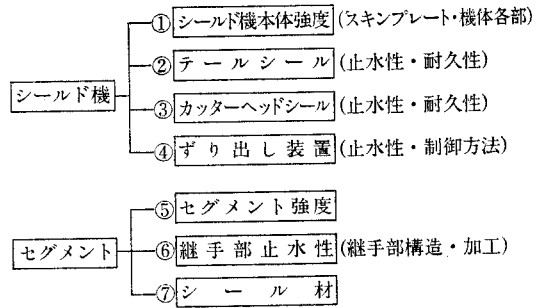
図-3 第1工区計画縦断面図および施工フロー図

にて施工することにした。この地中発進・地中接合するシールド工事（一次覆工）を施工するにあたり以下の項目について検討を行った。

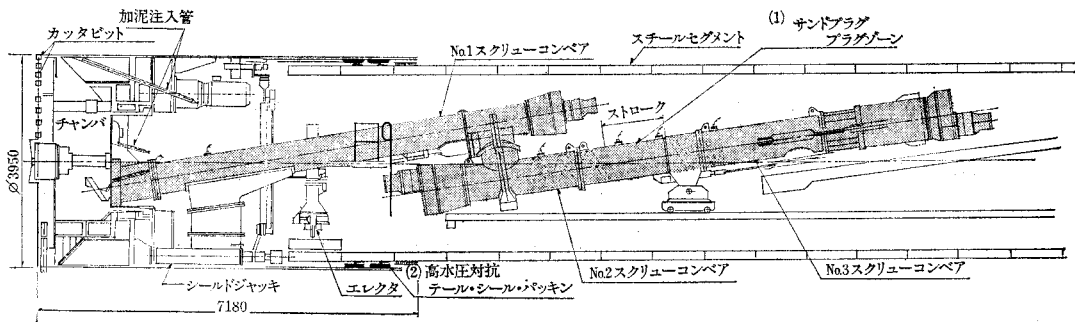
- (1) シールド組立基地の位置決定
- (2) 緩傾斜をなす三波川帯結晶岩と竜門累層の不整合面での施工
- (3) 高水圧区間でのシールドの施工
- (4) シールド到達地点の決定と到達部施工

(1)については、本トンネルルート上約17mの被り位置に、昭和28年～31年に施工された「大和平野導水幹線トンネル」が存在するため、発破による大断面への切り掘げを行っても影響を与えない場所とし、結晶片岩部での本坑掘削による岩盤状況と先進ボーリングにより比較的良好な岩盤部に設けた。(2)については、事前ボーリング調査では定かでなかったため、不整合面の位置・傾斜角度・附近地質状態を確認するために坑内より先進ボーリングを行うことにした。また不整合面に沿った岩盤風化部・砂礫層には薬液注入を施工して止水及び地盤強化を図った。(3)については計画当初より技術上の課題とされておりシールド機およびセグメントの製作にあたって、耐水圧性の確保が問題となった。この問題点を項目別に体系化したものが表一である。この表において、①③⑤については設計条件として、対処できるものである。しかし②④⑥⑦については、高水圧（最大水圧

表一 高水圧に対するシールド工法の問題点



11kg/cm<sup>2</sup>) を対象とした実施例がなく、実験によりその実用性を確認した。実証実験については本稿では省略する。また表一以外では以下の項目を検討した。シールド機については、(a)シールドジャッキを全数操作あるいは単独操作できるようにすること。(b)切羽異状（巨礫急激な地質変化）が発生したときを考慮して、機内から切羽およびシールド機周辺の地盤改良が可能な構造とすること。(c)セグメント組立時、シールド機が土圧・水圧によって押し戻されない装置を考慮すること。(d)坑内運搬限界寸法を配慮してシールド機を分割すること。(e)掘削部分が圧密を受け固結度が高いことや粒径の大きい礫に遭遇してカッタービット等の破損が予想されるためカッタービット等の交換可能な構造とすること。セグメントについては(a)継手箇所を少なくすること。(b)組立精度を高め



形式	超高水圧対抗型加泥式
推力	150 t × 1150 ST × 330 kg / cm <sup>2</sup> × 24本
油圧ポンプ	0~52 ℓ / min × 350 kg / cm <sup>2</sup> × 1台
ユニット	37kW × 4P × 440V × 7台
ジャッキ速度	0~5cm / min (全ジャッキ作動時)
電機	AC60Hz 3φ 440V

トルク	常用185tfm (α=3) 最大276tfm
回転数	0.81rpm
電動機	22kW × 6P × 440V × 7台 (巻巻型)
電機	AC60Hz 3φ 440V

	No1 スクリュー	No2 スクリュー	No3 スクリュー
輸送能力	44m <sup>3</sup> / h	44m <sup>3</sup> / h	44m <sup>3</sup> / h
タイプ	リボンス式	リボンス式	軸付式
スクリーン径	φ500	φ600	φ600
スクリーン厚	50mm	50mm	50mm
トルク(最大)	3.2tfm (4.8)	6.3tfm (9.3)	6.3tfm (9.3)
回転数	0~10rpm	0~7rpm	0~7rpm
油圧ポンプ	0~120 ℓ / min 170kg / cm <sup>2</sup> × 1台	0~82 ℓ / min 170kg / cm <sup>2</sup> × 2台	0~82 ℓ / min 170kg / cm <sup>2</sup> × 2台
電動機	45kW × 4P × 1台	30kW × 4P × 2台	37kW × 4P × 2台

図一 4 φ3950高水圧対抗 加泥シールド機（全体図）



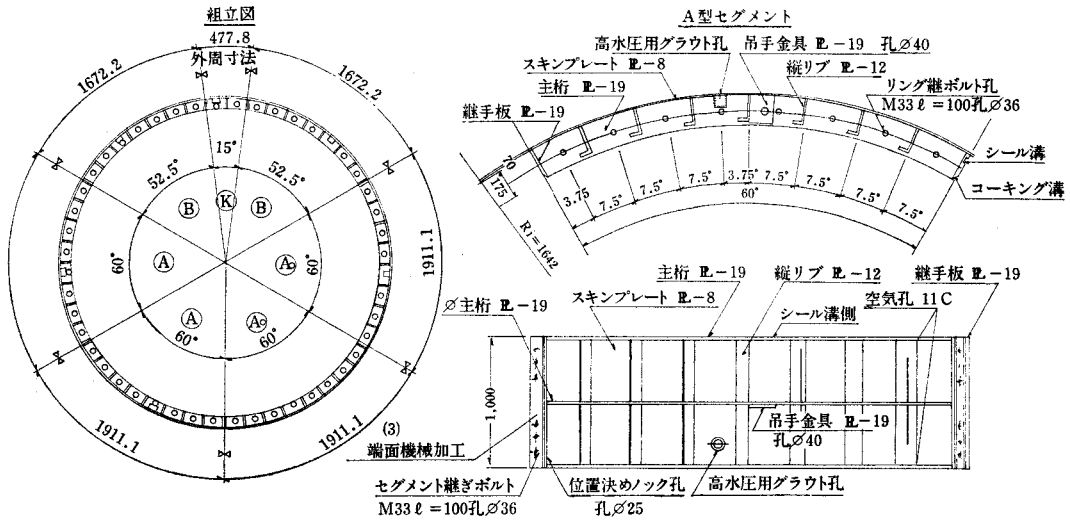


図-5 高水圧用スチールセグメント

る構造とすること。(c)セグメント継手面には漏水防止のためコーキング溝を設けること。(d)裏込注入孔キャップ逆止弁は高水圧用とすること。以上の問題点、検討項目に基づいて設計、製作されたシールド機およびセグメントは図-4、図-5に示す通りである。(4)については(2)と同様に和泉層群と大淀累層との不整合面の位置・傾斜角度附近地質状態を確認するため先進ボーリングを実施した。さらに和泉層群の風化部での薬液注入の施工と到達切羽面の補強対策を検討した。シールド組立基地・発進部および到達部は施工段階で地山の状況を十分に把握しながら対処することとした。

#### 4. 施 工

##### 4-1 三波川帯結晶片岩区間の施工

掘削断面積が10~11m<sup>2</sup>であるため全断面普通発破工法で施工した。当初の地質調査によると岩盤は、緑色片岩を主体とし、剝離性のある片理面が発達しているものの、岩質は堅硬である(弾性波速度4.0km/Sec)との判断から、「土地改良事業計画設計基準」による掘削タイプの判定基準により、大部分を[A]タイプで計画していたが、予想以上に切羽天端より崩落が発生し、亀裂の増加・肌落ちが多く、部分的には先行ロックボルト

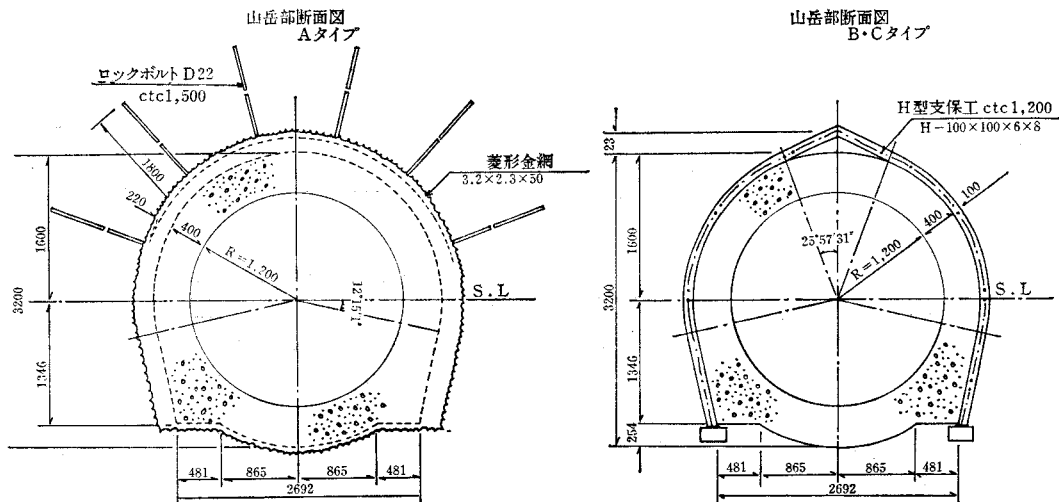
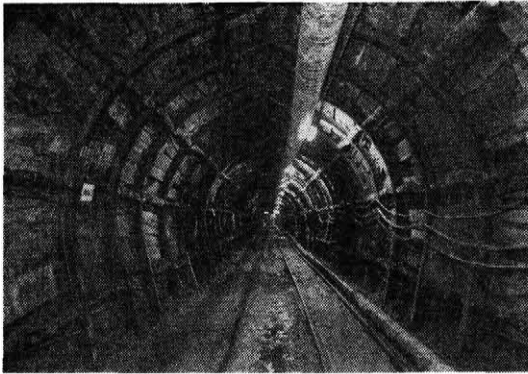


図-6 本坑山岳部断面図



写真一 三波川結晶片岩部の掘削状況

を打ち込む区間が生じる等、全体的にH型支保工(H-100×100)を建て込む[B],[C]タイプ区間が大部分を占めることになった。ただし、節理・片理面には粘土分を挟んであるため湧水は比較的少なく、水に悩まされることなく掘削は進んだ。この区間は覆工まで約2年の長期に亘り掘削のまま放置するため、内空変位・天端沈下等の計測により管理しているが、現在のところ天板の腐食が一部に見られる程度で掘削断面の変状はない。

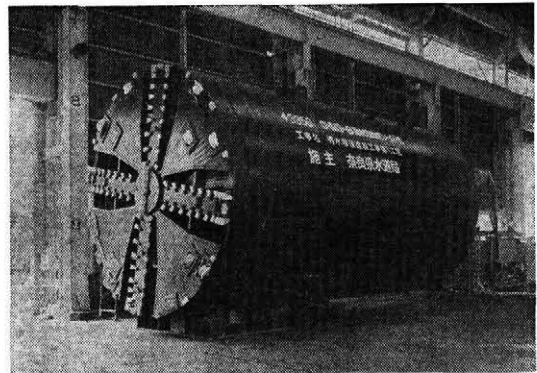
#### 4-2 シールド組立基地の拡幅とシールド導坑

シールド組立基地は既掘削区間の岩盤状況および先進ボーリングの結果、「大和平野導水幹線トンネル」に影響を与えない場所として、当初位置より50m坑口寄りとした。掘削断面が本坑より大きいこと、ズリ運搬がレール工法のためレール盤を確保する必要があること、地質状況を確認して切り拡げることから、分割掘削の底設導坑先進工法により実施した。シールド組立基地より切羽全面が竜門累層におおわれるまでの区間は不整合面の傾斜角度約10°の緩傾斜で、風化した岩盤状況であるためシールド機では掘削不可能であり、組立てられたシールド機が通過する必要断面を全断面掘削工法により施工した。この区間をシールド導坑と称し、シールド組立基地とともにNATM工法により施工した。補助工法として、竜門累層には止水と地盤強化を目的とした薬液注入を行ったが、工法は土質に対する適応性、改良効果、施工性、経済性を検討した結果二重管ロッド複合法を採用した。薬液注入は、1ブロックの注入長を10mとし3ブロックに分けて実施した。結晶片岩と竜門累層の不整合面は当初計画と大きなずれは無く、シールド組立基地より75m掘り進むと切羽

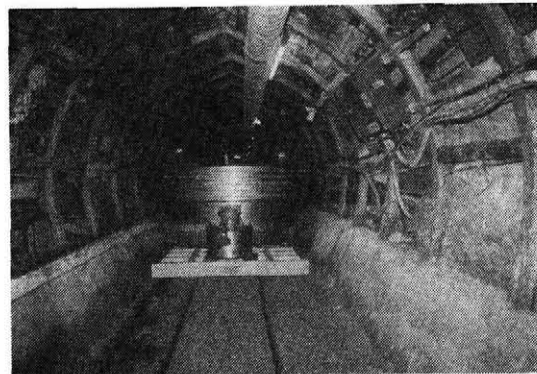
全面が土砂になったため、この地点をシールド掘進の起点(坑口より860m)とした。

#### 4-3 シールド機の組立と空推進

工場で作成された総重量161tonの加泥式シールド機は、本坑運搬寸法および組立クレーン能力により最大高さ2m、最大幅3m、重量15tonを限度として、主要部材を16分割した。立坑下より台車にて運搬された各部材は、シールド組立基地に設けられた15ton吊クレーン(2基)にて、所定の位置に据え付け組立てた。シールド導坑には、あらかじめ鋼材(H-400×400, L-150×150使用)のレール台を設置し、シールド機本体の組立完了後シールド機を導坑内へスライドさせ、No.1~No.3 スクリューコンベヤーを組立てた。その後導坑用セグメント(反力用セグメント)を組立てつつ空推進し、制御盤・操作盤台車・油圧ユニット台車等長さにして約120mにおよぶ後続設備を順次組込んだ。導坑区間のセグメント背面クリアランスには低圧で裏込注入を行い、シールド機が切羽地点に到達した時に導坑75m区間



写真二 工場で仮組立てたシールド機



写真三 山岳部運搬中のシールド部



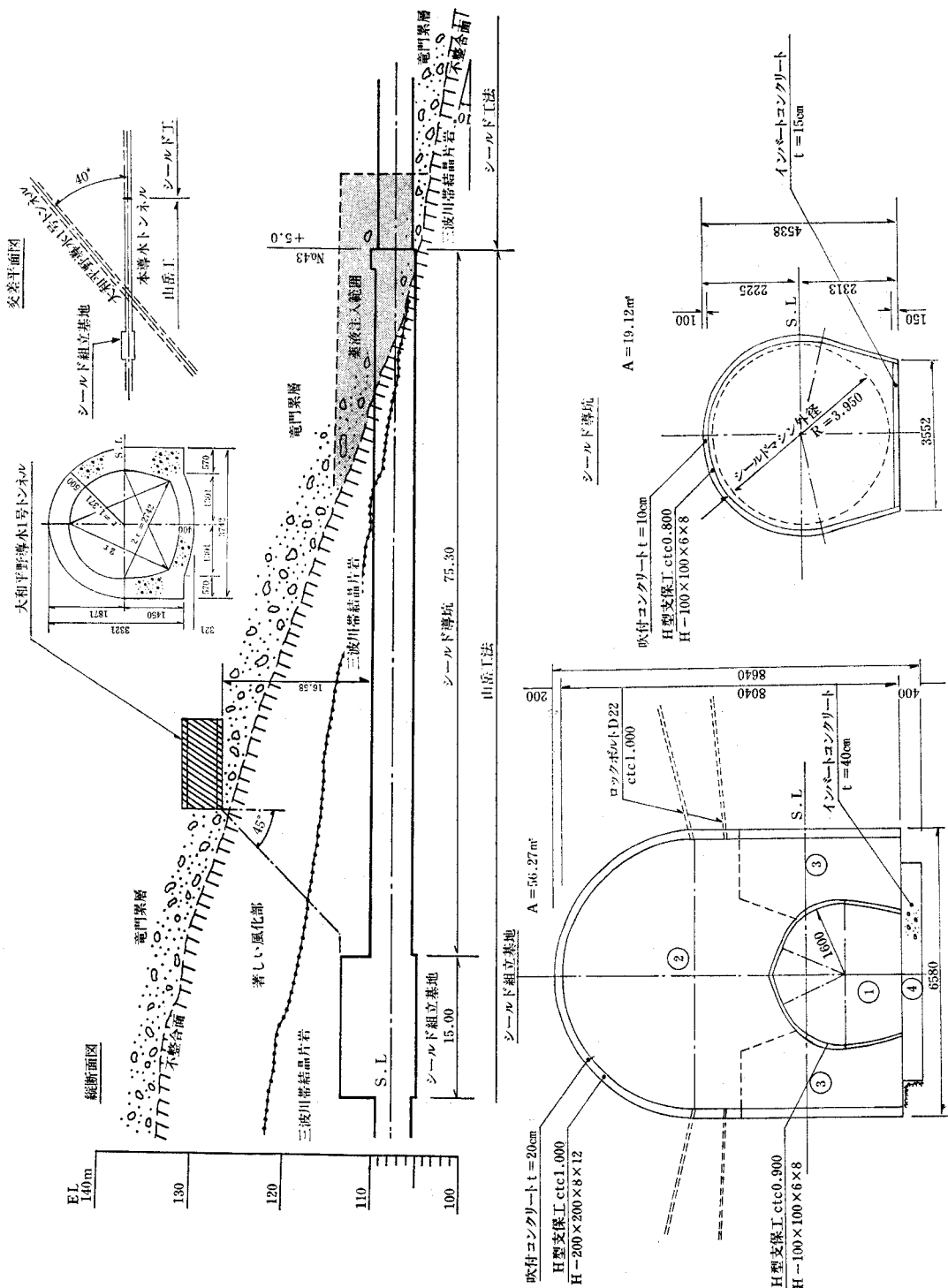


図-7 シールド組立発進坑施工図

を高圧で補足注入した。これによりシールド導坑上の「大和平野導水幹線トンネル」に対する早期の安全対策が図られた。

4-4 シールド一次覆工

本工事の加泥シールド工法は、カッター盤にて

切削された土砂に作泥土材を加え、チャンパー内で練り混ぜ、切削土砂を塑性・流動性と不透水性を有する泥土に変換する。この泥土をチャンパー内とスクレーコンペヤー（SC）に充填し、泥土圧＝切羽の静土圧＋地下水圧となるようにシ-

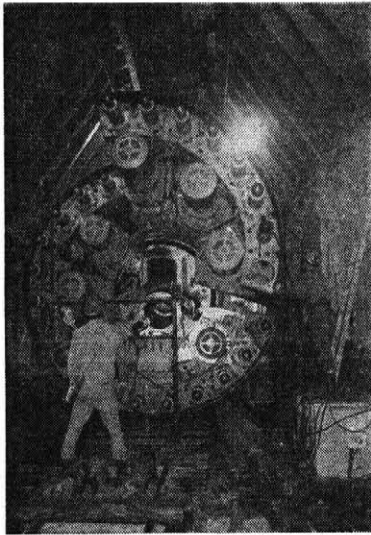


写真-4 シールド組立基地にて組立て中のシールド機

シールド機は、シールドジャッキの推進速度とS・Cの回転数を調節し排土しながら掘進する工法である。またシールド機とセグメントの外径差が生じる空隙（テールボイド、本工事では15cm）には裏込材を注入充填する。切羽チャンパー内に注入する加泥材および裏込注入材は坑外プラントにて混練し、ポンプにてシールド後続設備まで圧送し加泥流入管より

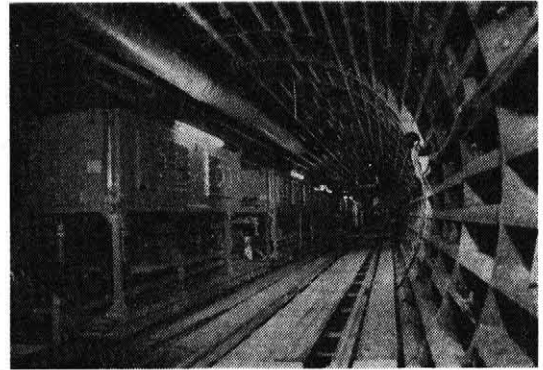
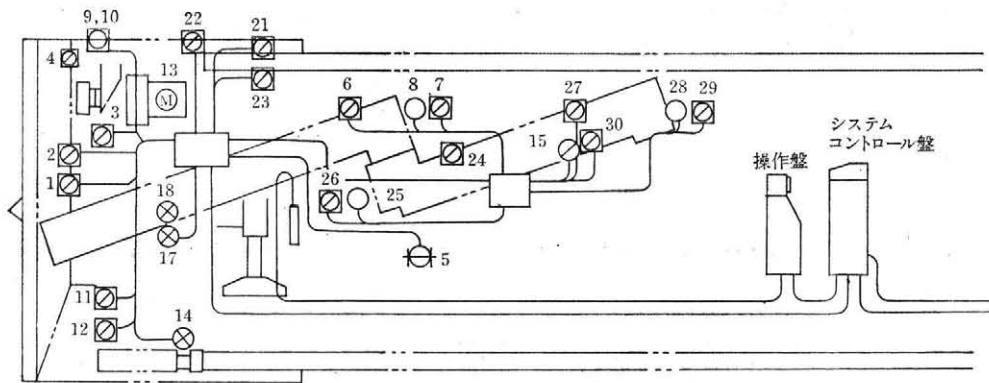


写真-5 シールド機後続設備

注入する。

(1) 掘進管理

シールド機には、施工精度を確認するため主要ヶ所に各種センサーを内蔵しており、掘進中は図-8に示すシステムで各データを地上の監視用コンピューターに転送しディスプレイに表示した。各データはシールド機が5cm進む毎に平均され、地上のディスプレイにグラフ化してセグメント1リング掘進毎の経時変化を表わすと共にプリンターにより打ち出すこととした。また、平均データとグラフは坑内のシールド機操作盤のコンピューターに転送されディスプレイに表示



シールド掘進管理項目

1 切羽水圧 ①	11 シールドジャッキ圧	21 テールシールド圧力
2 " ②	12 シールド部グリス注入圧	22 テール部外水圧
3 切羽部加泥圧	13 カッター電流計	23 テール部注入圧
4 クラウン部加泥圧	14 ジャッキストローク計	24 No.2 SC土圧計
5 加泥流量計	15 プラグゾーン長調節ジャッキストローク	25 No.2 SC回転数
6 No.1 SC土圧計	16 施工リングNo	26 No.2 SC回転トルク
7 No.1 SC回転トルク	17 ピッチング計	27 No.3 SC土圧計(前)
8 No.1 SC回転数	18 ローリング計	28 No.3 SC回転数
9 フード部外水圧計 ①	19 時間	29 No.3 SC回転トルク
10 " ②	20 日付	30 No.3 SC土圧計(後)

図-8 シールド制御系統図

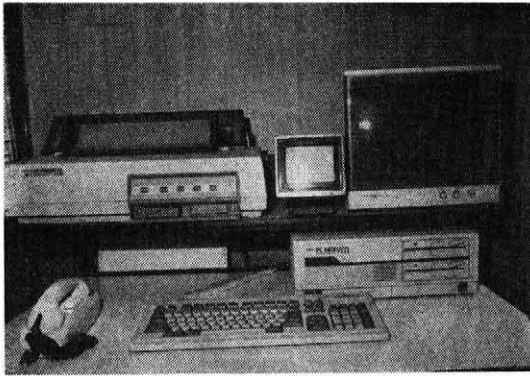


写真-6 データー処理用コンピューター

し、オペレーターの掘進制御に使用した。シールド操作盤にはオペレーターがスクリーコンベヤーからの排土状況を監視しながら遠隔操作できるようモニター・Vを設け運転制御を行った。図-9はプリントアウトしたセグメント No.455の掘進時におけるデーターである。主要計測値4項目について各リング毎のデーターを10R(リング)毎に平均しグラフ化したのが図-10である。但し、最大外水圧(フード天水圧)は10R毎中に計測された中で最も大きい数値をとった。

(2) 本掘進

① 竜門累層区間

セグメント番号 455

日付: 86.3.24

時間	ストローク mm	速度 cm/mm	カッター 電流 A	推力 ton	切羽 水圧 kg/cm <sup>2</sup>	テール 水圧 kg/cm <sup>2</sup>	フード 水圧 kg/cm <sup>2</sup>	SC1 kg/cm <sup>2</sup>	SC1 回転数 rpm	SC2 kg/cm <sup>2</sup>	SC2 回転数 rpm	水圧前 kg/cm <sup>2</sup>	SC3 水圧後 kg/cm <sup>2</sup>	SC3 回転数 rpm
11:36:33	92	0.0	121	97	5.3	10.6	10.7	4.2	6.3	3.7	0.0	3.5	0.1	0.0
11:38:41	143	2.9	157	501	4.8	10.0	10.3	4.5	9.7	3.6	2.5	3.3	0.1	1.3
11:40:27	194	2.8	201	558	4.9	9.4	9.2	4.0	8.8	3.0	3.0	2.9	0.1	1.4
11:44:55	244	1.2	185	946	4.9	9.0	9.4	4.4	8.5	3.3	3.8	3.2	0.2	1.4
11:47:52	296	1.9	241	714	4.4	9.0	8.9	4.1	8.5	3.6	3.7	3.5	0.2	1.4
11:49:57	348	2.5	237	635	4.1	8.7	8.7	4.3	8.5	3.6	5.0	3.4	0.2	1.2
11:51:58	398	2.5	234	671	3.9	8.6	8.4	3.6	8.5	3.0	5.0	2.9	0.2	1.2
11:54:37	450	2.0	224	765	3.8	8.6	8.4	3.7	8.5	3.1	5.0	2.7	0.1	1.2
11:57:26	500	1.9	245	747	3.6	8.3	8.3	3.5	8.5	3.3	5.0	3.2	0.1	1.2
12:00:34	552	1.7	239	715	3.5	8.1	8.3	3.5	8.5	3.2	5.8	3.0	0.1	2.9
12:03:03	603	2.1	232	709	3.5	8.1	8.0	3.3	8.5	3.2	5.9	3.1	0.1	2.9
12:27:35	654	1.4	202	668	5.3	10.9	10.3	4.7	8.3	4.1	2.8	3.7	0.3	1.2
12:30:00	705	2.2	234	630	4.9	9.7	11.0	4.5	7.4	4.1	3.8	3.7	0.4	1.8
12:33:07	759	1.6	203	864	4.2	8.7	10.7	3.7	7.3	3.3	3.8	3.0	0.3	1.8
12:37:16	809	1.3	215	840	4.4	8.3	9.6	4.0	7.3	3.0	3.8	3.0	0.4	1.8
12:40:57	860	1.4	196	663	4.5	8.6	9.7	3.8	7.3	3.1	3.7	2.6	0.4	1.8
12:44:08	910	1.6	181	685	4.7	9.1	10.0	3.9	7.3	3.4	3.8	2.9	0.5	1.8
12:46:28	960	2.2	222	796	4.1	9.2	9.8	3.6	7.2	3.2	3.8	2.8	0.6	1.8
12:50:04	1011	1.6	204	1172	4.1	8.9	9.6	3.9	7.2	3.6	3.8	2.8	0.5	1.8
12:53:58	1063	1.4	205	868	4.4	8.4	9.1	3.7	7.2	3.3	3.8	3.0	0.4	1.8
12:56:42	1114	1.9	224	871	4.1	8.1	8.7	3.5	7.2	3.1	3.8	2.9	0.3	1.8
最大値		2.9	245	1172	5.3	10.9	11.0	4.7	9.7	4.1	5.9	3.7	0.6	2.9
最小値		0.0	121	97	3.5	8.1	8.0	3.3	6.3	3.0	0.0	2.6	0.1	0.0
平均値		1.9	214	751	4.4	9.5	9.4	4.1	7.9	3.4	4.1	3.1	0.3	1.7

図-9 掘進データー

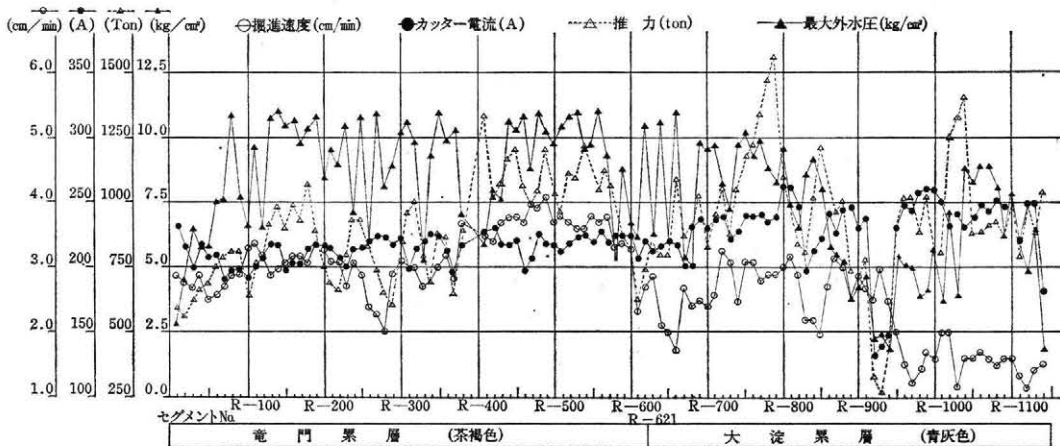
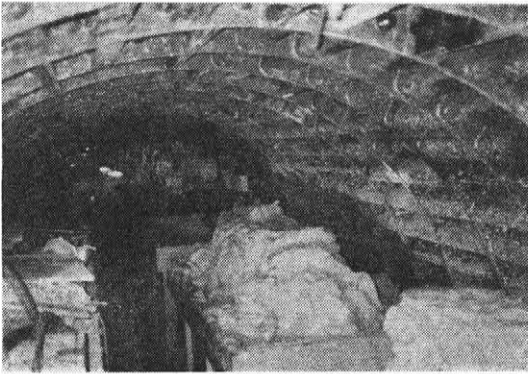


図-10 掘進データー変化グラフ

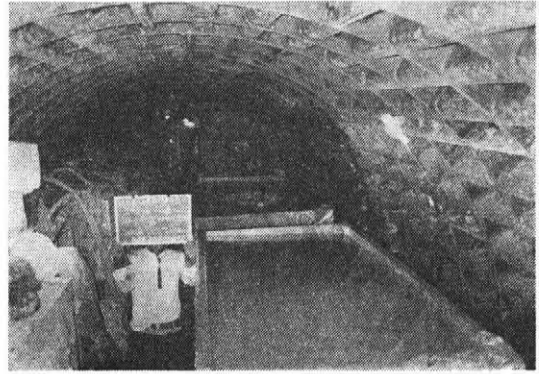


写真一7 主コン状の排出土砂

シールド機が発進した当初は、外水圧は低く排出土砂もスランプの低い生コン状で順調な滑り出しであった。セグメントR(リング)-60以降より外水圧も少しづつ高くなりR-85で $11\text{kgf/cm}^2$ を記録したが図-10に見られるように竜門累層では計画どおり外水圧は $11\text{kgf/cm}^2$ を計測することが多かった。しかし掘進中は外水圧が $2\sim 3\text{kgf/cm}^2$ 低下する傾向にあり、竜門累層の透水係数はあまり大きくないものと想定された。全体的には安定した掘進が出来たが、最大径30cmもある礫の排出、水脈ヶ所等にさしかかった時は排土状況が変化したので、加泥材の配合、加泥量、S・Cの回転数プラグゾーン長を調節しつつ掘進した。既調査結果の推定地層界(セグメントR-433附近)になっても掘削土砂は茶褐色を呈し、その後相当区間継続した。R-602より層変りの前兆が表われ、シールド機の操作が繁雑となり、R-621掘進中に掘削土砂が茶褐色から青灰色に変わり、大淀累層に入った事が確認された。

#### ② 大淀累層区間

排出土砂は粗砂状で礫分が主体となり、掘進中も外水圧の変化が少なく、地山の透水係数は大きくなってきていると判断できた。湧水の増加傾向がセグメント背面の水みちにより生じたものと考えられたので後方からの地下水を遮断するため裏込の二次注入を行った。地層の変化も著しくシールド機の操作はさらに繁雑を極めた。R-900附近よりシールド掘進速度が低下し、シールドカッター面板のビット、ツースの摩耗が進んでいると判断されたため、それらの点検修理を行った。その後、排土の含水率が非常に高くなり、加泥材の配合を調節してもヘドロ状になった。これと同時



写真一9 ヘドロ状の排出土砂

期、導水トンネルルート上では優良農地が存在するオガマ谷で地下水位観測孔の水位が急降下したため裏込注入材の配合を瞬結タイプに切り替え掘進した。これにより地下水位の低下が止り、回復傾向となった。R-1000附近より排土能力が低下し、掘進速度も $1\sim 2\text{cm/min}$ 程度を維持するのが限度であった。これらは面板の破損と地山が先行圧密を受け固結状況になっていると考えられたため、2回目のカッター面板の点検修理を行った。その際切羽は自立しピックのあとが残る程地山の固結が進んでおり、シールド面板の傷みもかなりひどく、カッタービット、ツースの交換量も多かった。以後も掘進速度は $1\sim 2\text{cm/min}$ と上昇しなかったが坑内への湧水量は減少した。工区境は断層があり複雑な地質状況を呈していることと、シールド到達に向け第3回目のカッター面板の点検修理を行なった。

#### 4-5 和泉層群到達部の施工

第2工区は亜円礫が多く、礫岩を主体とし、割れ目の多い和泉層群であり山岳工法で掘削した。割れ目には流入粘土を多量に挟在しているため難透水性となっている。先進ボーリングの結果から、この和泉層群と大淀累層の不整合面附近の地質は非常に複雑な状況を呈し、計画基面では出現しないとされていた頁岩に遭遇した。大淀累層に近づくにつれ岩盤は予想通り風化を強く受け脆弱であるため薬液注入により地盤強化を図り、さらに掘削断面を標準馬蹄型から幌型に変更し、インパートストラットを設け掘削した。シールド機の到達切羽には防護として幅1.5mの発泡モルタル壁を施工した。R-1147掘進中よりモルタル壁を切削しはじめR-1148掘進完了とともに無事到達

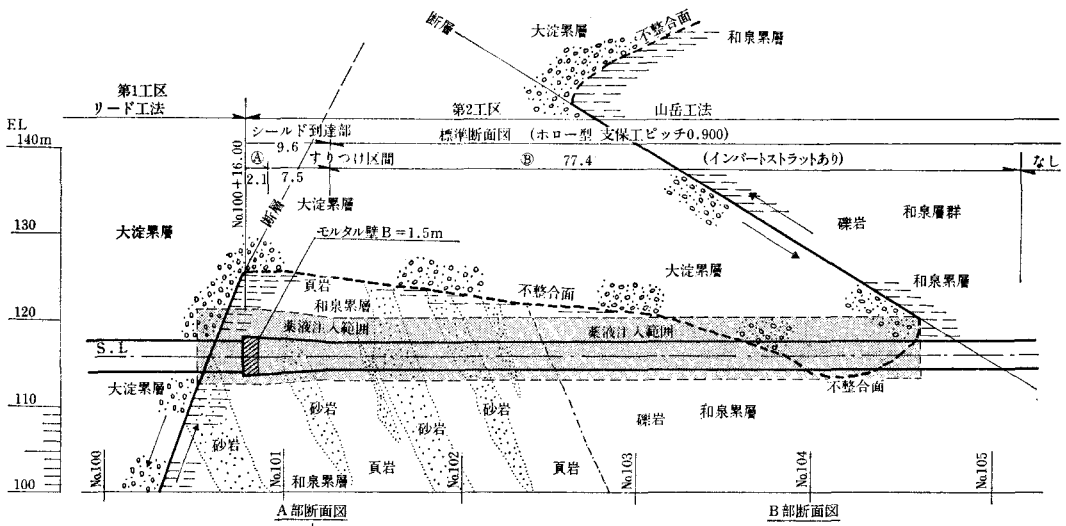


図-11 シールド到達部附近施工図

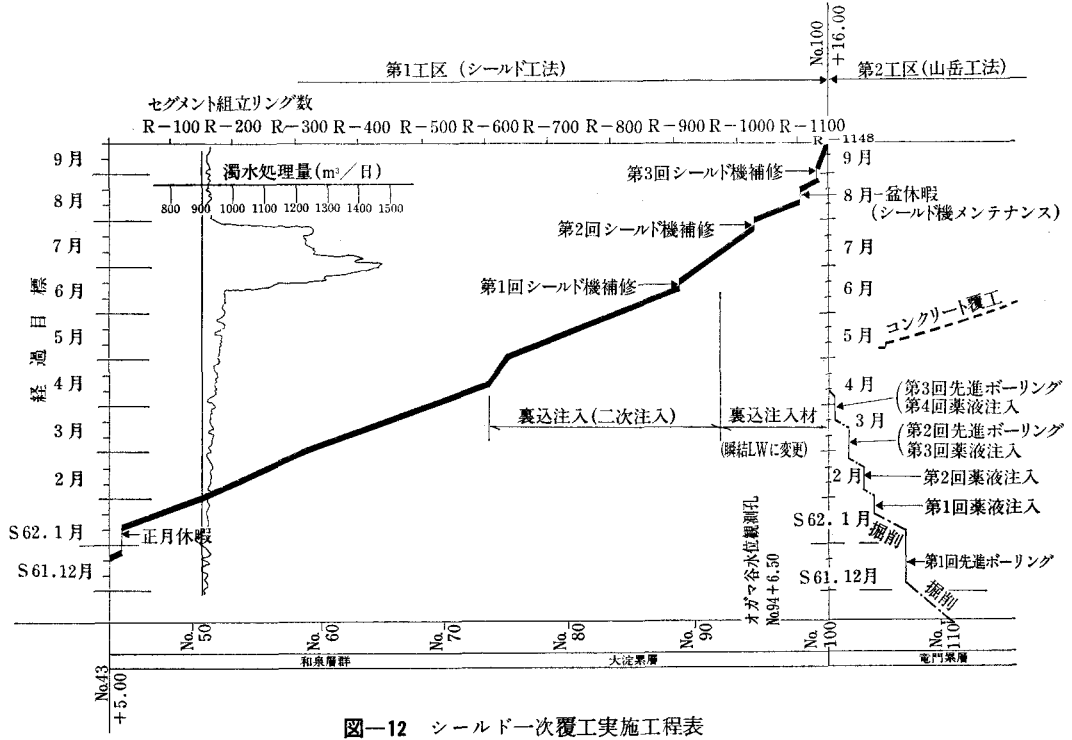


図-12 シールド一次覆工実施工程表



した。図-12にシールド一次覆工の実施工程表を示す。

## 5. 高水圧対策とその結果

本シールド工事の高水圧対策としての特徴はシールド機の(1)スクリーコンベヤー(S・C)内にサンドプラグ(砂栓)形成の機構をもつ排土装置・(2)多段式テールシール、セグメントでは(3)セグメントピース端面の機械加工の3点である。(1)についてはNo.1～No.3 S・C回転数・回転方向プラグゾーン長の調節により高水圧に対抗する。図-9のNo.3 S・C水圧前はサンドプラグゾーン直前でNo.3 S・C水圧後はその直後である。プラグゾーンにより水圧が低下していることが顕著である。大淀累層では粒度分布も頻雑に変化し細粒分が多い掘削土砂ではヘドロ化しプラグゾーンで圧密することが困難である。この場合は排土能力が低下し掘進速度も1～2 cm/minと低い。(2)のテールシールは(3)と相互に関連し、リップ式ゴムシールを2段、ワイヤーブラシ式を2段とし比較的大きなテールボイドでありながらこの部分よりの漏水はわずかであった。(3)のセグメントピース端面の機械加工はセグメント外面の仕上げ精度の向上とセグメントの組立て精度を確保し、5×20mmの定形型水膨潤タイプのシール材使用と合せ、坑内への漏水はほとんど見られなかった。到達したシールド機は相当の摩耗があったが、大きい被りと高水圧の中を大きなトラブルもなく一次覆工を終えた。継続観測している地下水位が回復し当初より心配した水涸れによる補償問題が生じなかったことを考え合せると「中央構造

線」上の施工方法としては妥当であったと思う。

## 6. おわりに

立坑掘削開始以来、約2年10ヶ月に亘り、高い地下圧と地質条件の厳しい「中央構造線」部分を山岳工法、シールド工法にて無事掘削を完了したが、これらは農水省施工の「大和平野導水幹線トンネル」の施工実績を参考にし、さらに状況変化に応じて、検討を加えて施工した結果だと思われる。特に、シールド掘進はコンピューター導入でリアルタイム状況把握が出来、精度の高い施工ができた。本導水トンネルは完成に向け覆工・裏込注入・グラウトと鋭意施工中である。完成後は一刻も早くライフラインとして機能するよう期するものである。最後になりましたが、本シールド工事の施工に携わった工事関係者および関係機関の皆さんには深く感謝するとともに、今後とも御指導をお願いする次等である。

## 参考文献

- 1) トンネル標準示方書(山岳編)・同解説 土木学会
- 2) トンネル標準示方書(シールド編)・同解説 土木学会
- 3) 土地改良事業計画設計基準(水路工その3) 農林水産省構造改善局
- 4) 土地改良事業標準設計(第3編トンネル解説書) 農林水産省構造改善局
- 5) 川合昌亮・田辺 宏・井上和彦・下北喜造「延長7,100mに及ぶ導水路」1985, 6「トンネルと地下」掲載
- 6) 牧野俊衛:「大和隊道圧気施工について」土地改良第7巻第1号
- 7) 農林水産省(十津川・紀の川)農業水利事業所:「大和平野導水路1号隊道施工経過」農業土木学会京都支部研究報告第6号

# 石狩川流域内水排除事業計画の紹介

名 越 庸 雄\*

目	次
1. はじめに……………	4. 新内水排除事業計画の紹介……………
2. 内水排除施設の現状……………	5. おわりに……………
3. 最近の被害状況……………	
	19
	21
14	
16	

## 1. はじめに

北海道の中央部に広漠と広がる石狩，空知平野は，北海道でも屈指の穀倉地帯として拓けた処である。しかし，本地域一帯は低平地なため，水田農家は明治以来，出水のたびに内水被害に苦しめられ，涙ぐましい苦闘の歴史がつづられてきた。



図-1 内水排除地区位置図

戦後，国の施策として食糧増産が大きくとりあげられ，農業基盤整備事業の関係機関も，その施策にこたえるため石狩川流域に広がる泥炭地の開発や，かんがい排水事業等を進め，農業基盤は一段と整備されていった。その結果，不毛の原野は一望の美田に変わり，石狩川流域に広がる平野は稲作中核地帯を形成するに至った。

一方，食糧増産の呼びかけと時を同じくして石狩，空知平野を流れる主要河川は，河川改修事業によって整備され，河川の外水による被害はほぼ解消されるに至った。しかし，昭和36年，37年に連続して北海道をおそった集中豪雨によって石狩

川水系一帯は洪水氾濫に見舞われ，特に低平地にある水田農家は大きな被害を被った。この昭和36年，37年の集中豪雨によって内水排除事業の必要性が大きく取りあげられ，これを受けて昭和42年を初年度として国営による内水排除事業が着手され，昭和49年度の完了年までに20機場余りの内水排除施設が設置された。

その結果，地域住民の人々を水魔より解放させ地域一帯の発展に寄与するところ大なるものであった。その後，昭和50年及び昭和56年に石狩川水系一帯は再び大洪水に見舞われ，大きな被害を受けた。その被害原因は，本支流の溢水氾濫もあったが，他の原因としては築堤工事の進行に伴う外水位の増嵩と，既設排水機場の能力不足に伴う内水湛水が主なるものであった。

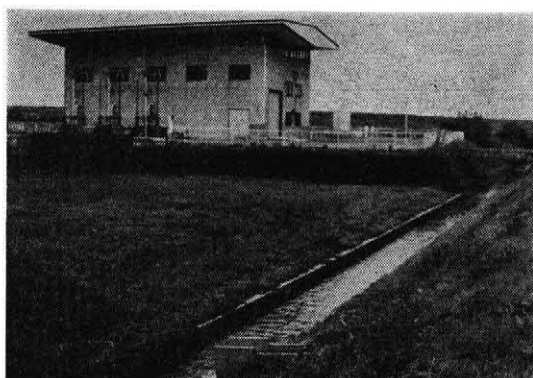
そのため，北海道開発局は昭和56年度の被災状況から内水排除施設の再整備について検討を行い，昭和57年度から「緊急排水対策基盤整備事業調査費」をもって，全域の内水排除方策策定のための調査を開始した。その調査結果に基づき総合的に検討したところ，旧内水排除施設の再整備の必要性が明らかとなり，関係機関の認識も高まり，事業計画実施の前進に大きく弾みをつけることになった。

今回，こうした経緯により地域の基幹産業の基盤である農地を内水被害から守るための新たな「内水排除事業計画」が策定されたので，その概要について，最近の集中豪雨による被害記録を交えながら紹介させて頂くものである。

## 2. 内水排除施設の現状

昭和36年，37年災に対応して，39年度以降実施された石狩川流域の内水排除施設整備事業を総括

\* 北海道開発局札幌開発建設部



写真一 現況排水施設（北斗排水機場）

すると表一の通りで、低平地の61千ha余りについて、内水排除施設が設置されている。40年代の緊急対策に加えて、50年以降も、都市化、並びに治水事業の進展、更には水田汎用化等から、治水事業及び道営排水特別事業等が従前の施設を補完する形で実施されてきた。

しかし、これらはそれぞれの事業の制約もあり、部分的な対応に止っており、基幹施設の機能不足による、50年、56年の大被害は抜本的な措置方策の必要性を明確にしたものといえよう。

これらの現状施設のなかで特に国営内水排除事業の内容について、紹介させて頂くと、現在、石狩

表一 現況内水排除施設総括表

※（ ）内は重複機場内数

区分	事業名	地区数カ所	受益面積 ha	関連重複面積 km	機場数カ所	延排水量 m <sup>3</sup> /s	関連事業費 百万円
国営事業	総合かんばい	2	723		3	11.08	185
	総合二期(かんばい)	4	9,808		6	82.00	902
	直轄かんばい	2	2,191		3	35.78	667
	直轄明渠排水	2	2,298		3	32.40	927
	内水排除	14	26,227	207	19	262.48	4,941
	開こん建設	3	3,655		7	26.15	569
	計	27	44,902	207	41	449.89	8,191
道営事業他	かんばい	7	2,344	5,565	8	41.42	1,545
	排水特別対策	3	202	1,317	2(1)	12.08	1,744
	農地開発	3	294		3	6.27	1,178
	圃場整備	2	0	148	3	2.11	173
	防衛防災	1	0	1,266	1	2.08	29
	計	16	2,840	8,296	17(1)	63.96	4,669
団体営事業	かんばい	2	32	70	2	0.52	5
	農地開発	1	23		1	0.46	39
	災害復旧	3	0	446	3	2.64	113
	計	6	55	516	6	3.62	157
治水	直轄河川改修	12	13,484	2,345	13	202.00	10,478
	激特	1	0	322	1	4.00	685
	河川改修附帯補償	5	120	945	5	4.15	283
	計	18	13,604	3,612	19	210.15	11,446
合計	67	61,401	12,631	83(1)	727.62	24,463	

表一2 旧国営内水排除事業計画排水施設一覧表

地区名	機場名	面積		計画 排水量 m <sup>3</sup> /s	排 水 機							
		集水 km <sup>2</sup>	受益 ha		型 式	口径 mm	台数	1台当 排水量 m <sup>3</sup> /s	実揚程 m	全揚程 m	DE馬力 p. s.	排水本川
お茶の水	お茶の水	50.65	3,950	42.68	立軸軸流	2,200	4	10.67	3.57	4.20	900	石狩川
夕張太	夕張太	28.10	2,261	18.75	横軸斜流	1,600	3	6.25	2.38	3.20	420	江別川
北 島	北 島	15.90	1,266	10.33	〃	1,500	2	5.17	3.85	4.60	450	千歳川
金 子	金 子	13.10	1,124	11.33	〃	1,100	4	2.83	1.47	2.20	130	幌向川
	利根別	11.10	462	7.00	〃	1,000	3	2.33	1.40	2.00	100	利根別川
清真布	豊 幌	22.00	1,727	22.50	〃	1,800	3	7.50	3.03	3.80	550	清真布川
	桃 川	26.10	1,309	22.50	〃	1,800	3	7.50	2.43	2.95	460	〃
西長沼	西長沼	11.20	1,032	8.50	〃	1,100	3	2.83	2.69	3.40	200	旧夕張川
北 斗	北 斗	12.40	1,071	8.50	〃	1,100	3	2.83	2.52	3.30	180	清真布川
赤 川	赤 川	34.50	2,858	30.00	〃	1,800	4	7.50	3.33	4.10	600	旧美唄川
	赤川第2	3.40	287	1.00	〃	300 600	1 1	0.20 0.90	3.16 3.16	3.80 5.60	125	〃
江別太	江別太	8.50	633	4.30	〃	800	3	1.42	2.51	3.10	96	千歳川
	中樹林	5.60	434	3.20	〃	700	3	1.08	3.20	3.70	90	夕張川
開 発	開 発	14.70	1,152	8.50	〃	1,100	3	2.83	3.56	4.50	250	産化美唄川
北 村	北 村	11.40	1,010	8.50	〃	1,100	3	2.83	3.85	4.70	260	旧美唄川
茶志内	茶志内	22.50	1,527	13.33	〃	1,200	4	3.33	2.25	3.00	190	産化美唄川
上美唄	上美唄	25.70	2,006	17.70	〃	1,600	3	5.90	2.56	3.21	390	旧美唄川
大 願	大 願	25.92	2,118	22.50	〃	1,800	3	7.50	3.62	4.40	630	〃
江別太	登満別	21.30	910	16.00	〃	1,300	4	4.00	2.01	2.80	210	江別川
	上江別	22.30	798	16.00	〃	1,300	4	4.00	1.69	2.35	180	〃

川流域に国営内水排除事業によって建設された施設は表一2の通りである。この事業は機械排水によって、洪水時のたん水被害を除き、たびたび繰返される内水被害を解消させ地域住民の農業経営の恒久的安定を計ることを目的とするものである。

この事業地域は、その受益地域の位置、地形、水系等から15地区20排水機場に分かれ、それぞれ地区毎に事業計画をたてている。常時の排水は既設並びに新設の排水樋門より行い、自然排水が不可能な場合のみ機械排水を行うことを事業計画の基本的な考えとしている。

また、計画降雨量は2日連続10年確率雨量を採用し、原則として許容たん水深は最低田面上30cm

以内とし、地形その他の条件により、やむなく最低田面30cm以上湛水させる時間は24時間以内として、施設規模を算定している。

### 3. 最近の被害状況

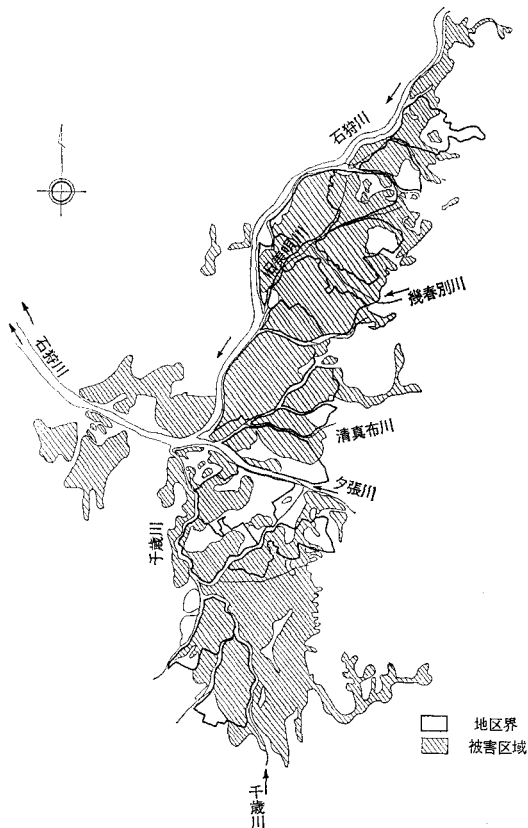
最近の本地域に被害をもたらした集中豪雨は、昭和50年、56年、62年災があるが、そのうち最も被害の大きかった昭和56年災と昨年の8月に発生した昭和62年8月25日の集中豪雨による被災の状況について紹介すると、以下のとおりである。

#### 1) 昭和56年8月災の概要

##### ① 昭和56年8月豪雨の実態

昭和56年8月3日樺太中部に発生した低気圧は8月4日北海道中央部に停滞し、北上し

てきた台風12号の影響が加わって、石狩川下流域では3日から6日にかけて170~410mmの大雨となった。流域内平均雨量で見ると、既往最大を記録した昭和50年8月の洪水時は173mmであったが、今回は285mmと前回は大きく上回った。このため、石狩川の各所で堤防の欠壊、溢水が生じ、内水湛水を含めて73千haにも及ぶ浸水被害となった。今回の豪雨による石狩川の洪水特性は昭和50年8月の洪水に比べ高水位が1m高く、また、高水継続時間が24時間長引き、河口における洪水量は現計画の9,350m<sup>3</sup>/sを大中に上回る11,000m<sup>3</sup>/sを記録した。



図一2 昭和56年8月災被害状況図

## ② 農業の被害状況

石狩川流域の石狩、空知支庁管内における昭和56年8月豪雨による農業被害を見ると水稲、畑作物の作物被害面積は73,00haで、その被害額は361億円に達し、農地、農業用施設は1,467地区で277億円の被害を受けた。この他、家畜及び営農施設被害を含めて全体で

644億円にも達し、管内の74%の農家が被害をうけた。

## ③ 大雨後の対応措置

### ④ 政府のとった措置

昭和56年8月豪雨災害を受け、政府にあっては8月6日災害対策関係省庁連絡会議を開き、北海道西部を襲った豪雨対策に対する措置について協議を行い、原健三郎国土庁長官を団長とし、農水省、建設省、国土庁、北海道開発庁を合せた政府調査団を昭和56年8月6日から7日にかけて現地に派遣した。また、これに中川一郎臨時代理農水相も加わって災害地の視察、災害状況の把握を行った。一方、北海道知事より

① 激甚災害の指定 ② 災害の早期復旧  
③ 農作物被害における天災融資法の適用などの要望を行い実施されることとなった。

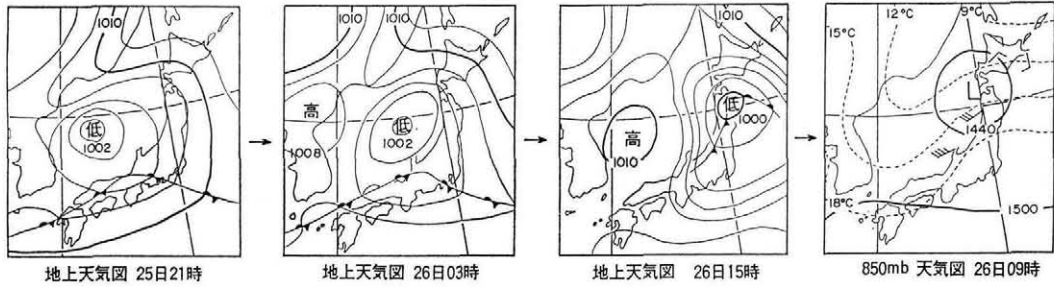
### ⑤ 治水関係の措置

昭和56年8月豪雨災害を踏まえて、治水関係では「石狩川水系工事実施基本計画」の改定作業を進め、昭和57年3月25日河川審議会で承認された。この計画においては、治水安全度を従来の1/100から1/150に引き上げるとともに、基本高水流量を9,300m<sup>3</sup>/sから18,000m<sup>3</sup>/sに大中に変更するなど未曾有の災害を配慮した計画となり、今後、この計画により石狩川の改修を進めることになった。

### ⑥ 農業関係の措置

農水省にあっては構造改善局に、計画部地域計画課、事業計画課、建設部水利課、防災課を中心として「内水排除問題連絡会議」を昭和56年8月17日に発足させた。この協議会において ① 昭和56年度は取りあえず、石狩川水系農業開発基本調査を中心として、地域の今回の被災実態を踏まえ今後の排水計画のあり方を検討することとし、 ② 昭和57年度予算要求に向けて講ずるべき事業計画を策定するための緊急排水対策基盤整備事業調査費を要求することとなった。 ③ 一方、北海道は昭和57年度に北海道独自で湛水防除事業の調査費を計上するとともに、昭和58年度予算要求に調査





図—3 昭和62年8月災地上天気図

結果に基づく事業を北海道に適用するよう要求することとした。

## 2) 昭和62年8月26日災の概要

### ① 昭和62年8月26日豪雨の実態

昭和62年8月25日、朝鮮東部に発生した1,004mbの低気圧は東北東に進み、21時には、やや発達して日本海中部で1,002mbとなった。関東沖から中国地方をほぼ東西にのびていた秋雨前線は、低気圧の東進に伴い若狭湾付近まで北上した。低気圧が日本海を東進するに伴い、秋雨前線はゆっくり北上を続け、北海道の太平洋沿岸地方には湿った空気が流入して、雨が降りやすい状態になった。

一方、地上1,500m付近では25日21時には低気圧の進行前面に南から暖湿気が入ってきて、雨は26日2時頃には白老町から石狩南部の千歳市にかけての狭い地域で次第に強まり、その後も強い雨が降り続き25日21時から27日9時までの総雨量は白老446mm 恵庭、島松225mm、長沼156mm、栗沢87mmなどとなった。

### ② 農業の被害状況

北海道の太平洋沿岸を中心に局地的な大雨は、千歳川流域の農耕地に大きな浸水、冠水被害をもたらした。被害は千歳市、恵庭市、長沼町及び南幌町の2市2町に及んでいる。今回の災害は低気圧発生以後、短時間の内に特定地域に大雨が降ったのが特徴である。被害にあった関係市町に於いては、大雨に対してきわめて迅速な対応を行っている。

しかしながら、今回の大雨は極めて早いパターンで局地的に襲ってきたために各所に大きな被害をもたらした。今回の災害で2市2町合わせて5,358haの浸水、冠水の被害を被

り、その被害総額は約870百万円にのぼっている。なお、市町別農作物被害は表—3の通



写真—2 昭和62年8月日災農地冠水状況  
(恵庭市の農地)

表—3 市町別農作物被害状況

市町名	冠水面積 (ha)	浸水面積 (ha)	被害面積 (ha)	被害額 (千円)
千歳市	253	581	834	161,969
恵庭市	94	1,397	1,491	239,798
長沼町	379	2,048	2,427	359,841
南幌町	10	596	606	104,681
計	736	4,622	5,358	866,285

(農業被害速報より)



写真—3 昭和62年8月26日災家屋浸水状況  
(恵庭市の農家)

りである。

### ③ 今後の対応

8月26日から27日にかけての集中豪雨は、低気圧の発生から、当該地域に雨が降り始めるまで、わずか1日という、極めて早い事例といえる。しかし、該当市町においては逸早く大雨、洪水警報情報を入手して速やかな対応策を行っていたが、諸般の事情から浸水や冠水の被害を被った。今回の災害の原因を列記すると、㉞流域の総雨量が1/30年以上の確率年となった。㉟圃場沈下に伴う排水機場の機能低下に合わせて、各排水機場の排水能力以上の流出があった。㊱地域の集水路の通水能力が不足していたため、流下機能を果し得ず上流部で湛水が生じた。㊲千歳川（当該地域の主流）の支流である柏木川、ケヌフチ川等に氾濫被害が生じた。これらの災害原因を踏まえて今後早急に対応すべき点は、㊳排水機の整備により、排水能力アップを図る（㊴排水量のアップ ㊵吸水位を下げて初期排水を可能にする ㊶除塵機の設置）㊷集水路の通水能力の改善整備 ㊸支流河川の改修などである。今回被害を被った地域は低平地であることから、100mmを越える降雨に対しては極めて脆弱な地域で恒常的な湛水被害に悩まされている。したがって、地域住民の人々を一日も早く水魔より解放させるために、今後早急な改善が強く望まれる。

## 4. 新内水排除事業計画の紹介

昭和49年度の旧内水排除事業の完工以来、昭和50年、56年に発生した大洪水二度の体験から、社会的情勢の変化及び外的諸条件の変化に対応した排水対策を要請する声が強まっている。さらに、昨年（昭和62年）の8月25日の集中豪雨によって発生した湛水被害は、これらに新たな拍車をかけるものとなった。

また、諸条件の変化に対応した排水対策すなわち新内水排除事業を要請する声の背景となっている主な原因は、

- ① 水稲作付主体から汎用農用地化への変換（転作率約40%への定着）
- ② 排水網整備の進捗及びその他の要因による地盤沈下（約30～60cm 沈下）

③ 確率降雨量の増大（昭和56年までの資料を処理した結果は10～30mmの増）

④ 土地利用の変化（都市化、工業団地、公園等レクリエーション施設及び農地造成の増）

⑤ 排水本川外水位の増嵩と外水位波形の変化（河川整備と流出形態の変化）

⑥ 地域開発に伴う集水範囲の変化（都市化、道路の整備、圃場整備による排水路の新設・改修等）

⑦ 排水施設の広域管理体制と通信施設の充実などで、即ち一口に言えば、現時点の内水排除の整備水準は施設が完工された昭和49年時代と非常に異った条件下にあるものといえよう。異った条件の中で、水田汎用化に対応すべく「0」湛水の設定は、施設能力を極めて大とするものであるが、防災的な投資の制約とともに、維持管理の省費用の要請も、現下の厳しい農業情勢の背景から充分配慮すべき要件となっている。

このことから、新内水排除事業計画の基本方針は次の通りとしている。

- ① 泥炭地圃場に対し、将来の予想沈下量を見込む。
- ② 自然排水能力を高めるため、既設樋門、樋管の有効利用並びに断面拡大を考慮する。
- ③ 機械施設規模を出来るだけ小とするため地区内に存在する旧河川、土取場跡地、池等を活用する。
- ④ 既設排水機の利用については有効性、経済性、耐用年数等により総合的に判断する。
- ⑤ 地区内湛水の軽減と排水効率を高めるため必要に応じ集水路を設ける。
- ⑥ 排水量の調整のため、台数は2台以上としポンプは同種、同口径とする。

などの事項を基本的な考え方とする。

また、地区採択条件として ①（流域面積）÷（受益面積）が1.5以下であること ②受益面積が1,000ha以上であること ③投資効率が1.0以上であること などである。これらの採択条件については、昭和49年度に完工された旧内水排除事業の採択条件とは変わるものではない。以上の基本事業計画をベースとする現在までの調査結果による新内水排除事業の概要は、以下のとおりである。

本地域は前述したとおり北海道でも屈指の穀倉

表一4 新国営内水排除事業計画排水施設一覧表

No.	地区名 (予定工期)	工区名	関係市町村名	排水機場名		受益 戸数 (戸)	受益 面積 ha	流域 面積 km <sup>2</sup>	排 水 機				
									排水能力 m <sup>3</sup> /s	口 径	型式	排水本川	
1.	北 島 (S60~64)	—	恵庭市	北 島	改	297	1,380	17.2	17.5	φ 1650-3	横斜	千歳川	
2.				北島第1	既				(2.5)	(φ 1100-1)	横斜	千歳川	
3.	金 子 (S61~64)	—	岩見沢市	金 子	改	250	1,090	13.1	13.3	φ 1350-4	横斜	幌向川	
4.	片倉川 (S60~65)	—	岩見沢市・北村	片倉川	改	145	1,080	13.6	14.5	φ 1500-3	横斜	旧美唄川	
5.	石狩川 下流左岸	長都第2	千歳市・恵庭市	南18号	改	417	2,230	29.8	8.5	φ 1350-2	横斜	千歳川	
6.				漁 太	改				13.0	φ 1500-3	横斜	千歳川	
7.				南21号	既				(5.8)	(φ 1100-2) (φ 600-1)	横斜	千歳川	
8.				漁太川	既				(10.0)	(φ 1500-2)	横斜	千歳川	
9.		西長沼	長沼町	西長沼	改	217	1,040	12.3	10.3	φ 1500-2	横斜	旧夕張川	
10.				北6号	新				4.6	φ 1000-2	横斜	旧夕張川	
11.		夕張太	南幌町	西17号	新	253	1,910	23.4	11.6	φ 1350-3	横斜	旧夕張川	
12.				夕張太	改				7.7	φ 1350-2	横斜	千歳川	
13.	幌 向			既	(8.3)				(φ 1000-3)	立斜	千歳川		
14.	沼の里			既	(1.7)				(φ 900-1)	横斜	旧夕張川		
15.	(S63~69)	幌向運河	江別市・南幌町	幌向運河	改	355	2,860	40.0	39.5	φ 2000-4	立斜	千歳川	
16.	中樹林			既	(7.0)				(φ 1000-2)	横斜	千歳川		
17.	清真市	江別市・栗沢町 南幌町	豊 幌	改	349	2,520	32.6	29.8	φ 1800-4	横斜	清真布川		
18.			桃 川	改				13.6	φ 1500-3	横斜	清真布川		
19.			北 斗	改				16.5	φ 1650-3	横斜	清真布川		
20.	お茶の水	江別市・岩見沢市・北村	お茶の水	改	518	3,050	43.8	48.2	φ 2200-4	立斜	石狩川		
21.	石狩川 中流左岸	赤 川	岩見沢市・北村	赤 川	改	471	2,570	33.4	30.0	φ 1800-4	立斜	旧美唄川	
22.		北 村	北村	北 村	改	164	1,010	12.3	11.1	φ 1350-3	立斜	旧美唄川	
23.		大 願	岩見沢市・美唄市・北村	大 願	改	403	2,650	33.2	28.2	φ 1800-4	立斜	旧美唄川	
24.		三日月	美唄市・北村	三日月	改	379	2,230	26.9	30.4	φ 1800-4	立斜	旧美唄川	
25.		上美唄	美唄市・北村	上美唄	改	288	1,970	24.9	24.4	φ 1650-4	立斜	旧美唄川	
26.		(S64~70)	開 発	美唄市	開 発	改	215	1,180	14.6	14.6	φ 1500-3	立斜	産化美唄川
27.		茶志内	美唄市・奈井江町	茶志内	改	269	1,320	19.7	17.8	φ 1650-3	立斜	産化美唄川	

地帯として拓けた所で、関係市町村は、5市、5町、1村にまたがり、その受益面積は31,140haに及ぶものである。地区はすでに事業が実施されている北島、金子、片倉川の3地区と昭和63年度に新規着工となった石狩川下流左岸地区、また、63

年度全体実施設計取りまとめ予定の石狩川中流左岸地区等から構成されている。新内水排除事業の排水機場は27機場で、そのうち新設が3機場、改修が19機場、既設利用が5機場である。これらの各排水施設が整備されることによって、石狩川流



# タイ・チャオプラヤ河下流感潮域の流況解析

井上 京\* 佐々木 勝\* 松尾 和重\*\*

## 目 次

1. はじめに……………	22	5. 解析結果……………	26
2. チャオプラヤ河下流部の概要……………	22	6. 湛水敷の影響……………	26
3. 解析の背景・目的と手法……………	24	7. おわりに……………	28
4. 河川粗度係数の決定方法……………	25		

### 1. はじめに

チャオプラヤ河はタイ北部山地に源を発し、タイ中央平原を南へ貫流してタイ湾にそそぐ、流路長約1,000km、流域面積約18万km<sup>2</sup>の大河川である。この河は下流部に広大で低平な河口デルタを形成しているが、デルタ部の河川勾配がきわめてゆるく、またタイ湾の干満差が大きいことと相まって、河口から内陸の長い区間にわたって感潮している。

感潮域河川の流れは強い非定常性のために複雑な流況となる。チャオプラヤ河の下流感潮域もこのために正確な流況把握ができず、洪水期の防災上、あるいは渇水期の利水上、様々な問題を抱えている。

今回、チャオプラヤ河下流感潮域の洪水期の流況シミュレーションをおこなう機会を得た。この報文では感潮域の流れの特性や湛水域が下流水位にあたる影響について報告する。また解析をおこなう上での若干の工夫点について紹介する。

### 2. チャオプラヤ河下流部の概要

#### 2-1 地形と気候

チャオプラヤ河下流域に発達した面積約130万haという広大なデルタは、河口より直線距離で約200km上流のチャイナートを頂部とし、タイ湾に面した約100kmを底辺とするほぼ鋭角な三角形をなしており、地形は起伏がなくきわめて低平・平坦である。河口から上流約140kmに位置するアユタヤでも標高は海拔5m程度であり、

チャオプラヤ河本川の河床勾配も約1/20,000程度ときわめてゆるい。河口から約30km上流に位置するバンコクでは河川水位は一年を通して感潮している。

高谷(1982)によるとチャオプラヤ・デルタは次の4地帯に区分される。

- ①洪水の氾濫の影響をまったく受けない古デルタ地帯
- ②氾濫常習地で遊水地的機能を持つ氾濫原地帯
- ③面状に洪水が拡散する新デルタ地帯
- ④洪水よりも潮汐の影響が強い海岸部

チャオプラヤ河をおおまかにみると、チャイナートからアユタヤまでの区間は①古デルタと②氾濫原地帯に、アユタヤからバンコクにかけては③新デルタ地帯に、バンコクから河口までは④海岸部に属している(図-1)。今回解析の対象としたの

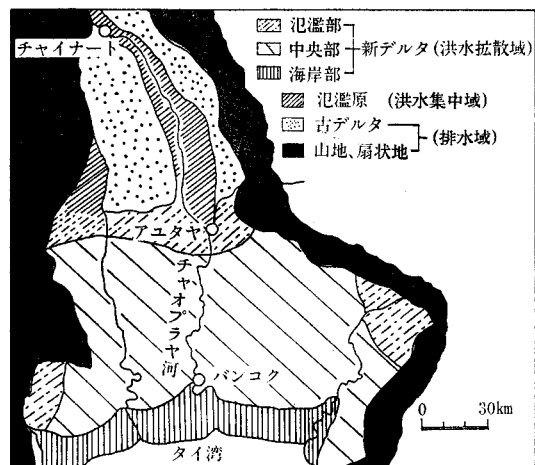


図-1 チャオプラヤ河デルタ部概略図  
(高谷1982 171頁より引用)

\* 九州農政局大淀川農業水利事業所

\*\* タイ王室灌漑局灌漑技術センター(IEC)



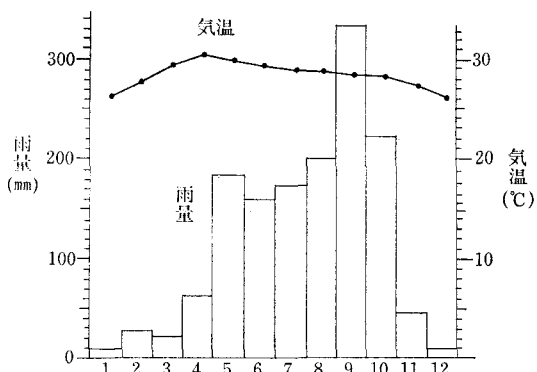


図-2 バンコクにおける月平均降雨量・気温

はこれらの地区のうち、バンサイから河口までの、新デルタおよび海岸部と呼ばれるところである。

チャオプラヤ流域は熱帯モンスーン気候帯に属し、季節は雨季と乾季に分けられる。5月から10月にかけて降雨の集中する時期と、それ以外の乾季である(図-2)。雨季は5月頃から始まるが、7月までの雨はマンゴーシャワーとよばれる局地的な降雨であり、本格的な雨季は7月以降だとされている。一般にタイといえば多雨地帯と思われがちであるが、バンコクの年間総雨量は約 1,400 mm程度に過ぎない。

### 2-2 流 況

チャオプラヤ河の年間の水位変動は図-3に示すように雨季にあわせて大きな山をもつ。河口から約 140km 上流にあるアユタヤでは、乾季には

海拔約 1 m 程度のところで感潮している水位も、雨季になると 4 m 前後にまで上昇している。

洪水の様子をもう少し詳しく示したのが図-4である。これは首都バンコクに被害のあった1983年洪水のピーク時60日間の水位変動で、その特徴として次のようなことがあげられる。

- ①アユタヤでは明らかにピークをもつ洪水も、約 20km 下流のバンサイまでの区間でピークは低くなめらかになっており、アユタヤーバンサイ間ではあたかも遊水地のような洪水を緩衝・調整する機能が働いているように見える。バンサイ付近がボトルネックにあたり、いわばここで本川への洪水の「絞り込み」、あるいは河川区域外への洪水の「拡散」のようなことがおこなわれていると考えられる。
  - ②バンコク郊外にあるRIDパクレットとその下流の水位も、洪水が流下してくるにしたがって徐々に高くなっているが、上昇量はアユタヤやバンサイ地点に比べれば小さい。
  - ③バンサイでは洪水のピーク時には潮汐の影響を受けていない。それに対し、RIDパクレットより下流では洪水期間中も明らかに感潮しており、河口での大潮・小潮の影響も現われている。
- 図-4でみるとおり、バンコクより下流のチャオプラヤ河では洪水よりも潮汐の影響が卓越している。ここでは潮汐の影響は二つの意味で無視しえない。一つには、潮汐振動が高潮の被害を与え

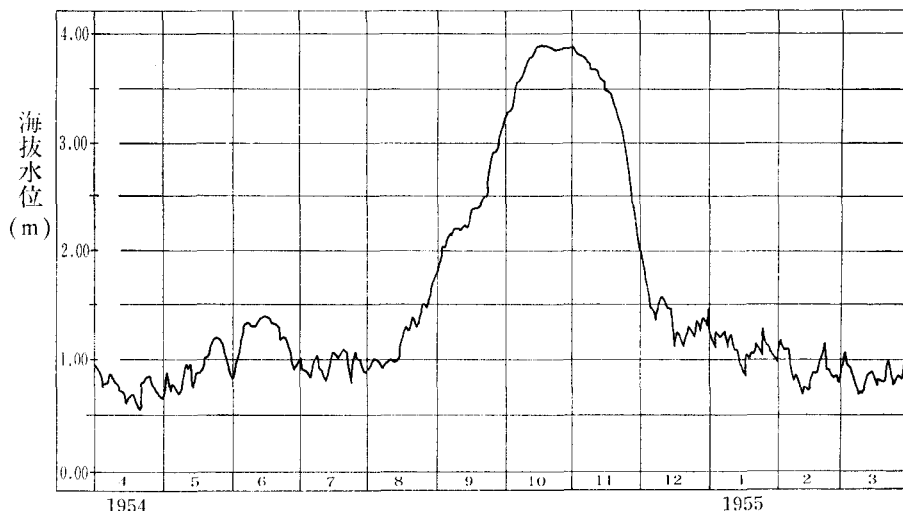


図-3 アユタヤにおける1954年4月から1955年3月までのチャオプラヤ河の日最高水位変化 (高谷1982 163頁より引用)

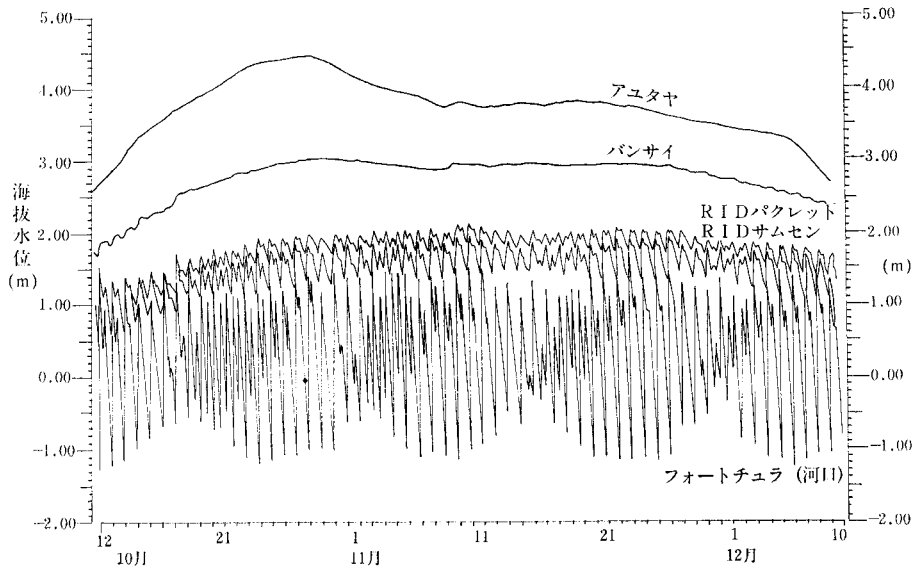


図-4 チャオプラヤ河下流部の水位変動 (1983年10月12日~12月10日)

かねないこと、もう一つには干潮時には必ず水位が大幅に低下しており、地区の排水の可能性がこのときに見いだされることである。

### 3. 解析の背景・目的と手法

#### 3-1 背景・目的

チャオプラヤ河下流感潮域の流れは、潮汐による強い非定常性のため流量把握すら十分にできない状態にある。流量は時々刻々変化する水位に対応して絶えず変化しており、一時的な観測だけでは正確な(平均的、あるいは総量的)流量を求めることができない。また感潮河川の特徴として、水位と流量の関係が一对一の関係で定まらず、 $H-Q$  曲線を得ることができない。感潮区間では水面勾配が大きくなる干潮時(水位低下時)に流下流量が大きくなり、満潮時(水位の高い時)に流量は小さくなっている。これは普通の河川の水位-流量関係とまったく逆の関係である。さらに、上流域からの洪水流量によって全体的な水位の変動幅はまちまちとなる。このように感潮域河川では容易に流量を得ることができないのが普通である。

チャオプラヤ河についていえば、水位データについては王室灌漑局(RID; Royal Irrigation Department)ならびにタイ港湾局(PAT; Port Authority of Thailand)による観測が継続的に過去数十年多数の地点で実施されてきているが、

流量データに関しては、乾季における感潮域の上流端に位置するアユタヤから河口までの区間の詳細なデータが皆無という状態である。今回の解析では、流量データ等を含め、流況の特性をとらえ、排水改良上必要となる対策について検討をおこなった。

今回の解析のもう一つの目的としてチャオプラヤ河兩岸に広がる湛水敷の評価を試みた。

チャオプラヤ河には低水時の河道の兩岸に幅数 km の湛水敷があるが、この湛水敷は、道路や鉄道の築堤、用水路の盛土堤防等によって堤内地と隔てられている。ところが近年、高速道路の建設の促進、水路堤防を道路として利用するための堤防の改良、堤内地にあたる農地の利用形態の変化等によってその湛水敷が狭められる傾向にある。タイにおいても自動車社会の浸透がめざましく、デルタ内の到るところまで、雨季においても自動車で行き着くことができる時代になろうとしている。また、農地利用についても、米の非感光性品種・高収量性品種の出現にともなう水稻の乾季作の増大、基幹水利施設の完成や小水路網の発達、また一方では市場の多様化、野菜・果物の需要の高まりに伴って、農地の拡大、堤内地の利水・排水条件の改善が望まれるようになった。これらの結果、チャオプラヤ河本川の湛水敷は道路・鉄道盛土・水路堤防等が周囲に築かれていくに従って徐々に狭められていく結果となっている。

今回の解析では湛水敷の広さが現在よりも広がった場合、また現在よりも狭められた場合のチャオプラヤ河下流部の流況の状態を調べることとした。

### 3-2 手 法

本解析では流れの非定常性を解くのに大型計算機を利用した差分法による数値解析手法を用いた。差分法は計算の安定性を考慮して風上差分法によった。解析の条件は次のとおりである。

モデル化区間：フォートチュラ(河口)～バンサイ  
約 120km 区間 (図-5)

メッシュ数：64メッシュ

距離差分： $\Delta x=4,000\text{m}$

時間差分： $\Delta t=120\text{sec}$

境界条件：①現況洪水の再現・流量把握

上流水位境界 (バンサイ時間水位)

下流水位境界 (フォートチュラ時間潮位)

②湛水敷の影響評価

上流流量境界 (①で求めたバンサイ

時間流量)

下流水位境界 (フォートチュラ時間潮位)

使用データ：1983年11月洪水データ

### 4. 河川粗度係数の決定方法

不定流計算の中では、現地係数として河川の粗度係数が関係してくる。河川流況のシミュレーションをおこなうにあたっては、この河川粗度係数のとりかたが問題となる。解析の対象区間が長い場合、全区間を単一の粗度としてもよい結果は得られにくい。今回の解析では、全長 120km の解析区間を 8 区間に区分し、各区間の接点で計算水位が実測水位に適合するよう河川粗度係数を決定していった。

粗度係数の決定では、単純な試行錯誤によって決めるのではなく、より効率的に決定していくために、次のような方法をとった。

- ①下流側 2 区間について、区間両端の観測水位を境界条件として与えて、2 区間の粗度係数を決定する。
- ②ついで上流側に 1 区間追加し、区間両端の観測水位を境界条件として与えて、追加区間の粗度係数を決定する。その際、下流側区間の粗度係数は①で決めた値のままとする。
- ③同様にして上流側に 1 区間ずつ追加して順次粗度係数を決定していく。

常流の場合の水利計算の原則に従って、粗度係数の決定は下流から順次おこなうこととした。粗度係数の決定で指標となるのは、中間地点の観測水位と計算水位の一致である。上流側に 1 区間ずつ追加しながら解析を進めていく際、前段階の計算で上流境界となった地点の計算水位が観測水位とよく一致すれば、それより下流についてもよい結果が得られるのが普通である。

この方法によっても粗度係数の決定は結局は試行錯誤によっているが、漠然と試行錯誤をおこなうのではなく、一定の方針に従っているため、決めようとしている区間粗度係数の影響の現われ方がとらえやすく、区間も短いものから始めるので演算時間を短くすることができる。

ただし、区間長が長く、区間内に指標となる水位観測点がない場合には、この方法は適用しにくい。今回の解析でも R I D パクレット～バンサイ

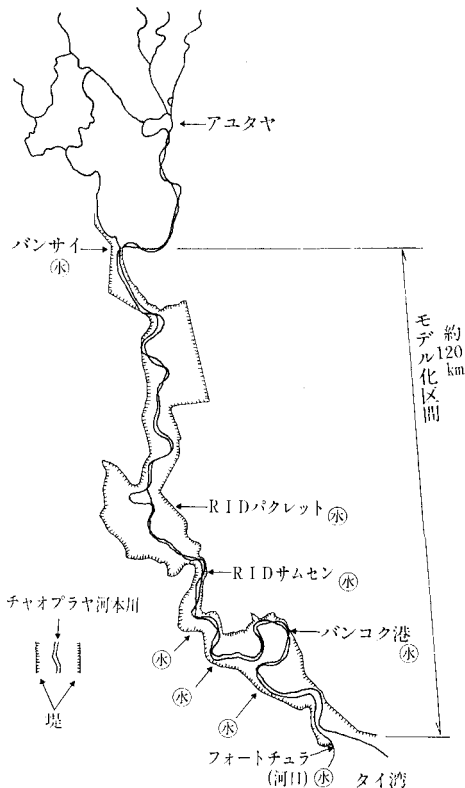
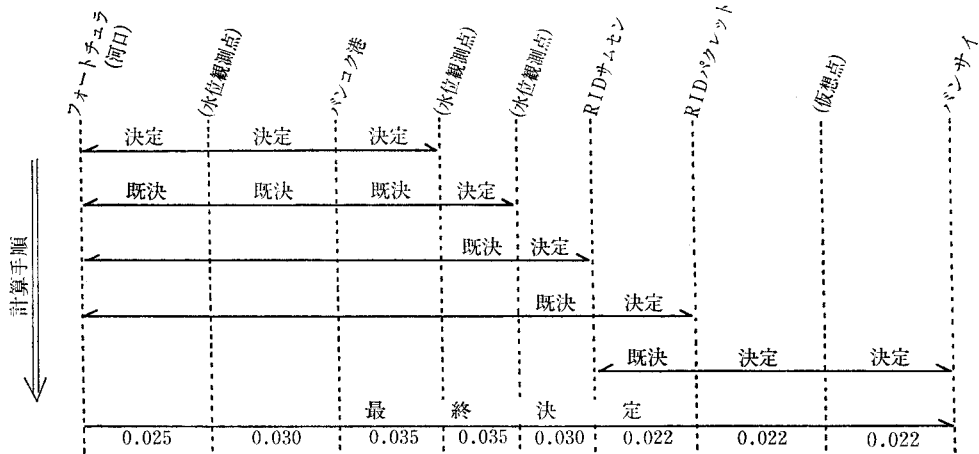


図-5 モデル化区間  
(水)は水位観測点

表—1 粗度係数の決定方法



間（約 60km）は解析区間の約半分を占め、途中水位観測点が一ヶ所も存在しなかった。そこでこの区間をモデル上 2 つに分け、それぞれの区間の粗度係数を変化させて実測値に合うようにした。また、この区間の粗度係数を求める場合、下流の河口から最上流まで全体を通して計算していたのでは非常に演算が長くなるので、すでに粗度係数が決定している下流側 1 区間を合わせた区間だけで演算を行った。（結果的にはこの長い区間の粗度係数は同じ値となった。）

以上の解析方法の概略を表—1 に示す。

### 5. 解析結果

河口～バンサイ間のチャオプラヤ河の各区間河川粗度係数は表—1 の最下段に示すような値となった。上流・下流とも水位境界で計算をおこなった場合、各観測点の観測水位と計算水位は比較的良好な一致を示した。各点の観測・計算水位変動図、流量変動図を図—6 に示す。

一方、上記の計算で得られた最上流の流量波形を最上流点に与え、上流流量境界として計算をおこなった。これは、境界条件として流量波形を与えてもチャオプラヤ河の流れの非定常現象が再現できるかどうかを確かめたものであるが、各点の観測水位と計算水位は良く一致した。

すなわち、境界条件として水位変動を与えた場合も、また流量波形を与えた場合も、指標となる各点の観測水位と計算水位がよく適合したことから、この非定常モデルが現状の流れを良く再現し

ているものと考えられよう。

河川粗度係数の値は、バンコク都市部でその値が大きく、河口部やバンコクより上流では粗度係数は小さくなっている。これは、都市部の構造物に影響されている河の流れを、このモデルが良好に反映しているものと考えられる。

演算結果によると、解析区間の流量は日平均するとほぼ 2,000m<sup>3</sup>/sec 程度となった。この値はデルタ頂部チャイナートにあるチャオプラヤ・ダム直下流地点における実流量に比べるとかなり小さい値である。減少した流量はバンサイ地点までの区間でチャオプラヤ河本川から分流したり、河道外貯留や氾濫、蒸発などにより調整されたものと考えられる。

図—7 にバンコクの水位が最高を示した 11 月 8 日の各メッシュにおける日最高・最低水位を水位縦横断面図で示した。これによると、この時チャオプラヤ河本川の感潮域が河口より約 95km 上流の地点にまで及んでいることがわかる。

### 6. 湛水数の影響

湛水数の影響の評価はその幅が現況の 3 倍、2 倍、0.8 倍、0.6 倍とした時の流況を計算して比較した。上流側の境界条件は現況の流量境界とした。図—8 に湛水数が現在の 3 倍としたときの水位縦断面形を、図—9 に 0.6 倍としたときの水位縦断面形を、それぞれ現在の場合と比較して示した。

湛水数が現在より広い場合（図—8）、計算区間の上流部では水位が低下し、特に日最高水位はバ

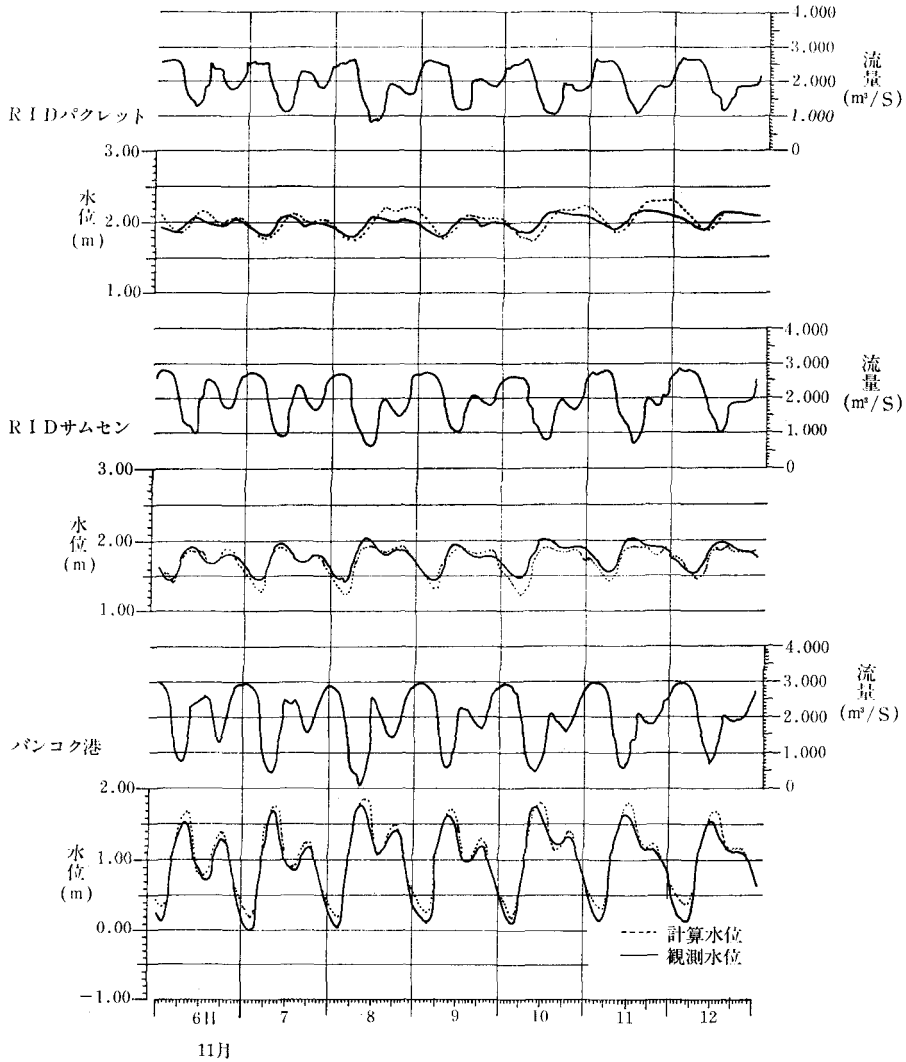


図-6 観測・計算水位および流量変動図 (1983. 11. 6~11. 12)

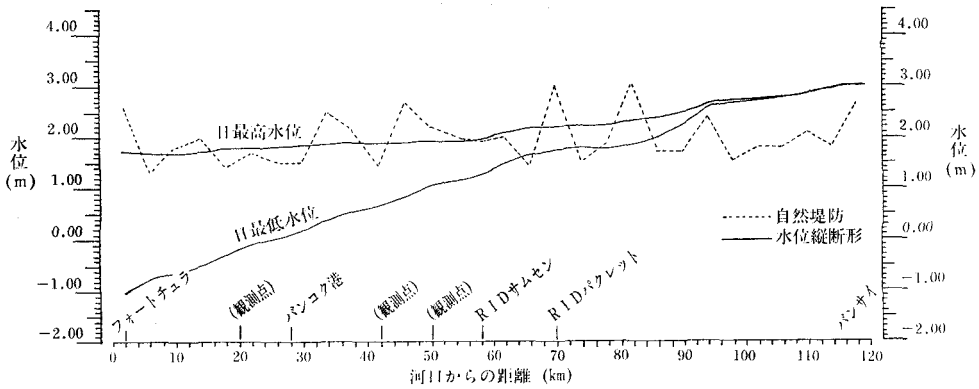


図-7 日最高・最低水位縦断形 (1983. 11. 8)



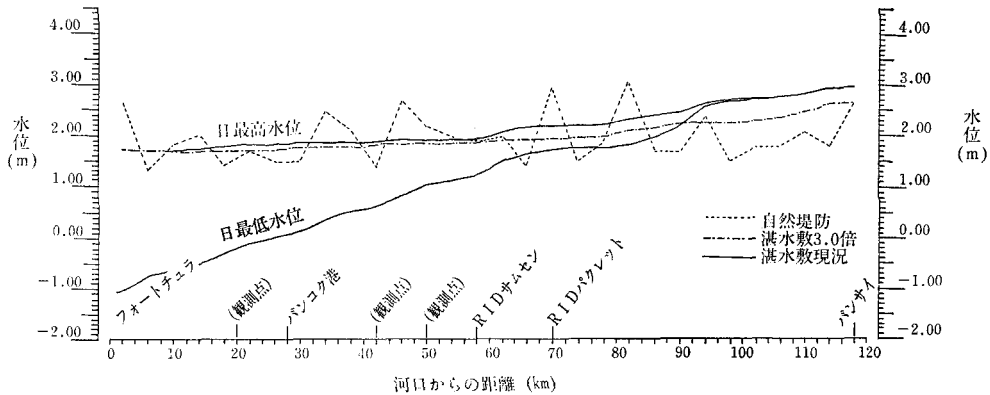


図-8 洪水数の影響の比較，洪水数が現況の3.0倍の時の水位縦断形

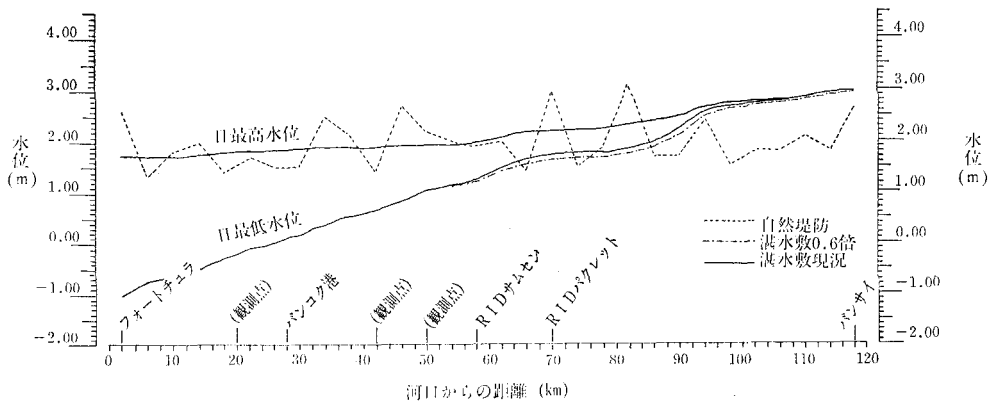


図-9 洪水数の影響の比較，洪水数が現況の0.6倍の時の水位縦断形

ンコク中心部 (RIDサムセン) 付近まで低下している。しかしバンコクより下流では水面形は現況とほとんど変わりなく、洪水数が3倍のときに日最高水位が現況よりもわずかに低下している程度である。

一方、洪水数の幅が現在よりも狭くなった場合、全区間を通じ日最高・最低水位とも現況とほとんど変わらない。洪水数が現在の0.6倍の場合にバンコクより上流で日最低水位がわずかに低くなっているのみであり、日最高水位についてはほとんど変化していない (図-9)。

洪水数を広くした場合、狭くした場合いずれのケースについても、その影響が現れているのはバンコクより上流の部分であり、バンコクより下流の区間では洪水数の幅は水面形にはほとんど影響していない。下流区間では潮汐の影響の方が卓越しており、タイ湾の潮位がこの区間のチャオプラヤ河の水位に強く影響しているといえる。

すなわち、バンコクとその下流の洪水対策を考える場合、タイ湾の潮位・高潮に対する検討が重要なことを意味している。特に将来、チャオプラヤ下流部の排水改良を実施しようとするとき、境界条件となる河口の潮汐とその影響の予測 (高潮の予測) が非常に重要な鍵を握ることとなる。

## 7. おわりに

本稿ではタイ・チャオプラヤ河下流感潮域の流況解析と洪水数の影響評価をおこなった。結果をまとめると次のとおりである。

1. チャオプラヤ河下流部の河川粗度係数を決定した。粗度係数は0.022~0.035の範囲にあり、バンコク付近でやや大きな値となる。
2. 不定流解析の結果、同区間における1983年11月上旬の流量は日平均  $2,000\text{m}^3/\text{sec}$  程度である。
3. 洪水期に潮汐の影響が及んでいるのは河口か

ら約95kmの地点までであることが水位縦断形より知ることができる。

4. 湛水敷の幅は、バンコクより上流の区間で河川水位に影響し、特に現在より広い場合、同区間で日最高水位が低くなる。
5. しかし、バンコクより下流側では湛水敷幅が広い場合も狭い場合も水位にほとんど影響せず、この区間ではむしろ潮汐の影響が卓越している。

今回の解析結果は以上のようなものであるが、問題をバンコク市の洪水防御という点に絞ってみれば、この解析結果から次のようなことが言えよう。

バンコクにおける洪水被害は、一帯がきわめて低平な土地であることから、チャオプラヤ河本川の氾濫に起因するというよりも内水的な原因によるものが強いと考えられる。その対策としての効果的な内水排除を行なうためには、排水機場の設置や自然流下樋門の運用管理で対応せざるを得ない。これら施設の計画設計にあたり、外水位の決定は重要であり、また供用開始後の管理でも本川水位の把握が重要となる。今回の解析により、バンコク市における流況把握をバンサイ地点と河口のフォートチュラ地点の水位からおこなうことの可能性が見いだされた。ただし、今回の解析は1983年の洪水ひとつに限っておこなったものであり、チャオプラヤ河の性状をより正確に把握し検証していくためには数多くの洪水について解析していくことが必要である。またこれらの外水位条件の決定にあたっては、現在地盤沈下問題に悩まされているバンコク市および周辺部の各水位観測点の水準点の整備を確実に実施すること、正確な河川断面形状を得ること、支川流入・分流の流量を把握すること等が必要であろう。さらに、今回の解析区間中、指標となる水位観測点のなかった

バンサイ～RIDパクレット間に1～2ヶ所の水位観測点があればより精度の高いシミュレーションが実施できると考えられる。

またチャオプラヤ河下流部の水位に対し、タイ湾の潮汐振動が大きな影響を与えていることが今回の解析結果でも明らかとなった。このことは感潮河川の流況解析においては、境界条件である潮位の観測あるいは予測が必須であることを示唆するものである。高潮予報、ひいては気象予報の精度向上が洪水防御上重要な鍵を握っているともいえよう。的確な境界条件が得られれば、今回おこなったような解析は有効で利用価値の高い手法となる。

今回の解析は農林水産省構造改善局主管の技術管理システム化研修においておこなったものであり、解析および本稿の執筆にあたっては農業土木試験場の岩崎和己室長ならびに試験場関係者各位のひとかたならぬ御指導・御助言を賜りました。この場をお借りし厚く御礼申し上げます。

#### 参考文献

1. 高谷好一：熱帯デルタの農業発展（1982）
2. 岩崎和己：不定流解析（研修テキスト）
3. 松尾和重・中野拓治：タイ国チャオピア川の水管理・排水問題にかかる資料、タイかんがい技術センター
4. 水管理技術研究会報告：東南アジアにおける水管理技術開発についての提言、農用地開発公団（1987.3）
5. Mr. Virat・塩田克郎・岩崎和己：河川あるいは水路での流量把握のための現地調査報告書（1985.9.30）
6. RID Mr. Vitaya・Mr. Tanom・IEC 技協プロジェクト 佐々木勝・松尾和重・岩崎和己：都市排水施設の機能評価への数理モデル手法の応用例 プラカノン排水系の機能評価手法としての数理モデルの概要（1987.6）
7. 理科年表（1987年版）

## 筑後川下流用水事業における佐賀導水事業 との合併施工について

森戸久行\* 大塚義隆\*

### 目 次

はじめに	30
1. 事業の概要	30
2. 工事の概要と合併施工区間	31
3. 合併施工の経緯	31

4. 合併施工区間の構造設計の概要	32
5. 合併施工の施工概要	35
あとがき	35

### はじめに

佐賀東部導水路は、水資源開発公団筑後川下流用水事業の農業用水路であり、佐賀導水は建設省佐賀導水事業の流況調整河川である。この両水路の合併施工は、異なる両事業の合理的遂行を図るため建設省と公団が受委託協定を締結し、公団が建設省より受託して行うものである。

合併施工は、昭和59年度の試験施工から4年目を迎え、合併施工区間約13kmのうち62年度までに約4.9kmが完成する予定である。

本稿は、筑後川下流用水事業の概要と合併施工区間の設計及び施工の概要について報告するものである。

### 1. 事業の概要

筑紫次郎の異名をもつ“暴れ川”筑後川の下流一帯の平坦地は、自然と人が多大な時間と労力と費用をかけ形成した広大かつ肥沃な水田地帯である。しかし気象条件、地形条件、地区内河川流域の状況から常習的な干ばつと冠水が繰返されてきている地域でもある。このため古くから用水確保のため、この地方特有のクリークが発達し、河川水や雨水の他、満潮時にセキ上げられる淡水（アオ）を一時貯留し、この水をくり返し利用するという不安定な水利用が行われている。また、不規則にいりくんだクリークに規制された不整形なほ場により土地利用の制約や低効率の機械化作業を余儀なくされている。このため、用排水の再編及

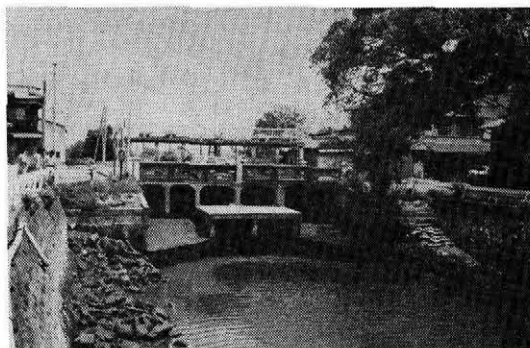


写真1 淡水（アオ）取水施設（高さの異なる取入口を設けている）寺井樋門

びほ場整備など農業基盤整備を促進することが急務である。

筑後川下流用水事業は、関連する県営ほ場整備事業等とあいまって、筑後・佐賀両平野にまたがる水田地帯と背後の山麓に広がる樹園地を主体とした畑地帯の約54,400haを対象に用排水系統の再編成と淡水取水の合理化による用水の安定化、ほ場整備による機械作業の効率化などにより、生産性の高い近代的農業の実現を図るものである。

本事業は、昭和51年度に農林水産省の直轄事業として、事業計画が確定した国営筑後川土地改良事業について、筑後川水系の水資源開発の推進に併せ、事業効果の早期発現を図る必要があることから昭和56年その基幹施設である佐賀東部導水路、筑後導水路等を国より公団が承継したものである。

\* 水資源開発公団筑後川下流用水建設所

## 2. 工事の概要と合併施工区間

本事業の内容は、筑後川左岸側では、取水工、揚水機場(ポンプ6台)、筑後導水路(最大通水量 $13.5\text{m}^3/\text{s}$ 、管水路延長約 $16\text{km}$ )、及び矢部川左岸導水路(最大通水量 $1.0\text{m}^3/\text{s}$ 、管水路延長約 $7\text{km}$ )の施設を築造するものである。筑後川右岸側では、取水工、揚水機場(ポンプ6台)、佐賀東部導水路(最大通水量 $18.6\text{m}^3/\text{s}$ 、管水路延長約 $20.6\text{km}$ )及び大詫間幹線水路(最大通水量 $3.2\text{m}^3/\text{s}$ 、主に開水路で延長約 $14\text{km}$ )の施設を築造するもので、このうち佐賀東部導水路の約 $13\text{km}$ 区間が建設省佐賀導水との合併施工となる。(図-1)

## 3. 合併施工の経緯

建設省佐賀導水事業は、筑後川、城原川、嘉瀬川を連絡する流況調整河川を建設するもので、佐賀平野の洪水調節、内水排除及び河川水質浄化、既得用水の補給等流水の正常な機能の維持と増進並びに水道用水の新たな開発を図るものとして、



写真-2 ほ場整備施工前後(写真下部黒く連なったのがクレーク)

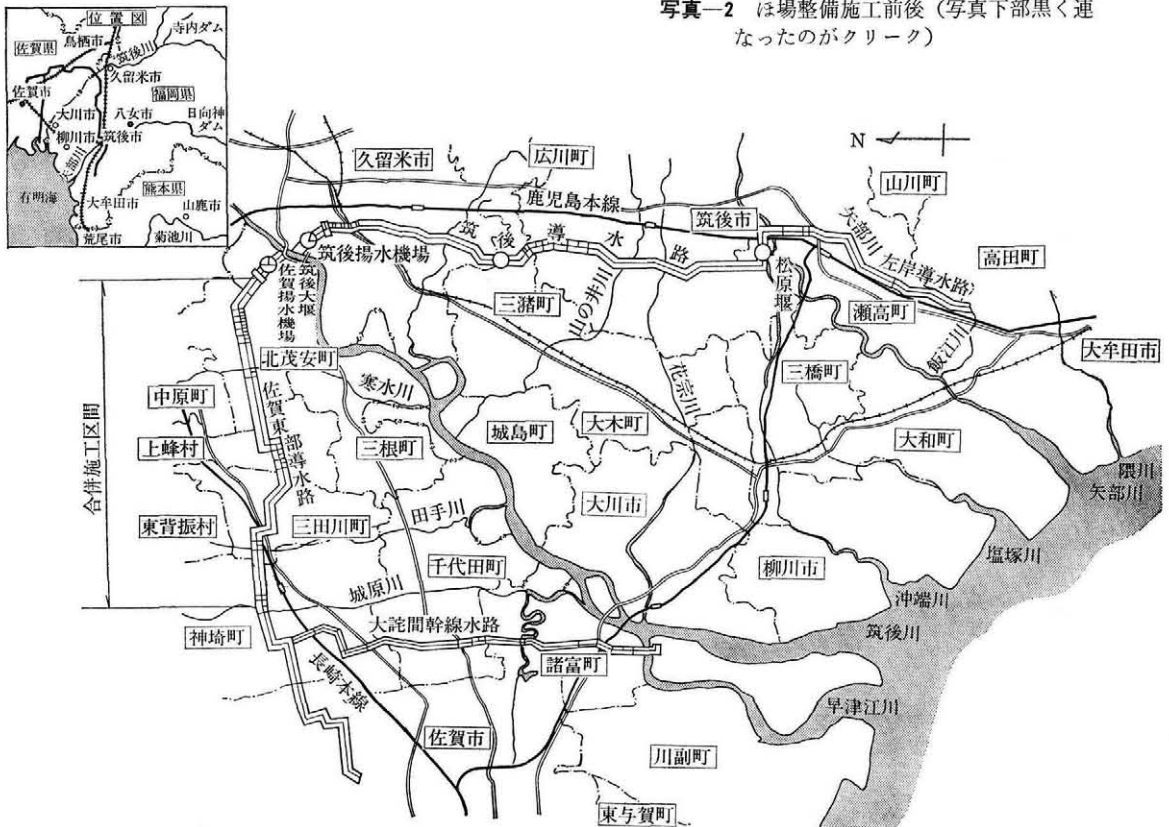


図-1

約23kmの導水路工事を実施することになっている。

佐賀導水事業は昭和54年に、工事に着手した。その後、関係機関で事業計画に係る調整が行われていたが昭和59年10月19日付で佐賀県知事から建設省九州地方建設局長及び公団筑後川開発局長へ「土地の有効利用の観点から経済的、技術的に可能な限り併設ルートで計画されたい」旨の要望書が出された。これをふまえて、昭和59年10月20日に建設省と筑後川下流用水事業の主務省である農林水産省の間で「昭和60年を目途として、併設区間の佐賀導水の水路の工事施工を公団に委託することを前提に、その技術面、経費面等について公団の意見を勘案しつつ、所要の調査、検討を行うとともに受委託に関する基本的事項についての調査を了するものとする」旨の確認がなされた。これを受けて、併設工事に関する技術面・経済面等の調査・検討が行われ、昭和59年度、60年度と併設埋設管試験工事が実施され、昭和61年10月には受委託に関する基本協定が締結されるに至り、2.9kmの合併施工が行われた。続いて昭和62年度は、1.6kmを施工中である。

#### 4. 合併施工区間の構造設計の概要

合併施工となる部分は、筑後川から城原川までの区間のうち併列施工が可能である管水路及び付帯構造物である。合併施工標準断面を図一2、

図一3に示し、以下構造設計上の基本的な項目について述べる。

##### 4-1 設計諸元

###### (1) 佐賀東部導水路

最大通水量  $Q = 18.6 \text{ m}^3/\text{s}$   
 管種 (管径) 鋼管 ( $\phi 3,000 \text{ mm}$ )  
 設計内水圧  $h = 5,0 \text{ kg/cm}^2$

###### (2) 佐賀導水

最大通水量  $Q = 15.0 \text{ m}^3/\text{s}$   
 管種 (管径) 鋼管 ( $\phi 3,000 \sim 1,900 \text{ mm}$ )  
 設計内水圧  $h = 3,5 \text{ kg/cm}^2$

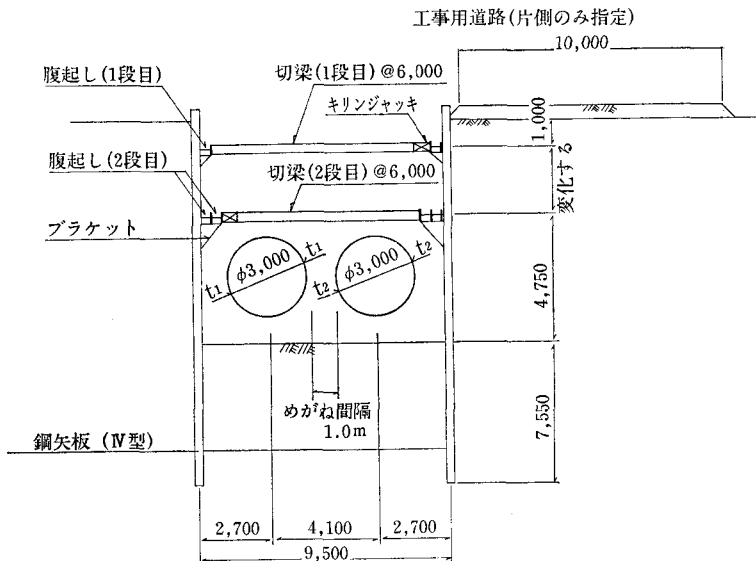
##### 4-2 平面線形

平面線形は、土地の高度利用の観点より既設の道路(主に農道)下に埋設することとし、道路線形に合わせた線形を基本としている。また、その他の部分については可能な限り直線として計画している。

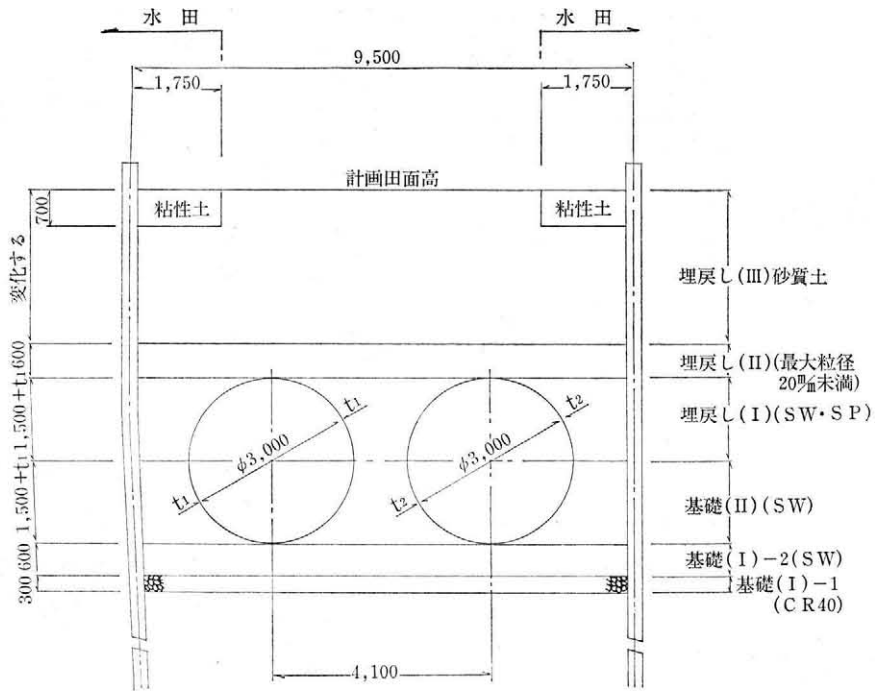
曲線部の線形は、大口径で併列に施工すること及び経済性の面から、普通管の端管部を加工し配管している。折角は1折30°以内、1管端加工角15°以内を目途とし、道路内に入るよう計画している。

##### 4-3 縦断線形

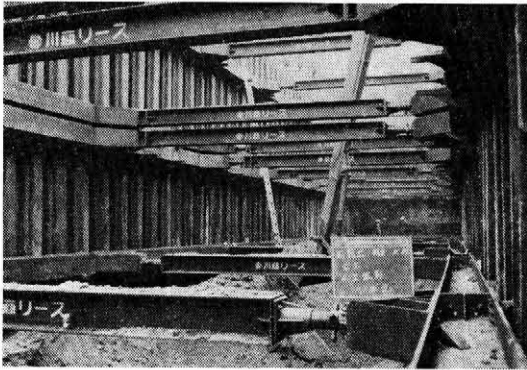
最大勾配は、1/20以下とし、河川、クレーク及び構造物下を横断する場合、経済性、管理上管内を歩行することなどを



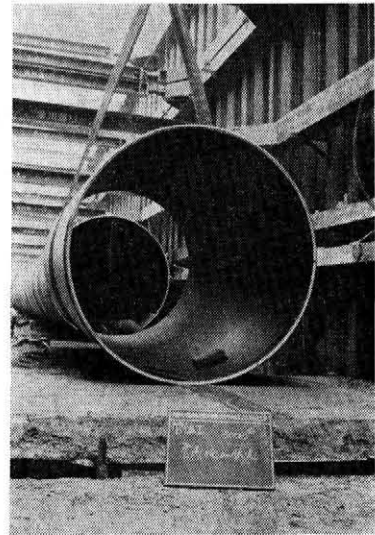
図一2



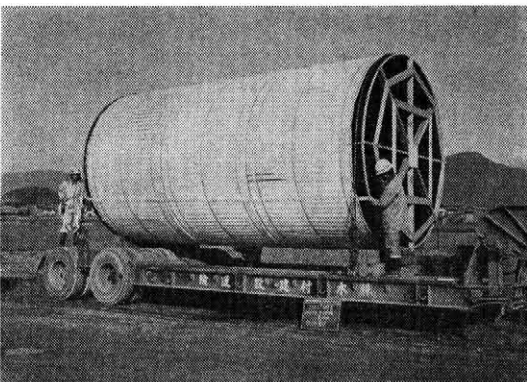
図—3



写真—3 山留工内掘削（第4次）状況  
（三田川田手第2工区）

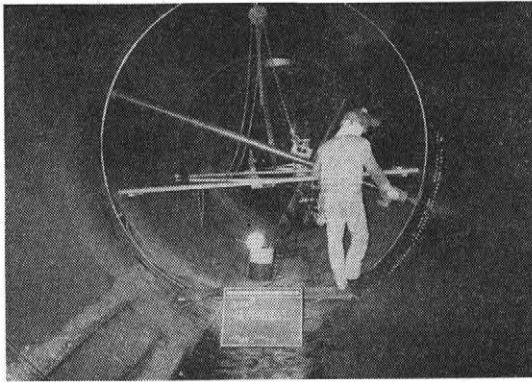


写真—5 鋼管（ $\phi 3,000$ ）吊込  
（三田川田手第2工区）

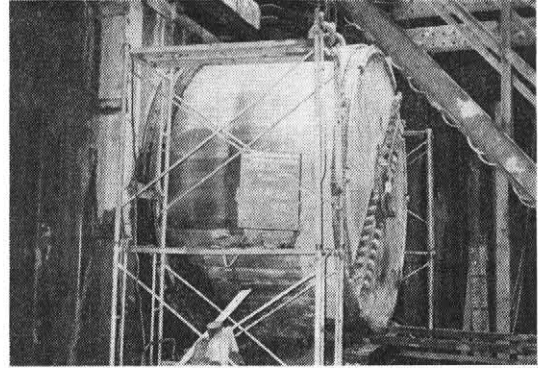


写真—4 材料検収（鋼管 $\phi 3,000$   $t=38$   $l=6,000$ ）  
（三田川田手第2工区）

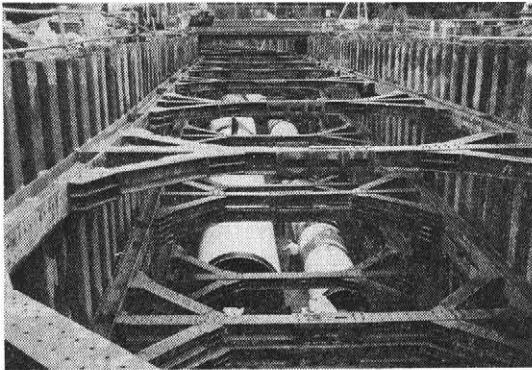




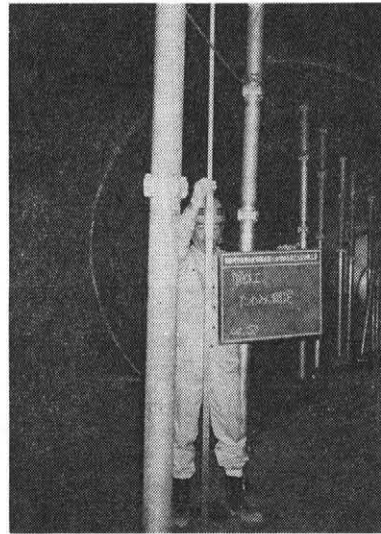
写真一六 鋼管仮付・芯出 (φ3,000)  
(三田川田手第2工区)



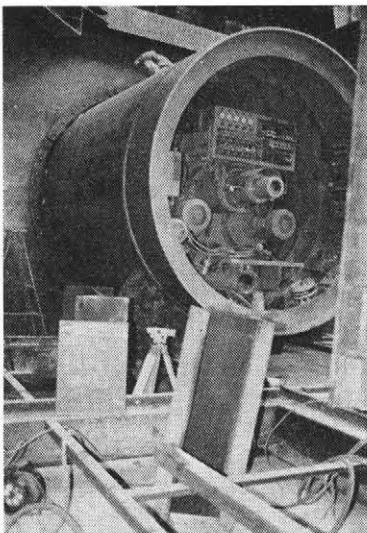
写真一九 シールド機到達 (φ3,000)  
(三田川田手第2工区)



写真一七 布設状況 (左: 公団φ3,000 右: 建設省  
φ1,900) (三田川田手第2工区)



写真一〇 ストラットとタワー測定 (φ3,000)  
(三田川田手第2工区)



写真一八 シールド機 (φ3,000) 掘付  
(三田川田手第2工区)

考慮してなるべく緩い勾配としている。

最小勾配は、水平配管をさけ 1/500 と  
している。

#### 4-4 付帯構造物

空気弁の設置間隔は原則として、400m  
～500m 程度としその中間付近にブロー  
オフを設置している。これらの構造物は  
管理上なるべく道路下に設置することと  
している。

#### 4-5 基礎工

両導水路は、管種が鋼管 (とう性管)  
であり、自由支承 (設計支持角120°, 施  
工支持角180°) としている。材料は、管  
中心までを洗砂 (SW)、管頂部まで山砂  
(SP) を使用している。



#### 4-6 メガネ間隔

併列に布設する両管の間隔を“メガネ間隔”と呼ぶ。構造上、施工上必要なものであるが、その間隔の大小によっては工事費に大きく影響してくる。

管体設計では、管側から各々0.5m以上離れておれば、設計上、設計受働抵抗が期待しうと思われる。また施工面においても、転圧、接合及び塗装作業に最低1mは必要と考えられる。さらに用地上、管側0.5mは地上権を設定し、管の保護を行うこととしているので、これ等の検討の結果、メガネ間隔は1mとした。

#### 4-7 塗装

両導水路とも同仕様である。

内面塗装 タールエポキシ樹脂塗料塗装(0.5mm) JWVA K115

外面塗装 アスファルトおよびビニロンクロス(一般管3.5mm, 異形管5.0mm) JIS G3491

また取水施設のうち、取水口、樋管部は建設省と公団の構造を一体とし、建設省への施工委託を前提に協議を行っている。

なお、揚水施設は各々単独での設計・施工となる。

### 5. 合併施工の施工概要

管埋設工法は、開削工法を標準とし、特殊部について推進工法を採用している。開削工法は主に水田、畑地および道路縦断方向埋設に採用し、地下水位、土質等の施工条件、また安全性、施工性、経済性より鋼矢板土留工(切梁工法)を採用している。一方推進工法は河川、道路、鉄道の横断部等に採用し、セミシールド工法(延長50m~300m)、刃口推進工法(延長20m~40m)を採用している。今後種々の条件に応じて適切な工法を検討したい。

以下に開削工法の概略の施工工程を述べる。

#### ①表土、耕土処理

#### ②工事用道路設置

#### ③鋼矢板打込

#### ④掘削および腹起し切梁の設置

#### ⑤掘削基盤整形一会所掘一水替工

#### ⑥管吊込、据付一溶接一塗装

#### ⑦埋戻しおよび腹起し切梁撤去一付帯構造物設置

#### ⑧埋戻し一鋼矢板引抜一道路撤去

#### ⑨機能回復工および耕土復旧

施工期間は、概ね10月から5月までの非かんがい期の6~7ヶ月間に終わるよう計画している。

設計、施工上特に留意しているのは、矢板引抜時の鋼管のタワミ防止である。併列埋設で大口径管の試験工事で、ヒズミ計、タワミ計、土圧計等により経時的な計測を行った結果、埋設管に作用する土圧は、矢板引抜時に一時的に大きく変化する。これは矢板引抜時に矢板および共上りした土により管側部に空隙が生じ、このため土圧バランスが変り水平土圧の急激な減少と鉛直土圧の急激な増加となり、水平及び鉛直タワミが大きく生じるのである。こうした土圧バランスの変化は一時的なもので、2~3日程度でかなり回復することを把握することができた。この一時的な土圧バランスの変化による鉛直土圧の急増に抗するため、管内に水圧シリンダーをゴムパッキンをあてがい設置している。

#### あとがき

以上、筑後川下流用水事業の概要と佐賀導水との合併施工の概要について述べた。合併施工は、巨大な鋼管の併列埋設工事であり、施工の受委託行為と合せ全国的にも希な工事である。この経験を積み重ね、関連する農水省直轄の事業および福岡・佐賀両県等の土地改良事業と連携して、筑後川下流土地改良事業の効果が、また佐賀導水事業の効果が一日も早く発揮できるよう一層の努力をする所存である。

なお筑後川下流用水事業における基幹施設等の詳細な報告は別稿にゆずりたい。

# 大夕張地区の水利調整

高橋悦郎\*

目 次

1. はじめに	36
2. 直轄管理施設の概要	36
3. 水利調整の要因	37

4. 水利者会議設立の経緯	39
5. 水利調整	40
6. おわりに	43

## 1. はじめに

総合灌漑排水事業大夕張地区は、北海道総合開発計画の一環として石狩川水系夕張川に重力式ダム2基を建設し、7,600haの補水と4,500haの新規開田の用水源を確保するとともに発電を行い電力不足を補う目的で計画実施された。

大夕張ダムは昭和29年に着手し36年に完成、川端ダムは昭和34年に着手し37年に完成、それぞれ完成と同時に北海道開発局の農業部門が直轄管理を実施している利水専用ダムである。

ダム完成後、諸情勢の変化により発電側と農業側との間で水利調整が必要となってきた。その要因は、計画を上回る開田面積の増、農業技術の進歩に伴う用水量の増と灌漑期間の延長、自然条件の変化によるダム流入量の減少なのである。

これらを調整するため、昭和45年には「夕張川水系水利者会議」が設立され、鋭意、水利の調整にあたってきた。

これは20年余におよぶ水利調整の概要報告である。

## 2. 直轄管理施設の概要

総合灌漑排水事業大夕張地区は図-1のように北海道石狩支庁東部、空知支庁南部に位置している。この事業で建設または改良された主要施設は表-1のとおりである。

表に示した施設のうち、ダムについては前述のように北海道開発局の農業部門が直轄管理を行っており、ダム以外の施設は夕張川水系土地改良区連合が管理している。

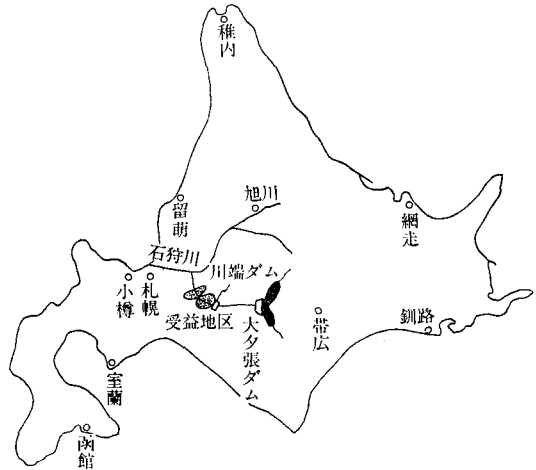


図-1 位置図

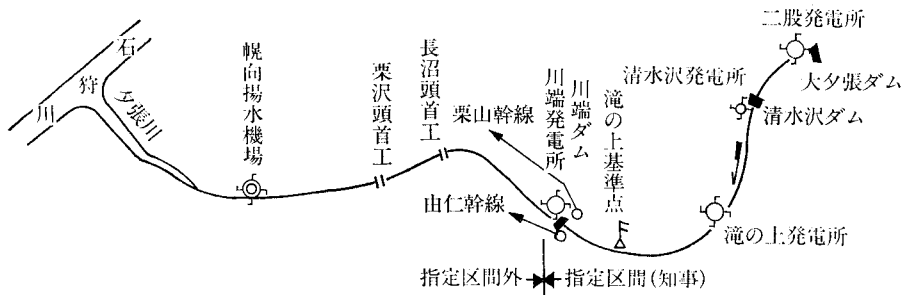
表-1 主要施設

施設	名 称
ダム	大夕張ダム、川端ダム
頭首工	長沼頭首工、栗沢頭首工
揚水機	川端揚水機、北長沼揚水機、砺波揚水機、幌向揚水機
用水路	8条×69km (由仁、三川、岩内、栗山、角田、長沼、栗沢、幌向)

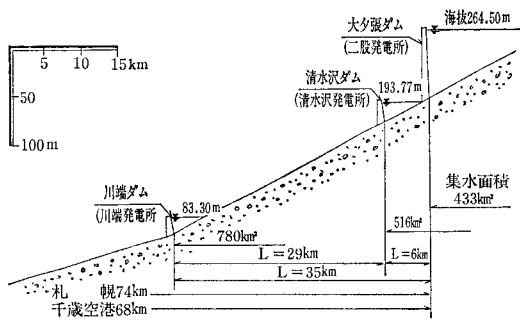
表-2 直轄管理ダムの諸元

区分	大夕張ダム	川端ダム
河川名	夕張川	夕張川
完成年度	昭和36年	昭和37年
総事業費	37億円	9億円
型式	重力式コンクリートダム	重力式コンクリートダム
堤頂長	251.7m	280.0m
堤高	67.5m	21.4m
堤体積	200,572m <sup>3</sup>	52,527m <sup>3</sup>
総貯水量	87,205,000m <sup>3</sup>	6,479,000m <sup>3</sup>

\* 北海道開発局札幌開発建設部大夕張ダム管理所



図—2(1) 夕張川の利水施設配置図



図—2(2) 夕張川水系の利水ダム縦断面

表—3 受域面積 (ha)

計画面積 (昭和29年当時)		現況面積 (昭和46年当時)	
市町村名	面積	市町村名	面積
由仁町	2,878.2	由仁町	4,132.8
栗山町	2,825.5	栗山町	3,541.8
長沼町	4,025.0	長沼町	4,389.5
栗沢町	1,852.0	栗沢町	1,520.7
幌向村	320.4	南幌町	590.6
江別市	224.9	江別市	425.3
計	12,126.0	計	14,600.7

川端ダムは由仁町、栗山町、長沼町、栗沢町、南幌町および江別市の水田に水稻の生育ステージによって決められた水量を補給する。

大夕張ダムは川端ダム地点で決められた水量から両ダム間の区間流入量を差し引いた水量を放流する。大夕張ダムからの放流は、二股発電所において5月20日以降の灌漑期は農業必要水量の範囲内で、また、その他の期間は最大使用水量までのピーク発電が可能となっている。

### 3. 水利調整の要因

水利調整が必要となってきた要因は、つぎのとおりである。

#### (1) 受益面積の変動

昭和36年ダムの完成により用水源が確保されたことにより農家の開田意欲を増幅させ、表—3のように計画受益面積12,126haに対し、現況受益面積が14,601haとなり、2,475ha、20%の増となった結果用水量増を招いた。

#### (2) 農業技術の進歩

農業機械の進歩・普及は代かき期間を短縮し、適期の作付を可能にした。また、水稻の幼穂を寒さから守る深水灌漑栽培手法は寒冷地における水

稲の栽培を大きく発展させた。これら農業技術の進歩は短期集中的に用水を必要とすることも事実である。

昭和20年代に計画された基幹水利施設では、これらに起因する用水量増に対応できるようになっていないため、既設基幹水利施設では対応が困難になってきている。

#### (3) ダム流入量の変化

ダム流入量変化の要因としては、気象の変化、流域の変化などが考えられるが、簡易に定量的に把握できるのは降雨量であり表—4に比較した。

ダム流入量の減少は降雨量の減少に大きく影響される。昭和36年から62年まで27年間のダム運転期間中に普通期のダム流入量が昭和23年の基準年を下回ったのは8回であった。このうち降雨量が基準年を下回ったのは1回であるが、その他も押しなべて少雨であった。とくに、昭和57年から61年までは5年連続してダム流入量が昭和23年の基準年、昭和45年の渇水年基準を下回った。この主要因が少雨によることは表からも明らかである。

#### (4) 融雪放流終了日の変化

発電最大使用水量よりもダム流入量が小さくなったことを確認し、さらに今後の気象情報を検

表-4 普通期の流入量と降雨量

(普通期：6月1日～8月20日)

年	大夕張ダム流入量 433km <sup>2</sup> (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	降 雨 量 (mm)	大夕張ダム・ 清水沢ダム間 区間流入量 83km <sup>2</sup> (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	清水沢ダム・ 川端ダム間 区間流入量 264km <sup>2</sup> (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	計 (川端ダム流入量) 780km <sup>2</sup> (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
23 (農)	(1) 84.8	170.0	(2)	(3)	(1)+(2)+(3)
36	188.4	513.9			
37	284.0	780.7			
38	179.8	567.8			
39	145.0	513.9			
40	131.2	278.5			
41	243.0	572.8			
42	106.8	358.9	7.7	61.4	175.9
43	100.5	319.7	4.1	38.2	142.8
44	151.6	370.1	13.5	56.9	222.0
45 (利)	(1) # 84.0	267.4	(2) 2.2	(3) 30.1	(1)+(2)+(3) 116.3
46	141.1	402.8	9.6	69.6	220.3
47	132.1	410.2	5.4	66.2	203.7
48	102.7	328.2	9.5	34.0	146.2
49	109.1	384.1	8.8	60.4	178.3
50	114.6	432.4	9.6	66.2	190.4
51	** 63.8	* 244.0	2.4	33.5	* 99.7
52	102.9	* 258.3	6.6	39.2	148.7
53	# 84.2	304.4	5.3	47.8	137.3
54	114.8	291.2	6.4	46.5	167.7
55	91.6	295.0	4.6	48.3	144.5
56	265.5	702.0	39.3	112.4	417.2
57	** 69.5	* 176.0	3.6	* 27.3	* 100.4
58	** 50.9	* 176.0	6.4	31.6	* 88.9
59	** 71.7	* 217.0	* 1.3	32.0	* 105.0
60	** 52.5	** 167.0	* 1.1	* 24.2	* 77.8
61	** 72.0	* 226.0	2.8	* 11.8	* 86.6
62	114.8	* 262.0	3.5	36.7	155.0

- 23年(農)は農業用水基準年
- 45年(利)は実績流入量を基に利水者間で定めた渇水年基準
- #印は23年の農業用水基準年を下回るもの
- \*印は45年の渇水年基準を下回るもの
- 降雨量観測所：36年以降はダム管理所、23年は夕張市第一小学校

討、当面ダム流入量の増加条件がないことを確認して洪水吐ゲートからの放流を終了させる。

大夕張ダムの融雪放流終了日は表-5のとおりである。

大夕張地区の灌漑期(普通期)は6月1日から8月20日となっている。すなわち、灌漑期間のうち4月20日から5月31日までの特殊期はダム下流

の区間流入量でこれを充足し、ダムは6月1日時点まで満水位を確保するように計画されている。

しかし、実際には表のように融雪放流の終了が早い場合があり、とくに融雪放流が5月中旬までに終る場合は、5月中、下旬の代かき用水をダム放流する必要がでてくる。このため6月1日時点で満水位を確保することが困難になってくる。

表—5 大夕張ダムの融雪放流終了日

年	5/10	5/20	6/1	(6/10)	6/20
36			5/31		
37		5/16			
38		5/17			
39	5/12				
40				6/13	
41			6/2		
42		5/16			
43			5/25		
44		5/20			
45			5/28		
46				6/6	
47				6/12	
48		5/21			
49			5/25		
50		5/21			
51		5/20			
52			6/4		
53		5/23			
54	5/16				
55			5/31		
56	5/16				
57		5/20			
58	5/1				
59			5/26		
60		5/16			
61			6/1		
62			6/4		

※ 6/1 は普通期灌漑始め

※ 6/10は45年に定めた渇水年基準で大夕張ダム満水位確保の目標日

表中5月中旬までに融雪放流を終了しているのは8回(37年, 38年, 39年, 42年, 54年, 56年, 58年, 60年)で, このうち5月中旬または下旬の旬降雨量が50mmを越えた37年, 56年を除いた6回は6月1日に満水位が確保できなかった。

ちなみに5月20日以降まで融雪放流が続いた場合はすべて6月1日に満水位が確保された。

6月1日に満水位が確保できるか否かは灌漑期間を通してみれば水利調整要因の一つになってくる。

#### (5) 灌漑期間の変更

夕張川水系の灌漑期は, 融雪期が他の地域よりも早いことから4月20日から取水を開始するが, 当時の稲作技術や品種から早期に収穫するための水利用となっており, 灌漑終期は8月20日である。

しかし, 近年は品種の改良や良質米の奨励, 気象の変化などから, 8月末日までの水利用の延長の要望が強くなり, この水量をダム運用上, 調整しながら確保することが必要となり, このための水利調整も重要な案件となってきた。

#### 4. 利水者会議設立の経緯

大夕張ダムが運用開始となった昭和36年秋からダム運用に関する調整方法について検討し, 昭和

37年3月28日付けで『灌漑用水の放流に関する覚書』が, 農業側と発電側の協議の結果取りかわされ, この覚書によってダムの運用が続けられ, 安定期に入るかと思われたが, その後の開田や農業技術の発展, 発電の効率化などダム運用上に問題が蓄積され, 昭和45年からはダム管理所が中心となり利水者間の調整を行うために『夕張川水系利水者会議』を設立して, 各種の調整を行いながら昭和60年まで経過した。

この間, 渇水調整が連続的に発生するなど, 管理者として利水の安定を図り, 利水者間の関係を強める上でも, 組織の運営を明確にし安定化させる必要から昭和61年には次に示す『利水者会議規則(抜粋)』を定め, その運営の強化を図ることとした。組織の機構は図—3のとおりである。

#### 夕張川水系利水者会議 規則(抜粋)

(名称)

第1条 この会議は, 夕張川水系利水者会議(以下「会議」と称する。

(目的)

第2条 会議は, 国営造成施設管理事業大夕張地区に係る利水区域の灌漑期における関係利水者間の水利使用計画の検討と水利使用の調整を円滑に行い, もつ

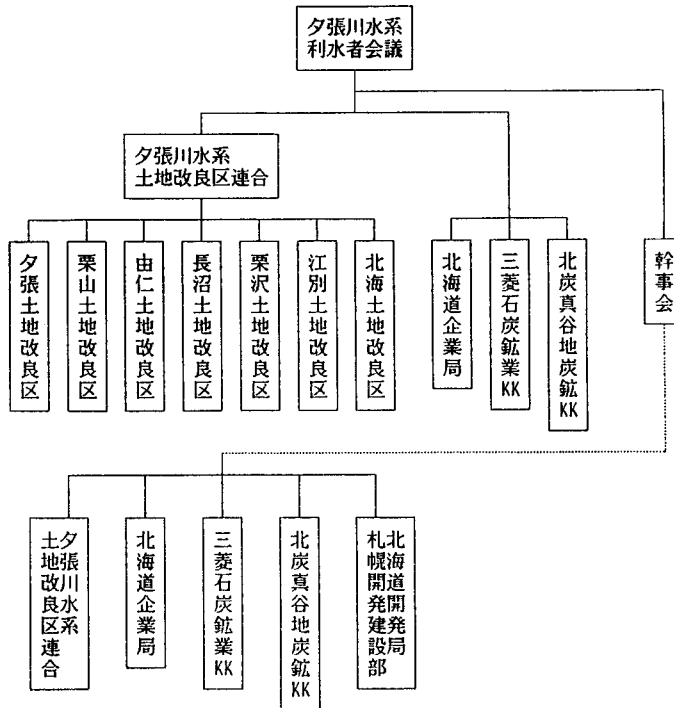


図-3 組織機構図

て合理的な水利使用の推進を図ることを目的とする。

(協議事項)

第3条 会議は、灌漑期における合理的な水利使用の推進を図るために次の事項を協議する。

- (1) 灌漑期における水利使用計画に関すること。
- (2) 灌漑期における水利使用の調整の時期及び方法に関すること。
- (3) 夕張川水系利水区域の灌漑期における合理的な水利使用の方策に関すること。
- (4) その他合理的な水利使用の推進を図るために必要な事項に関すること

(中略)

(会議の開催)

第7条 会議は、次の各号に掲げる場合に開催するものとする。

- (1) 関係利水者の全部もしくは一部又は河川管理者から要請があった場合
- (2) 関係利水者間に紛争が生ずるおそれのある場合又は生じた場合
- (3) 前各号に掲げる場合のほか、会議の会長が必要と認める場合

(以下略)

表-6 利水者会議の活動状況

年	A	B	C	D	計	備考
45	1	3			4	A：利水計画会議
46	1	1		1	3	B：湯水調整会議
47	1				1	C：農業相互間の水配分会議
48	1	4	1		6	
49	1				1	D：一般的な情報交換
50	1	2			3	
51	1	3			* 4	
52	1	3			4	
53	1				1	
54	1				1	
55	1				1	
56	1	1			2	
57	1	2			* 3	
58	1	4	1		* 6	
59	1	4		1	* 6	
60	1	9			*10	
61	1	4	4		* 9	
62	1	5			6	
計	18	45	6	2	71	

5. 水利調整

利水者会議の活動状況を表-6に示した。

会議の性格上71回のうち渇水調整が45回で63%を占めている。また、表中\*印は表-4で示した普通期のダム流入量が基準年を下回った年で、この年は渇水調整の回数も多い。

(1) 大夕張ダムの運転状況と水利調整

大夕張ダムの運転実績図の中から特徴的な3例①利水者会議の渇水年基準となった45年、②普通期の大夕張ダム流入量(流域433km<sup>2</sup>)の最も少

ない58年、③川端ダム流入量(流域780km<sup>2</sup>)の最も少ない60年、について図-4に示した。

大夕張ダムの運転は図のように融雪水で満水させて普通期の灌漑用水に充てる。(灌漑期の発電は灌漑必要水量の範囲でピーク発電)。灌漑終了後は洪水の場合を除き発電の自主運転となっている。

図中の利水者会議で、4月は灌漑期の利水計画

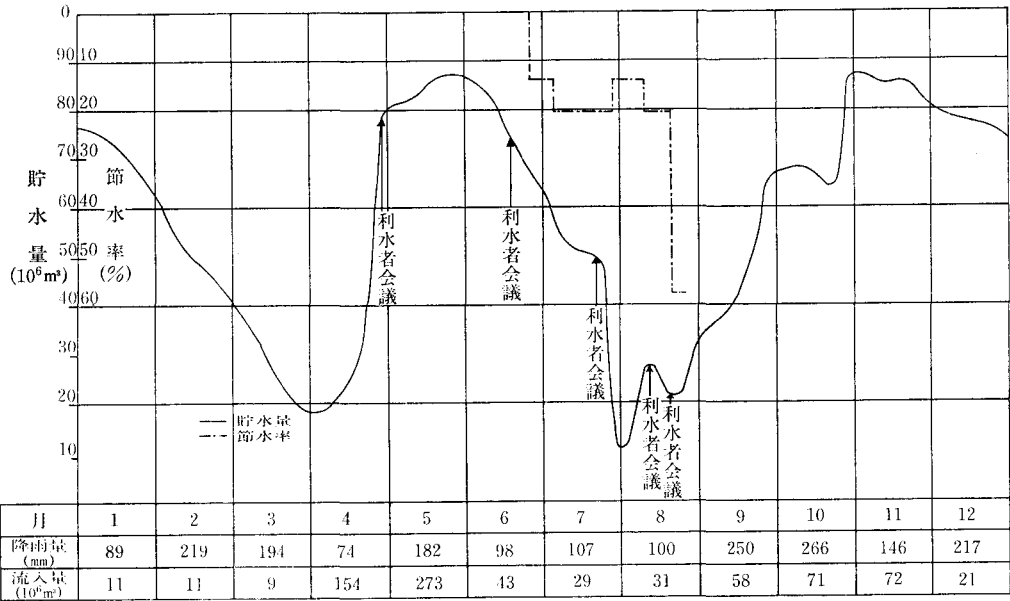


図-4(1) 昭和45年大夕張ダム運転実績図

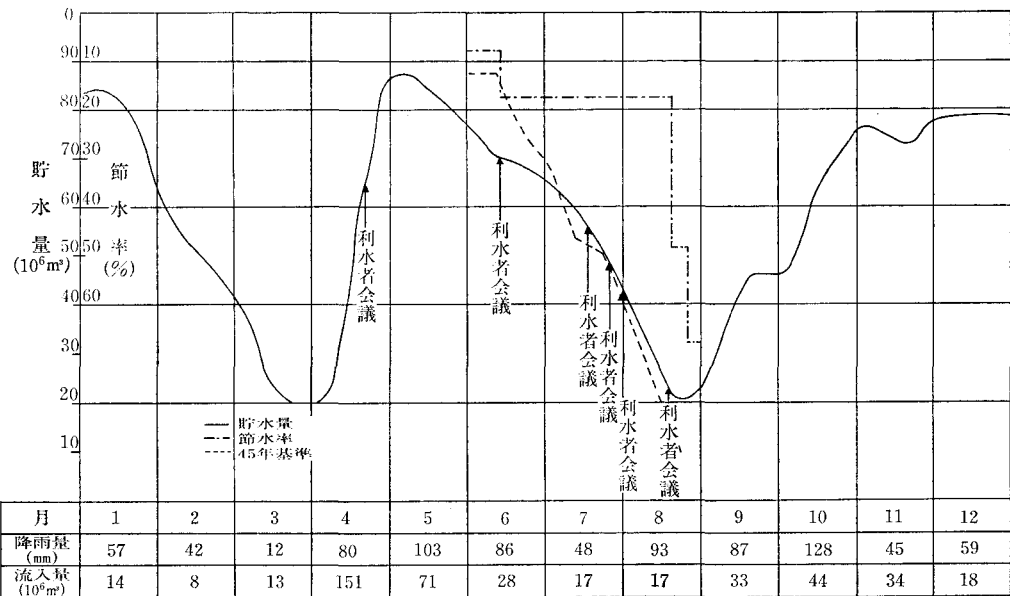
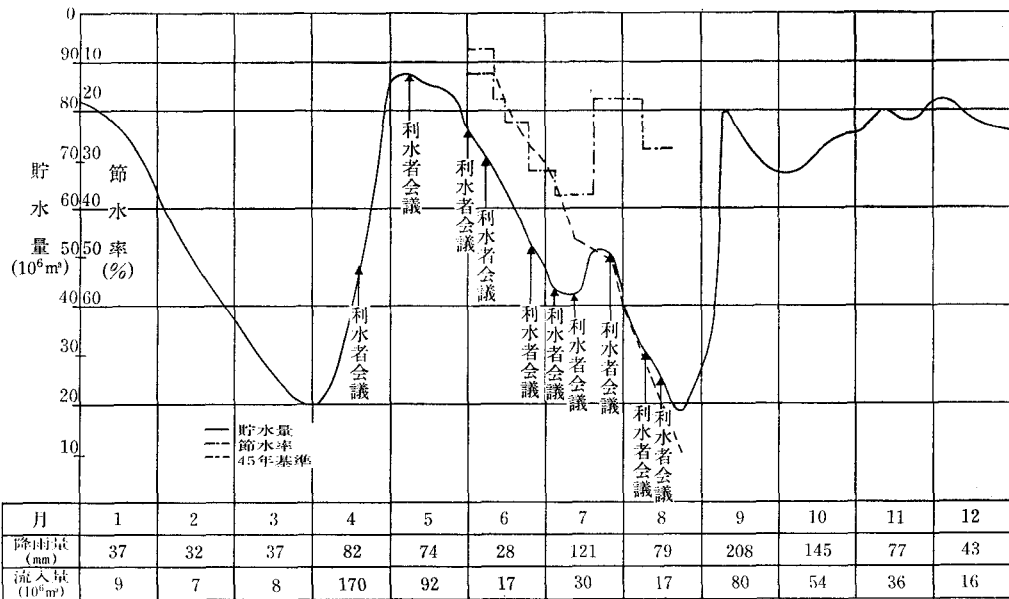


図-4(2) 昭和58年大夕張ダム運転実績図





図一4(3) 昭和60年大夕張ダム運転実績図

会議，6，7月は渴水調整，いわゆる節水会議，8月は灌漑期間の延長に関する会議，が通例である。

### (2) 渴水調整（節水会議）

節水会議は運転計画貯水位（量）より運転実績貯水位（量）が低くなるような場合，降雨記録を分析するなど技術と経験をもとにその時点から灌漑終期まで水稻の生育ステージを考慮した配水，すなわち幼穂形成期には深水灌漑が可能なように節水率を緩和するなどの処置ができるように長期の予測資料を作成し，必要に応じこれに修正を加えるなど弾力的に調整にあたってきた。

図一4(1)の45年は6月25日から7月5日まで14%，7月6日から7月29日まで20%，7月30日から8月10日まで14%，8月11日から8月20日まで再び節水を強め20%節水を行っている。

図一4(2)の58年は大夕張ダムへの流入量が最も少ない年で，しかも表一5のように融雪放流が5月1日で終了したため，普通期の始期である6月1日までの満水位確保が困難となり，点線で示した45年の渴水年基準の貯水量を5月中旬から下回った。このため6月13日から18%の節水に入った。しかし，その後も水利条件が好転しないため数回の会議を持ちながら灌漑終期の8月20日まで18%節水を継続した。また，登熟の遅延や病虫害防除の必要から8月末日まで期間延長を行って

る。

図一4(3)の60年は川端ダム地点の流入量が最も少ない年（大夕張地区のダム運用開始後の最渴水年）で58年と同様5月中旬で融雪放流が終了したため，6月1日までの満水位確保が困難で点線で示した45年の渴水年基準を5月中旬から下回った。このため6月上旬から節水に入るとともに普通期の流入量が極端に少ないことからきめの細かい渴水調整を行った。すなわち6月10日から18%節水，6月15日から23%，6月24日から33%，7月4日から38%，7月中旬の降雨により水位がいくぶん回復したことと水稻生育上の必要から7月19日には節水率を18%に緩和した。しかし，その後も水利条件が好転しないため8月8日から再び28%に節水を強化し，灌漑終期まで灌漑水量が確保できるように努めた。

一方，渴水調整を行った時，すなわち節水時の農業側は，幹線用水路ごとの受益面積を区分し，12時間灌漑（受益面積の2分の1ずつ灌漑）や8時間灌漑（受益面積の3分の1ずつ灌漑）などの方法によりこれに対応してきた。

### (3) 灌漑期間の延長

大夕張地区の水利権の灌漑期間（普通期）は6月1日から8月20日となっているが，前述のように，近年は品種の改良や良質米の奨励，気象の変化などの関係から表一7のような実態となってい

表-7 灌漑期間の延長

年度	8/21	8/25	8/31	9/5	延長日数
37					-
38					10
39					15
40					14
41					15
42					6
43					9
44					11
45					4
46					8
47					4
48					4
49					5
50					6
51					8
52					2
53					-
54					4
55					5
56					7
57					-
58					10
59					-
60					-
61					5
62					-

る。

農業側は発電側と協議し、灌漑期間を延長せざるを得ない事態を想定して、期間内の灌漑水量を許可水量の92%に節水し、年ごとに期間延長を申請してきた。

一方、河川管理者からは原則的に期間延長は認めない旨の通達を受け、その年（昭和53年）は止むを得ず中止した。

しかし、水稻の収穫にも影響することから農業

改良普及所の指導助言を受け、期間延長が不可欠な年に限り延長を申し入れてきた。

農業側としては灌漑を必要とする期間が変化している実態に即した灌漑期間延長を強く希望している。

## 6. おわりに

大夕張地区の水利調整は、農業側の灌漑期間の延長希望と発電側の発電の効率化希望の調整にはじまり、開田面積の増加、農業技術の進歩に伴う用水量の増加、自然条件の変化に伴うダム流入量の減少などに対応して鋭意調整を行ってきた。

しかし、根本的な解決にはダムなどの建設による貯水量の増量と灌漑期間の延長などが必要であった。

幸い農業側の時宜を得た強い要望が実現し、昭和46年から調査、55年から着手した『総合灌漑排水事業道央地区』の中で大夕張ダムのかさ上げが予定されており、農業技術の進歩、作物の生育ステージに対応した用水量の増量や灌漑期間の延長もこの完成によって可能になる。

ダムのかさ上げが完成の暁には、今日までの水利調整の努力も語り草になるように期待をしている。

ダム管理者として水を配分する立場からダムかさ上げの一日も早い着手と完成を切に望むものである。

# 五位ダムにおける止水軸の検討について

中 西 一 継\* 塩 浦 孝 郎\* 島 田 敏 夫\*

目	次
1. はじめに.....	44
2. ダムの概要.....	44
3. ダムサイトの地形地質.....	45
3-1 地 形.....	45
3-2 地 質.....	45
4. 止水軸の修正.....	47
4-1 概 説.....	47
4-2 グラウチング試験.....	47
4-3 洪水吐基礎地質.....	50
4-4 現基礎処理設計の問題点.....	52
4-5 基礎処理設計.....	52
5. あとがき.....	53

## 1. はじめに

五位ダムは、国営水見農業水利事業の基幹施設として建設される中心コア型フィルタイプダムである。(図-1)

フィルダムにおける洪水吐部の止水グラウチングは、洪水吐への揚圧力等の影響を考慮して、一般に本堤のカーテングラウチングと連続して越流堰部を通り地山に至るルートがとられており、当ダムにおいても計画時点の調査試験結果により同様のグラウチングラインの設定がなされていた。

しかしながら、アバットメントの掘削の進行と相まって行った地質調査の結果、洪水吐越流部の特に上流側は、構造運動の影響を受けていることが判明し、パイロット孔及びグラウチング試験の

結果、現況河床付近まで高透水帯の分布が認められた。

このため、ダムの安全性と止水性の確保並びに経済的見知から、ダム技術検討委員会にも図って当該部分のグラウチングラインを変更することにしたので報告する。

## 2. ダムの概要

本事業地域は、富山県西部に位置する水見市で、既耕地と隣接する里山で構成され、地区の低平地を流下する仏生寺川、余川川等の小河川が既耕地水田約3,000haの主水源となっているが、いずれも流域が浅く、流量が乏しいため、約3,000個の中小ため池により補給水を確保しているものの、水不足は甚だしい状況である。

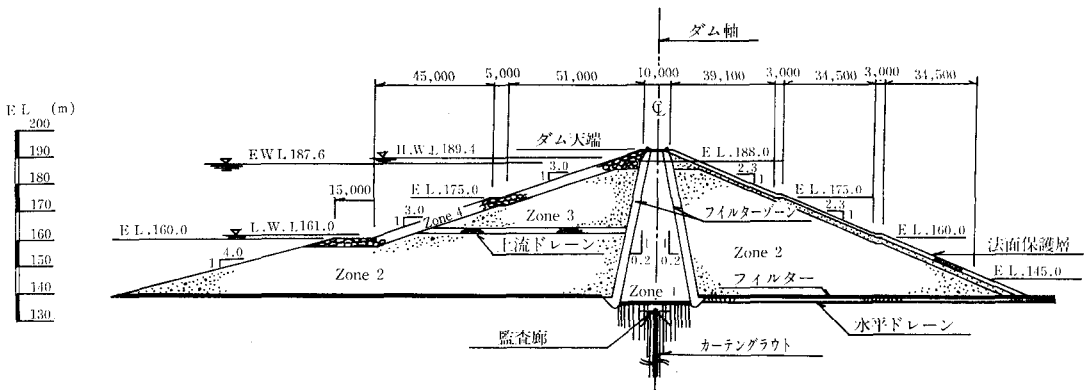


図-1 標準断面図

\* 北陸農政局水見農業水利事業所

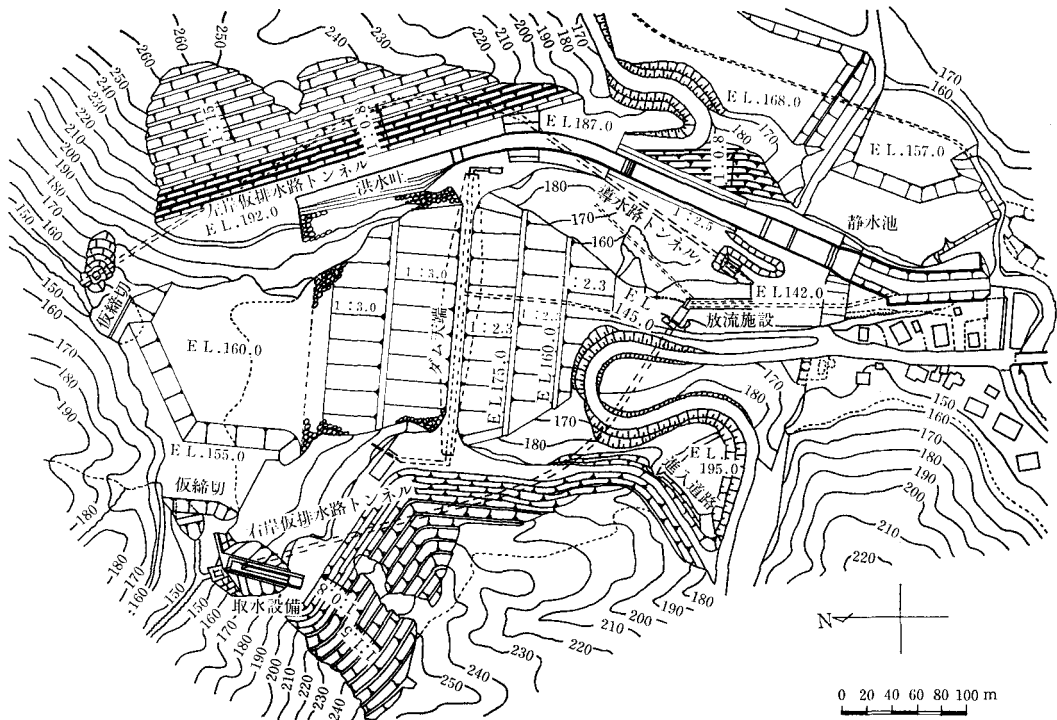


図-2 計画平面図

このため、排水路の堰上げによる反覆利用等により補っている状況にあり、大半が湿田となっている。

そこで、これら用水不足の解消と乾田化を図り、併せて未利用のまま放置されている里山開発地の用水も含めて、受益地外である福岡町五位地内にダムを建設し主水源の確保を行うもので、その必要は次のとおりである。

### 3. ダムサイトの地形、地質

#### 3-1 地形

五位ダムは、富山県の穀倉地帯として広く知られている砺波平野の西部、標高140m～250mの丘陵地帯の中にあつて、水見市の南西約1.4kmの地点に位置している。

ダムサイト地点は、一級河川小矢部水系子撫川の上流部で、子撫川支流三合谷川との合流点直下流に位置し、兩岸から張り出す山体をアバットメントとするものである。

この周辺の地形は、主勢として南北に開析され、それに派生したひだの多い幼年期地形を呈し、山頂部には緩やかな小起伏が見られるのに対し

て、溪流に向う山腹は河川による下刻侵食が激しく、河道に近づくにつれて急傾斜を呈し、河岸付近では、高さ5m～10mの急崖を形成している。

アバットメントの地形は、左岸側が40°～45°と急な斜面で、河道とほぼ平行なコンターを持つが、ダム中心軸から約400m下流地点では、左岸側から子撫川に注ぐ塩谷川によって合流点付近は広く侵食を受けており、下流に向って比高を徐々に下げる尾根地形を呈している。右岸側は、約35°とやや緩く、ダム中心軸付近で山腹が孕みだすようになっており、その上下流斜面は後退している。そして、斜面が後退したところには河岸段丘が発達し、段丘面は農地として利用され農業が展開されている。

#### 3-2 地質

富山県東部から福井県中部までの海岸平野の周辺をめぐる丘陵地帯を、新第三紀中新世から第四紀更新世初期にわたる北陸層群が広く分布している。

ダムサイトの地質は、北陸層群に包括された泥岩、砂岩を主体とする八尾類層と呼ばれている地層に属し、その地質年代は、中新世中期から後期

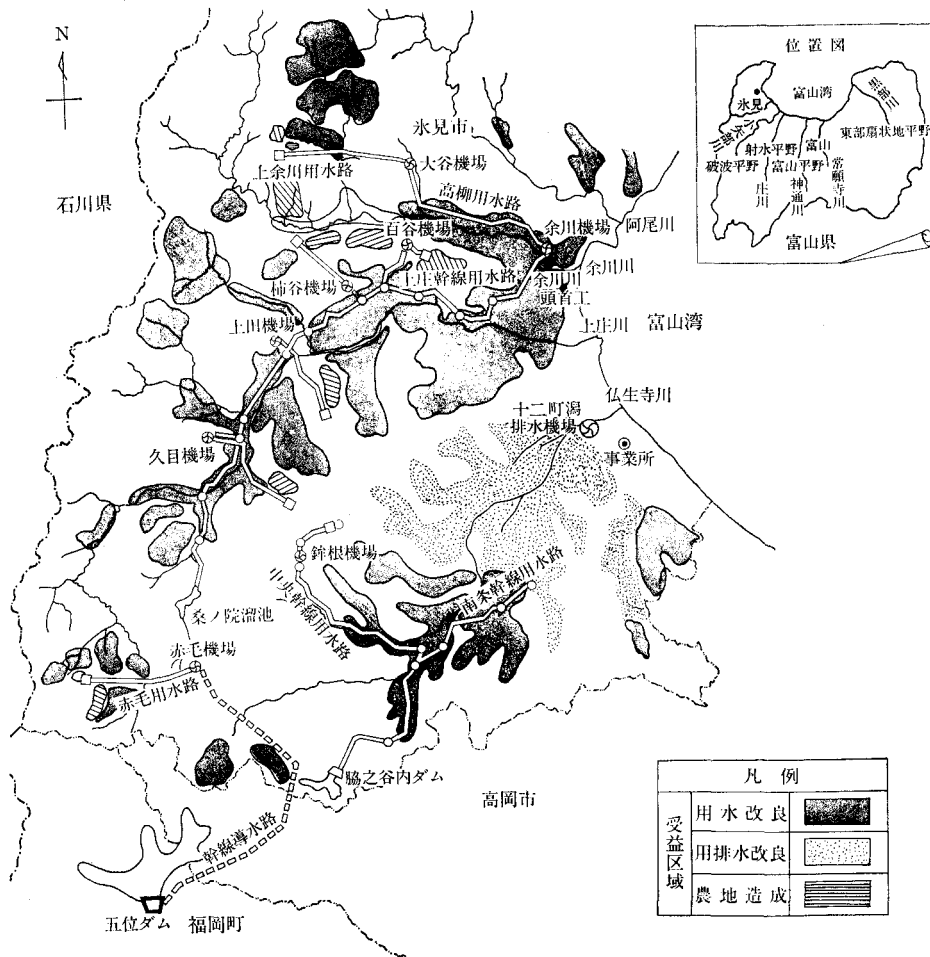


図-3 水見農業水利事業計画概要図

と考えられている。(表-2)

地層の走行傾斜は、ほぼN30~60°W、5~10°Sの水平に近い構造であるため、河床部のような平坦地では、泥岩層の同一層準で占められる。しかし、河床部左岸側には、砂を主成分とする岩脈を中に挟んだ断層が存在する。これにより左右岸の地層が切られて相対変位約5mで右岸側が上昇している。岩盤状況に関しては、河床部では、恒常的な侵食作用を受けていたことと、常に乾燥することがなく飽和状態に保たれていたこと等、良好な自然環境下にあったため、軟質部はほとんど無く、C<sub>M</sub>~C<sub>H</sub>級の顕著な堅硬岩盤で占められているが、前記の断層周辺部及びそれに沿った副次的な小断層・亀裂発達部では、C<sub>L</sub>~D級と認められる岩盤も散見される。

傾斜部も、河床部を占めていた泥岩層(M<sub>2</sub>泥岩

層と呼ぶ)が下部に分布し、順次、砂岩・泥岩の互層、塊状砂岩層(S<sub>2</sub>砂岩層)が上載し、ダム天端付近に分布している泥岩層(M<sub>1</sub>泥岩層)へと整合しながら堆積している。塊状砂岩は、比較的淘汰の悪い細~中粒砂岩と、中~粗粒砂岩に大別される。

この砂岩層は、観察位置が地表に近いせいもあって大きく開口した亀裂が多数認められ、亀裂面は酸化汚染によって褐色に変色し、この部分からの裂力水をいたるところで確認することができる。

砂岩層に上載している泥岩層(M<sub>1</sub>泥岩層)は、シーティング等に起因した節理が発達し、全体的に風化、酸化汚染の進行が著しい脆弱な軟岩から成る。

表一 国営氷見地区五位ダムの諸元

一般	位 置	富山県西砺波郡福岡町五位
	河 川 名	一級河川小矢部川水系子撫川
貯水	流 域 面 積	13.8km <sup>2</sup>
	満 水 面 積	570,000m <sup>2</sup>
	総 貯 水 量	8,800,000m <sup>3</sup>
	有 効 貯 水 量	8,100,000m <sup>3</sup>
	堆 砂 量	700,000m <sup>3</sup>
	計 画 洪 水 位	E L 189.40m
	常 時 満 水 位	E L 187.60m
	利 用 水 深	26.60m
堤 体	型 式	中心遮水型フィルタイプダム
	地 質	泥岩, 砂岩
	天 端 標 高	E L 192.00m
	最 低 河 床 標 高	E L 135.00m
	堤 高	57.00m
	堤 頂 長	230.00m
	堤 頂 幅	10.00m
	法 勾 配	上流1:3.0, 下流1:2.3
堤 体 積	1,100,000m <sup>3</sup>	
洪 水 吐	型 式	側水路型
	設 計 洪 水 量	530m <sup>3</sup> /s
	越 流 水 深	1.8m
	クレスト天端 (越流部)総延長	E L 187.60m (105.0m)
取 水 設 備	型 式	斜樋多孔式
	最 大 取 水 量	3.433m <sup>3</sup> /s
	取 水 ゲ ート	スライドゲート5門
	調 節 弁	ジェットフローゲート
非 常 放 流 設 備	型 式	取水設備併用
	最 大 放 流 量	15.23m <sup>3</sup> /s
	調 整 弁	ジェットフローゲート

## 4. 止水軸の修正

### 4-1 概 説

五位ダムの洪水吐流入部の形式は、横越流型(標準型)の側水路である。この形式の流入部は、ダム中心軸より上流側に設置する。そのため、洪水吐側リムカーテングラウチングは、クレスト部貯水池からの浸透を防止し、流入部下流の構造物に有害な揚圧力を最小限にとどめるとともに、基礎地盤の劣化の進行を抑制するため、一般にクレスト部の貯水池側に計画される。

ダムサイトの流入部基礎地盤には、地表とほぼ平行な節理の発達が顕著に見られ、これが相当深所まで達している。場所によっては透水性地盤(5Lu以上)が、河床付近まで連続して存在していることが、実施段階での調査やグラウチング試験によって明らかになった。

このように、風化破碎の進んだ軟岩から成る基礎地盤は、グラウチングによって止水効果を高めることは最も難しい部類に属するとされている。更に、改良深度が50~60mと深くなればなる程、一層その効果の不確実性も増すことになる。

そこで、既存の調査試験データを再度整理、分析し、当初の洪水吐側リムカーテングラウチング計画の妥当性を検討すると共に、止水軸が洪水吐をダム中心軸付近で横断した場合、上流側洪水吐構造物とその基礎地盤への影響等についての検討も行った。そして再検討に必要な調査試験を実施した。

### 4-2 グラウチング試験

#### (1) 目 的

洪水吐側のアバットメント掘削がほぼ終了した段階で、基礎地盤の状況が予想していた状態とはほど遠く、せん断節理の発達が著しく、そのうえ相当深層にまで及んでいた。そのため、通常のグラウチングでは止水の信頼性が得られるかどうか、大いに不安があった。そこで、このような軟岩からなる高透水性地盤で止水効果を高めるためのグラウチング技術を確立する目的で、洪水吐側リムカーテングラウチングライン上においてグラウチング試験を行った。

試験は、データ解析を容易にし、直接的評価が可能な実際の孔配置で行なうこととした。ルジオン値が大きい岩盤でのグラウト濃度については、

表-2 ダムサイト地質層序表

時代	層序	地質	記号	記事	層厚	標高	
第四紀	沖積層	崖錘	Dt	レキ混り粘土。レキは泥岩。砂岩の風化レキ。			
		河床推積物	Tr	φ 5 cmまでの泥岩、砂岩の垂円レキ混り粘土質砂。河床段丘面をなす。			
	洪積層	洪積層	段丘堆積物		φ 5 cmまでの泥岩、砂岩の垂円レキ。		
新第三紀中新世	東別所期	八尾累層	上部	砂岩泥岩互層(半固結層)	M <sub>0</sub>	山稜の緩傾斜面に分布。砂岩が優勢で全般に中粒砂～シルト質。やや固結度弱くダムサイトのものには風化されて半固結状。	
			泥岩 1	M <sub>1</sub>	層状泥岩。全般に上部のものは凝灰質とみられ、標高170～200m付近から上は風化を受けクラッキーとなる。下部で2m程の砂岩を挟む。	44m ±	+211m
	砂岩 2		S <sub>2</sub>	中粒砂岩。泥岩層を2枚挟み3つに分かれる。一部凝灰質。級化がみられ、細粒部は層状、粗粒部は塊状となる。	25m ±	+167m	
	中部		砂岩泥岩互層	A <sub>1</sub>	砂岩優勢～砂泥等量の互層で層状、下位と漸移する。	5 m ±	+142m
	泥岩 2		M <sub>2</sub>	層状泥岩。	25m ±	+137m	
	砂岩 3		S <sub>3</sub>	凝灰質細～中粒砂岩。3回の級化サイクルがあり、下部はレキ質。	12m ±	+112m	
	泥岩 3		M <sub>3</sub>	層状泥岩、水平断面があり破碎を受けている個所が多い。	17m ±	+100m	
	砂岩 4		S <sub>4</sub>	凝灰質細～粗粒砂岩。	10m 以上	±83m	

※標高はダム軸の洪水吐付近

島地川<sup>1)</sup>ダムでは、低濃度から開始しても、高濃度から開始しても、その結果にさしたる違いが認められなかったとの報告に代表されるように、最近では高濃度注入が好まれている傾向にある。しかし、高瀬<sup>2)</sup>ダムのグラウチング実績の例に見られるように、低濃度注入と高濃度注入によるルジオン値の改良状況を超過確率図で見た場合、最終的なルジオン値では、両者の間に明瞭な相違は認められなかったものの、後者の方がルジオン値の収束に良い結果が得られている事例もある。したがって、試験では常に W/C=100 から注入を開始することとした。

(2) グラウチングの要領

- ① ステージ長と注入圧力
- ② 配合濃度切替基準

③ 材料

普通ポルトランドセメント

④ 注入速度

軟岩での注入速度は、硬岩の場合よりやや小さく、一般的には毎分 2～4 l/m の範囲で決められている。限界圧力が小さいと更に注入速度を小さくする。

しかし、極端に浸透量の大きい岩盤で注入速度を小さくとると、注入孔に近い所でセメント粒子の沈澱が行われてしまい、効率の悪い注入となる恐れがある。

したがって、一般的な値のうち大きい方の値、毎分 4 l/m で取り敢えず注入してみることにした。

(3) 透水性





図-4 5 ルジオン等深

表-3 ステージ長と注入圧力

ステージ	パイロット孔	一般孔, チェック孔
1	2	2
2	4	2
3	8	4
4	8	4
5	12	—

表-4 配合濃度切替基準

W/C	規定注入量	W/C	規定注入量
10	600 l/ステージ	4	400 l/ステージ
8	400 "	2	400 "
6	400 "	0.8	400 "

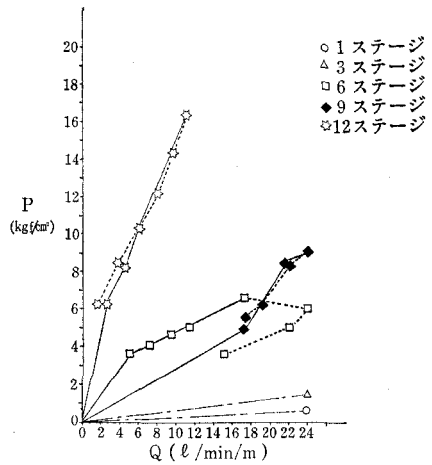


図-5 パイロット孔におけるP~Q曲線図

パイロット孔におけるルジオンテストでは、第1ステージから第5ステージまでは、浸透量が注入量を超える、いわゆる管内水頭だけの注入が続き、第6ステージでようやくP~Q曲線で明瞭な限界圧力が確認できる岩盤状況となる。(図-5)

したがって、第1~第5ステージまでは、ルジオンテストデータをそのまま外挿して求めることもできるが、ルジオンテストの有効性という観点から意味がないものと考え、ここでは表示せず第6ステージ以深のルジオン値と限界圧力を図-6に示した。

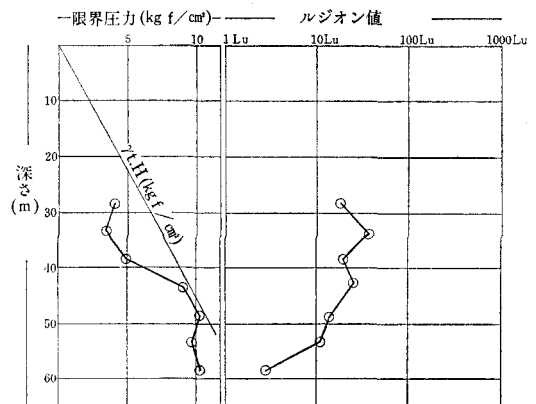


図-6 パイロット孔における深度別ルジオン値と限界圧力図

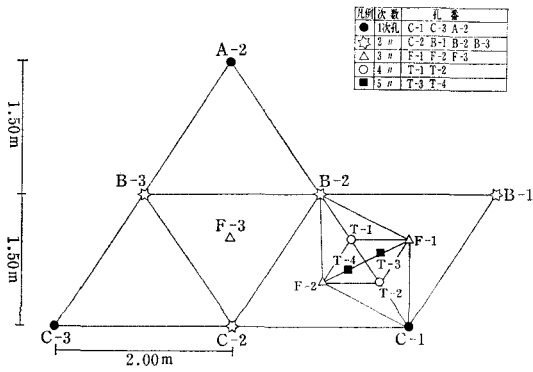


図-7 試験孔配置図

#### (4) 試験結果

##### ① 試験パターン

試験のパターンを図-7に示す。

基礎処理設計時点では、最小孔間隔2mを標準とするA、B及びC列のカーテン列の両サイドに、1ステージ分の補助グラウチング列を配した全5列のグラウチング計画であった。試験は、解析が容易で、直接評価ができる実際のパターンで行った。しかし、このパターンによる改良効果は不十分であったので、更にF孔とT孔のスプリット孔を追加して試験を継続して行った。そのため不規則なパターンとなり、追加孔本来の効果に対し幾分過小評価するとの指摘も予想されたが、一応そのままのデータで整理・分析することにした。

##### ② セメント注入量

1次孔では、管内水頭でグラウチングされるステージが目についた。また、注入と中断を繰返し、多いステージで6回繰返す特大注入孔もあるなど、全般的によく注入されている。(図-8)このことは、岩盤中の割れ目が多いことに大きな原因があるが、このように割れ目の発達した岩盤で、スポット的にグラウチング試験を行うことにも一因があるように思われる。

##### ③ ルジオン値

ルジオン値とグラウト量の関係については、多くのダムでの報告に見られるように、今回の試験でも相関性は認められなかった。

施工順序別のグラウチング効果を(図-9)に示すとおり、施工次数を追うごとに改良が進んでいる。しかし、4次注入が終了した段階では、目標としている3ルジオンに達することができず、更にスペーススプリット孔の追加を必要としてい

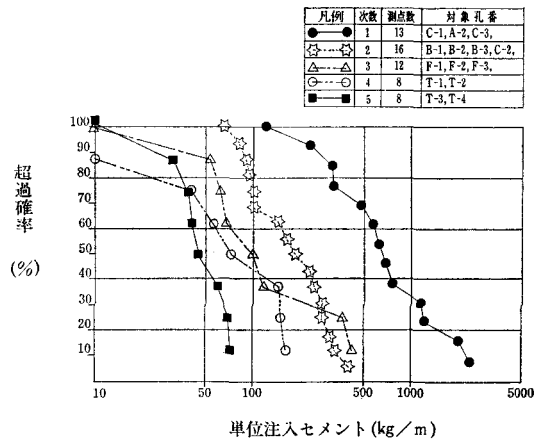


図-8 単位注入セメント量超過確率図

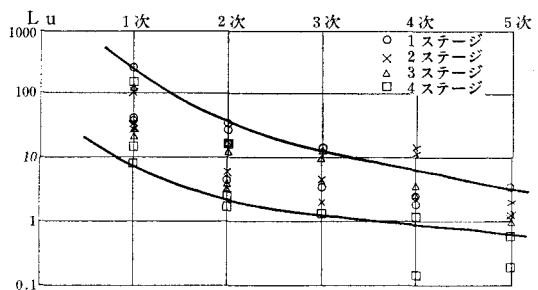


図-9 施工次数とその効果

る。

#### 4-3 洪水吐基礎地質

##### (1) 断層

洪水吐側のアパートメントにおいて、3本の断層の存在が確認されている。この断層線を便宜的に、上流側からF-a・F-b・F-cと呼ぶ。(図-4参照)

これらの断層のうち、切取斜面で観察されているのはF-b・F-c断層である。F-a断層は洪水吐流入部上流側において、地表付近は地すべりによって切断され、切取り斜面には、その地すべり崩積土が現われているため、斜面での確認ができなかった。

F-c段層は、河床部左岸側においてダム軸面と斜交している。したがって、洪水吐側リムカーテングラウチングと直接関係する断層は、F-a・F-bである。

##### (2) クレスト前庭部の地質構造

F-b断層は、流入部の末端付近で洪水吐と斜交し、この断層を境にして上流側と下流側では岩

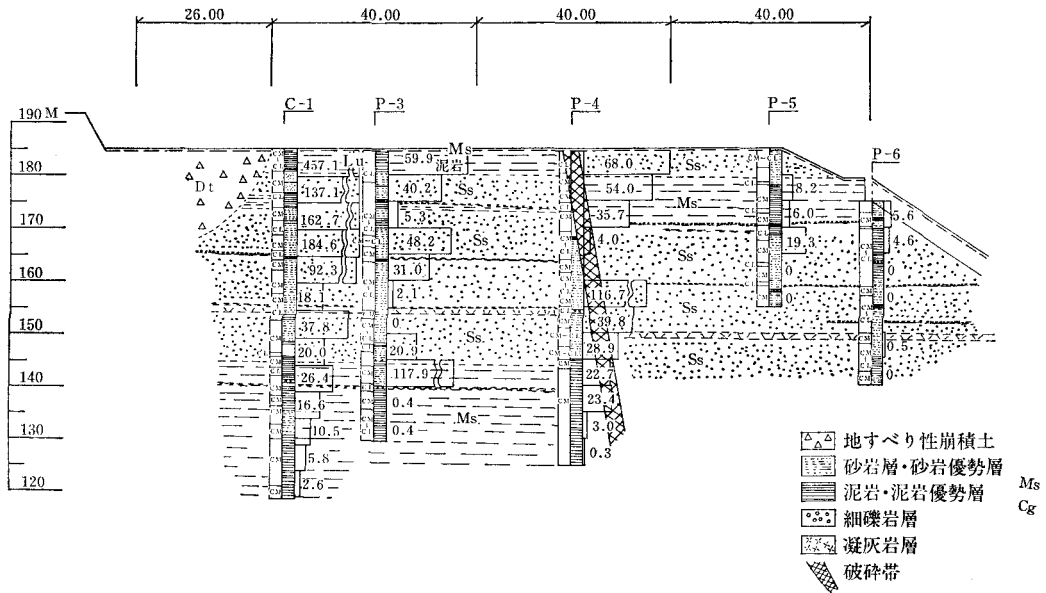


図-10 A-A 地質断面図

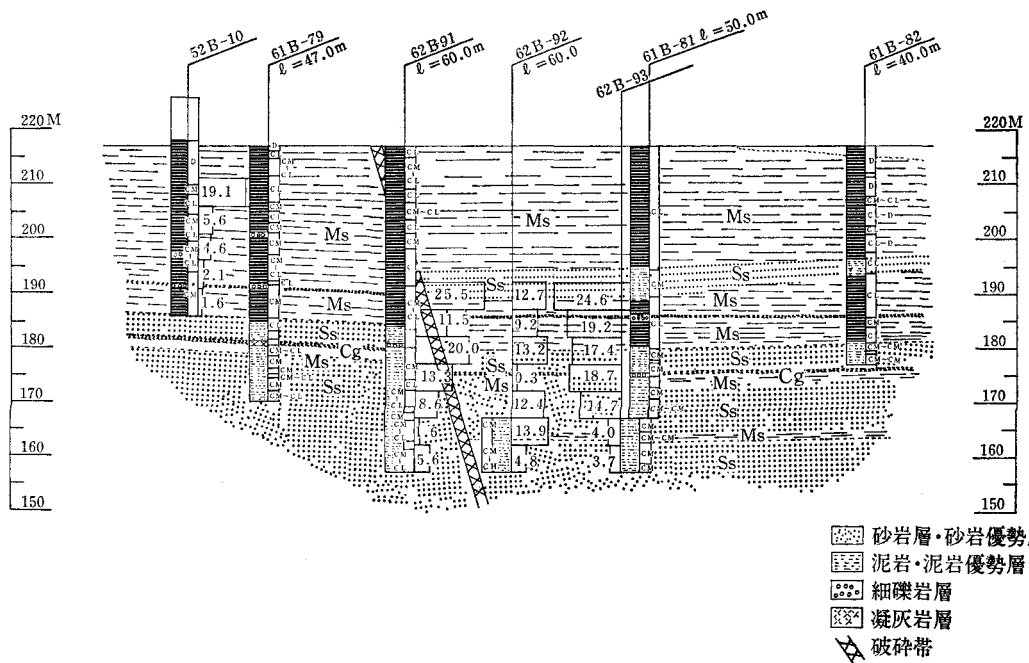


図-11 B-B 地質断面図

相変化が著しい。A-A地質断面の地質を図-10に示す。同図を見ると、地層の走向傾斜にあまり変化は見られないが、下流の地層が約5m程下がった様相を呈している。岩盤状況については、上流側が何らかの構造運動の影響を強く受け、そのため、亀裂の発達が著しい。当然、透水性は異状に高く5Lu以上の高透水帯が、現況河床を超え

てEL130mまで連続して存在している。

(3) 洪水吐斜面上部の地質構造

前記A-A地質断面から、おおよそ60m山側にB-B地質断面を平行にとり、その地質を図-11に示した。

B-B地質断面に、F-a断層が不連続面となって現われ、ここでも4~5mの段差が生じてい

る。この断層境で透水性に幾分差異が生じ、下流側がやや大きいルジオン値を呈す。また前述の F—b 断層付近での観察結果と併せてみると、両断層に挟まれたゾーンにせん断節理の発達が著しく、そのため高透水帯を形成しているものと推測される。

#### 4-4 現基礎処理設計の問題点

両岸リム部の止水範囲は、アバットメントの地下水位がサーチャージ水位と等しくなる位置までが一般的である。止水軸の位置については、洪水吐流入部の構造や地下の地質状況及び仮排水路プラグ位置等とも有機的な結びつきがあり、多面的な調査検討が要求される。特に地質構造と止水性に関しては、位置決定の重要な要素であることから、止水性に対する信頼性、止水工事の容易性及び経済的有利性等についての調査、試験及び解析は不可欠と考える。

洪水吐クレスト部の貯水池側を通る現計画の利点は、

- ① 構造物<sup>3)</sup>に作用する有害な揚圧力を軽減する。
- ② 構造物の基礎地盤の劣化を抑制する。

等の点を掲げることができる。しかし、その反面、応力の緩和に起因する節理の発達が著しいため

- ① 改良目標を達成するためには、かなりの経費の増加が見込まれる。
- ② 改良範囲が  $d \div 55m$  と深く、かつ透水性の高い地盤であるため、止水の信頼性に不安がある。

等を指摘することができる。

#### 4-5 基礎処理設計（修正）

##### (1) 設計の基本事項

基礎処理設計を再検討するに際し、次の点に留意した。

① カーテングラウチングによって、5ルジオン程度の深度までは改良されなければならない。

② F—a と F—b の両断層沿いと、それに挟まれた高透水帯はグラウチングによって止水改良を図る。

③ カーテングラウチングの基本を3列とし、これのグラウチング効率を良くするとともに、止水効果の補完を目的とした補助カーテングラウチングの実施基準を試験の分析結果等によって下記のとおりとした。

$Lu < 50$	補助カーテン3列
$50 \leq Lu \leq 100$	補助カーテン4列
$Lu > 100$	補助カーテン7列

④ 閉塞工は、トンネル周辺の地質が良好な位置、すなわちトンネルBタイプが望ましい。そして、通常ダム軸との交点または止水軸ラインの交点付近に実施される。なお、閉塞位置より上流のトンネルと周辺地山は、コンクリート等によって補強する。

⑤ 止水軸より上流貯水池側にある洪水吐構造物に対し、揚圧力対策を講じる。

##### (2) 基礎処理設計（修正）

図—4に示す3つの候補止水軸について、前記の基本事項にしたがって、止水の信頼性、工事の難易性及び経済性について比較したうえで、総合的評価を行い五位ダム基礎処理設計をする。

なお、各比較検討案における前記⑤の揚圧力対策については、次の方法及び手順で検討を行った。

① 1案は、クレスト部貯水池側に止水軸があり、そこで構造物に作用する揚圧力は、アンダードレーン等を設け排水することで軽減され、構造物の浮き上がり防止を図る。

② 2案及び3案は、洪水吐流入部の下流地点で止水軸が横断している。この地点より上流側は貯水池側となるため、構造物とその基礎地盤は貯水位の変動に起因した前述の有害な影響を受けることとなり、これに対する何らかの対策を必要とする。

洪水吐流入部は、底版と側壁が構造的に一体化した左右非対称形のフルーム形式で設計されている。浮き上がりに対しては、

$$\frac{\text{構造物の重さ}}{\text{構造物に作用する浮力}} \geq 1.0$$

の条件を満足していなければならない。

また、構造物の重さと浮力が等しい場合でも構造が非対称形のために偶力を形成し、構造物を回転させようとする。このような偶力に対しても十分安全な構造として設計されなければならない。

一方、基礎地盤劣化の進行を防止する方法として代表的工法にコンソリデーショングラウチングがある。五位ダム洪水吐流入部の基礎は C<sub>M</sub> 級の卓越した良好岩盤が大部分を占めるが、一部分に C<sub>L</sub> 級の岩盤が存在する。そこで、C<sub>L</sub> 級の岩盤を主たる対象に劣化を防止するとともに、地盤の均

表-5 検 討 結 果

			当初計画 (1案)	2 案	3 案
ボーリング長	グラウト注入	カーテングラウト(m)	12,300	10,000	8,200
		ブランケットグラウト(m)	10,300	1,700	1,700
	カラ削孔(m)	0	0	6,000	
工 事 費			C	A	B
信 頼 性			止水の信頼性という点では他の案よりは劣位する。	洪水吐着岩部の保全及びグラウト効果を確保するためインポートコンクリート打設後の施工となる。但し、洪水吐内でF-b断層と交錯することとなるため念のため予備グラウトホールを設置しておく。	洪水吐着岩部の保全及びグラウト効果を確保するためインポートコンクリート打設後の施工となる。但し、洪水吐内でF-b断層と交錯することとなるため念のため予備グラウトホールを設置しておく。
施 工 性			足場が平坦なため施工性に優れている。	1) 洪水吐の山側掘削法面には洪水吐の安全性を確保するためフリーフレームを設置しているの十分留意して行う必要がある。 2) このことは左岸地山アバットでも同様で一定のグラウトパターンが保ちにくくなる。	1) 洪水吐の山側掘削法面には洪水吐の安全性を確保するためフリーフレームを設置しているの十分留意して行う必要がある。 2) このことは左岸地山アバットでも同様で一定のグラウトパターンが保ちにくくなる。 3) 高所作業となり安全性の確保に十分留意を要する。
洪水吐との関連			洪水吐側壁と並行するため慎重な作業を要する。(特にブランケット=ストッパー)	洪水吐側壁と並行するため慎重な作業を要する。(特にブランケット=ストッパー)	
総 合 評 価			C	A	B

一化を図る目的でコンソリデーショングラウチングを行う。

以上述べた検討項目にしたがって、各比較検討案ごとの課題について整理しながら分析を行った。その結果、1案は他の案に比べ、施工性において優位するものの、高透水帯が広く分布していることが原因して止水の信頼性や経済性の面で、いずれも劣位する。また、2案と3案の経済性以外の要因について見ると多少の差異は認められるが、いずれの理由も決め手にはならなかった。しかし、経済性の点でカラ削孔を必要としない2案に明らかな有利性が認められた。(表-5)

### 5. あとがき

五位ダムは、先に述べた新第三紀中新世中期以降の堆積岩を基礎とする。堆積岩は、泥岩、砂岩から成り、それぞれの単層が整合しつつ互層状に連続している。地層が単純なために、ダムサイト

で一端標準鍵層が作成されると、地質調査は単調になるように思われる。一方、軟岩地帯では断層等の地質弱線の存在が地形から判断しにくい面もある他、固結度の進んだ岩盤は、亀裂の発達が著しいという特徴を有している。

この種の地質調査は、単調になり易いのと岩盤状況が急激に変化することがあるため、地質状況が当初の予想とかなり異なることがある。したがって、リム部であっても止水軸上において、数ヶ所の調査ボーリングを実施して地下の状況を可能な限り正確に把握するようにする。場合によっては、グラウチング試験を行って、止水改良の見通しを工事实施調査段階でつけておくことが望ましい。しかし、止水軸の延長線上に仮排水路トンネルの閉塞位置があることを考えると、遅くとも、閉塞位置が決定する時点までに、明確にしておかなければならない。

現在、農林サイドで建設中のダムにおける洪水

吐側止水軸は、流入部の形式によって、大方の分類をすることができる。つまり、シュート式の場合は、ダム中心軸の延長線に堰構造物が配置され、そこで貯水池からの浸透が規制される。標準型側水路式の場合には、クレスト部貯水池側で止水されるケースが多い。ダム中心軸延長線上の地下地質は、深層であることもあって止水改良上、あまり問題となることはない。一方、アバットメントの表面に近い地下地質は、前述したように応力の緩和を原因とする亀裂が顕著なため、止水性に問題が生じることもあるので、工事の実施設計段階において、ダム中心軸延長線上で洪水吐を横断する止水軸を含めて、十分検討しておくことが望ましい。

止水軸が洪水吐を横断することによって、貯水池側となる部分の構造物の浮き上がりに対し、これまでは自重を重くして所要の安全性を確保してきた。

しかし、最近のダム建設をめぐり、地形・地質条件の質的低下が問題視されているが、ダムサイト流域もフィルダムに多大な影響を与える。今後、大流域でのダム建設を余儀無くされ、構造の大型化が予想される。

壁高が40～50mにも及ぶ側水路の浮き上がり対策としては、自重を重くしてこれを防止するには経済的な問題がある。このようなケースでは、

① 主カーテングラウチングとは別に、クレスト部貯水池側に補助カーテングラウチングで浸透水を抑制する。

② 上記①の補助カーテングラウチングに換えて、底版基礎をプランケットグラウチングによって改良し、浸透水を抑制する。

等の方法によって、主カーテングラウチングとは別に、貯水池からの浸透を規制する対策を講じたいうえで、底版基礎などにアンダードレーンを配置し、浮き上がりを防止する工法が採られる。今後、このような工法の安全性と有為性について、現場サイドでも確認する努力を傾けなければなら

ないと考えている。

軟岩をグラウチングで改良することは難しく、豊富な経験を必要とする。通常、注入圧力は限界圧力よりも、やや大きめに決められている例が多いようである。しかし、これを一般論として認識していると大失敗を招く恐れがある。図-6に示す限界圧力図を見て先ず気づくことは、限界圧力が上載荷重( $\gamma \cdot H$ )よりも下廻っている点である。その原因の1つは、エアチャンバーを用いなかったポンプ特性にある。それはポンプの脈動で限界圧力を超え、基礎地盤を破碎した後に流量と圧力を測定したことにある。2つはハイドロリックフлакチャーリング現象で説明される。もしも後者による原因だとすると、割裂注入が行なわれていることになり、決して好ましい改良方法とはいえない。今回は、傾斜部の風化破碎が進んだ岩盤でのグラウチング試験であったが、これが河床部のインタクトな状態の岩盤で行なわれていたなら、おそらく異なった結果が得られ、グラウチング要領も違っていたかもしれないのである。

今後、増々軟質地盤上にダムを建設する機会が増えてくるものと思われる。このような地帯では岩盤状況が急激に変化したり、硬岩とは異なったグラウチング技術を必要とすることがある。したがって、座取りが終って止水軸が決定されたら、速やかに主カーテングラウチング計画で予定されているパイロット孔で調査ボーリングを実施して、正確な岩盤状況を把握するとともに、グラウチング試験を止水軸上で実施し、改良の見通しと要領の確立を図ることが現場サイドの役割のような気がしてならない。

#### 参考文献

1. 志水茂明, 城島誠之, 新井田有二: 日本における多目的ダムの基礎グラウチングの設計と施工, 大ダム, 1986. 3
2. 宮田美幸, 西岡利道, 森吉昭: 高瀬ダムの止水処理とその効果, 大ダム, 1986. 3
3. 農林水産省構造改善局: 土地改良事業計画設計基準設計ダム, 1961. 4

# 坂根ダム左岸高標高部斜面保護に関する検討

牧 省 吾\* 山 本 芳 男\*\*

### 目 次

- 1. はじめに.....55
- 2. ダム概要.....55
- 3. 左岸高標高部.....56

### 次

- 4. 左岸高標高部安定解析及び保護工.....59
- 5. あとがき.....64

## 1. はじめに

「高天原から追放されたスサノオは、出雲の国肥の川（斐伊川）上鳥髪（鳥上）の地に降った。川上より箸が流れて来たので訪ねていくと、老いた夫婦が娘をなかにして泣いていた。……」712年に完成した古事記の、オロチ退治のくだりである。この一大叙事詩の舞台になったところが、“神話とたたら”の里”横田町である。

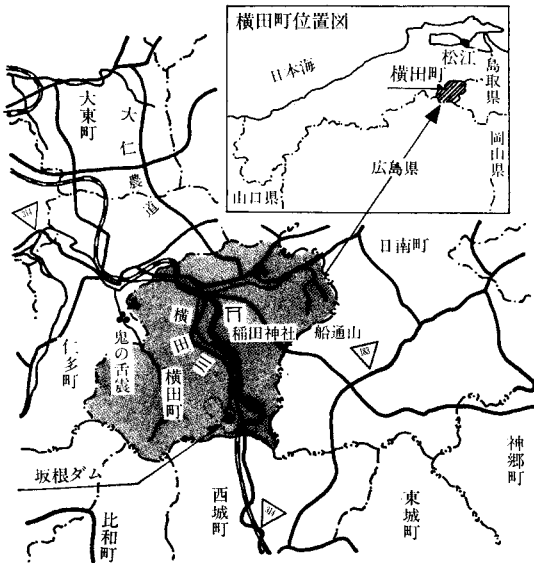
この地方は明治初期まで、山砂鉄を採取し“たたら製鉄法”による鉄生産が盛んであった。今日では、この“たたら製鉄”は“日刀保たたら”（鳥上）が我国唯一のものとして、年間数回冬期間に操業される。このほか木工工芸品、雲州そば等が有名である。

昭和50年の耕地面積はわずか8.2%の1550haであったが、就業人口は48%であり、農業が町の基幹産業であった。

横田町の農業は、水稻を中心として、和牛、木炭の生産が行われていたが、複合経営は極く一部に限られており、平均約0.9ha/戸の水田単作地帯で農業生産は停滞し農業所得への依存度は低下の傾向にあった。

横田開拓建設事業は、この農業構造の現状を改善し、農業所得の増大と、農業経営の合理化を図るため、農地430haを造成し、畑地かんがい施設の整備を行い地域農業の発展をめざして、昭和50年に着工した。

現在、農地造成工事と平行して開発農地の水源である坂根ダム建設工事を行っている。



図一

横田町は、鳥取県の東南東奥出雲に位置し、東は鳥取県、南は広島県に接し、山林原野が85%を占めている。

## 2. ダム概要

坂根ダムは、1級河川斐伊川水系室原川に農業用水専用ダムとして建設中であり、諸元及び概要は（表一）、（図一、二、三）の通りである。

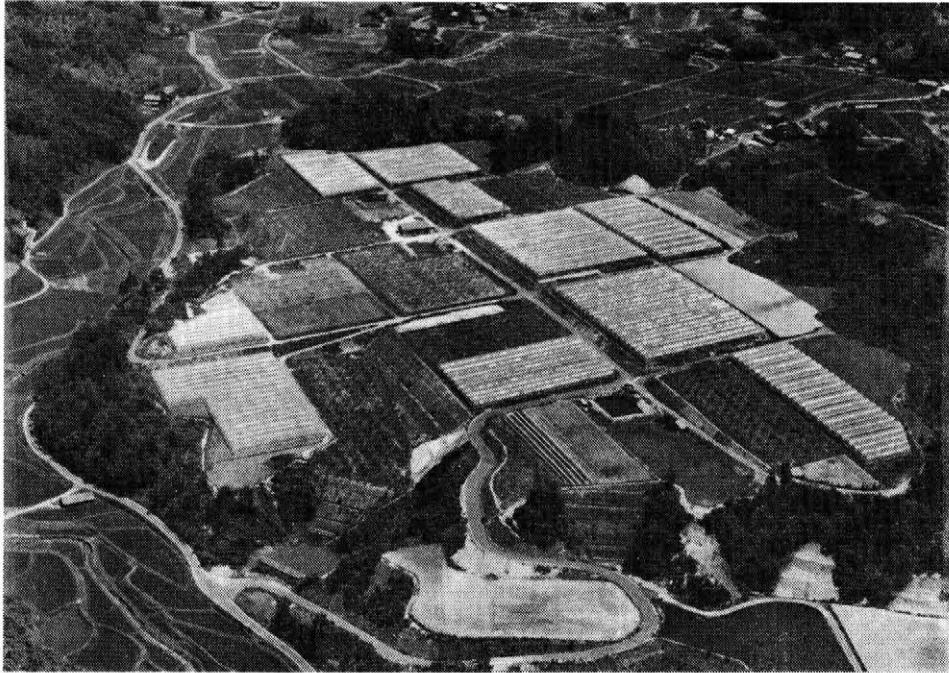
### (1) 地形及び地質

ダムサイトは、横田町の南方約9kmの坂根地区に位置し、右岸斜面は上部で三井野原（標高750m）へと続いており、地形はダムサイト及び周辺域とも全体に急峻で河川は曲折している。

ダムの基礎は中生代白亜紀～古第三紀の石英安

\* 中国・四国農政局横田開拓建設事業所  
 \*\* “ “ “ 坂根支所





写真—1 営農が始まり水を待つ八川4団地（昭和53年度造成）

表—1 坂根ダム諸元

名称	坂根ダム		位置	島根県仁多郡横田町大字八川字坂根					
堤体	型式	流域面積		堤高	堤長	堤体積	基礎地盤質	総貯水量	有効貯水量
		直接	間接						
	重力式コンクリートダム	3.88km <sup>2</sup>	— km <sup>2</sup>	50.6m	157.0m	82,500m <sup>3</sup>	石英安山岩	790,000m <sup>3</sup>	670,000m <sup>3</sup>
洪水吐	形式	排水量	備考	取水施設	形式	取水量	放流施設	形式	放流量
	直線越流型	m <sup>3</sup> /s 157.0			多孔式取水塔	m <sup>3</sup> /s 0.275		ジェットフローゲート	m <sup>3</sup> /s 0.07

山岩～流紋岩及び火山砕屑岩で、全体に塊状を呈し、かなり堅硬である。

## (2) 工程

坂根ダム建設工事は、工事用道路を昭和54年度～60年度で、仮排水路トンネルを昭和60年度～61年度で行った。昭和61年8月本体工事に着手し、左岸高標高部掘削、昭和62年度に右岸高標高部及び本体掘削を行い、コンクリート打設用仮設備も完成し、昭和63年度からダム本体コンクリート打設に入る予定である。

今回報告する左岸高標高部斜面保護工は、掘削の結果岩盤の性状が当初想定より悪いことが判明したことから、崩落発生が予想されたため、再検

討を行いアンカー工、ロックボルト工を追加し、昭和62年度で完了したものである。

## 3. 左岸高標高部

### (1) 概要

左岸高標高部は、当初より法長が最大40m以上もある長大法面で計画していた。法面の保護工法については、ダム本体の地質調査の結果及び管理用道路、工事用道路の切り取り斜面状況から種々検討し、①工事用道路部などに比べ新鮮な岩盤が表面に表われる。②地質調査において特に問題となるような弱層等の報告がなかったことから、クラックが多く流れ盤ではあるが、法表面を拘束する

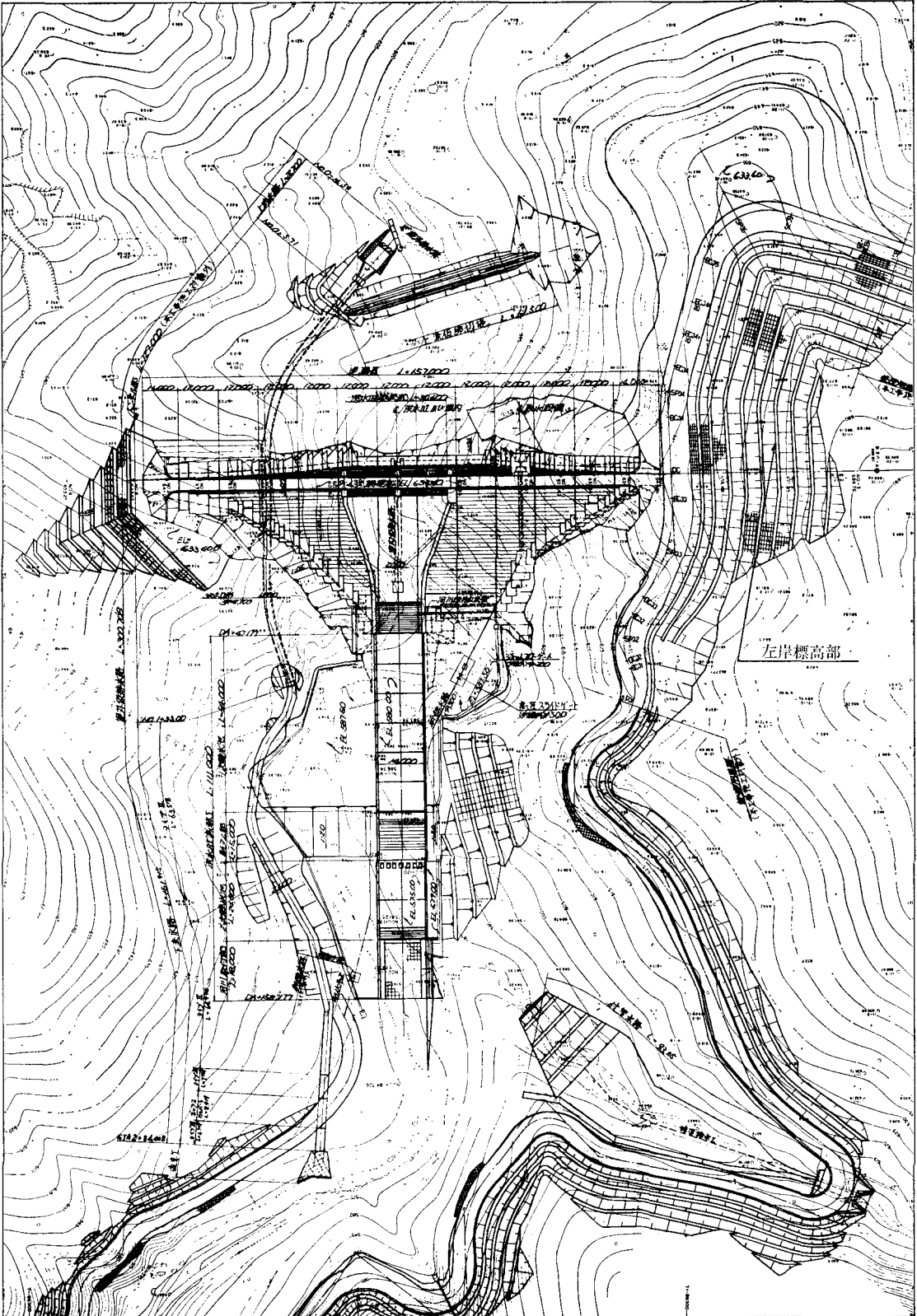


図-2 計画平面図

法枠工法（フリーフレーム工法）で十分安定が保たれると考えていた。

しかし、左岸高標高部の掘削に伴ってこの部分の岩盤の性状が当初予想よりもかなり悪いことが判明した。特に管理用道路 E C34+20付近では3つの断層が集中し、複雑な様相を呈している。このような岩盤の性状から、断層、節理等に沿った斜面の崩落が予想されるため、地質構造を解明するボーリング調査を実施した。

その結果、法枠工法に PC アンカー工法、ロックボルト工法を併用して法面の安定を保つこととした。

## (2) 地質調査結果

左岸高標高部の地質も、白亜紀～古第三紀の石英安山岩類（～流紋岩質凝灰角礫岩）よりなり、硬質であるが大部分はクラッキイな岩盤である。法面の肩には第四紀の旧崖錐および火山灰が被覆し、また岩盤内には石英斑岩（～玢岩）の小規模な貫入がある。

風化状況は法面上部の強風化部、中央部の弱風化部、下部の未風化部に区分される。強風化部は黄褐色の土石状を呈し、未風化部においても比較的クラックが多い。クラックのうち、板状節理は概ね N10°W～20°E, 30～40°E の走向傾斜で、下流法面では流れ盤構造となっている。また板状節

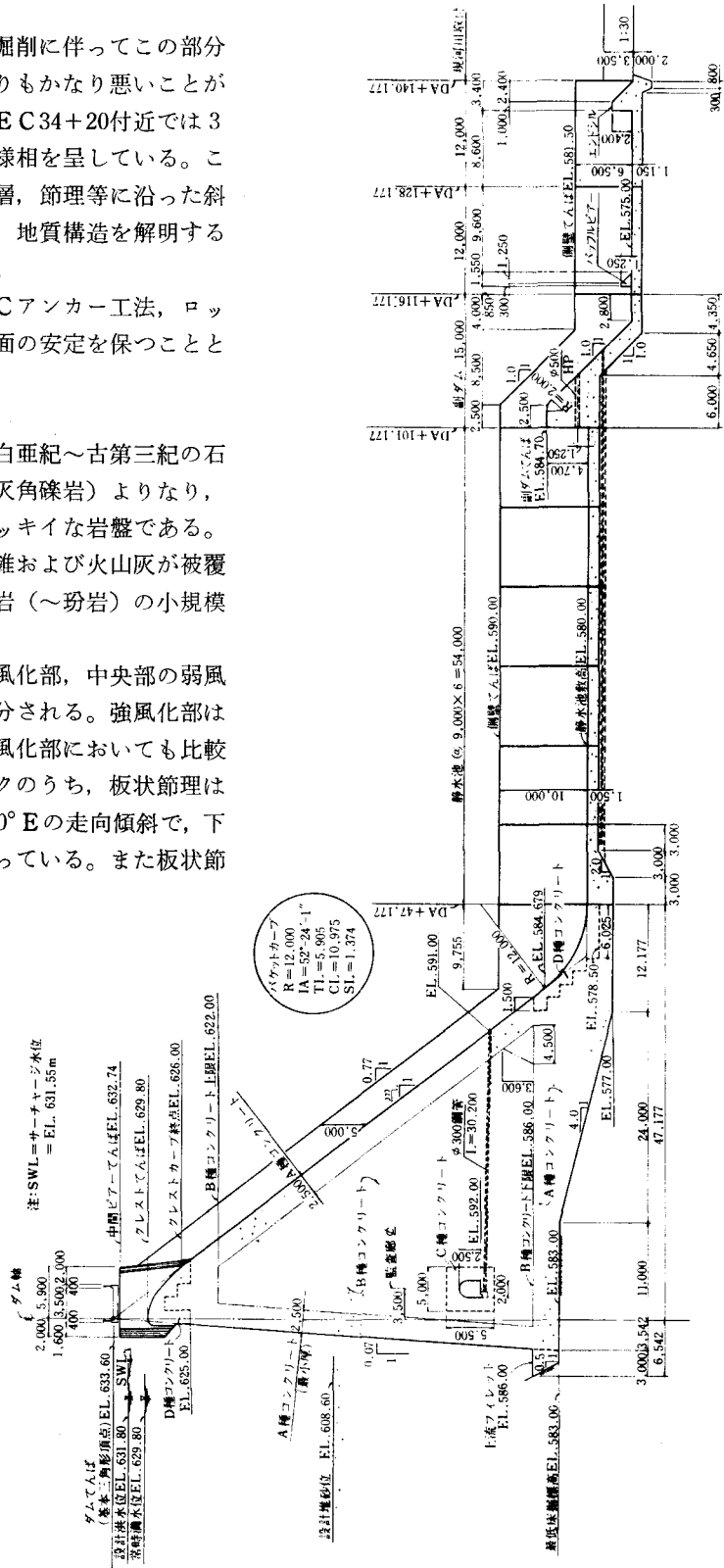
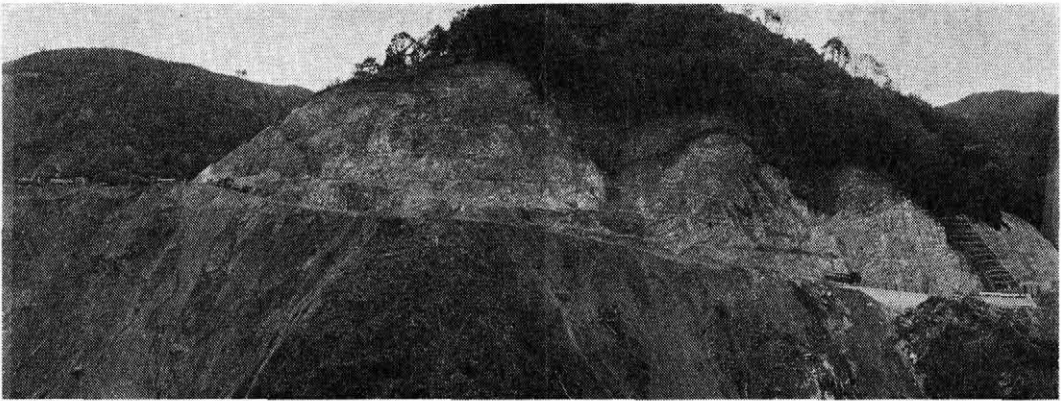


図-3 越流部及び減勢池断面図



写真一3 着手前の左岸高標高部



写真一4 掘削中の左岸高標高部

理に平行に、変質部が存在する。上流法面にはオープンクラックが随所に認められ、過去のクリープ変動により生じたものと考えられる。

断層は上流法面に1本、下流法面に5本が認められる。このうち3本は上下流法面境界部近くの下流部に集中し、法面に対する断層の走向との関係もあって、破碎部は見掛け上広範囲に分布している。

#### 4. 左岸高標高部安定解析及び保護工

##### (1) 解析手法

左岸高標高部の岩盤のように亀裂の発達した硬質岩盤の斜面崩壊としては、下図の2つの形態が想定された。従って、一般的には、明確なすべり面を想定することは困難である。また、すべりの要因が亀裂等の不連続面であるため、地山強度に関する設計数値を試験等で把握することは困難である。

硬質岩盤のこのような特性から、地山の安定解析は円弧すべり、FEM等の手法を適用しても、余り意味がない。従って、地質断面を基に総合的に判断して不安定な領域を想定し、ウェッジ法により解析した。

##### (2) 解析断面

解析断面は、左岸高標高部を断層の状況、風化の状況、地形的状況により数区間に分け、その区間を代表する断面とした。

##### i) ダム軸（SP34より下流斜面）断面

ダム軸断面は、EL663.6mで上位、下位部分けて検討する。

上位岩盤は強風化帯及び、未固結層であり、EC33下流にはJc2、Jc3断層が集中し、周辺が脆弱化している。（但し、この2本の断層自体は走向傾斜から判断して、斜面の安定には直接関連しない。）

上位岩盤のすべりに関与するのは、板状節理で

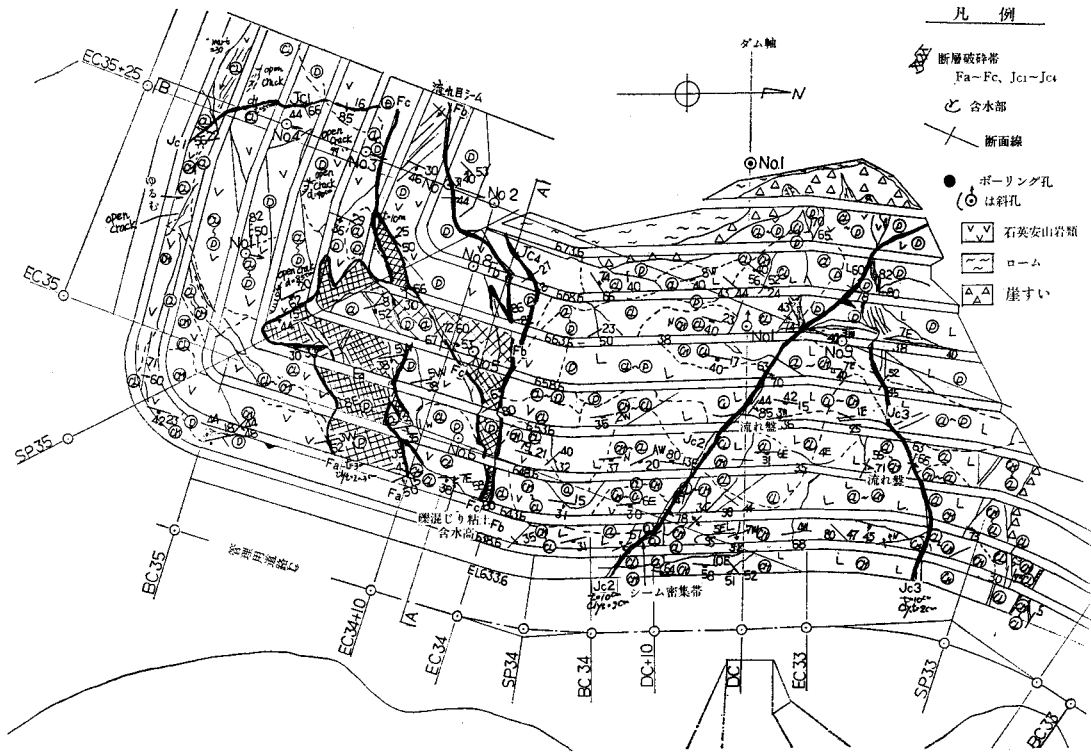
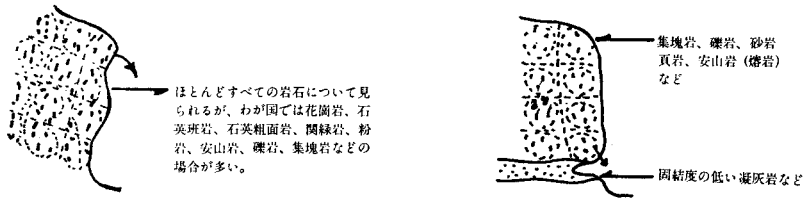


図-4 坂根ダム左岸高標高部の地質

(I) 節理等で囲まれたブロックの崩落



(II) 断層等の弱層及び節理の組合わせによる滑落

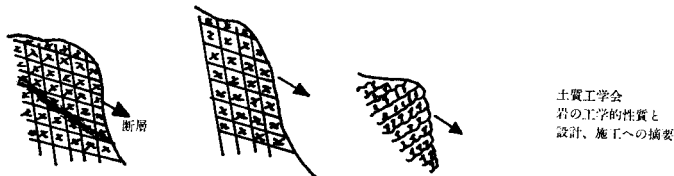


図-5 岩の工学的性質と設計施工への摘要

あり、 $C_L \sim C_M$  級岩盤と強風化岩盤を分ける境界面もまた、この節理面に沿ったものと考えられる。

従って、上位岩盤に対する不安定領域として

は、EL663.6m 盤をとる節理面に接するすべり面(浅いすべり)を考える。

下位岩盤の不安定領域は、板状節理面に規制される。但し、下位岩盤は比較的良好であり、フリ

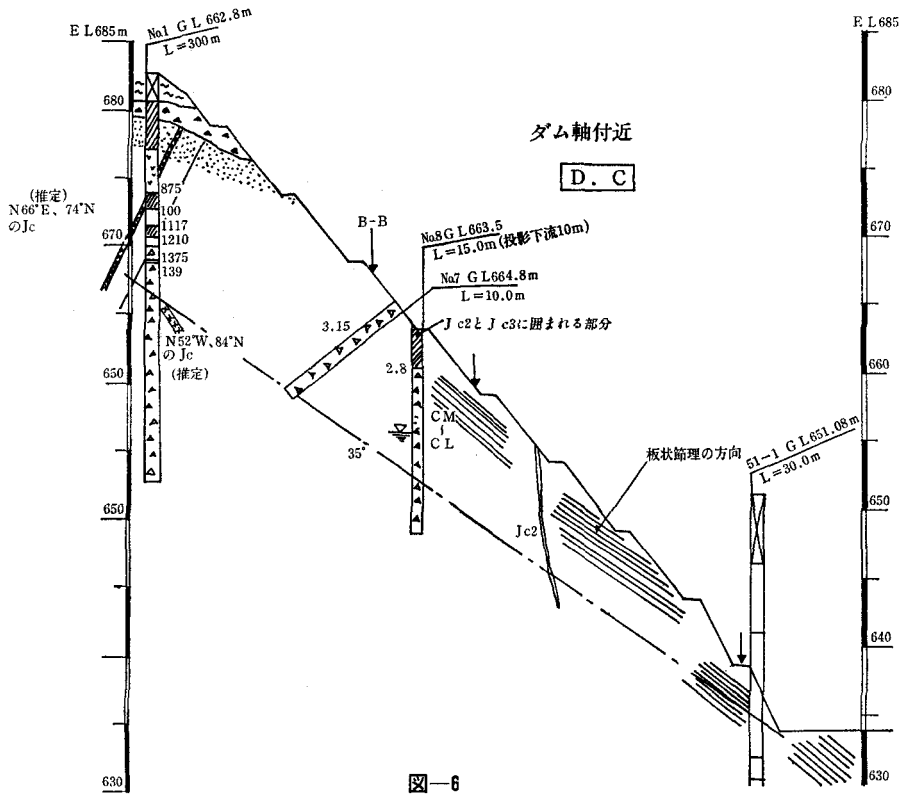


図-6

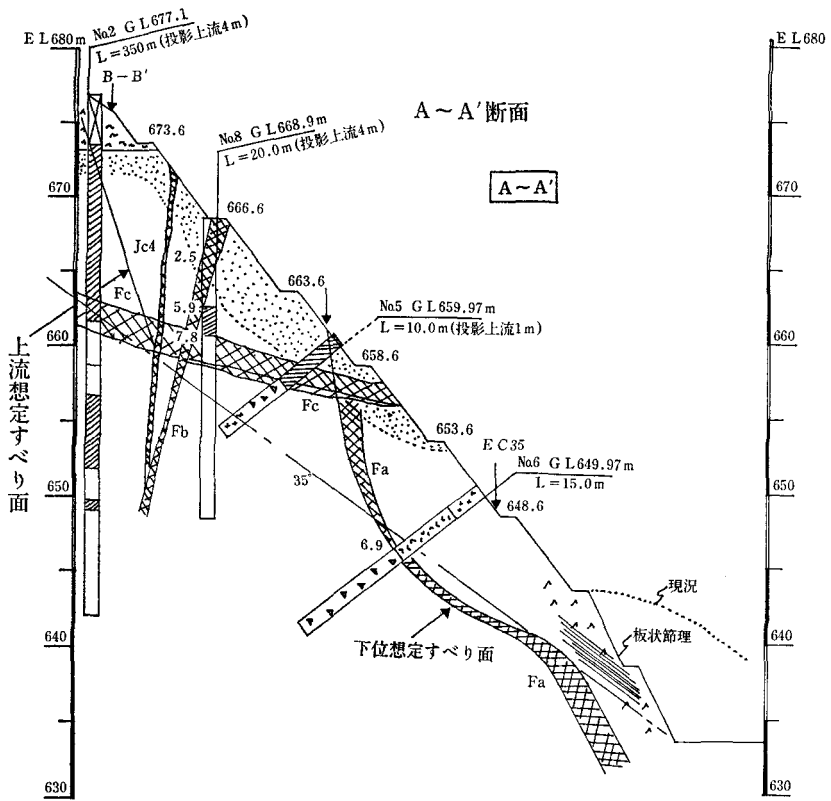


図-7

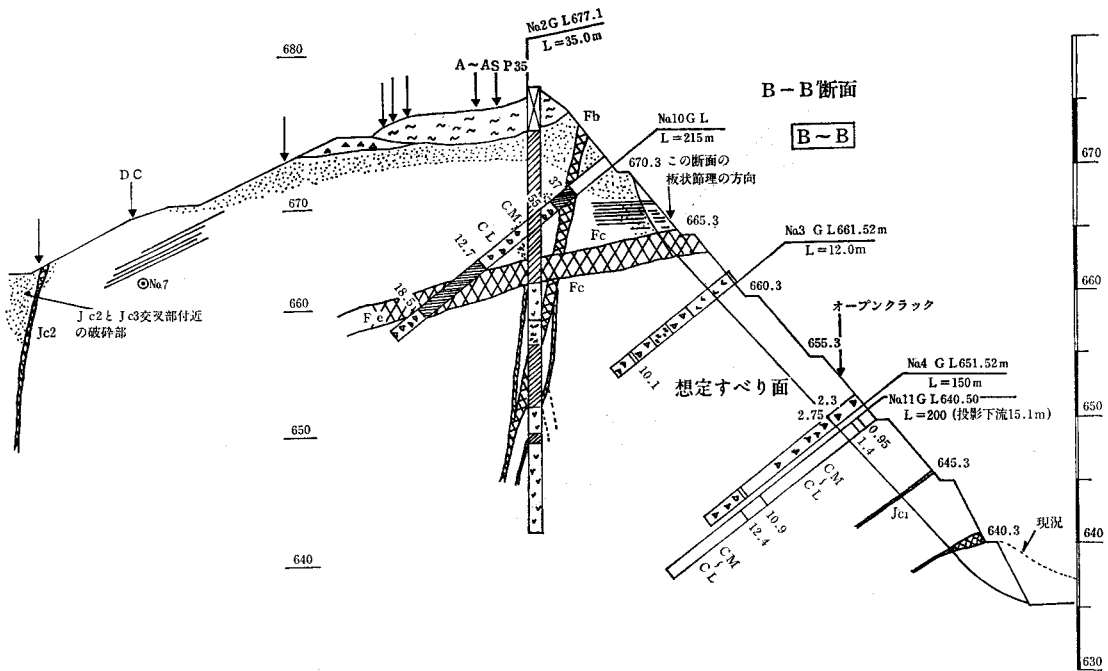


図-8

ーフレームで表面を拘束することで斜面の安定は得られると考えられる。ただし、Jc2、Jc3集合部分は脆弱化しているため、この部分は上部の保護工法を適用する。

ii) A-A断面 (SP34~SP35)

A-A断面は、Fa、Fb、Fc断層の集中した区域であり、これらに囲まれた部分が滑落する可能性がある。想定されるすべり面は、Fc断層の上位、下位で異なる。

上位部のすべりは、Fc、Fb断層から派生したJc4断層で囲まれた領域がFc断層に沿って滑落することが予想される。従って上位部のすべり面はFc、Jc4断層の交差部から主動すべり角(内部摩擦角=40°と考えた場合、水平面となす角は65°となる。)で地表面と至る面を想定する。

iii) B-B断面

B-B断面は、節理面の向きからは斜面の安定に対しては問題がないが、表層部は非常に弛んだ岩盤であり、浮石化している。

Fc断層の上位岩盤は、この断面方向へのすべりの可能性はないが、風化の影響を強く受けているため、下位岩盤と同じ工法で対処する。

Fc断層の下位岩盤は、非常にゆるみが大いため、表面部分の岩塊の局所的な崩落が考えられ

る。従って、ボーリングコアより判断して、表面から約3mの特にゆるみの多い領域を不安定領域と考えて解析した。

iv) ダム軸下流断面

ダム軸下流断面の岩盤状況は、ダム軸断面上部と同様と考えられる。また、一部に崩落があったことからこれを基にすべり面を想定し解析した。

(3) 斜面保護法工法

本工事においては、明確にすべりが想定される場合においては、ロックアンカー工法、岩盤が良好で表面の拘束度を大きくするだけで安定が保たれると想定される場合はロックボルト工法を採用した。岩盤が更に良好な場合は、フリーフレームの重量によって表面を抑える工法を採用した。

ダム軸断面の上位岩盤では、強風化部との境界をすべり面とした崩落が予想されるため、ロックアンカー工法とした。

また、下位岩盤では基本的にはフリーフレームのみとするが、C<sub>M</sub>~C<sub>L</sub>級部分及び最下段は、掘削後崩落した部分もあったため、ロックボルト工法で保護した。

A-A断面は、上位、下部岩盤とも断層を境とした大きなすべりが想定される部分であり、ロックアンカー工法とした。

表-2 地すべりの垂直層厚とCの関係

地すべりの垂直層厚 (m)	C (t/m <sup>2</sup> )
5	0.5
10	1.0
15	1.5
20	2.0
25	2.5

注) 地すべりの垂直層厚とは、鉛直方向で測定したすべり土塊の最大層厚である。

「法面工と斜面安定工指針」(日本道路協会)より

B-B断面は、表層から3m程度までが浮石化していることからロックアンカー工法により、この不安定領域を下部の安定岩盤に拘束する工法を考えた。

表-3 C-φ算定表

断面	C (t/cm <sup>2</sup> )	tan φ
ダム軸付近	H=5m 0.5	71.4=77.1tan φ +27.7Cより φ ≒ 36°
A-A断面(上)	H=10m 1.0	143.2=279.9tan φ +36.5Cより φ ≒ 21°
A-A断面(下)	H=10m 1.0	229.9=272.2tan φ +39.0Cより φ ≒ 35°
B-B断面	H=5m 0.5	184.8=169.9tan φ +47.2Cより φ ≒ 43°
ダム軸下流	H=3m 0.5	28.9=17.7tan φ +15.7Cより φ ≒ 50°

ダム軸下流部のSP33付近は、断層等が見られ流れ盤構造であり小崩落が予想されるため、ロ

表-4 アンカー工計算表

項目	ダム軸			A-A (上)	
	①	②	③	①	②
略 図					
P <sub>s</sub>	15.8t/m			27.9	
アンカー本数 (n)	4			4	
φ	36			21	
θ	① —	② 84	③ 71	① —	② 50
1本当り緊張力(Pa)	10.0 t	19.1	15.6	10.0	29.8
周辺マサツカによる定着長	0.45m	1.81	1.47	0.95	2.8
グラウトの付着力による定着長	1.79m	1.71	1.40	1.79	1.78
定 着 長	3.0m	3.0	3.0	3.0	3.0
ア ン カ ー 体	PCより線 1-φ12.7	2-φ12.7	3-φ12.7	1-φ12.7	3-φ12.7

$$P_a = \frac{4.0 \times P_s}{n} / (\sin \theta \tan \phi + \cos \theta); \text{アンカー①は抑止工計算上無視した。}$$

4.0m; アンカーの水平ピッチ; グラウトの付着力 14kg/m<sup>2</sup> 周辺マサツ抵抗 10kg/m<sup>2</sup> 極限引き抜き力に対する安全率は3.0とした。

備考: A-A(下), B-B, ダム軸下流断面の設計結果表は省略する。



クボルトで保護した。また、SP32付近は比較的規模の大きい崩落があった所であり、ロックアンカーを施工した。

上流斜面折点部（IP35付近）の下位岩盤は、比較的良好な岩盤であるため、ダム軸、下位岩盤と同様、フリーフレームのみを施工した。

#### （４）設計

##### i) 設計数値

地すべり解析 斜面解析では一般的に、想定した不安定領域の現況における安全率を定め、これを満足するせん断抵抗力； $C$ と内部摩擦角； $\phi$ の相関から、 $C$ 及び $\phi$ を決定する手法がとられている。現況の安全率としては通常1.0が採用され（滑動停止中の地すべりと考える。）、本工事もこれを採用した。

問題としている崩落の形態は、岩盤クラックに沿った崩落であるため、 $C$ は見掛けのせん断抵抗力であり、想定されるすべり面の深さに影響される。したがって、 $C$ の値は「法面工と斜面安定工指針」（日本道路協会）により推定した。次に $C - \tan \phi$  相関により $\phi$ を推定した。

##### ii) アンカー工設計

###### (a) アンカーによる導入抵抗力 ( $P_s$ )

安全率 ( $F_s$ ) は、下式によって与えられる。

$$\text{安全率 } (F_s) = \frac{\sum N \tan \phi + CL + P_s}{T}$$

ここで、 $N$ ；すべり面に作用する垂直力

$L$ ；すべり面の長さ

$T$ ；すべり面に作用するせん断力

安全率 ( $F_s$ ) = 1.2 として

$$P_s = 1.2T - (\sum N \tan \phi + CL)$$

地山の引抜抵抗力については、引抜試験を実施し、設計値を満足することを確認した。

###### (b) アンカー工設計

上記で求めた導入抵抗力 ( $P_s$ ) によって、各断面の必要本数の決定を行った。

表一4にダム軸断面、A-A（上）断面の計算結果を示す。

#### 5. あとがき

左岸高標高部法面保護工事は、昭和62年11月に無事完了した。本工事は、施工途中から再調査、再設計、工法追加を行うこととなったが、幸いダム本体工事と平行作業が出来たため、ダム自体の工程に影響はなかった。

しかし、工事用道路の通行等施工面、金額面では、種々の支障をきたした。調査費と工事費との関係もあるが、工程上ダム本体工事に影響を与える場合もあり、ダム本体以外ではあっても、長大法面の場合などはやはり入念な地質調査等を事前実施しておくことが重要であると思われる。

最後に、本件調査設計に当り御指導いただいた長谷川先生を委員長とするダム委員会の先生方並びに当局地質官をはじめ内外のみな様方に紙上をお借りして御礼申し上げます。

#### 参考文献

- |                   |        |
|-------------------|--------|
| 1987. 9. 20. 町勢要覧 | 横田町    |
| ダムの地質             | 土木学会   |
| 法面工と斜面安定工指針       | 日本道路協会 |
| 坂根ダム左岸高標高部斜面保護設計  | 日本技研㈱  |

# 液体窒素を用いた大川瀬ダムのパレクーリング

大澤 賢修\* 福田 信幸\*

目 次

1. はじめに	65
2. 工事概要	65
3. パレクーリング計画	66
3-1 パレクーリングの必要性	66
3-2 パレクーリングの方法	67

4. 液体窒素によるパレクーリング	68
4-1 基礎実験	68
4-2 施工設備	69
4-3 施 工	70
5. おわりに	73

## 1. はじめに

大川瀬ダムは、近畿農政局東播用水農業水利事業所が兵庫県の加古川水系東条川に建設中のコンクリート量約 12万 $m^3$ の重力式コンクリートダムである。

ダムコンクリートの冷却の主な目的は、セメントの水和熱に起因するコンクリートの温度上昇及びコンクリート内部の温度勾配をできるだけ小さくして、ダムコンクリートに生じる温度応力を低減することにより、有害なひび割れの発生を防ぐことにある。人工冷却の主な方法としては、パイプクーリングとパレクーリングとがある。

当ダムは品質確保の面からコンクリートの打ち込み温度の上限値を 25°C に規制されている。当ダムのダムサイトには民家が隣接しており、夜間作業に制約を受けるため、通常のコンクリートダムでは夜間に行っている夏期のコンクリート打設作業を、昼間の気温が高い時間に行わざるを得ず、打ち込み温度は 25°C 以上になると予想された。このためパイプクーリングに加えてパレクーリングを行うこととした。

パレクーリングの方法として当初は、従来から広く実施されている練り混ぜ水に冷水を用いる方法および骨材に冷水を散水する方法を計画した。しかしながら、これらの方法だけでは、打ち込み温度を 25°C 以下にすることができないことが推察された。このことから、氷による冷却、液体窒素による冷却等の方法について比較検討した結

果、経済性の面から液体窒素による冷却法を実施することとした。液体窒素による冷却は、海外では数多くの実績があるが、国内では少数であり、特に、ダムのような大規模コンクリート工事における実施工では国内で初めてである。

本報告は、主に液体窒素によるコンクリートのパレクーリングについて、本施工に先立ち実施した基礎実験および本施工の概要、実施結果について取りまとめたものである。

## 2. 工事概要

表-1 ダム 諸 元

① 型 式	重力式コンクリートダム
② 堤 高	50.8m
③ 堤 長	164.0m
④ 堤 体 積	117,000 $m^3$
⑤ 基礎地質	凝灰質流紋岩
⑥ 堤体勾配	上流側 1:0.12 下流側 1:0.81
⑦ 天端標高	180.30m
⑧ 満水位標高	177.65m
⑨ 総貯水量	9,280,000 $m^3$
⑩ 有効貯水量	8,150,000 $m^3$
⑪ 満水位面積	68ha
⑫ 流域面積	直 接 60.6 $km^2$ 間 接 219.1 $km^2$
⑬ 設計洪水量	1,050 $m^3/s$

写真-1 にダム建設工事全景を示す。ダム上流の骨材プラントで製造された砕石、砕砂などのコ

\* 近畿農政局東播用水農業水利事業所

ンクリート骨材は、ベルトコンベアーでダム右岸ヤードに運ばれ中間ビンで一時ストックされた後、バッチャープラントへ運搬し、 $1.5\text{m}^3 \times 2$ の可傾式ミキサを使用してコンクリートを製造する。練り上がったコンクリートは $3\text{m}^3$ パケットインクライン、および $9.5\text{t} \times 75\text{m}$ ジブクライミングクレーンにより打設現場へ運搬する。プレクーリングおよびパイプクーリング用の冷却プラントは右岸ヤードに設けられており、能力は165冷凍トンである。コンクリートの配合は表-2に示すとおりである。

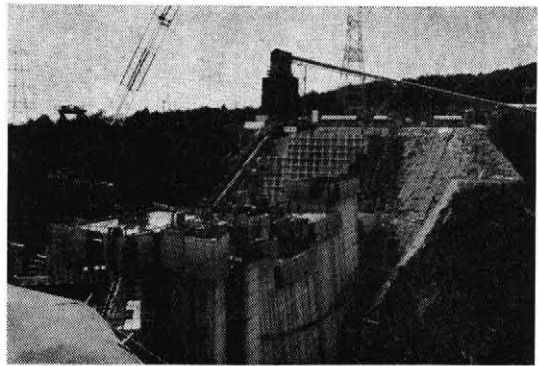


写真-1

表-2 ダムコンクリートの配合

配合	粗骨材 最大 寸法 (mm)	スランブ (cm)	空気量 (%)	水セメ ント比 (%)	細骨材率 (%)	単 位 量 (kg/m <sup>3</sup> )							
						水	セ ン ト	砂	大 砕	中 砕	小 砕	減水剤	助 剤
A種	150	4±1	5±1	53	26	105	198	532	610	458	458	495	4.0g
B種	150	4±1	5±1	65	27	105	162	558	611	458	458	405	3.2g
C種	60	6±1	5±1	53	38	140	264	717	—	653	534	660	5.2g

注) 大砕：150～60mm      中砕：60～25mm      小砕：25～5mm      減水剤：ポゾリス No.8  
 助剤：ポゾリス No.202      セメント：高炉セメントB種

### 3. プレクーリング計画

#### 3-1 プレクーリングの必要性

##### (1) 練り上がり温度の推定

コンクリートの練り上がり温度は、骨材、水、セメントの各温度が判れば推定することができる。また、これらコンクリート材料の温度は、不確定な要因を含むが、外気温と強い正の関係があると考えられる。

本工事では、これまで他工事で得られた実測データより外気温と材料温度との関係を求め、それを基に夏期コンクリートの練り上がり温度を推定した。

材料温度と外気温の関係は、本工事および他工事のデータを元にして以下のように仮定した。

$$\begin{aligned} \text{粗・細骨材} : \text{Tag} &= \text{Ta} - 2.0(^{\circ}\text{C}) \\ \text{水} : \text{Tw} &= \overline{\text{Ta}} \\ \text{セメント} : \text{Tc} &= \overline{\text{Ta}} + 10.0(^{\circ}\text{C}) \end{aligned} \quad (1)$$

Ta：外気温(°C)

$\overline{\text{Ta}}$ ：旬別平均気温(°C)

各材料温度とコンクリートの練り上がり予想温

度(TP)との関係は、本工事に先立ち実施したプレクーリング試験から以下ようになった。

$$\begin{aligned} \text{TP} &= 0.232\text{Ts} + 0.06\text{Tc} + 0.176(\text{Tg1} \\ &+ \text{Tg2} + \text{Tg3}) + 0.112\text{Tw} + 2.65 \quad (2) \end{aligned}$$

(残差±1.0°C)

Ts：細骨材の温度

Tc：セメントの温度

Tg1：粗骨材(大砕)の温度

Tg2：粗骨材(中砕)の温度

Tg3：粗骨材(小砕)の温度

Tw：水温

式(1)および(2)からコンクリートの練り上がり温度と外気温との関係は以下ようになる。

$$\text{TP} = 0.76\text{Ta} + 0.172\overline{\text{Ta}} + 1.73 \quad (3)$$

##### (2) プレクーリング量の推定

ダムサイト近傍の観測所における過去7年間の外気温の測定結果と式(3)から各旬別ごとに練り上がり温度の推定を行った結果、プレクーリングの必要性が認められた。推定結果の一例を図-1に示す。規制値であるコンクリートの打ち込み温度 $25^{\circ}\text{C}$ 以下をクリアするためのコンクリートの

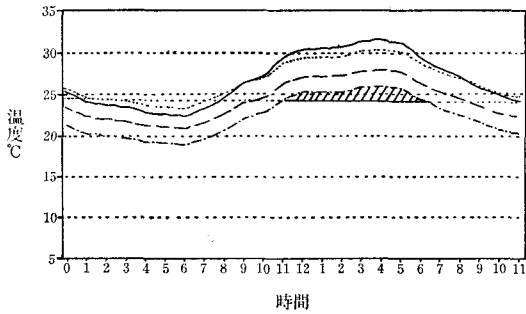


図-1 プレクーリング必要時間（8月中旬）  
 一外気温 一練り上がり温度 一温度規制値  
 ---一次対策：粗骨材に冷水散水  
 ---二次対策：練り水に冷水使用

図-1 プレクーリング必要時間（8月中旬）

練り上がり温度を 24°C 以下と仮定した場合のプレクーリング量は最大 6°C 程度（8月中旬）と推定された。

### 3-2 プレクーリングの方法

#### (1) プレクーリング方法の整理

コンクリートのプレクーリング方法としては、いくつかの方法があるが、それらを系統的にまとめると図-2 のようになる。同図中には、各方法を効果、施工性、経済性、工程および実績の面から定性的に比較した結果を示した。この中で総合評価として高い方法は、以下に示すとおりである。

- 練り水に冷水を使用する
- 練り水の一部を水に置き換える
- 粗骨材に冷水を散水する
- 粗骨材に冷風を吹き付ける
- 細骨材に冷風を吹き付ける
- 細骨材に液化ガスを吹き付ける
- 練り混ぜ中のコンクリートに液化ガスを吹き付ける

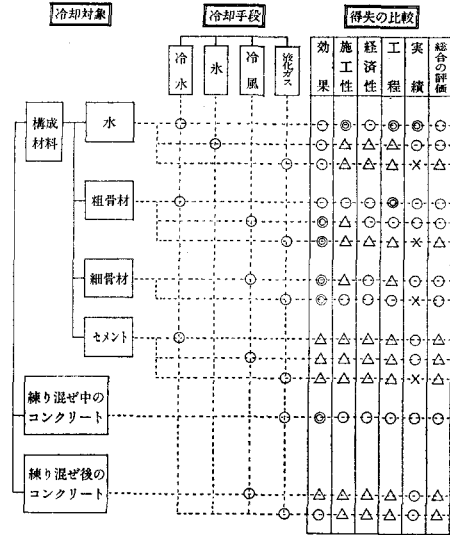
f および g の液化ガスは、通常溶体窒素が使用されているが、国内での実施例は少ない。

#### (2) プレクーリング方法の決定

本施工に先立って実施したプレクーリング試験では、

- 練り水に冷水を使用する
- 粗骨材に冷水を散水する
- 粗骨材に冷風を吹き付ける
- 細骨材に冷風を吹き付ける

などについて試験したが、a, c についてはその効果が定量的に確認された。従って本工事でも両方法採用することとしたが、図-1 に示すように



注) 得失の比較上の判断根拠

- ◎：効果大、施工性良、工程的には影響無、実績は数多くある
- ：効果中程度、施工性幾分悪い、工程幾分延びる、実績少ないがある
- △：効果小、施工性悪い、工程延びる
- ×：国内における実績はほとんどない

図-2 プレクーリング系統図

これらの方法だけでは、打ち込み温度を 25°C 以下（練り上がり温度 24°C 以下）にすることができないことが想定された。そのため、その他の方法について経済性、実績の点などから総合的に検討した結果、液体窒素によるプレクーリングを行うことを採用した。液体窒素によるプレクーリングは、ダムのような大型構造物では国内で初めてのケースである。実施に当たっては、バッチャープラントにおいて練り混ぜ中のコンクリートに液体窒素を直接吹き付けることとした。

各対策の優先順位は、以下に示すとおりである。

- 1次対策 粗骨材に冷水（5°C）を散水（15 ℓ/min）
- 2次対策 練り混ぜ水に冷水（5°C）を使用
- 3次対策 練り混ぜ中のコンクリートに液体窒素を吹き付け

液体窒素は、1気圧のもとで沸点が -196°C の極低温の液体であり、一般には食品の冷凍等に使用されているものである。これを練り混ぜ中のコンクリートに吹き付ければ急激に熱を奪い、コンクリートの練り上がり温度を低下させることができる。

なお、上記検討は表-2 の A, B 配合に関するものであり、C 配合については A, B 配合に比べて 1°C 程度練り上がり温度が高くなるが予

想された。

#### 4. 液体窒素によるプレクーリング

##### 4-1 基礎実験

液体窒素によるプレクーリングの本施工に先立ち、その効果やコンクリートの品質に及ぼす影響を調べるために、室内試験およびバッチャープラントによる試験を行った。

##### (1) 室内試験

本試験は主に、コンクリートの品質に及ぼす液体窒素噴入の影響を知ることを目的として行った。また、液体窒素噴入によりモルタルの温度は急激に低下するが、粗骨材の内部はそれに対応して温度低下せず、コンクリート練り上がり後、粗骨材から熱がモルタル中に移動し、コンクリート温度が上昇することが考えられる。このようなことから、周囲で断熱材で養生した試験体を作成し、練り上がり直後からコンクリート内部の温度を測定して、温度上昇の程度を確認する試験も併せて行った。

試験装置の概要は図-3に示すとおりである。

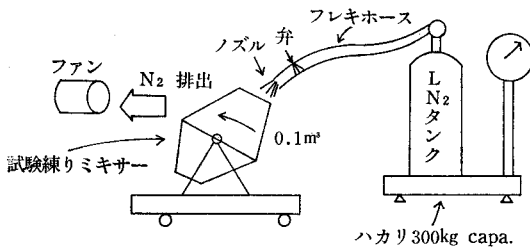


図-3 試験装置の概要

配合は表-2のC配合とした。ミキサーは可傾式(容量0.1m³)とし、水、セメント、骨材等のコンクリート材料は、エアコンを完備した試験室内に予め用意したものを用いた。液体窒素の噴入量の水準は、0kg/m³、50kg/m³、100kg/m³とし、各3回繰り返して試験した。また、練り上がり後のコンクリート温度の測定用試験体は、寸法30×30×30cmの立方体とし、周囲を厚さ10cmの発泡スチロールで養生した。

圧縮強度の試験結果は、図-4に示すとおりであり、液体窒素噴入による影響は認められない。さらに、この他にに行ったスランブ、空気量、単位重量試験結果からも、液体窒素噴入したコンクリートと噴入しないコンクリートとの性質は差が認

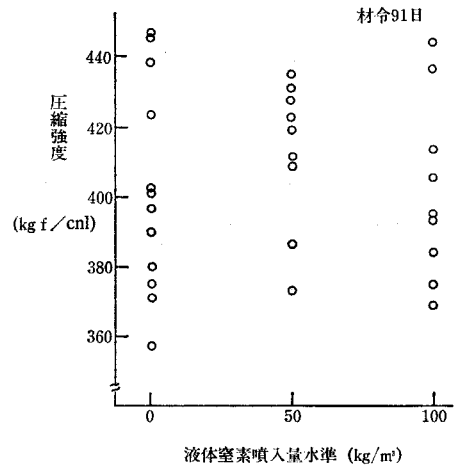


図-4 液体窒素噴入量水準と圧縮強度

められず、コンクリートのプレクーリング液体窒素を用いても問題ないことが確認された。また、骨材からの熱の移動によるコンクリート温度の上昇は、室内試験の範囲では認められなかった。なお、コンクリート1m³を1°C低下させるために必要な液体窒素量は、9~11kg/m³・°C(ロス含まず)であった。

##### (2) 実プラント試験

本試験は、室内試験の結果を基に、本施工に先立ち液体窒素の噴入装置を現場バッチャープラントに設置し、試験することで、液体窒素噴入によるプレクーリングの効果やコンクリートの品質に及ぼす影響を実機レベルで確認することを目的として行った。また、室内試験同様、練り上がり後のコンクリート温度の計測を経時的に行い、粗骨材からの熱の移動による温度上昇量を確認する試験も併せて行った。

試験装置の概要は図-5に示すとおりである。配合は表-2のB配合とした。バッチャープラントには、容量1.5m³の可傾式ミキサーが2連設置されており、試験はこのうちの1台を用いて行った。液体窒素の供給は容量1,000ℓの移動式コールドコンバータを用いた。液体窒素の噴入量水準は、0kg/m³、25kg/m³、50kg/m³とし、各5回繰り返して行った。また、練り上がり後のコンクリート温度の測定は、コンクリート1バッチ(1.5m³)を土中に打設して計測を行った。

図-6に液体窒素の噴入量とコンクリート温度降下量との関係を示す。コンクリート1m³を1°C

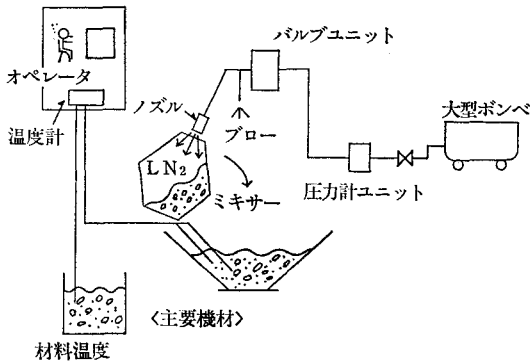


図-5 試験装置の概要

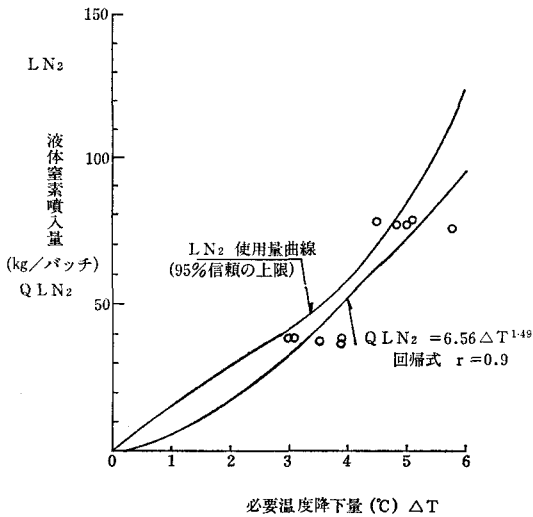


図-6 必要温度降下量(°C)に対する液体窒素噴入量

降下させるために必要な液体窒素量は、7~12kg/m<sup>3</sup>・°C (ロス含まず)であった。実施工はこの図をもとにして、液体窒素の投入量を決定した。

圧縮強度の試験結果は、図-7に示すとおりである。また、この他に行ったスランプ、空気量、単位重量試験結果からも、室内試験同様、液体窒素を噴入したコンクリートと噴入しないコンクリートとの性質の差は認められず、コンクリートのプレクーリングに液体窒素を用いても問題ないことが確認された。

練り上がり後のコンクリート温度を測定した結果、粗骨材からの熱の移動が原因と考えられるコンクリートの温度上昇が認められた。練り上がり後の温度上昇量は、プレクーリング量が多いほど大きくなっており、5°C程度のプレクーリングを行った場合は、練り上がり後、1~1.5°C程度の

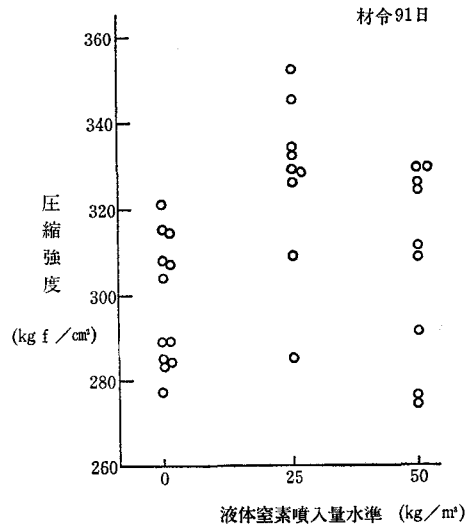


図-7 液体窒素噴入量水準と圧縮強度

温度上昇が生じていた。このことから、実施工時のプレクーリング量設定の際には、この分を考慮して計画した。

#### 4-2 施工設備

##### (1) 液体窒素噴入設備

液体窒素の直接噴入設備の概要を図-8に示す。内容量10,000ℓの液体窒素貯槽(写真-2)からコンクリートミキサーへの配管は、厚さ90mmのウレタンにより保冷したφ1.5インチのステンレス管を用いた。ミキサー口に取り付けた液体窒素噴入用ノズルは、充円錐スプレー型であり、圧力2kgf/cm<sup>2</sup>で200ℓ/minを吐出できるものとした。なお、貯槽への液体窒素の供給はタンクローリー車で行った。

液体窒素はガス化することにより、600~700倍の体積増加が起こる。従って、噴入のタイミングが早すぎると、ガス発生の勢いで、セメントが粉体のままミキサー内に飛散し、ミキサー口にセメントが固着し、材料投入がスムーズに行われなばかりか、スナートの開閉にも支障を来し、サイクルタイムが低下するという不具合が生じる。このことから、液体窒素噴入開始のタイミングは、材料投入終了直後とした。

液体窒素噴入用バルブの開閉、流量制御など液体窒素噴入に関する一連の作業は、写真-3に示すようなコントロールパネルにより集中制御し、液体窒素の噴入開始は、コンクリートの製造操作と連動するようシステム化した。

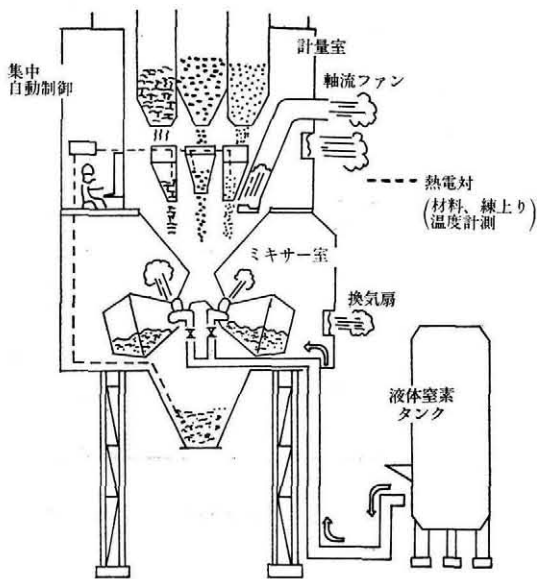


図-8 液体窒素直接噴入設備の概要図

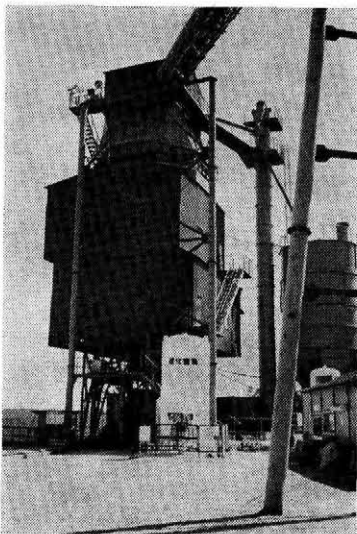


写真-2

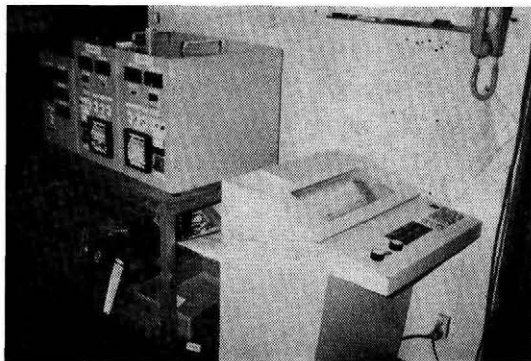


写真-3

コンクリートの練り上がり温度、材料温度は逐次計測し、練り上がり温度の推定や、打設現場での温度管理に役立てた。

### (2) 安全施設

液体窒素使用中に発生する窒素ガスは、透明かつ無臭であるが、少量でも吸い込むと酸素欠乏の害がある。従って、窒素ガスの排気などの安全対策には特に配慮し、 $\phi 600\text{mm}$ の大型換気扇等を4台、 $\phi 500\text{mm}$ の軸流ファン1台を設置し、窒素ガスの排気を行い、また、高圧ガス取扱責任者によるバッチャープラント内の酸素濃度の測定を定期的実施した。さらに、現場関係者に窒素の特性を認識させると共に、液体窒素使用中は、バッチャープラントへの関係者以外の立ち入りを禁止した。

### 4-3 施工

#### (1) 各ブレクレーン対策の実施基準

各対策の開始基準値は以下の通りである。

- ① 1次対策 粗骨材への冷水散水  
打ち込み温度 $23^{\circ}\text{C}$
- ② 2次対策 練り混ぜ水に冷水使用  
打ち込み温度 $24^{\circ}\text{C}$
- ③ 3次対策 液体窒素の吹き付け  
打ち込み温度 $24.5^{\circ}\text{C}$

また、早朝から外気温が高く、第1バッチのコンクリート製造時から液体窒素を必要とする場合は、図-9のフローで行い、材料温度を計測後、練り上がり温度を推定することで、液体窒素の噴入量を設定した。噴入量は、基礎試験結果(図-6)と練り上がり温度、打ち込み温度の測定結果から決定した。

#### (2) 施工管理項目及び管理目標値

ブレクレーンに関する施工管理項目および管理目標値を表-3に示す。その他、液体窒素の噴入量は、貯槽からミキサーへの配管途中に設けた

表-3 管理項目及び管理目標値

項目	一次対策 (散水)	二次対策 (冷水)	三次対策 (液体窒素)
打ち込み温度	$25^{\circ}\text{C}$ 以下	$25^{\circ}\text{C}$ 以下	$24^{\circ}\text{C}$ 以下
練り上がり温度	$24^{\circ}\text{C}$ 以下	$24^{\circ}\text{C}$ 以下	$23^{\circ}\text{C}$ 以下
散水温度	$5^{\circ}\text{C}$	$5^{\circ}\text{C}$	$5^{\circ}\text{C}$
冷水温度	—	$5^{\circ}\text{C}$	$5^{\circ}\text{C}$
散水量	$15\ell/\text{min}$	$15\ell/\text{min}$	$15\ell/\text{min}$
酸素濃度	—	—	21%

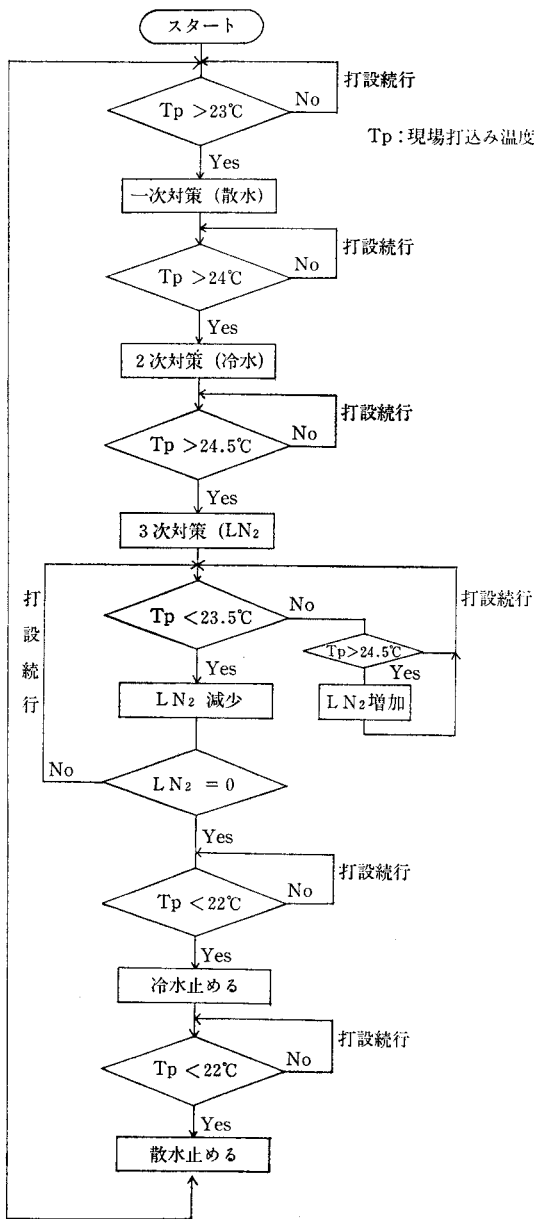


図-9 プレケーリングのフロー

オリフィス流量計により測定した。なお、3次対策で打ち込み温度の目標  $24^{\circ}\text{C}$  としたのは、基礎実験結果より、打設後の骨材からの熱の移動による温度上昇量約  $1^{\circ}\text{C}$  を見込んだためである。

(3) 結果および考察

a. 練り上がり温度および打ち込み温度

図-10にコンクリートの打ち込み温度の測定結果を示す。打ち込み温度は  $25^{\circ}\text{C}$  以下にコントロールされている。また、練り上がり温度との差は

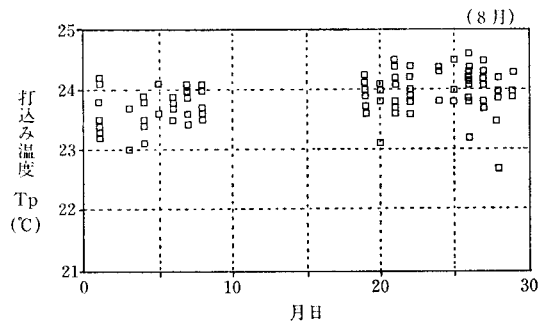


図-10 打ち込み温度の実績

平均で  $0.8^{\circ}\text{C}$  であり、練り上がり後、打設現場までインクラインおよびバケットで輸送する間に約  $1^{\circ}\text{C}$  の温度上昇が生じた。

b. 外気温および材料温度

本施工を通じ、外気温を測定した結果、プレケーリング計画時の外気温より  $2\sim 3^{\circ}\text{C}$  程度高い値であった。また、外気温の測定と並行して、コンクリートの材料温度の測定を行った。材料温度に影響する要因は外気温以外にいくつかあると考えられるが、その日の朝の最低気温を要因として加えた場合の材料温度の回帰式は以下に示すとおりである。なお、大、中砕は冷水散水時の温度であり、散水がない場合は小砕の場合を代用できると考えられる。

大 砕： $Tg1=0.304Ta+0.347Tmin+6.5$   
 $(r=0.64)r=0.51$ , サンプル数170  
 中 砕： $Tg2=0.308Ta+0.311Tmin+7.6$   
 $(r=0.70)r=0.57$ , サンプル数237  
 小 砕： $Tg3=0.294Ta+0.251Tmin+11.0$   
 $(r=0.76)r=0.66$ , サンプル数237  
 砂： $Ts=0.254Ta+0.194Tmin+14.3$   
 $(r=0.78)r=0.68$ , サンプル数232  
 セメント： $Tc=0.216Ta+0.058Tmin+37.9$   
 $(r=0.18)r=0.17$ , サンプル数232  
 河川水： $Tw=0.565Ta+0.357Tmin+0.86$   
 $(r=0.73)r=0.68$ , サンプル数33

$Ta$  : 外気温 ( $^{\circ}\text{C}$ )

$Tmin$  : 早朝の最低気温 ( $^{\circ}\text{C}$ )

$r$  : 重相関係数, 参考として  $Ta$  のみを要因とした場合も併記した。

ただし、セメント温度は外気温等との相関は低く、ほぼ  $40\sim 45^{\circ}\text{C}$  程度であった。

プレケーリングを計画する場合、コンクリート



の練り上がり温度の推定が非常に重要である。練り上がり温度推定の基礎となる上式は同種工事の参考になると思われる。

プレケーリングに使用した冷水の温度は、目標値より、2～3°C 高めであった。これはクーリングプラントで4.5～5°C で製造した冷水が保冷済の管路を通り、パッチャープラントあるいは中間ビンに到達する間に熱が外気から流入したためであると考えられる。

### c. 液体窒素の冷却効率

コンクリート1 m<sup>3</sup>を1°C 降下させるのに必要な液体窒素量は、ロス込みで約12kg/m<sup>3</sup>・°Cであった。図-11に液体窒素の噴入量とコンクリートの温度降下量との関係を示す。ただし、冷却効率は以下の式で算出した。

$$\eta = \frac{Cc \cdot Pc \cdot \Delta T}{QLN2 \cdot WLN2}$$

η：冷却効率

QLN2：液体窒素 1kg が -196°C から 10°C (仮定)にガス化するとき発生する熱量 (=100kcal/kg)

気化熱 48.8kcal/kg, 液体窒素ガスの比熱を 0.248kcal/kg・°C と仮定した。

WLN2：液体窒素の噴入量 (kg/バッチ)

Cc：コンクリートの比熱 (0.25kcal/kg・°C)

Pc：コンクリートの重量 (kg/バッチ)

ΔT：温度降下量(°C)

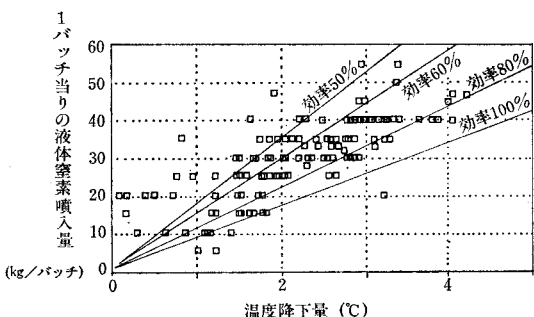


図-11 温度降下量と液体窒素噴入量

図-12にコンクリート1 m<sup>3</sup>を1°C 降下させるために必要な液体窒素噴入量q(ロス含まず)を示す。これから、qの平均値は10.6kg/m<sup>3</sup>・°Cであり、既往の報告にみられる値より比較的良好な効率であった。この値は、当パッチャープラント固有のものであることに留意しなければならない

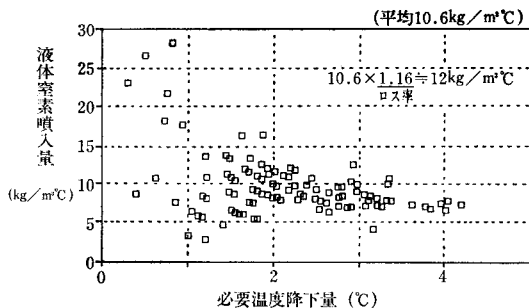


図-12 1 m<sup>3</sup>のコンクリートを1°C 降下させる液体窒素噴入量

が、冷却効率がよい理由として、ダムコンクリートのような低スランプの配合に加え、可傾式ミキサーを用いているために生コン車等に比べ液体窒素の冷熱が取り込み易かったことがあげられる。一般に、生コン車への直接噴入による冷却効率は50%以下であり、液体窒素の気化熱に相当する分が、熱交換に使用された形となっている。本工事で用いたミキサーは、液体窒素噴入中は密閉状態に近くなるため、熱効率が比較的良好なものと推察される。なお、b. に述べたように外気温が計画時より高かったため、液体窒素によるプレケーリング量は、計画時より1～2°C大きかった。

### d. 液体窒素の吹き付け時期及時間

吹き付け時期及び時間については、熱効率からすれば、でき得る限り時間をかけて吹き付けることが良いと考えられるが、吹き付け開始時期については、セメントの飛散防止からコンクリート材料をミキサーに投入完了後とし、吹き付け時間については、電磁弁の開度の関係から1分間となった。

### e. 連続運転

当初、連続運転が可能であるか憂慮していたが、1日の作業終了後にスナート部分のケレンを行えば連続運転可能と判った。

### f. 品質管理試験結果

図-13から図-15にコンクリートの品質管理試験結果を示す。これらの結果から、液体窒素使用によるコンクリートの品質への影響は認められない。

### g. 冷水使用の効果

本施工のデータから、練り混ぜ水に冷水を使用した場合、粗骨材に冷水を散水した場合のコンクリート練り上がり温度低減効果は、それぞれ2°C、

0.5°Cであった。当ダムは粗骨材に散水できる時間（中間ビンにおける滞留時間）は3時間程度であり、他の施工例より短いことから、散水による

冷却効果が小さかったものと思われる。

#### h. 安全管理

液体窒素使用中の酸素濃度測定結果は、各計測箇所とも21%であり、特に問題は認められなかった。

### 5. おわりに

液体窒素によるプレクーリングは、海外では多くの施工例が見られるが、国内ではまだ施工例の少ない方法であった。大川瀬ダムでは、本方法により約12,000m<sup>3</sup>のコンクリートを施工した。その結果、コンクリートの打ち込み温度を25°C以下に制御することができ、また、コンクリートの品質にも全く影響を及ぼさないことが確認された。

本報告が、今後、液体窒素によるプレクーリングの参考となれば幸いである。最後に、液体窒素によるプレクーリングを行うに際して、多くの方々のご指導を賜りましたことを深く感謝致します。

#### 参考文献

- 1) 渡辺春男他：マレーシアケネリングダムのコンクリート施工について(II)，ダム日本 No.494.
- 2) 西川和雄他：玉川ダムRCDコンクリートの温度履歴について，建設省東北地建管内技術研究発表会 Vol. 37.
- 3) 前川和良他：安濃ダムのコンクリート打設と夏期クーリングについて，ダム日本 No.491.
- 4) 川口信幸他：川治ダムコンクリートのプレクーリング，建設省技術研究会報告 Vol. 34
- 5) ACI 318-83：Building Code Requirements for Reinforced Concrete.
- 6) 中根 康他：液体窒素を用いたプレクーリングのダムコンクリートの適用性，コンクリート工学年次論文報告集1987.
- 7) 十河茂幸他：液体窒素によるコンクリートのプレクーリングに関する研究(その2)，一生コン車における直接冷却一，土木学会年次学術講演会1986.

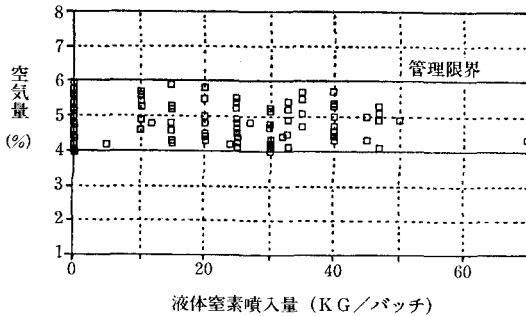


図-13 液体窒素噴入量と空気量

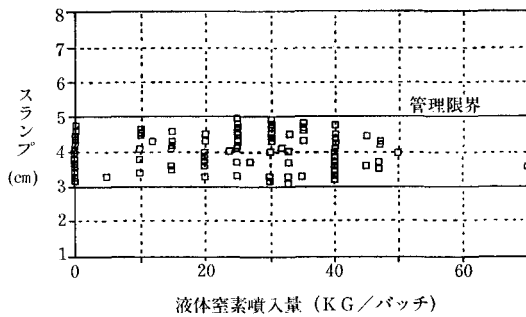


図-14 液体窒素噴入量とスランプ

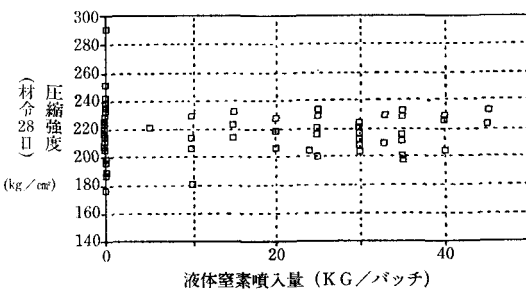


図-15 液体窒素噴入量と圧縮強度

# 地 中 探 査 レ ー ダ ー

阿 部 京 三\* 松 本 功\*\*

目	次
1. まえがき.....	74
2. 原 理.....	74
3. 装置構成と主要性能.....	75
4. 動作概要.....	75
4.1 パルス送信器.....	75
4.2 サンプリング回路.....	75
4.3 S T C回路.....	75
4.4 その他のアナログ回路.....	77
4.5 C P Uおよびメモリ部.....	77
4.6 表示モード.....	77
5. 測定例.....	79
6. あとがき.....	79

## 1. ま え が き

現在、地下埋設物として、上下水道管、ガス管、電力ケーブル、通信ケーブル等が敷設されているが、施工年度が古く図面等が不備だったり、施工精度が悪い等により、実際の埋設位置がずれており、管の埋設や道路工事に際し、既設管路を切断するなど重大な支障を生ずることもしばしばである。さらに、水道管の漏水等が原因で生じる地下空洞による道路陥没事故等も発生している。この様なことからこれらの埋設物の位置や空洞の有無等地下の状況を掘削せずに探査する装置の開発が切望されている。本地中探査レーダーは、地下埋設物の状況を掘削せずに把握することを目的とした埋設物探査装置として開発されたものである。1～2ナノ秒（ナノ秒=10<sup>-9</sup>秒）のベースバンドパルスを地中に放射し、地中からの反射波により地下3 m程度までの状況を探査しようとするものであり、金属管、コンクリート管、塩ビ管や舗装路面下のゆるみ、空洞、コンクリート内の鉄筋などの探査に有効である。

## 2. 原 理

地中探査レーダーの原理は、現在広く用いられている一般のレーダーと基本的には同じである。すなわち、図—1に示すように、電磁波を送信アンテナから地中に向けて放射し、その電磁波が土

と電気的性質の異なる物質、たとえば埋設管、空洞、地下水等の表面で反射され、再び地表に出て地表近くに置いた受信アンテナに到達するまでの時間から、反射物体までの距離を計り、アンテナを地表面に没って移動することにより、水平面上の位置を求めるものである。

地中探査レーダーは、地中の浅い部分を高分解能で探査することを目的としているため、パルス幅を極めて狭くする必要がある(数ナノ秒)。この様な狭いパルス幅のパルス信号で変調しようとすると搬送波の周波数が1 GHz以上になり、地表面での反射や地中での減衰が大きくなるため、地中探査レーダーでは搬送波を含まないインパルス波（パルス幅がきわめて狭くパルスの高さが大きなパルス波）を送信波として用いている。パルス幅数ナノ秒のインパルス波は、0～数百MHzにわたる周波数成分を持っているため、地中探査レーダー用のアンテナは特殊な広帯域アンテナを使用し、また、電波を地中にのみ放射し空中へは放射しないように特殊なシールドが施されている。

地中での電波の速度は空気中より遅く、近似的に次式で表わされる。

$$V = C_0 / \sqrt{\epsilon_r} \quad C_0 : \text{空気中の電波の速度}$$

$$\epsilon_r : \text{土の比誘電率}$$

従って、地中の反射物体までの距離  $D$  は送信時刻から反射波の受信時刻までの時間差  $T$  から次式で求められる。

$$D = 0.5VT$$

\* 日本無線営業技術部  
\*\* " 技術5部測定器課

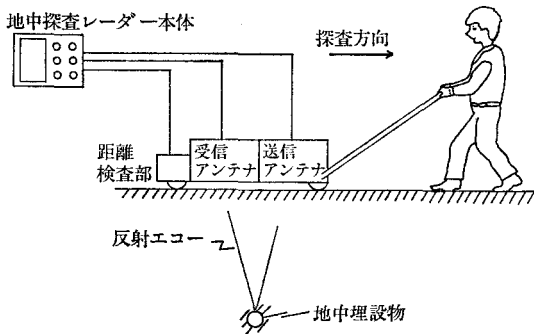


図-1 地中探査レーダー

### 3. 装置構成と主要性能

以下に本装置の構成と主要性能を示す。

#### 3.1 装置構成

表-1, 表-2 に構成品を示す。

表-1 構成品 (標準)

品名	形名	数量	備考
本体表示器	NJJ-28A	1台	
アンテナ (中形)	NJJ-34	1台	
付属品			
信号ケーブル(1)		1本	30m リール付
信号ケーブル(2)		1本	3m
電源ケーブル		1本	
マーカユニット		1ヶ	
接写用金具(1)		1ヶ	35mmカメラ用
接写用金具(2)		1ヶ	インスタントカメラ用
CRTフード		1ヶ	
車輪		1式	
ヒューズ		2ヶ	
取扱説明書		1部	
付属品収容箱		1ヶ	

表-2 構成品 (オプション)

品名	備考
アンテナ (小形)	NJJ-33
アンテナ (大形)	NJJ-38
カラーハードコピー	NJW-85
データレコーダ	R61
カラープリンタ	JP-80
35mmカメラ	AE-1
インスタントカメラ	800XKIT
RS-232C出力	

#### 3.2 主要性能

表-3 に本装置の主要性能を示す。

### 4. 動作概要

図-2 に本装置の回路ブロック図を示す。本装置は、アンテナと本体表示器の2つの筐体に分かれており、本体よりトリガー信号 (発射信号の引き金となる信号) をアンテナに供給する。これに従って数ナノ秒以下のインパルス波 (高圧パルス) をアンテナより発射し、反射物体からのエコーパルス (反射波) を受信アンテナで受信し、サンプラーにより低周波信号に変換して本体へ伝送する。本体ではこの受信信号を A/D 変換 (アナログ信号をデジタル信号に変換) し、伝搬時間差を判定し、信号強度を8段階のカラーレベル (信号の電圧の大きさを色で表わす) に変換してブラウン管上に画像として表示する。以下主な回路機能について説明する。

#### 4.1 パルス送信器

地中探査レーダーは、探査深度が比較的浅いため (数10cm~数m), 送信波に搬送波を持ついわゆるバースト波を使用することができず、パルス幅数ナノ秒程度の搬送波を含まないインパルス波、いわゆるベースバンドパルスを使用している。図-3 に送信波形を示す。

#### 4.2 サンプリング回路

地中探査レーダーの送信パルス幅は数ナノ秒程度、最大探査距離も時間にして数百ナノ秒程度の高速度現象であるために、そのまま受信信号をデジタル量に変換するのは困難である。そこで低周波への変換が必要となるが、それを行うのがサンプリング回路である。図-4 にサンプリング回路の原理を示す。

#### 4.3 STC回路

地中探査レーダの受信波は、地表面による強力な反射波の後に埋設物からのエコーパルス (反射波) が返ってくる。ここで埋設物からのエコーパルス (反射波) は、深度に応じた時間だけ遅れて受信され、それとともに1m当たり約10dB程度減衰しているため、図-5(a)に示すように強度が低下して受信される。

STC回路は、上記の理由で減衰して受信された波形を図-5(b)に示すように補正し、埋設物からのエコーパルス (反射波) の表示レベルを同一にするためのものである。

表-3 JEJ-51A 主な仕様

項目	性能
方式	インパルス方式
表示モード	Aモード……反射波形の測定・表示 Bモード……垂直断面図の測定・表示 Cモード……水平断面図の測定・表示
測定範囲	0~20, 40, 60, 100, 200ns の5切替
深度表示	時間目盛, 距離目盛 (誘電率の設定が必要) の切替可
時間軸感度補正	10パターン of 切替可
感度	10dB および 1dB ステップで 0~59dB 切替可
測定間隔	2, 4, 6, 8, 10cm の5切替
信号処理	差処理, 積処理, 差積処理, 空間フィルタ処理の4種
ブラウン管	8インチ カラー 8色
内部記録	測定間隔 4cm で 28m 長のデータ記録
アンテナ速度	約 6 km/時間 (ただし, 測定間隔 4cm の場合)
外部データ入力	データレコーダからの入力可
出力	カラーハードコピー出力, データレコーダ出力, ビデオ出力, カラープリンタ出力 (オプション), RS-232C出力 (オプション)
電源	AC100V ± 10% 50/60Hz
消費電力	約130VA
外形寸法	NJJ-28A 本体表示器 約430(W)×250(H)×500(D)mm NJJ-34 アンテナ 約688(W)×260(H)×881(D)mm
重量	NJJ-28A 本体表示器 約22.5kg NJJ-34 アンテナ 約18.5kg

※アンテナから発射された電磁波は、土地や埋設物などにより減衰量や反射量が異なり探査深度に影響します。

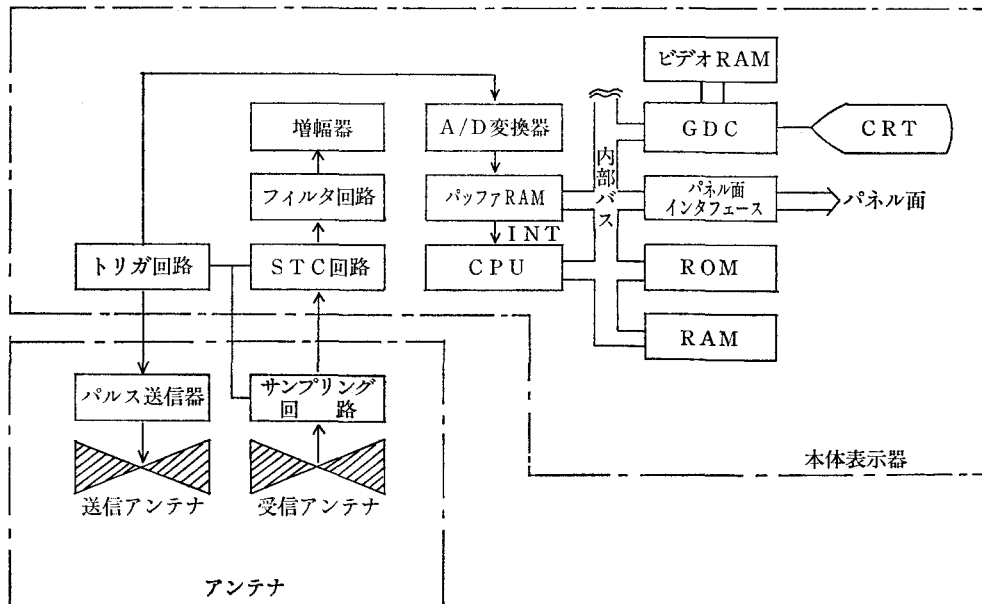
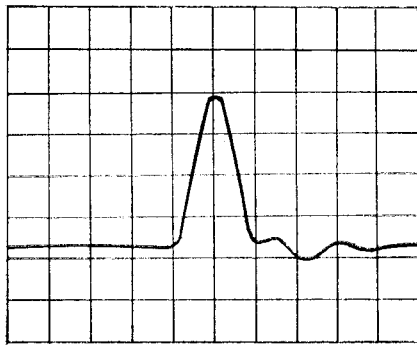


図-2 回路ブロック図



2ns/div., 20V/div.

図-3 送信パルス波形

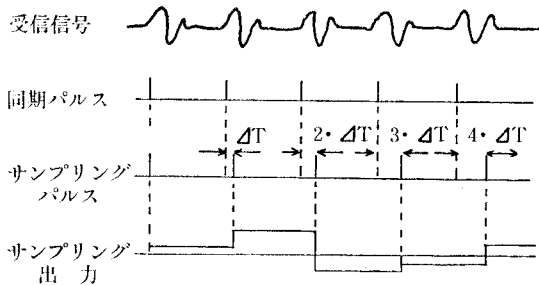


図-4 サンプリング回路動作

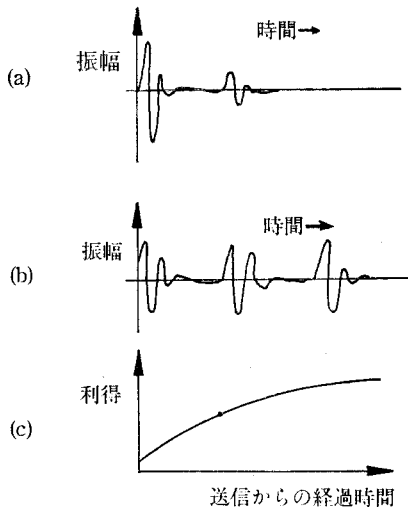


図-5 STC回路動作

#### 4.4 その他のアナログ回路

その他、低周波に変換された受信信号を増幅する増幅器、信号中の不要な成分などを除くためのフィルター回路などがある。

以上の回路を通った後、受信信号は同期信号とともに A/D 変換器へ送られる。

#### 4.5 CPUおよびメモリ部

A/D 変換器でデジタル化された受信信号は、内部メモリに記録され、パネルスイッチで指定された内容に従い、高速で演算処理され、カラーブラウン管に画像表示される。

#### 4.6 表示モード

本装置の表示モードのソフトウェアフローチャートを図-6に示す。表示モードはA, B, Cの3モードである。

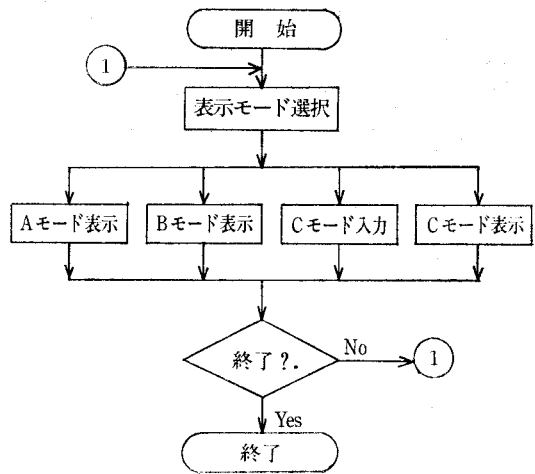


図-6 ソフトウェア構成フローチャート

##### (1) Aモード表示

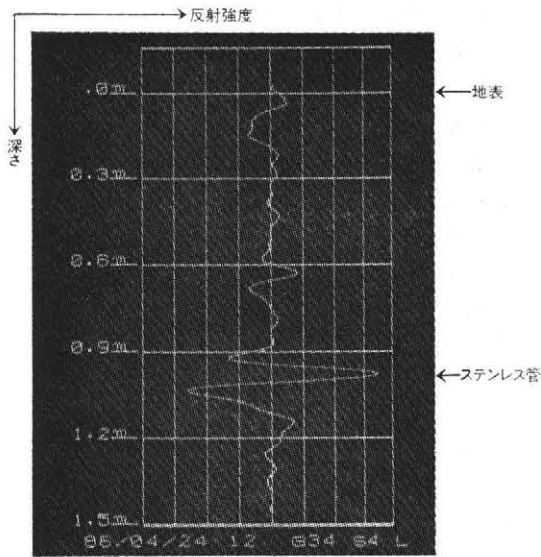
Aモード表示はアンテナで受信された埋設物からのエコーパルスを、原データのままでCRT上に描画するもので、横軸が受信信号の強度、縦軸がパルスの伝搬時間となっている。写真-1にAモードの表示例を示す。図-7に示す地点における受信信号である。

##### (2) Bモード表示

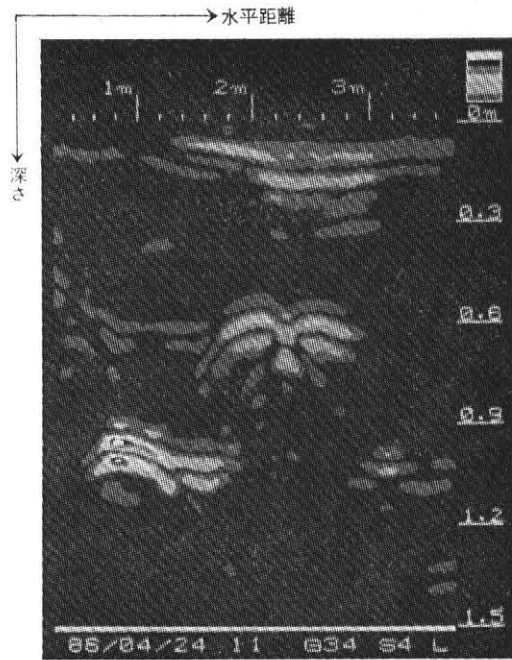
アンテナを地表面に沿って移動させ、あらかじめ設定された距離間隔毎にデータを取り込み、アンテナ移動線直下の垂直断面図を表示するものである。横軸にアンテナ移動距離、縦軸に深度、信号強度は8色のカラーで画面表示される。写真-2にBモードの表示例を示す。図-7に示す測線を探査した結果である。

##### (3) Cモード表示

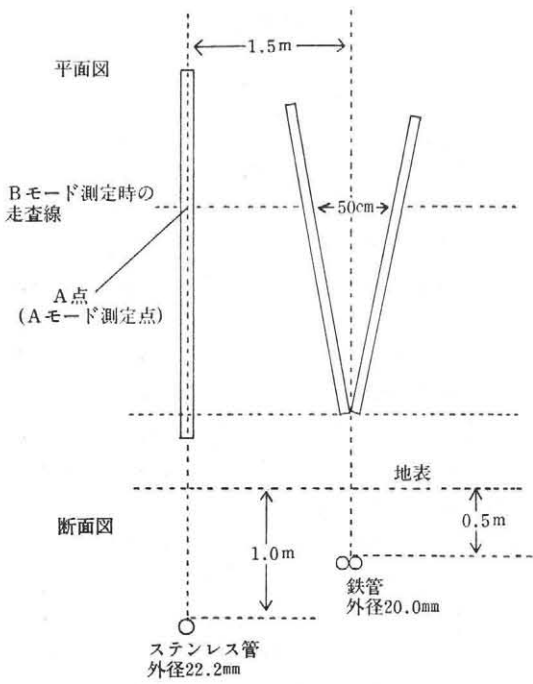
Cモード表示は、前記のBモードデータを50ライン集め、その三次元配列をもつデータ



**写真-1 Aモード出力例 (実験用管路)**  
 一点のみの深さ方向の測定表示例です。  
 埋設されたステンレス管からの反射電力が非常に大きくなっています。

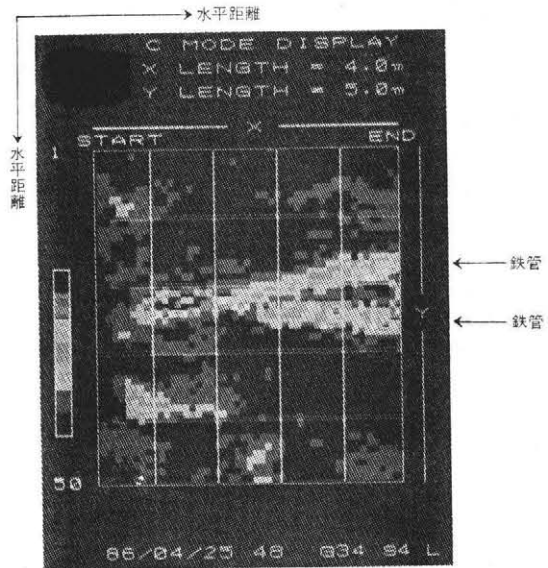


**写真-2 Bモード出力例 (実験用管路)**  
 地表を直線状に走査して得られる出力で地中の垂直断面図を表わします。色は白、赤、マゼンタ、黄緑、シアン、青、黒の類に反射波の強さを表わします。  
 ステンレス管、鉄管の埋設位置が表示されています。



**図-7 実験用埋設管記置図**

の中より、深度で設定した表示範囲内のデータのみを表示する。Bモード表示が地中の垂直断面図であったのに対し、Cモード表示は、測定区域の水平面配置図を示す。又、写真-3に表示例を示す。



**写真-3 Cモード出力例 (実験用管路)**  
 地表を一定間隔で複数回走査して得られる出力で、地中の水平断面図を表わします。表示する深度範囲は、測定終了後、任意に選べます。上図は深度範囲の水平断面図でV字形に埋設された鉄管が表示されています。

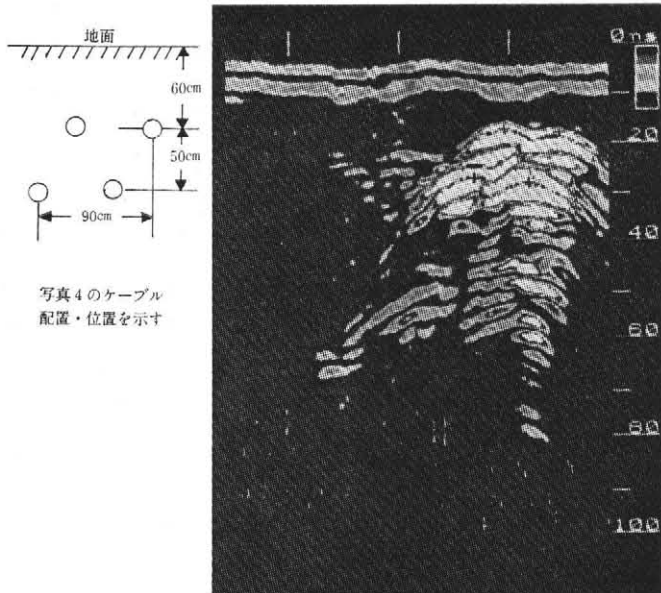
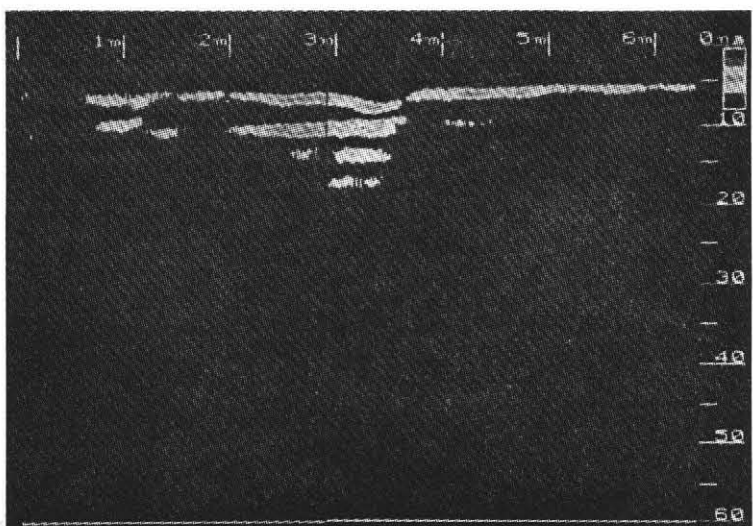


写真4のケーブル配置・位置を示す

写真—4 電力ケーブル測定例



写真—5 舗装路面下の空洞測定例

5. 測定例

本装置を使用した地中探査例を示す。写真—4は地中における電力ケーブルの探査結果である。上下2段、2列の平行四辺形に配置された4本の電力ケーブルが現われていることがわかる。写真—5に舗装路面下の空洞探査実験結果を示す。この地点は掘削の結果、ゆるみの状態になっている

ことが確認された。写真—6は石綿管(φ10cm)の探査結果を示す。この場合も明瞭なエコーが現われている。

6. あとがき

以上、現在開発された地中探査レーダーの概要を説明したが、農業用水・電力・ガス・水道等の設計、施工、管理に関係する機関にとって地中の



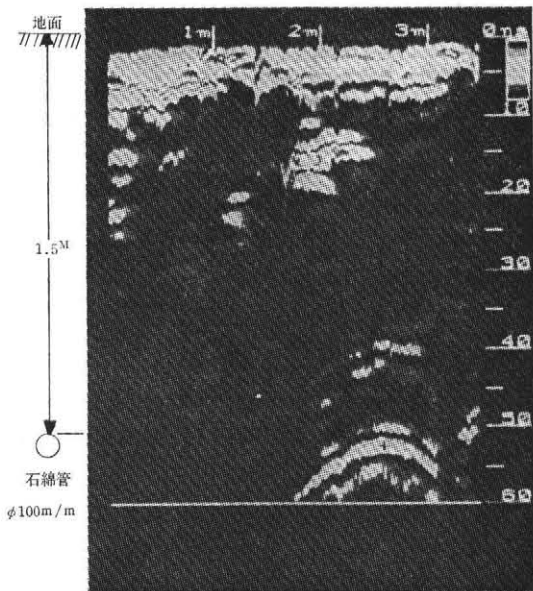


写真6の石綿管  
の位置を示す

写真—6 石綿管の測定例

埋設物を掘削しないで位置を正確に知りたいというニーズは、非常に大きいと思われる。そして地中掘削システムのセンサーとしての使用など今後各種応用分野が考えられるので、信号処理を含めた技術開発を行うとともに現場での実績を積み重ね、更に使い易さと、精度の向上を図っていく考えである。

最後に、この報文のとりまとめに際しては、農土試造構第4研究室竹内主任研究官に多大の御指導をいただいたことを記し、深く感謝致します。

## フランスの畑地かんがい専用取水栓

千葉 孝\*

目	次
1. はじめに……………	81
2. 我が国のかんがい用栓の課題……………	81
2-1 吐出圧の安定と吐出量の制限……………	81
2-2 使用水の計量……………	81
3. フランスのかんがい専用取水栓……………	82
3-1 取水栓として備えるべき機能……………	82
3-2 基本構成仕様……………	82
3-3 機能特性、及び仕様……………	83
4. 栓の使用状況……………	87
5. あとがき……………	88

### 1. はじめに

パイプラインは、極めて高度な機能と利便性をもつ水起施設であるが、これを共同利用する場合、個々の取出し口における吐出圧、流量を常に設計通りの値に保つことは容易ではない。今回はこのような課題を解決して、きわめて有効にパイプラインを使いこなしているフランスの例を報告する。

### 2. 我が国のかんがい用栓の課題

#### 2-1 吐出圧の安定と吐出量の制限

我が国のパイプラインの内、特に畑地かんがいにおける共同利用のパイプライン網ではON、OFF単機能の給水栓、または立上り栓と呼ぶ栓から水使用が行われている。しかし、この栓にかかる圧力は地形標高や搬出距離の遠近などによりそれぞれ異なり、更に天候をはじめ各自の営農やかん水施設の種類の違いによる使用量の変化が加わることから、それぞれの栓の吐出圧は極めて激しく変動しているのが実情である。このため、吐出量も安定しないため、水使用者側では、かん水の均一性を欠いたり、栓の開閉操作に困難を感ずることも多い。また、各栓の吐出量が設定値以上に超過することは、共同利用のパイプラインに異常な圧力低下を生じさせる原因をつくり非常に危険な状態を発生させる。現在は、この対策として、かんがい網の団地構成に当り標高差を小さくするように分割したり、団地面積を制限して自然圧の格差を可能な限り小さくし、あと

は共同管理の努力に委ねている状態である。

しかしながら、戸当りかん水面積が10～20ha、地区面積が数千～1万余haに達する大規模地区では、団地構成に制限を与えることは施設の建設費の増加はもとより、多数の系に分割されるため、幹支線レベルの保守管理の困難性をより強める原因にもつながる。一方、圃場レベルでは大形の散水施設を使用するための栓の吐出圧が安定しないと、かん水誤差が大きくなりかんがい効果を失う危険があるとともに耐圧性の高い機材類を設備せざるを得ないので工事費を大きくする。このような事態を避けるため水使用の起点となる栓の重要な基本機能として、吐出圧の自動的安定と設定された一定の吐出量を超過しないよう制御できることが是非必要である。

#### 2-2 使用水の計量

我が国の畑地かんがいは、水田のように常時絶対必要なものではない。降雨の偏りなどからくる土壌水分の変動に応じて計量されるかん水作業が必要である。

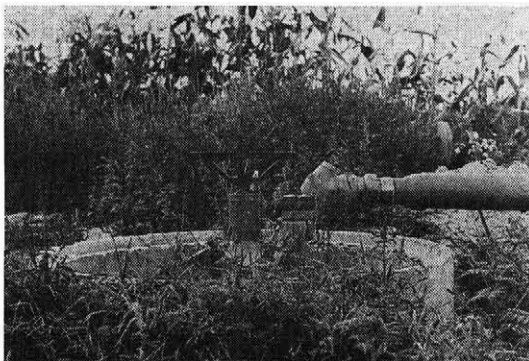
また、作物の中には過剰かん水が収量の低下につながるものや、防霜かんがいのように正確なかん水をせねばならないものがあるので、この指標として使用水の計量装置の導入が必要である。更に、大規模な輪作地帯では年々の水使用量も歴年的に当然変化していくし、事業地区では基幹施設が完成しても末端のかん水施設を備え、これを計画どおり使用するまでには相当の年月にわたって変動が続く。このような場合、施設費は別として年々の維持管理費など経常費用の負担を施設面積

\* 北海道農業土木コンサルタント株式会社

で行うことは、公平さの点で共同管理体制の運営を難しくするとともに、かんがいの普及を阻害する原因ともなると考えられる。畑地かんがいは使用する水量に応じて収益が上がるのが基本であるから、水の管理費もこの収益、即ち使用水量に応じた負担ルールの設定が共同管理を円滑にし、かんがいの普及を図ることとなるので、誰でも納得しやすい正確な計量が必要である。この計量制の導入は、水供給側が主導する計画的配水を可能にするとともに、使用者側の過剰使用を押さえることになり、パイプラインの安全性にも大きく寄与するものとする。

### 3. フランスのかんがい専用取水栓

フランスの取水栓は、共同利用のパイプライン網より個人のかんがい施設に安定的に配水する重要施設として数十年前より開発、研究されてきた。1981年、栓の製造供給について農業省より“かんがい用取水栓の製造供給に関する一般技術仕様書（C. C. T. G.）、及び同特別技術仕様書（C. C. T. P.）”が示され、極めて厳しい機能と利便性を要求しているのでその概要を述べる。



写真一

#### 3-1 取水栓として備えるべき機能

取水栓はある圧力で稼働する共同利用のパイプライン網とかん水設備をもった個人パイプライン施設の境界に位置する重要な水利施設として位置づけられる。この栓は、共同施設の一部として管理されるが、操作は水使用の個人によりその個人のかんがい施設の必要に応じて行われる。フランスでは個人施設は栓の直下からとして区分され、栓はこの個人施設へ契約した量と圧力を確実に供給できるように次のような機能が要求されている。

#### (1) 基本機能

- ・ かんがい用水の供給と遮断
- ・ 吐出口を通過する供給量の計量
- ・ 吐出口以下の圧力を一定値に安定させる
- ・ 吐出口の吐出量を一定値内に制限する

#### (2) 特殊機能

上記の基本機能に合わせて次の機能を課すことができる。

イ. 共同施設、即ち供給側に故障を生じ一時的に栓の上流側の圧力、または流量が低下した場合に栓の吐出口が自動閉塞し、回復時には自動的に開放する。

ロ. 個人施設の水使用が急停止した時に栓が自動閉塞し、下流側の圧力を設定圧力以上に上昇させない。

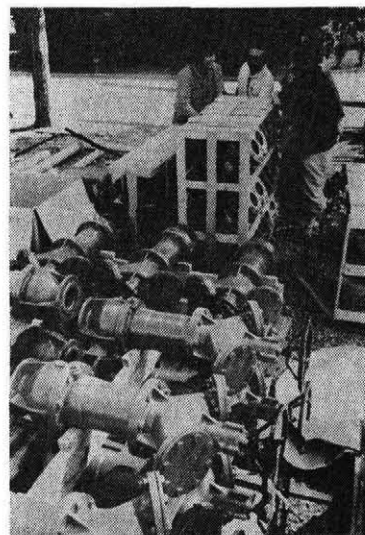
ハ. 個人散水施設が自動排水機能を持ち、かん水作業の完了とともにこれが作動し、栓の下流側圧力が急低下した場合、栓の吐出口が自動閉塞して、過剰流出と本管の圧力低下を防止する。

#### 3-2 基本構成仕様

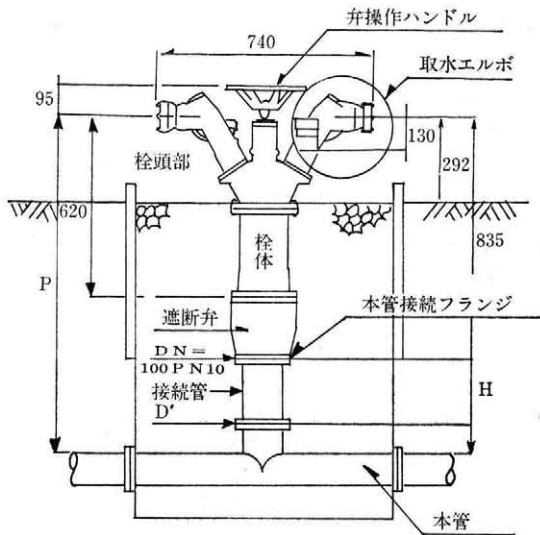
取水栓は図一に示すように、栓体と複数の取水エルボから構成されそれぞれ次の部品からなる。

##### (1) 栓体

これは地下埋設本管から立上る取水栓の本体をなし、基部に本管接続フランジ、流水を遮断する弁座を、立上りスリーブの頭部には複数の取水エルボ取付け台座、及び遮断弁操作ハンドルを持つ。（写真一）



写真二



図一 取水栓の一例

(2) 取水エルボ

取水エルボは流量計量，圧力調整，流量制限の各装置と個人のパイプラインへの接続吐出口から成り，一つの栓体に圧力，流量など特性値の異なる複数の取水エルボを取付け可能とする。(図一)

(3) 構成と機能

イ、本管側と取水栓との流水遮断弁は栓体に組み込まれているので，取付けられたすべての取水エルボはこれを共用する。

ロ、計量装置は，取水エルボごとに組み込まれているのでそれぞれ吐出口ごとに水使用量が計量される。

ハ、水質としては，混入物の最大許容値を 2mm，濃度 200mg/ℓ以下で，恒常的稼働の保証及び水質と機能の関係を常に把握することを製造側に要求し，許容水質内で損害を生じた場合は，製造側に責任がある。

なお，制御及び計量装置はすべて地上で取りはずし可能な取水エルボに装備されるので，“ゴミ”詰まりの場合は栓体遮断弁を閉じ，エルボを取りはずして清掃できる。(写真一)

3-3 機能特性，及び仕様

(1) 全体機能特性

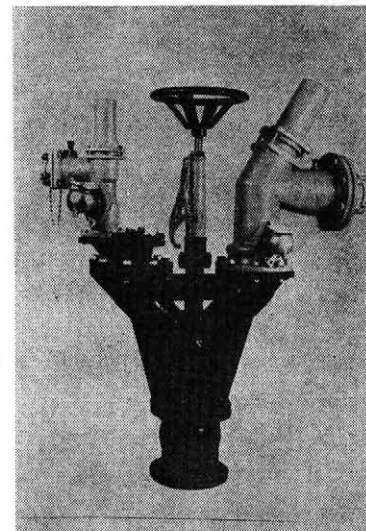
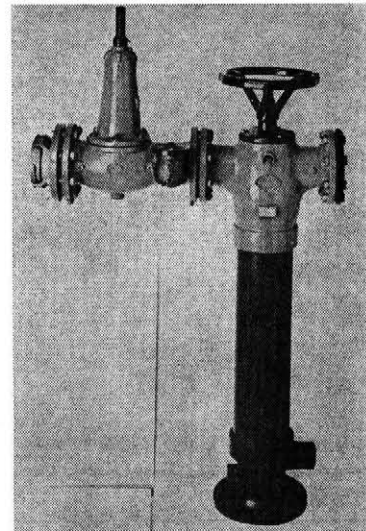
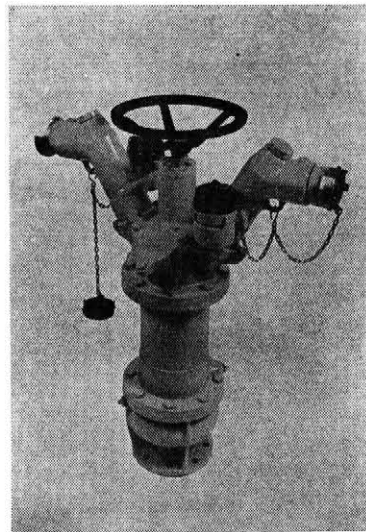
イ、圧力 (1バール≒1.02kg/cm<sup>2</sup>)

公称常用圧力 (PN) 20バール

許容最大圧力 (PMA) 20バール

許容一時的圧力 (PMT) 25バール

試験圧力 (PEH) 30バール



写真一

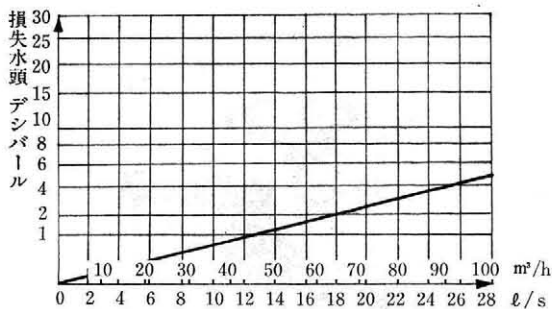


図-2 取水栓本体損失水頭図の例

ロ. 公称流量 (QN)

この流量は、栓の各部分寸法の決定基礎となった最大恒常流量をいい、過剰な水頭損失、振動、異常な摩擦など生じない範囲の値である。

ハ. 損失水頭

どのような装備をしても1パール以下とし、栓の構成部分それぞれについて、正常な稼働状態における損失水頭曲線の提示を求める。(図-2)

(2) 栓体

基幹となる栓体の公称流量 (QNB) は40, 80, 120m<sup>3</sup>/hr の3種類に統一し、それぞれの流量に応じた本管接続フランジ口径は次のとおりである。なお、この流量は同時に水使用を行うことが出来る取水エルボ流量の合計最大値である。

(表-1)

表-1 栓体径別公称流量及び接続フランジ口径

栓体公称流量 (QNP)	フランジ径
40m <sup>3</sup> /hr	80mm
80m <sup>3</sup> /hr	100mm
120m <sup>3</sup> /hr	150mm

ロ. 遮断弁

栓体基部に設け流水の完全な遮断はもとより、共同かんがい網への水撃圧発生を可能な限り防止するように次の条件が設定されている。

- この弁はいかなる場合も流量調整に用いない。
- 弁の開閉に当って、一回転操作が最短一秒の速度で行われた時の水撃圧は+2パールを越えてはならない。
- 操作ハンドル回転数は30回以下とし、一回転の遮断流量は公称流量 (QNB) の10%以下とする。

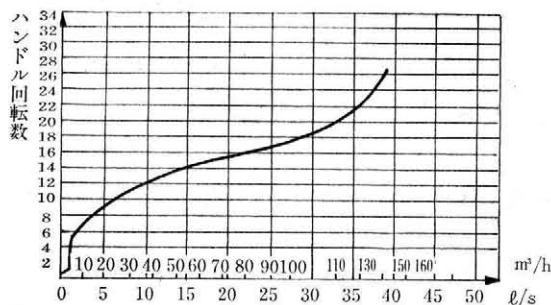


図-3 バルブ開度による流量曲線図の例  
設定圧力=3.5bars

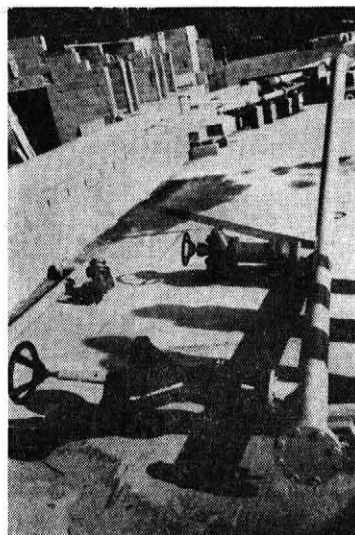


写真-4

・ ハンドル操作力は6m daN を越えてはならない。

・ 流量0と公称流量 (QNB) 間のいかなる流量にあっても、振動を生じてはならない(図-3, 写真-4)

(3) 取水エルボ

イ. 取水エルボ管口径及び公称流量 (QNP) エルボ管の径は装備できる最大の流量制限装置に応じて65, 100, 150mmの3種に規格化し、それぞれの公称流量 (QNP) は次の通りであるが、表-4に示す流量制限装置を選択装備する(表-2, 図-4)

ロ. 圧力調整装置

この装置は、共同利用のバイブライン網の変動する圧力を自動的に減圧し、吐出口下流における一定保証圧力 (PAR) を安定維持するもので、その種類は次のとおりである。(表-3) 保証圧

表—2 取水エルボ口径及び公称流量

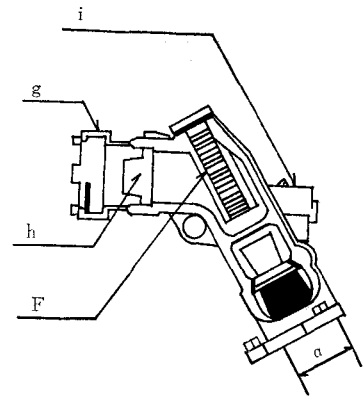
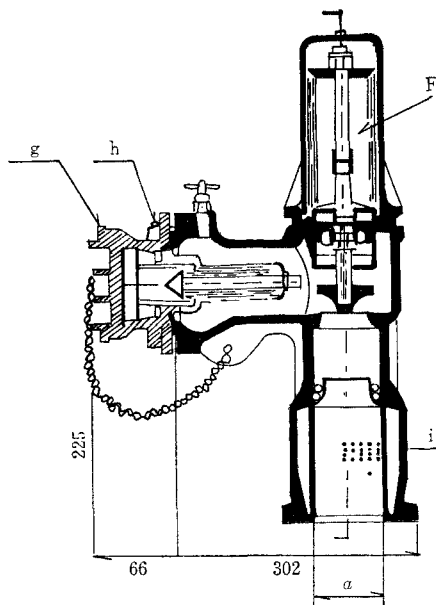
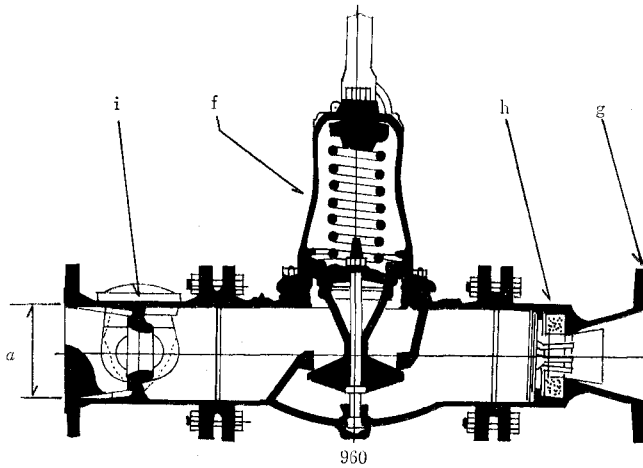
口径	公称流量 (QNP)
65mm	30m <sup>3</sup> /hr (8.3 ℓ/s)
100mm	60m <sup>3</sup> /hr (16.7 ℓ/s)
150mm	120m <sup>3</sup> /hr (33.3 ℓ/s)

表—3 保証圧力 (PAR) の種類

3	4	5	7	9	10	バール

力 (PAR) は通過量によって変化するが、公称流量 (QNP) と最少稼働流量 (qm) 間では保証圧力 (PAR) を上回る圧力は 0 バール～(0.5 + 0.10PAR) バールの範囲内でなければならない。例えば PAR = 5 バールの場合は 5～6 バールの範囲で調整される。

なお、遮断弁が開放されていて下流の水使用が停止している場合、すなわち、0～qm の範囲でもこの装置が働く特別仕様もあり、個人施設の安全性を高め、かつ、設備費の節減を計ることができるので、現在この仕様が普及しつつある。



a=口径 i=流量計、g=吐出口、h=流量制限装置、F=圧力調整装置

図—4 代表的取水エルボの断面図



## ハ. 流量制限装置

吐出口の流量を制限値以上吐出ないように制限し、共同利用のパイプライン網の異常な圧力低下を防止するもので、すべての取水エルボにこの装置を義務づけている。制限流量（QNL）の種類は、取水エルボ口径に応じて次のとおり設定している。（表—4）

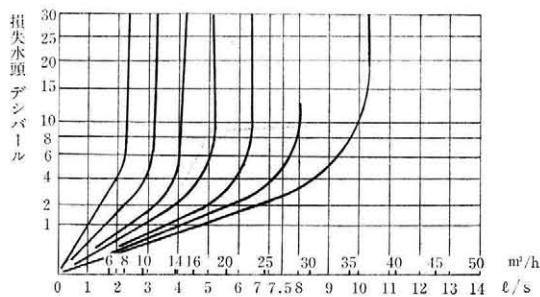
表—4 流量制限装置の種類

取水エルボ口径	QNP	制限流量
65mm	30m <sup>3</sup> /hr	5, 7, 10, 15, 20, 25, 30m <sup>3</sup> /hr
100mm	60m <sup>3</sup> /hr	15, 20, 25, 30, 35, 40, 50, 60m <sup>3</sup> /hr
150mm	120m <sup>3</sup> /hr	50, 60, 80, 100, 120m <sup>3</sup> /hr

この流量の許容超過幅は20%以内とされ、一定範囲のもとでは上流圧力の変動に影響されず、かつ、いかなる場合も上下流で1バールを越える過剰水圧を引き起こすことを禁じている。

また、上下流の圧力差が2バール以下である間は、いかなる振動の発生も禁じている。さらに、この装置はコンパクトであり取り外しや手入れの容易性と、管理者以外変更できないような不可侵措置を要求するなど厳しい仕様となっている。

（図—5）



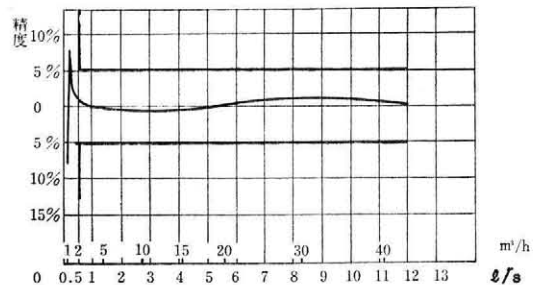
図—5 流量制限装置の損失水頭図の例

## ニ. 流量計量装置

供給した水量に応じて管理費を請求したり、適正なかん水のため、すべての取水エルボにこの装

置を取り付ける義務を課している。タイプは製造側に委ねられているが、圧力調整装置等と同様極めて厳しい条件が示されている。すなわち、先述の水質条件と圧力下ではもちろん 0°C~70°C の温度でも正常な稼働が必要である。

読み取りカウンターは写真—5に示すように、m<sup>3</sup>単位のローラー式ドライタイプとし、ガラス面をとおして読み取りを防げるような曇りの発生を禁ずるとともに、不正使用が直ちに明らかになる装置を備え付けなければならない。このほか、取替えや互換性、取付け現場での調整不要措置など細かく規定するとともに、この装置の、正常な作動保証期間はメーター最大作動範囲を最短とし、どんな場合でもカウンターを空気中で作動させない措置とすることを義務づけている。（表—5, 図—6, 写真—5）



図—6 流量計精度図の例



写真—5

表—5 計量装置の精度及びカウンターの範囲

エルボ口径	公称流量	作動開始流量	±5%精度を保証する範囲	許容最大流量	メーター作動範囲の最大量
65mm	30m <sup>3</sup> /hr	0.8m <sup>3</sup> /hr	2~30m <sup>3</sup> /hr	40m <sup>3</sup> /hr	99999m <sup>3</sup>
100mm	60m <sup>3</sup> /hr	1.5m <sup>3</sup> /hr	3~60m <sup>3</sup> /hr	80m <sup>3</sup> /hr	99999m <sup>3</sup>
150mm	120m <sup>3</sup> /hr	1.5m <sup>3</sup> /hr	7.5~120m <sup>3</sup> /hr	150m <sup>3</sup> /hr	99999m <sup>3</sup>

(4) その他

イ. 栓体には自動水抜き及び空気排除装置が要求されているが、これにより弁閉塞時に栓体内が自動的に空になり凍結防止となるほか、共同かんがい網の末端空気弁を兼ねることができる。

ロ. 管理のため栓の認識番号や機能特性値などを、地上部分に明示する。

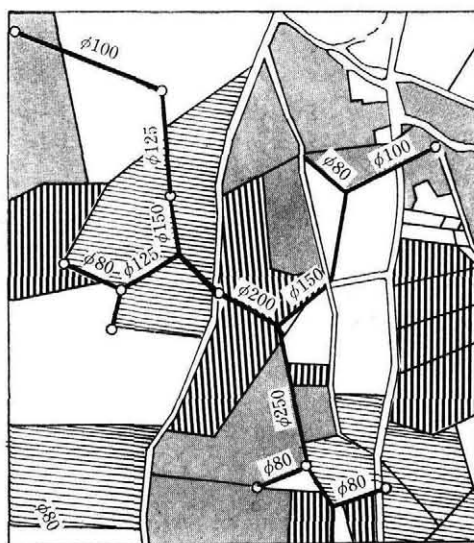
ハ. 管理者以外の者による不正な扱いなどを防止するため、圧力調整、流量制限、流量計などの装置は現地調整ができないように工場製のカートリッジで供給、これらの装置をはじめエルボ等の取付けボルトにはすべて管理者により鉛封印をするとともに吐出口は施錠ができることが要求されている。

#### 4. 栓の使用状況

以上の仕様に基づいて現在数社が製作供給しており、約 15万ha の地域に数千個の取水栓が稼働、共同利用のパイプライン網の建設にはなくてはならない基本的設備として使用されている。これらの栓の機能を調べてみると、現在供給されているものは前述の一般仕様書（C. C. T. G.）より高い精度で製作され、更に特別仕様書（C. C. T. P.）に述べられている機能を付加しているものが多い。

ただし、1981年の規格化以前の栓では厳しい基準に適しないものもあり、C. C. T. G.にも記されている暫定措置がとられ逐次規格品と交換されているが、古い栓でも流量の計量、圧力調整、流量制限などを有しているのが我が国の栓と異なる感がある。フランスでは、この専用取水栓の使用により前段階で述べた我が国のパイプラインの論議を殆どクリアーしており、次のように広範囲にわたって重要な役割を果たしている。

◎ 一つのパイプライン系統に支配させる団地の構成計画にあたっては、こうした取水栓を用いることによって団地内の地形差や使用変動からくる各栓の圧力変動が自動的に安定させられること、またその吐出量が一定値に押えられるので、公称常用圧力（PN）の範囲であれば団地構成面積は基本的に無制限であるとしている。このため、7,000ha に達する団地もあるが、一般的には他の要素から一系統2,000ha程度にもとめており、事業費を大きく節減している。



取水栓

→は取水エルボごとに支配するホ場を示す

図-7 取水栓の配置例

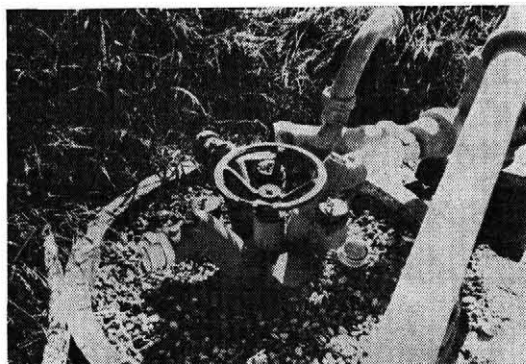


写真-6

◎ 一基の栓に複数の取水エルボが取り付けられているので、図-7、写真-6に示すように土地所有の細分化された団地でも容易に個人別配水がなされている。また、制御、計量装置が装備されている取水エルボが地上にあるので使用圧、量など個人かんがい施設で変更が行われた場合、管理者はこのエルボの交換等により容易に対応している。

◎ クローズドタイプのパイプラインは、供給側からの計画的配水は極めて難しいが、この栓の採用によりこれが容易に行われている。即ち、農家のかん水計画に基づき取水エルボごとに保証圧力（PAR）と制限流量（QNL）が選択されて



契約される。この栓の操作は3-1に述べたとおり水使用農家に委ねられるが、日々の使用量は栓の管理番号ごとに使用開始希望時間と合わせて申し込み制になっている。

供給側ではこれらを集計して送配水するが、各栓ごとの配水量は制限装置により契約された吐出货量以上にはならず、かつ、カウンター値 ( $m^3$ ) を監視することと使用料が課せられているため、過剰取水が防止され、幹支線ラインの安全性が確保されている。

◎ 水使用に当り常時安定した圧力と供給量が得られることから、個人のかんがい施設について耐久性の低い機材の使用など経費の軽減が計られ、また、最も難しい防霜作業でも正確で安全なかん水作業ができる。水使用量が正確に計量されるので、水使用者間の不満が出ず、かつ、無駄な水使用は避けられる。写真-7に示すように、この栓を管理境界として管理者と使用者は常に計量値を基に公平な管理に当ることが出来、かん水の技術指導も兼ねて心理的にも好結果をもたらしている。

◎ 実際にハンドル操作をしてみると、容量が大きいものにも拘わらず極めて軽く、一般に大きな操作力が要る全閉時でも水撃防止特殊弁の採用の故か殆ど感じない程ソフトであることがわかる。

また、保証圧が5バールの栓の吐出圧の変動を見ると時々、5.5バールに触れる程度で安性的に作動している。

◎ 写真-7のように制御、計量装置などを備えた取水エルボは地上にあるため管理者、使用者とも常に目視管理でき、メンテナンスも容易であるが、プラウなどによる破損、遮断弁の閉め忘れのための凍結破損には悩まされているようで、この改善に研究を重ねているとの事である。

◎ この取水エルボ用に開発された圧力調整、



写真-7

流量制限及び計量装置は、おのおの単一装置としても製作されており、共同利用のパイプライン網における支線クラス地下埋設本管に直結して利用している例もみられる。

◎ 水使用料金についてみると、我が国の水道のように基本料金と従量料金からなり、基本料金は地形など自然条件で定まってくる供給可能圧力により異なるところもある。

これは、高圧水が供給される圃場はかん水労力や施設費が少なく済むとのことであり公平な負担に苦心している様子が見られた。

## 5. あとがき

このフランスの取水栓は、すでに北海道の一部で使用され好結果をもたらしている。このほか、フランスではパイプライン計画に当たり、各取水栓を結ぶ最適ルートや管径の設定手法、かんがいの普及に応じた段階的施設計画のあり方、供給側と使用者側のそれぞれの特性を考慮した安全で管理しやすい水理条件の設定要領などが開発されており、また施設の安全な共同利用のためには一定の自由制限を設けるなど参考になることが多い。これらについて後日また報告したい。

# 千葉県東方沖地震における房総導水路 長柄ダムの状況について

木本悦郎\* 山崎晃\*  
福島玲\* 瀬吉育二\*\*  
田中博良\*\*\*

目次

はじめに……………89

1. 地震の概要……………89

2. 長柄ダムの概要……………89

3. 地震計記録……………91

4. 地震による変状について……………91

5. 現地調査検討会……………93

おわりに……………95

## はじめに

昭和62年12月17日午前11時8分、千葉県東方沖においてマグニチュード6.7の地震が発生した。房総導水路事業で建設した長柄ダムは、震央から約29kmの地点に位置しており、ダム天端に設置した地震計はダム上下流方向369gal、ダム軸方向354gal、鉛直方向324galの最大加速度を記録した。しかし、ダム本体は天端舗装にヘアクラックが数ヶ所発生したほか、若干の沈下が計測された程度の軽微な損傷を受けるにとどまった。本報では、今回の地震による長柄ダムの状況を報告する。

### 1. 地震の概要

今回の地震は「千葉県東方沖地震」と命名されたが、気象庁の発表によればその諸元は次のとおりである。

地震規模	マグニチュード	6.7
震源位置	北緯	35°21'
	東経	140°29'
	深さ	58km

各地の震度を図-1に、主な被害状況を表-1に示す。また、図-2には震源と長柄ダムとの位置関係を示すが、震央距離は約29kmと算定される。

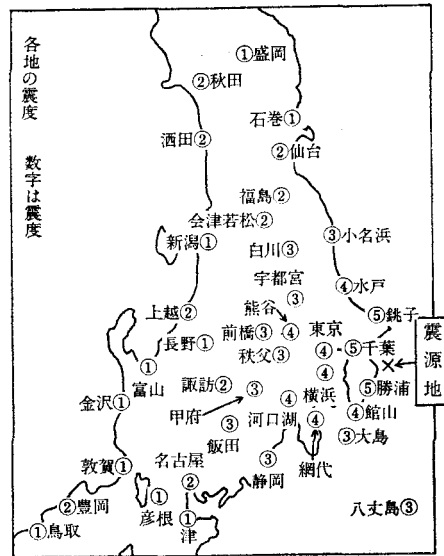


図-1 各地の震度

### 2. 長柄ダムの概要

長柄ダムは、房総導水路事業の一環として建設された堤高52mのゾーン型アースダム（傾斜コア型）である。表-2に長柄ダムの諸元を、図-3に標準断面図・平面図を示す。

ダムサイトは房総半島北部に位置する下総台地の解削谷である。ダムサイトの地質は、新世代第四紀の洪積層（成田層群）とこれをおおう関東ローム、及び谷底面の沖積層からなる。

長柄ダムは昭和48年1月に着工し、昭和50年春

\* 水資源開発公団房総導水路建設所  
\*\* 試験所  
\*\*\* 第2工務部

表-1 おもな被害状況

(62. 12. 28付け国土庁資料による)

区 分		被 害	
人的被害 <sup>1)</sup>	死者	2人	
	負傷者	135人	
住家被害 <sup>1)</sup>	全壊	6棟	千葉県、成東町、松尾町、長南町、東金町、市原市で崖崩れの恐れのため44世帯、163人が避難中
	半壊	90棟	
	一部破損	62,593棟	
公共土木施設等	建設省関係 <sup>2)</sup>	119個所	2,756百万円 1,157漁港、農業施設等 949学校施設等
	農水省関係 <sup>2)</sup>	161個所	
	文部省関係 <sup>2)</sup>	911個所	
	厚生省関係	水道施設20施設643個所、断水49,685戸	
交 通	鉄 道 路	1社で高架橋に被害、12月18日仮復旧完 全面通行止め7箇所、12月26日現在1箇所	
		電 力・ガ ス	電 力 ガ ス

1) 昭和62年12月26日現在消防庁調べ 2) 昭和62年12月25日現在

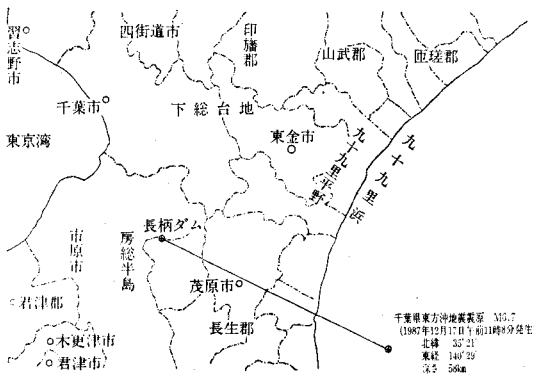


図-2 長柄ダムと千葉県東方沖地震源の位置

に仮排水トンネルを完成し、昭和51年春にはダム本体工事に入る予定であった。しかし、この年アメリカのティートンダムが決壊したことから、我が国のフィルダムについても安全性の再検討がなされた。長柄ダムは、①ダムサイトが成田層の砂質を主とする地盤であることから浸透水に対する安定性、②遮水ゾーンに使用する関東ロームの締固め方法、③半透水性材料（ゾーンⅡ）として使用する成田層の液状化に対する安定性、等につき検討が行われた。昭和55年10月より工事を再開し、昭和60年5月に本体を竣工し、昭和61年4月から試験湛水を行っている。地震時の貯水位は、E L 57.0m付近であった。

表-2 長柄ダムの諸元

一般	河 川 名 地 所 在 地	村田川水系支川村田川 千葉県長生郡長柄町山之郷 および市原市犬成地内
貯 水 池	総貯水量	10,000,000m <sup>3</sup>
	有効貯水量	9,600,000m <sup>3</sup>
	堆砂量	200,000m <sup>3</sup>
	設計満水位	E L 75.10m
本 堤	設計洪水水位	E L 76.85m
	設計低水位	E L 53.50m
	貯水面積	808,000m <sup>2</sup>
	流域面積	3.4km <sup>2</sup>
左 岸 副 堤	型 式	ゾーン型アースダム (傾斜コア型)
	堤頂標高	E L 79.50m
	堤頂高	52.00m
	堤頂長	250.00m
	堤頂幅	20.00m
右 岸 副 堤	堤頂幅積	1,455,000m <sup>3</sup>
	堤頂長	480.00m
	堤頂幅積	10.00m 914,000m <sup>3</sup>
洪 水 吐 き	堤頂長	305.00m
	堤頂幅	20.00~10.00m
	堤頂幅積	732,000m <sup>3</sup>
	設計洪水量	185m <sup>3</sup> /s
減 勢 工 型 式	越流頂標高	75.10m
	越流水深	1.75m
	静水池型	静水池型

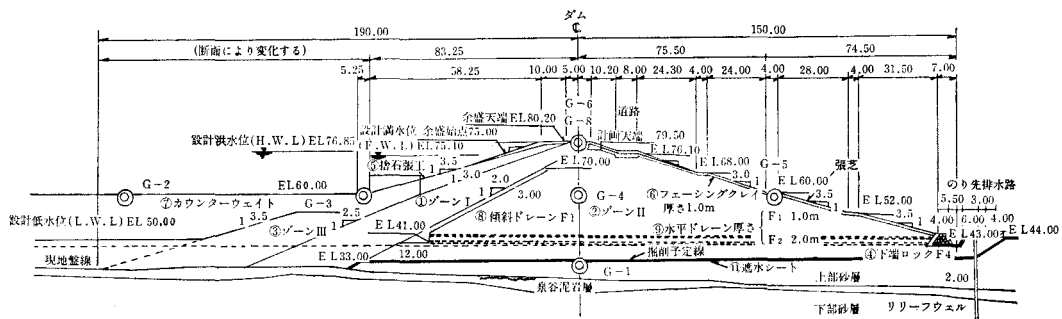


図-3 長柄ダム標準断面・平面図  
(地震計設置位置を示す)

### 3. 地震計記録

長柄ダムの堤頂、堤体内、基盤内及び地山には、地震計（電磁型）7ヶ所及び強震計（セン断形圧電式）3ヶ所を設置している。（地震計の配置は図-3参照）このうち9ヶ所（27成分）で良好な記録が得られた。各地震計の最大加速度を表-3に、また堤体中央部の天端に設置したG-6及び同基盤に設置したG-1の加速度時刻歴及びパワースペクトルを図4～7に示す。

### 4. 地震による変状について

地震発生後直ちにダム等について巡視点検を行

うとともに、ダムに設置した観測計器のデータチェックを実施した。長柄ダムは試験湛水中でもあることから、定期観測を実施しており、地震前後の比較が非常に精度良く得られた。（昭和62年12月14日と12月21日の観測データにより比較しす。）

#### 4-1 本堤の沈下

ダム本堤は、天端で概ね20mm沈下し、又上流法先部で最大30mm沈下した。図-8に沈下状況平面図を、図-9に水平変移図を示している。本ダムの余盛量は700mmであり、地震による沈下量はこれに比べて十分小さい値である。

表-3 長柄ダム地震記録計最大加速度値

千葉県東方沖地震  
1987年12月17日11時8分

計器記号	測定方向記号	最大加速度 (gal)	計器記号	測定方向記号	最大加速度 (gal)
G-1	X	262	G-6	X	369
G-1	Y	138	G-6	Y	354
G-1	Z	86	G-6	Z	324
G-2	X	208	G-7	X	262
G-2	Y	270	G-7	Y	294
G-2	Z	124	G-7	Z	177
G-3	X	353	G-8	X	497
G-3	Y	288	G-8	Y	386
G-3	Z	124	G-8	Z	328
G-4	X	180	G-10	X	281
G-4	Y	151	G-10	Y	148
G-4	Z	139	G-10	Z	111
※側定方向記号 X: 上下流方向 Y: ダム軸方向 Z: 鉛直方向					

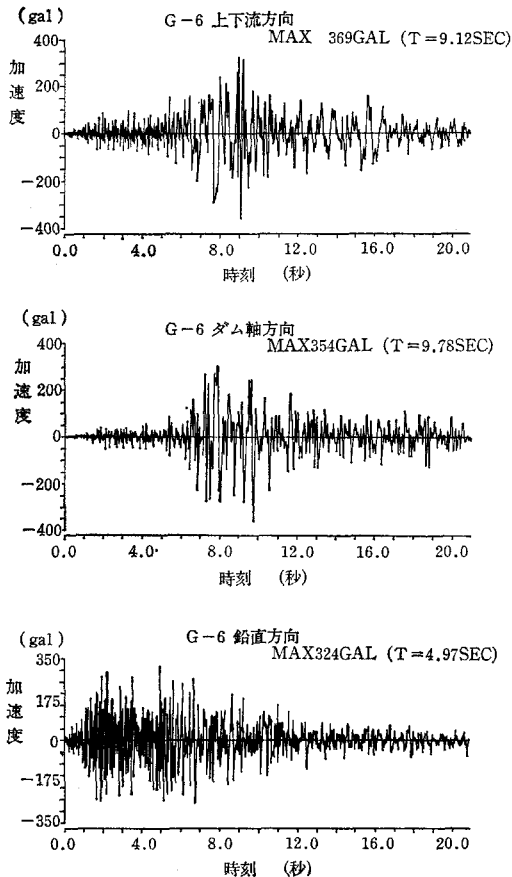


図-4 長柄ダムG-6の加速度時刻歴

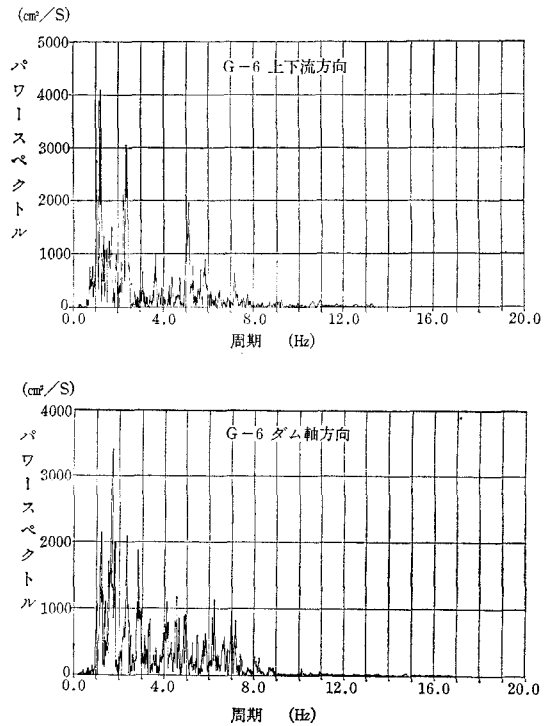


図-5 長柄ダムG-6のパワースペクトル

#### 4-2 間隙水圧, 土圧

長柄ダムには、ポアホール型15ヶ所・盛土型41ヶ所の間隙水圧計と、一面体及び三面体型の土圧計6ヶ所を設置している。

地震前後の間隙水圧の増加量は、ゾーンⅠで最大0.03kgf/cm<sup>2</sup>、ゾーンⅡで最大0.01kgf/cm<sup>2</sup>、ゾーンⅢで最大0.05kgf/cm<sup>2</sup>であった。

土圧は、ダム基盤部で最大0.06kgf/cm<sup>2</sup>の増加を示した。これらの値は、その後概ね地震前の値に戻っている。

#### 4-3 地下水位, 水平ドレーン水量等

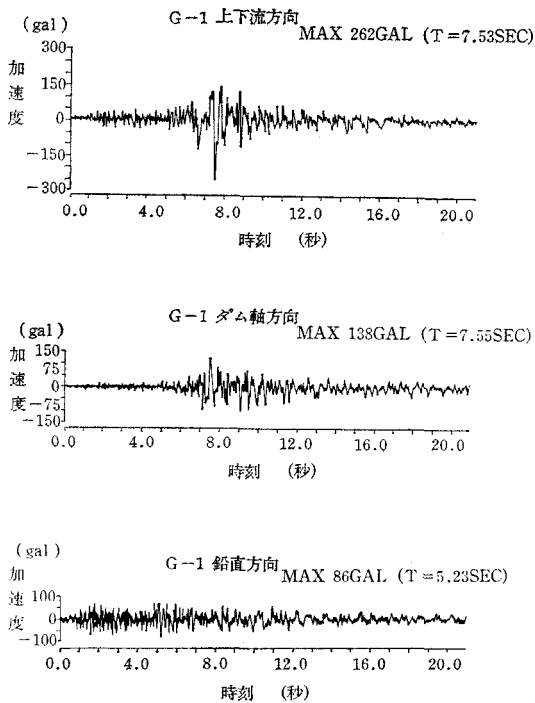


図-6 長柄ダムG-1の加速度時刻歴

ダム周辺の地下水位は、最大で+0.25m～-0.25m変化しているが、これは日常の変化量程度である。

水平ドレーンからの漏水量は、地震前に34ℓ/分程度であったが、一時的に88ℓ/分程度に増加し、3時間後には42ℓ/分になり、24時間後には概ね地震前の値に戻った。

リリーフウェルの水位変化は認められなかった。

#### 4-4 目視調査結果

堤体法面捨石張には、特に異常は見られなかった。ダム天端アスファルト及び天端近くの付替道路舗装面に数ヶ所のヘアクラックが確認された。これらはいずれもピエゾメータ観測孔等のある位置に見られ、孔付近の応力集中と関連があることが推定される。(ただし、ピエゾメータ水位に変化は認められていない。)

洪水吐と堤体取付部で数cm堤体が沈下した跡がみられるほか、洪水吐のコンクリートブロック継目の上端で若干開きが増加しているのが認められた。

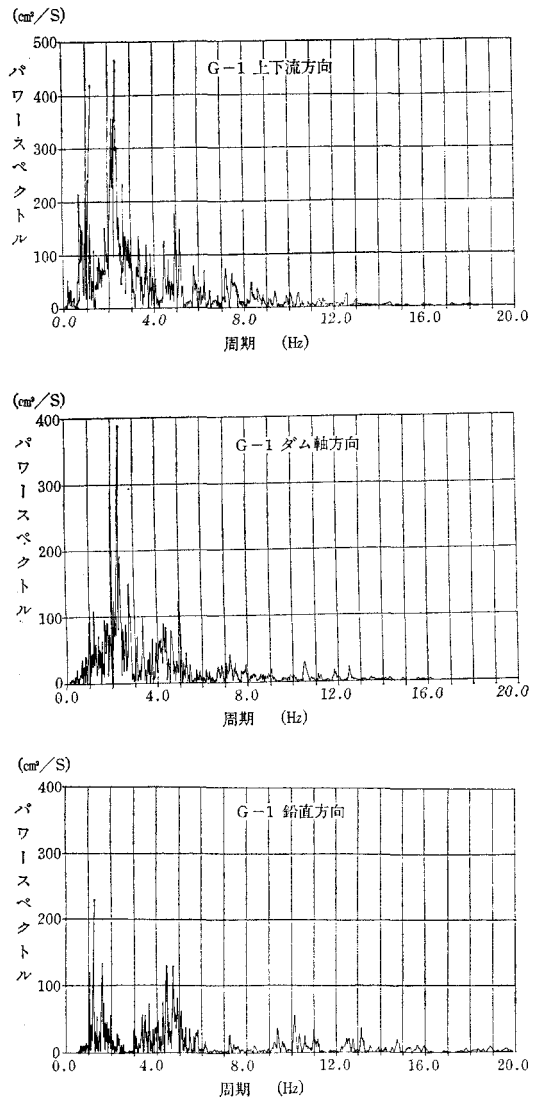


図-7 長柄ダムG-1のパワースペクトル

### 5. 現地調査検討会

地震発生後一連の調査が進められたが、昭和63年1月14日長柄ダム地震被害調査検討会が現地で開催された。房総導水路で建設予定の東金ダムに係る設計施工検討委員会(委員長 石川明 畑地農業振興会専務理事、川口徳忠 農業土木試験場室長 白滝山二 東京農工大学教授、長谷川高士 京都大学教授)のメンバーを中心に安中正実農土試主任研究官ほかが加わった。調査当日は、上述の天端アスファルト部のヘアクラック掘削調査を開始していたが、クラック範囲と遮水性の確認及び基盤地形との関連を検討すること、間隙水圧の慎

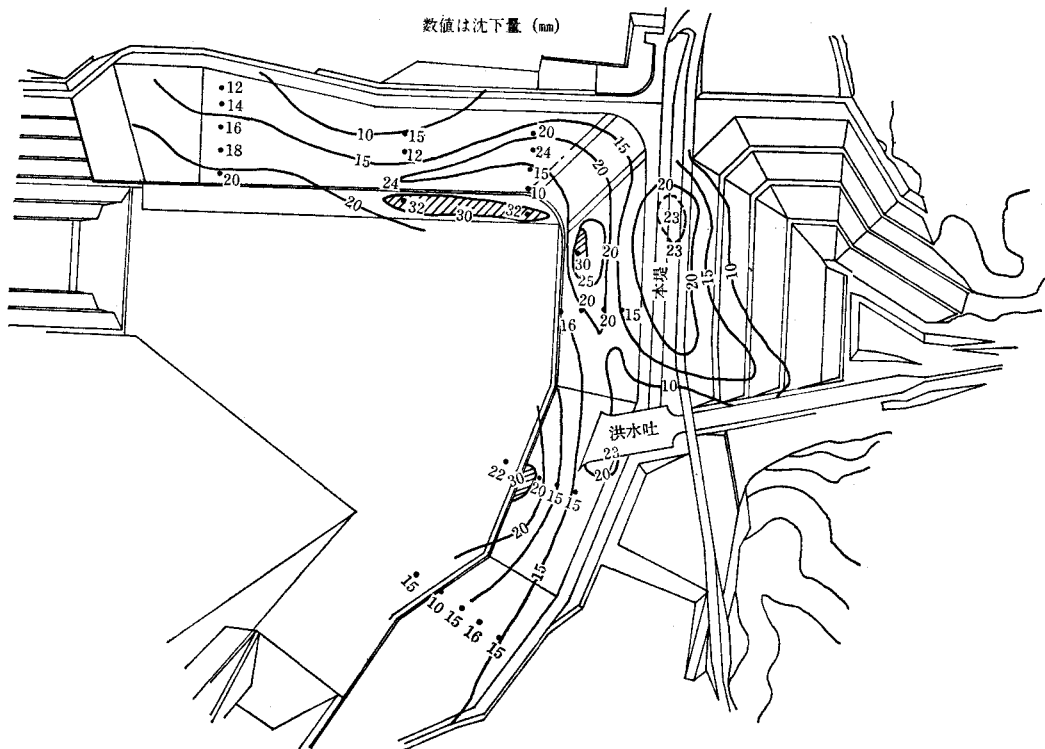


図-8 沈下状況平面分布図

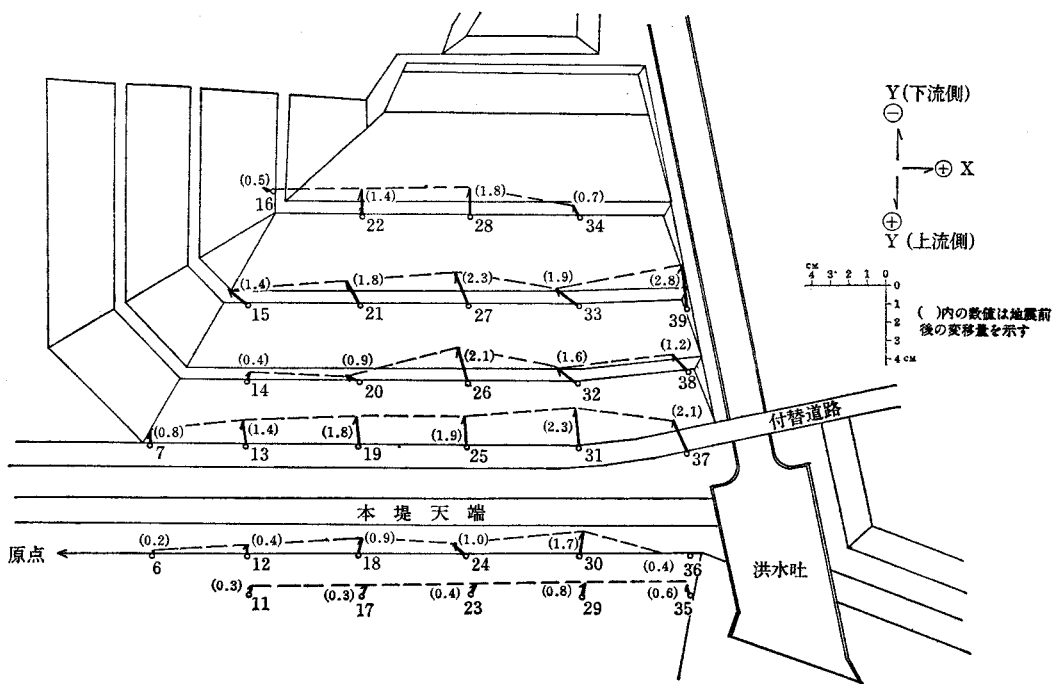


図-9 本堤水平変移平面図

重なる追跡チェック、試験湛水等今後のチェックシステムの整備等、調査検討の方向について御指導

を受けた。

また、昭和63年1月29日には、千葉県東方沖地

震による近傍ダム・河川堤防の状況について、松本徳久建設省土木研究所フィルダム研究室長、関東地方建設局河川課及び千葉県河川課等のメンバーが近傍10ダムと合わせて長柄ダムの現地調査も行っている。

天端ヘアクラックの追跡調査に当っては、天端アスファルトをはぎ取り観察を行った。その結果、いずれのヘアクラックも段差は認められず、ホウキで清掃しなければ確認できない程度のものであった。次に、ヘアクラックの位置に石灰水を流し込んで追跡した。その結果、石灰水の痕跡が認められる深さで最大約1m、移植ゴテで切崩し時に不連続な面に沿ってハク離する範囲が最大約2mであった。また、ヘアクラックは上下流につながったものでないことが確認され、ヘアクラック直下の透水係数はいずれも管理基準を十分満足し、遮水性は十分確保されていることを確認した。図-10に調査位置を示す。

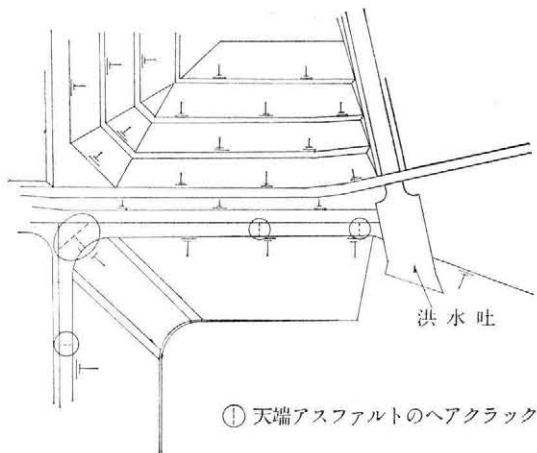
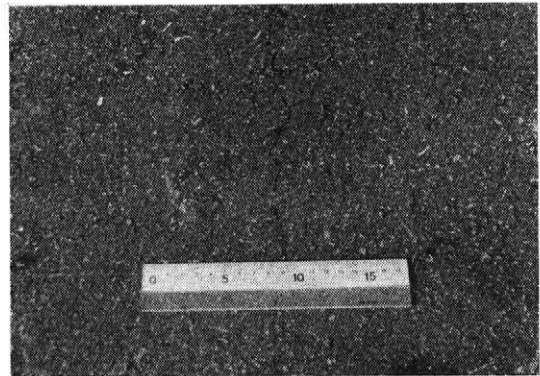


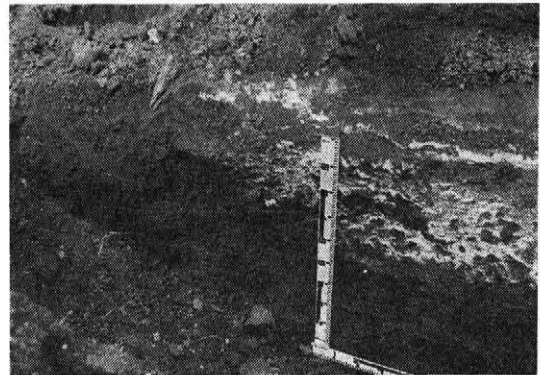
図-10 長柄ダム平面図  
(天端ヘアクラック調査位置)

### おわりに

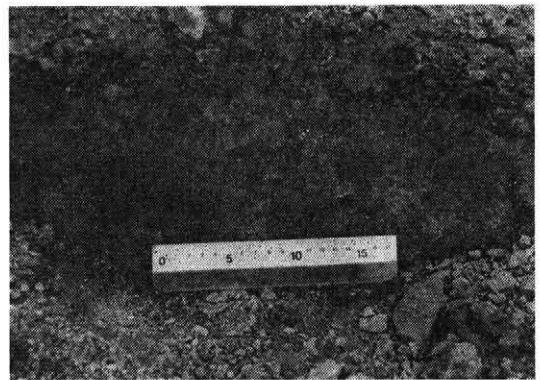
千葉県東方沖地震により、長柄ダムは若干量の沈下が認められる等の変状が生じた。天端アスファルトに認められたヘアクラックは、追跡調査により堤体内部に達するものではないと考えている。一時的に増加をみた間隙水圧等も復元し、異常な値は認められない。長柄ダムは試験湛水を継続中であり、今回の地震とも関連して今後とも観測を慎重に行い、さらにダムの安全性を確認することとしたい。



天端アスファルトのヘアクラック



石灰水の痕跡



天端附近のヘアクラック

地震波形その他のデータによる堤体動的解析等の検討は、公団試験所において引き続き行っているが、その結果は別報することとして、当面今回の地震についての長柄ダムの状況をとり急ぎ報告するものである。

### 参考文献

1987年12月14日千葉県東方沖地震長柄ダム観測記録、昭和63年1月、水資源開発公団第一試験課 フィルダム試験室報告第8704号



# パイプラインシステムの設計

染 谷 隆 一\*

目	次
1. はじめに.....	96
2. 一般事項.....	96
3. 路線調査.....	97
4. 水利用形態と水管理制御方式.....	97
5. 設計流量及び設計水圧.....	99
6. 路線選定及びパイプラインの構成の選定.....	100
7. 設計流量に対する機能確保.....	103
8. 運用管理に対する機能確保.....	104
9. パイプラインシステム設計の総括.....	104

## 1. はじめに

設計基準第2章は、パイプラインの設計のための基本的事項、設計手法とその考え方並びに検討されるべき事項、各章との関連について示している。また、パイプラインシステムの設計の手順を体系化し、検討作業の流れと留意事項について記述している。今回は、改正された設計基準第2章の組立てに添って説明していくこととする。

## 2. 一般事項

パイプラインでは、水使用によってその周辺の他地点あるいは水路組織(パイプラインシステム)に影響を及ぼすが、この影響を及ぼし合う範囲にある施設群を一体化した取扱いが設計上必要である。一体化した取扱いをする施設群を水理ユニットと呼称し、パイプラインシステムの基本構成単位とした。

パイプラインシステムの設計に当たっては、この水理ユニットの分割、結合によって進めることを明確にするとともに設計に必要な基本事項を示し、パイプライン全体として必要な機能性、十分な安全性、経済性を具備するよう十分検討しなければならない。

### (1) 水理ユニットの構成

システム設計の根幹をなす水理ユニットは、調整能力を有する施設までの区間にある施設群と水管理条件とから構成される。設計に当たっては、パイプラインシステムを構成する水路系全体を一

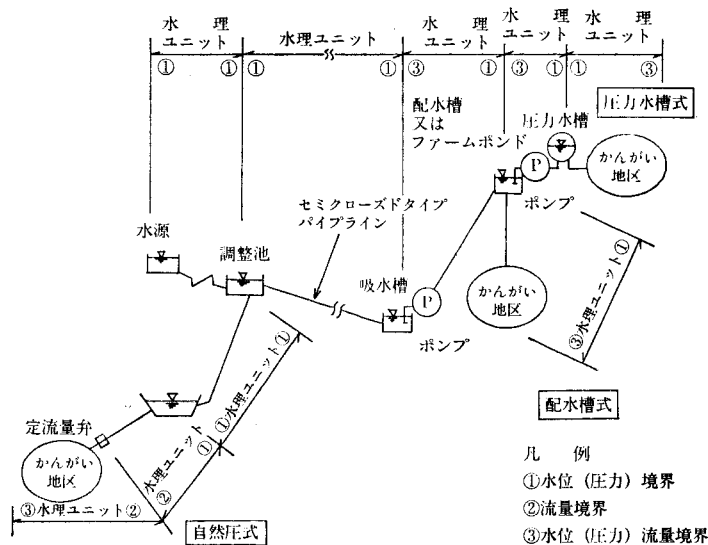
体的な系として取扱い、これらの系を適当な水理ユニットに分割して各水理ユニットの結合関係を明確にすることが最も重要であり、このためには、水理的及び水管理上から与えられる条件を考慮した水理ユニットに分割する必要がある。

水理ユニットの分割とシステム構成の概念を図一1に示すが、通常、水理的な境界条件は①水位(圧力)境界、②流量境界、③水位(圧力)流量境界に大別できる。水位境界は水槽に代表されるように、一定の水位にコントロールされるものであり、流量境界は、通水施設視模や流量弁等によって流量が固定されるものである。一方、水位流量境界はポンプやバルブ、オリフィスのように水位と流量とがあらかじめ定まった関数として与えられるものである。

これらの境界条件は、水理ユニット内では流況を決める値として、又、隣接する水理ユニットには相互にこれを結合するための条件として設計に用いられる。

よって、水理ユニット内の流況は、当該ユニットの中だけの水理解析で解明でき、水理ユニット間の結合に当たっては、水理ユニット内の流況とは別個に各水理ユニット境界条件の整合をとっておけばよいため、検討が容易となる。更に送配水条件、水管理条件等別に水管理の程度を想定して、境界点を幹線、支線、末端といったいくつかの階層に対応するように水理ユニットを分割し、それぞれについて検討を進めれば、適切な水管理、施設管理計画の設定が明確となる。このように水理ユニットは水理的な単位であると共に、管理、操

\* 関東農政局土地改良技術事務所



図一 水理ユニットの分割とシステム構成の概念

作の単位ともなり、ハード、ソフト両面からの基本単位といえる。

したがって、全体のバランスを図りつつ、しかも細部の自由度を最大に発現させるパイプラインシステムの機成を検討する上で、階層の分割と水理ユニットとの整合性をとることは極めて重要である。が、農業用パイプラインの特性上、水使用の変動による流況の検討の場合には、必ずしも単一の水理ユニットだけでは分割できないことが多い。もし、水管理、操作上不都合が生じれば、施設位置の変更、施設の設置廃止、施設機能の変更等によって水理ユニットを再分割するか否か等の検討がなされなければならない。

また、水理ユニットの構成について理解を深めるために、参考として一般的なパイプラインでの幹線、支線、末端系における構成例(図一2)を示すと共に、分割例として併用パイプラインにおける調整地を設けた場合とそうではない場合(図一3)を示した。

(2) パイプラインシステムの設計に必要な基本事項

パイプラインシステムの設計を行うに当たっては、①パイプラインの基本特性(ア.設計流量に対する機能から見た基本特性、イ.運用管理から見た基本特性、ウ.低圧パイプライン、高圧パイプライン、併用パイプラインの特性)及び②留意すべき事項(ア.水管理方式、イ.調整機能、

ウ.安全機能)を十分把握した上で、設計する必要がある。

3. 路線調査

パイプラインの設計、施工等に必要基礎資料を得るための調査方法、手順等を示した。なお、調査は設計基準「水路工(その1)」に準拠するが、パイプラインシステムの設計において考慮すべき事項等を整理した。特に地滑り地帯や大規模破砕帯等の分布している地域に近接した路線は、現況把握のため現地調査と共に詳細な調査が必要である。

4. 水利用形態と水管理制御方式

パイプラインシステムの設計において重要となる末端圃場の水利用とそれをコントロールする水管理の制御方法の選定に関する基本事項を示した。

末端圃場での水需要は、作物栽培管理の作業体系に対応して、作物、期別及び対象面積等によって不規則に発生し、その変動量も大きい為、水量調整機能をもつ施設によってその変動を吸収させ、水管理を単純化する方法がとられている。水管理方式を水管理上の観点から需要主導型、供給主導型に区分して呼ばれることが多い。

需要主導型……上水道と同様な方法で、各給水栓の開閉が需要者(使用者)の必要により操作さ

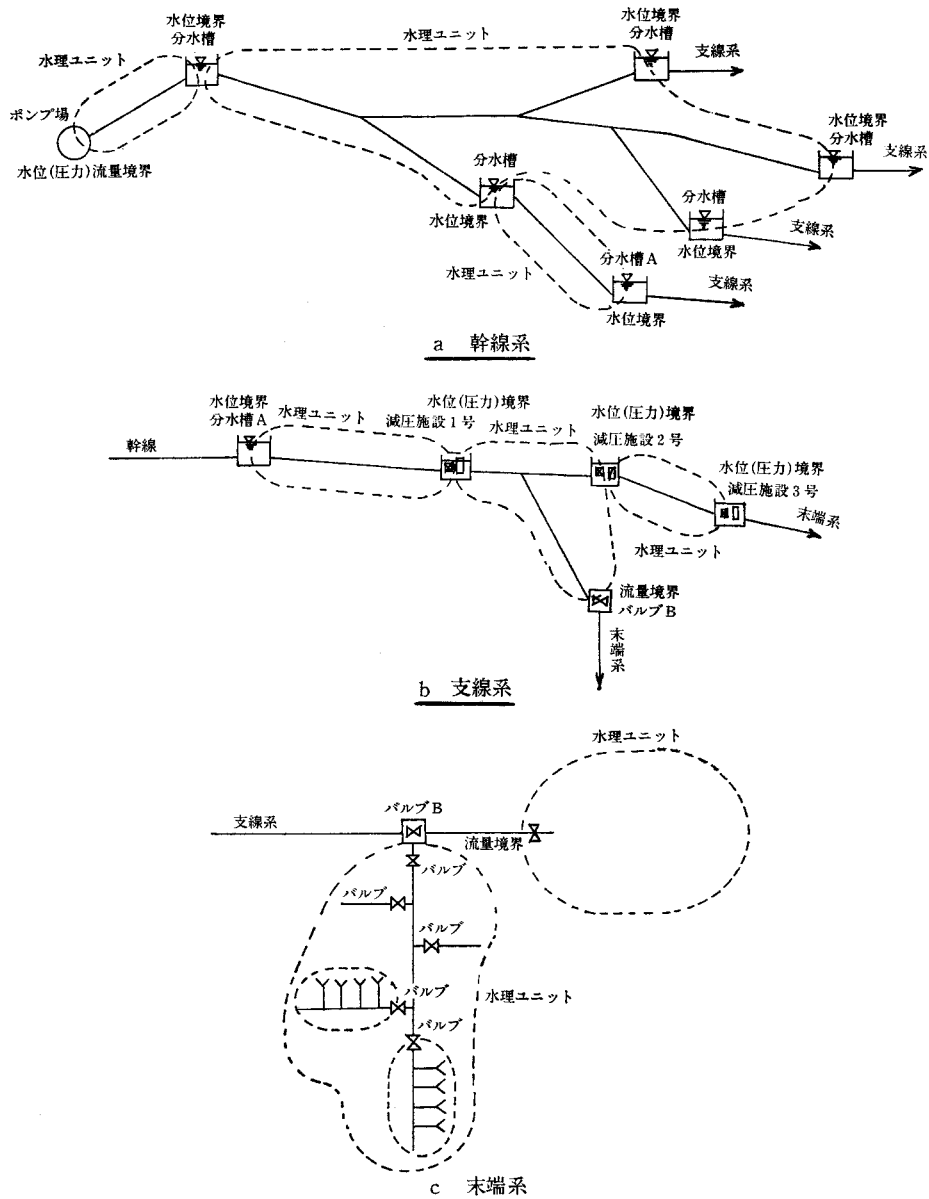


図-2 水理ユニットの構成例

れ、その需要量をまかなうように給水されるもので、使用者がその給水システムの操作権を把握している水管理方式を呼ぶ。機構的には、クローズドタイプの大部分はこの方式に対応することが可能である。

供給主導型……開水路系で一般に採用されている方法で、需要者がその分水希望量（例えば半旬毎等）を事前に管理者に申込み、管理者が水源状況等から判断調整のうえ、水源施設等を操作し流下させたものから、申込み量又は調整量の範囲で

分水が可能となる。このような管理者（供給者）が給水主導権を握った水管理方式である。

このように、末端圃場の水利用形態と施設の規模と建設費、管理の水準と体制等の検討要素との関連により、水管理の難易度、維持管理等が異なってくるので、立地条件を考慮して水資源の有効利用を図れる水管理方式としなければならない。

水管理方式の具体的検討に当たっては、例えば期別供給量内での需要量変動に伴う分水量等の当該パイプラインシステムに予想される条件下で

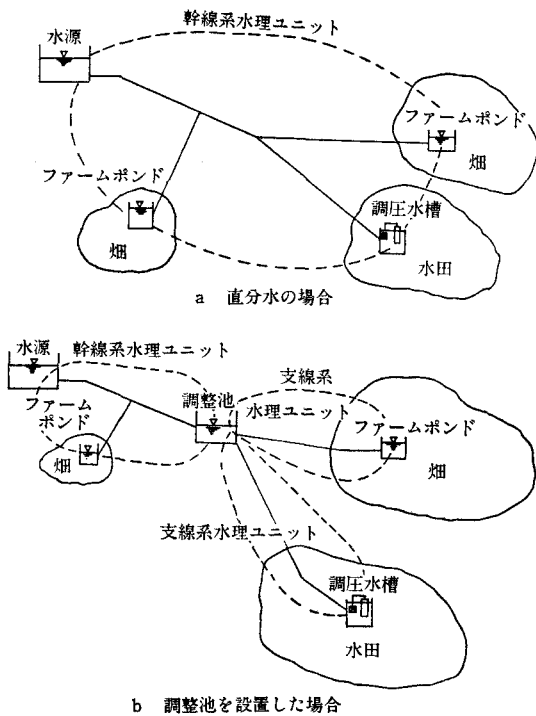


図-3 併用パイプラインでの水理ユニットの分割例

の水の流れを推定し、これをもとに需要主導型か、供給主導型かの水管理方式を確定し、特に管理体制に不都合なものとなっていないか等を確認しておくことが必要である。このため、計画最大

流量、最多頻度流量及び最小流量の流下時並びに停水時の動水勾配線を設置予定の各種バルブ、付帯施設等を縦断面図に記入し、各部の機能を検討して各構造物の位置、規模を確定する。又、水管理の資料として操作の頻度等の区分を早らかにしておくことも必要である。

管理の水準（レベル）は、シミュレーションによって概ね把握できるが、一般に監視制御の情報網の構成とその質的内容（装置化の程度）によって、表-1のように8種に分類される。また、各レベルに応じた機器等の対応例は表-2が参考となる。

### 5. 設計流量及び設計水圧

設計流量……本基準では、計画最大流量を設計流量とした。パイプラインの施設の規模は設計流量をもとに決定されるが、断面、構造等の決定並びにパイプラインシステムの設計においては設計流量外の流量についても必要に応じ検討しなければならないことを明確にした。

例えば、流量の少ない場合には、分土工での減圧とか、バルブの規模等による流量調節等の必要が生じることがある。

設計水圧……静水圧に水撃圧を加えたものを設計水圧とした。パイプラインシステムの設計においては、各地点の静水圧の把握が重要で、分・配

表-1 管理の水準

管理の水準			方式の説明	
I II III IV	機側	手動	無	現場でゲート、バルブの開閉、ポンプ運転停止等の制御を行い、状態を現場のみで表示する。
			有	現場でゲート、バルブの開閉、ポンプ運転停止等の制御を行い、状態を中央にも表示する。
	自動	無	水位、流量、圧力、時間等に応じて現場で自動的に制御し、状態を現場のみで表示する。	
		有	水位、流量、圧力、時間等に応じて現場で自動的に制御し、中央にも表示する。	
V	遠方	手動	入切	遠方から伝送路を介して操作スイッチによりゲート、バルブ、ポンプ等を制御する。
自動		A	水位、圧力、流量、開度等の目標値を手動で設定し、これと一致するように中央の処理装置を介せず現場で制御させる方式。	
		B	簡単な演算装置により外的条件に応じ、目標値を演算処理する方式。	
		C	総合的に情報を収集し最適制御を行う方式。	

表-2 管理の水準と機器構成

管理の水準		機 器		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮
		受配電盤	機側操作盤(ON/OFF)	比較制御部	操作盤	監視盤	記録装置	計画器	伝送回線	テレメータ	テレコン	処理装置	処理装置電源	予備電源	空調	連絡電話		
I	機側	手動	中央監視	無	△	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	×	×
			中央監視	有	△	○	×	×	△	△	△	△	△	×	×	×	△	×
	自動	中央監視	無	○	○	○	○	○	△	○	×	×	×	×	×	△	×	△
		中央監視	有	○	○	○	○	○	△	○	△	△	×	×	×	△	×	△
V	遠方	手動	入切	○	○	×	○	○	△	○	○	○	○	×	×	△	△	△
VI			A	○	○	○	○	○	△	○	○	○	○	×	×	△	△	△
VII			B	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	△	△
VIII			C	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○

(注) ○：必要なもの △：考慮すべきもの ×：不要なもの

水所所で所要の圧力を確保しなければならない。この場合、設計流量での動水勾配線をもとに、水理ユニットの境界点又は末端の有効水頭に施工、水管理等各種の状況に応じ余裕水頭を見込む必要性を示した。

### 6. 路線選定及びパイプラインの構成の選定

パイプラインの路線を選定する場合は、自然的・社会的及び施工条件を考慮するとともに分水の位置と型式をも重要視しなければならないとし、留意事項を明確にした。また、パイプラインシステムの設計に必要な基本事項をもとに、送配水に利用できる水頭差、水利計画で必要な水頭及び想定した水管理等を考慮のうえ、機能性、安全性、経済性を加味して、送配水方式、パイプライン形式、配管方式からパイプラインの構成を選定することとした。

#### (1) 路線選定に当たって、留意すべき一般的事項

① 動水勾配線以下に保てば、開水路におけるような地形上の制約は受けない。ただし、地形の起伏に沿った路線勾配とした場合、通気施設、異形管等が必要となり、必ずしも経済的とならないので注意することが必要である。

② 路線は極力最短距離を通すこと。ただし、起伏の激しいところでは、管に作用する内水圧が大きくなり、凹部では高圧となる。このため、このような地形では、路線延長は長くなってもう回り、低圧で対応できる路線が有利な場合があるので、経済的な検討をする。

③ 軟弱地盤地帯や被圧地下水が分布しているところはできるだけ避ける。

④ 道路、河川及び軌道等の横断はできるだけ直角交差とする。

⑤ 施工、管理の便を考慮して、一般には、道路、耕地境界等に沿って配置するのが望ましい。

⑥ 路線は、分木工の位置によって制約を受けるので、受益地との関連を十分把握しておかなければならない。

⑦ パイプラインの路線選定は放水工、余水吐、調整施設等の設置、規模の決定に相互に関連しているため、これらに関連する河川、渓谷の状態についても十分考慮する。

⑧ ポンプ送水系の場合、圧送管の水撃圧及び負圧対策を配慮して路線を選定する。

⑨ 特に、大口径のパイプラインでは送水停止時に管内が空にならないことが重要であり、管理の水準及び管理体制を考慮して路線選定を行なわ

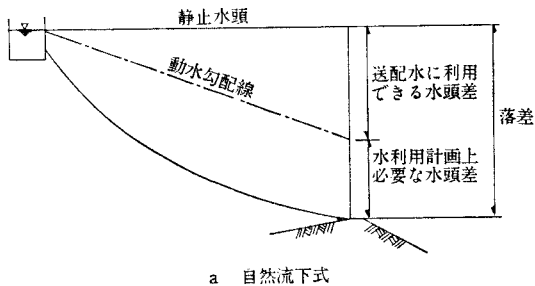
なければならない。

⑩ 埋設したパイプラインの地上部の条件が変化した場合、管に有害な影響を与えることも考えられるので、設計条件が将来とも確保される路線選定を行わなければならない。

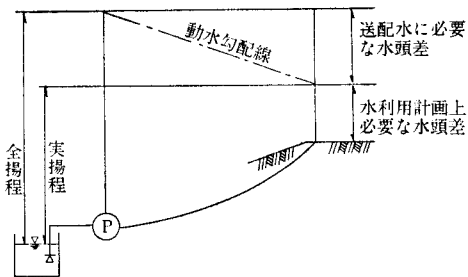
## (2) パイプライン構成の選定

### ① 送配水方式の選定

路線及び分水工の位置が概定され、必要な圧力水頭から、送水に必要な水頭差、送水に利用できる水頭差が決定されるので、それから図-4に示す送配水方式の選定をする。



a 自然流下式



b ポンプ圧送式

図-4 送配水方式

### ② パイプライン形式の選定

① オープンタイプ……開水路と後述のクローズドタイプとの中間的な特性を持っており、基本的には逆サイホンが連続したものと考えることができる。路線選定上では開水路に比べると自由度が大きいですが、分水工の位置は地形条件により大きく制限を受ける。

落差の大きい路線では、下流側スタンドの高さを地表面よりかなり高くしなければならなくなり、管理や構造上の安全性等から制限を受けるので、このタイプは採用できない。

スタンド間の落差が小さい路線に選定されるので、管内流速は比較的小さく、両端水槽により常

に圧力が開放されているので、水撃圧による危険性はかなり低い。開水路に比べ、情報を管理者に伝えてから短時間で需要に対応でき、水管理制御に特別な装置は不要で維持管理は容易である。このような供給主導型の水管理ができるのが、このタイプの特質であり、高い安全性が要求される大幹線水路によく採用される。

この方式は水面振動や空気連行等に対処するために、水槽の設計に当たっては水槽と水位との間に適当な余裕高を設ける等十分な配慮が必要であり、特に注意しなければならない点は送水の停止時にも管が満流となるようにスタンドの設置位置とその高さを決定することである。(図-5参照)

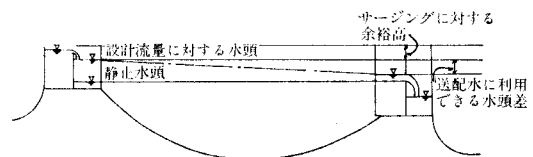


図-5 オープンタイプ

② クローズドタイプ……このタイプは落差を活用し末端分水点に必要な圧力水頭を確保したり、流速を大きくして施設費を低減でき、バルブの操作により需要者が任意に必要な応じた水管理を行う需要主導型の方式である。しかし、送水停止時に最も大きい圧力(静止圧)が管体に作用し、更にバルブ操作による管内の流速変化に伴う圧力波が生じ水撃圧が発生するので、内圧強度の大きい管種を選定する必要がある。特にこの水撃圧に対する配慮が大切で、解析を行い十分な安全性を確保することが重要となる。

水撃圧は、管内初期流速と水理ユニットの境界条件及び水理ユニット内各部の圧力波伝播速度が総合された結果であり、水理ユニット内部全体にわたる平均流速を目安に算定することができる。なお、この水理ユニット全体にわたる平均流速の限界値を  $2.0\text{m/sec}$  (局部的にはこれを越えることもあり得るが、その場合にも第3章「水理解析」に示されている許容設計流速の最大限度の値を越えてはならない。)とし、この限界値を越える場合は別途に対策(減圧措置をとって落差調整を図るか、水撃圧に対して特別対策)を講じる必要がある。又、当然のことであるが、この制限範囲内で有効落差はできるだけ活用するように努め

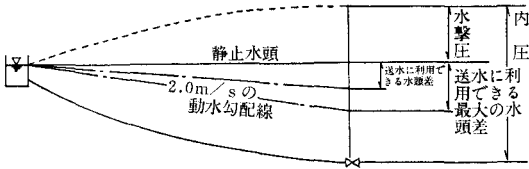


図-6 クローズドタイプ

なければならない。(図-6 参照)

⑩セミクローズドタイプ……このタイプはオープンタイプとクローズドタイプの中間的機能を有するもので、バルブの制御を下流側の水槽水位によって行い、言わばクローズドタイプの連続した方式であり、静水圧を水槽間で受け持つので、クローズドタイプに比べ大きな圧力がかかるのを防止できるタイプでもある。水理的には前述のクローズドタイプと同一であり、設計法も同じである。末端の需要により水槽を介して逐次上流へと伝達されて行き、この時バルブの作動があり、バルブは最大～最小までの流量範囲に対応しなければならない、バルブの選定に当たっては十分注意することが重要となってくる。

③ 配管方式の選定

①樹枝状配管……この方式は管路が幹線、支線及び派線と順次分岐し、流水は上流から末端に向かって一定方向に流れ、起伏の大きい地形やあらかじめ決められた水使用計画に沿ったかんがいで、経済性や機能性に優れているので、畑地かんがいのパイプラインに多く用いられている。(図-7 参照)

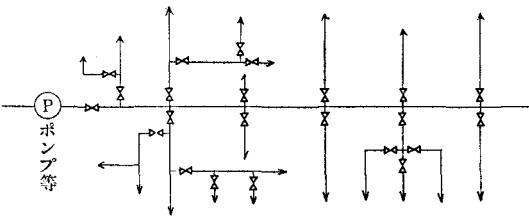


図-7 樹枝状配管方式の例

⑩管網配管……この方式は管路を網目状に連結したもので、使用する給水栓の位置、分水量等の圧力関係により、管内の流れは正、逆いずれの方向にも流れる点に特徴があり、クローズドタイプに限定して選定される。あらかじめ予定、順序が決まっておらず、自由にかんがいする場合や代かき用水のように、特定の地点で多量の用水を必要

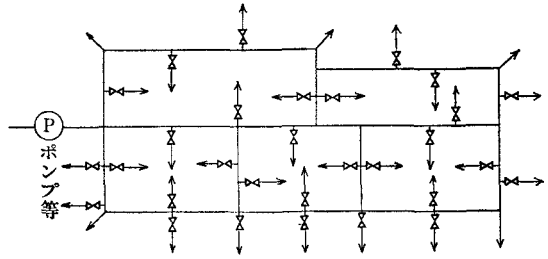


図-8 管網配管方式の例

とする場合等に適しているので、平坦な水田地帯でよく用いられる。(図-8 参照)

④ ポンプ圧送方式の基本組織構成の選定

①ポンプ圧送方式……この方式では、一般にパイプライン形式はクローズドタイプである。ポンプで加圧し、全揚程を大きくとることにより、送水に利用できる水頭差は大きくなり、管関係費は低くおさえられるが、ポンプ規模が大きくなるためポンプ設備費用と運転費用は高くなる。したがって、経済流速を目安として両者の均衡を図ることが必要となってくる。なお、ポンプの起動、停止時あるいは停電時には水撃圧が発生するので、設計に当たっては十分検討しておかなければならない。ポンプ圧送方式の基本構成には図-9、10に示す種類がある。

また、落差が十分とれない場合には、ポンプで

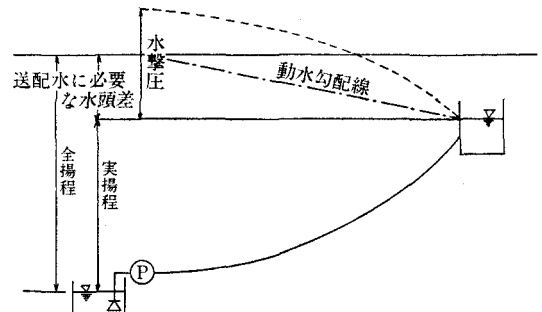


図-9 配水槽式

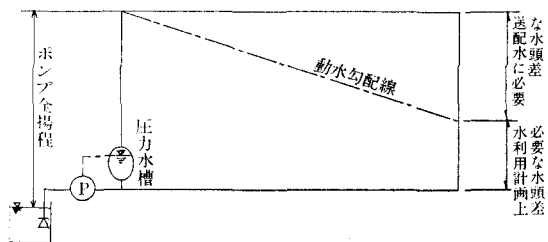


図-10 圧力水槽式

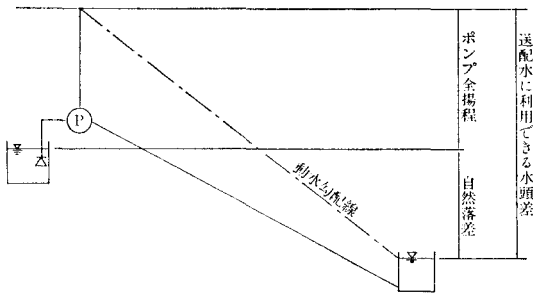


図-11 低落差水路式

加圧することによって、口径を縮少し経済性を上げる場合もある。(図-11参照)

⑩多点注入方式……この方式は、分散した水源を統合したり、水利用上の柔軟性を増大するために、多数の水源から一連のパイプラインに用水を供給(注入)する方法である。十分な検討がなされていないと目的とする機能を確保できないことがあるので、設計に当たっては注意する必要がある。(図-12参照)

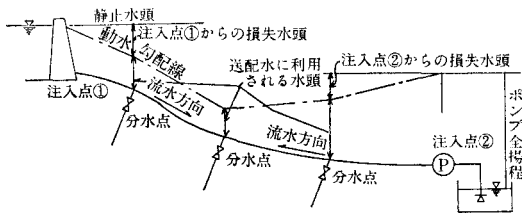


図-12 多点注入方式(2点注入の場合)

### ⑤ 水管理制御の基本方式の選定

水管理制御の基本方式は、各水理ユニット間相互の通水能力の釣り合いから設計流量に対する機能は決まり、これは設計基準第5章「付帯施設の設計」、第7章「管理」において詳細に記述されているが、それ以外の条件に対しては、後述の「7. 運用管理における機能確保」において詳細な検討を行い、どのような方法で通水量の均衡を図るか考慮して、選定する。

## 7. 設計流量に対する機能確保

設計流量を確実に、かつ経済的に送配水できる通水断面と水理ユニット内部への水頭配分を決定する場合の考え方、手法等を記述した。

なお、各水理ユニット間の結合は、上下流の水理ユニットの実通水能力の調整に必要な条件を基本に検討し、確認しなければならないことを具体

的に解説した。

### (1) 設計の目的と手順

水頭配分とそれに伴う通水断面の計算から口径を決定するが、計算で求めた口径と実際に使用する口径に差があるために、水理ユニット間の通水能力の間にアンバランスが生じ、調整が必要となってくる。また、水頭配分は設計流量を与える流量境界条件下で計算するが、実際には設定した流量が流れるとは限らないので、現実に即した末端での水位、流量の境界条件を与えて、流速係数の変化範囲を考慮した定常流況解析を行って、機能確保のチェックを行う。併せて、負圧発生の有無、許容流速範囲の点検、貯留容量についての検討を行うことが必要である。

設計を進める手順を示すと次のようになる。

- ① 管材の選定
- ② 水頭配分と通水断面の算定
- ③ 規格口径の選定
- ④ 水理ユニット間の結合の検討
- ⑤ 設計流量通水時の機能検討

### (2) 水理ユニット内水頭配分と通水断面の算定

水理ユニット内の設計流量と水頭から、管材を概定し、許容設計流速等を考慮して、ユニット内各部の水頭配分を行う。水頭配分は落差を最大限に利用することになるので一般に凹形配分になるが、最適配分値を得るためには多くの計算を行い、等動水勾配法により配分を行うことを基本とする。

水頭配分を求める方法として、各種の理論が提案されており、必要に応じた理論を適用することが望ましいが、最も経済的な理論として、動的計画法や線形画法がある。また、パイプラインの設計に便利のように考案されたコストポテンシャルによって計算できる。管種別規格口径は、算定された理論口径から求められる。

### (3) 水理ユニット間の結合の検討

各水理ユニット間の結合は原則として、流量、水位を介して行うが、通常のパームボンドとか調整池とは異なり、パイプラインでは既製品を使用するために理論的に必要な通水能力と実通水能力に差が出るため、別途に緩衝施設容量を設けて正常な連携動作を確保することが不可欠である。特にポンプやバルブのON-OFFにより操作を



行方場合、上下流間の通水能力に大きな不均衡が生ずる恐れがあるので十分な検討が必要である。

#### (4) 設計流量通水時の機能検討

水頭配分と通水断面の検討により選定した管種と口径について、設計流量が確保できるか否かを各水理ユニット毎に水理計算を行って、特に、同一水理ユニット内に多数の分水点がある場合は、各分水点での流出量の状況を考慮して検討することが重要となる。また、設計流量時の各管路の流速を求め、許容設計流速内であるかを検討して、負圧発生の有無や圧力分布を確認しなければならない。

### 8. 運用管理に対する機能確保

設計流量に対する機能確保によって決定されたパイプラインシステムが、設計流量以外の流量の通水条件に対してどのような特性を持ち、どの程度まで対応することができるかについて十分検討しておく必要があるとして実際の運用管理に当たって生じる諸条件の設定、検討手法等を記述した。パイプラインでは施設の操作が頻繁に行なわれるので複雑な非定常的な水理現象が発生し重大な事故につながる場合も考えられ、さらに、充水のための操作、非常時の送水停止や緊急放流等の運用管理に対する機能確保のために次に示す項目について検討することが必要である。

#### (1) その他の流量に対する検討

設計流量以外の最多頻度流量と最小流量時におけるポンプ運転状態、バルブ開度等を考慮した流況解析を行って、流況の安定、均衡について検討する。キャビテーションの発生、ポンプやバルブ等の制御面からの対応については、特に入念な検討が必要である。

#### (2) 水理ユニット間の連携機能の検討

前述してきたとおり、各水理ユニットの通水能力は設計流量より大きくなるので、各水理ユニットの実通水能力を考慮し、設計流量以外の流量に対しても水理ユニット内の流れの連続性を点検しておくことが必要である。その連続性を確保するために、適切な緩衝施設容量を持っているかの水理ユニット間の結合には十分な注意が大切である

#### (3) 過渡現象の検討

流況の制御のためにポンプの運転状態やバルブの開度等を変化させると、次の制御目標流況になるまでに過渡現象としてウォータハンマやサージングが起り、この過渡期間内に発生する最大圧力（水位）及び最小圧力（水位）に対して十分検討することが必要である。

### 9. パイプラインシステム設計の総括

パイプラインシステムの設計を完結させるため、その設計の適否の判断、運用に当たっての管理組織の構成と管理体制の確認とともに必要な調整を行って、パイプラインシステムとしての総合的な点検を行なう作業手法、留意事項等を記述した。パイプラインシステムの最終的な設計を確立するために、水源～末端までの縦断図に構造物の位置をプロットし、併わせて設計流量時と送水停止時の圧力水頭線を記入して、関係者間の討論、すなわち、図上（机上）シミュレーションを行なうことが大切である。なお、縦断図は水路全体の流況変化の大要を把握するために1枚にまとめることが望ましい。この図上シミュレーションを行っても疑問点等のある場合は、数値解析による判断も必要となってくる。

# 投 稿 規 定

1 原稿には次の事項を記した「投稿票」を添えて下記に送付すること

東京都港区新橋5-34-3 農業土木会館内, 農業土木技術研究会

2 「投稿票」

- ① 表 題
- ② 本文枚数, 図枚数, 表枚数, 写真枚数
- ③ 氏名, 勤務先, 職名
- ④ 連絡先 (TEL)
- ⑤ 別刷希望数
- ⑥ 内容紹介 (200字以内)

3 1回の原稿の長さは原則として図, 写真, 表を含め研究会原稿用紙(242字)60枚までとする。

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

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

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

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

たとえば

C, K, O, P, S, U, V, W, X, Zの大文字と小文字

O(オー)と0(ゼロ)                      a(エー)とα(アルファ)

r(アール)とγ(ガンマー)                k(ケイ)とκ(カッパ)

w(ダブルユー)とω(オメガ)            x(エックス)とχ(カイ)

l(イチ)とl(エル)                        g(ジー)とq(キュー)

E(イー)とε(イプシロン)               v(バイ)とυ(ウブシロン)

など

8 分数式は2行ないし3行にとり余裕をもたせて書くこと

数字は一マスに二つまでとすること

9 数表とそれをグラフにしたものとの併載はさけ, どちらかにすること

10 本文中に引用した文献は原典をそのまま掲げる場合は引用文に『                      』を付し引用文献を本文中に記載する。孫引きの場合は, 番号を付し, 末尾に原著者名: 原著論文表題, 雑誌名, 巻: 頁~頁, 年号, 又は“引用者氏名, 年・号より引用”と明示すること。

11 投稿の採否, 掲載順は編集委員会に一任すること

12 掲載の分は稿料を呈す。

13 別刷は, 実費を著者が負担する。

# 農業土木技術研究会入会の手引

## 1. 入会手続

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

## 2. 会費の納入方法

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

## 3. 農業土木技術研究会の活動内容

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

## 4. 機関誌「水と土」の位置づけと歴史

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

- ② 「水と土」の歴史

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

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

## 入 会 申 込 書

昭和 年 月 日

私は農業土木技術研究会に入会します。

氏 名：

所 属：

会

告

農業土木技術研究会第19回理事会

- 1. 日 時 昭和63年5月31日 12:00~13:30
- 2. 場 所 東京都港区新橋5-34-4  
農業土木会館会議室
- 3. 議 題  
(1) 第1号議案 昭和62年度事業報告並びに収支決算

承認の件  
 (2) 第2号議案 昭和63年度事業計画(案)並びに収支  
 予算(案)承認の件  
 (3) 第3号議案 役員改選の件  
 (4) その他  
 以上の議案について審議し出席理事全員の了承を  
 得て原案どおり承認された。昭和62年度収支決算、  
 昭和63年度収支予算、新役員は下記のとおりであ  
 る。  
 なお、第2号議案の承認の際、昭和63年度以降の  
 研究会賞選考については、別紙のとおり決定された。

昭和62年度収支決算書

収入の部

63. 3. 31現在

科 目	予 算 額	決 算 額	増減額(△)	摘 要
会 費	12,900,000円	13,432,910円	532,910円	
通常会費	11,400,000	11,843,310	443,310	2,300円×4,870名 過年度未収金272名 63年度前受金等
賛助会費	1,500,000	1,589,600	89,600	10,000円×151口 過年度未収金8口
研修会会費収入	1,400,000	2,947,450	1,547,450	会員5,000円×273名 非会員8,000円× 168名 テキスト等
広告収入	1,500,000	1,955,000	455,000	水と土67・68・69・70・71号
雑収入	482,006	317,115	△ 164,891	預金利子236,905円 水と土その他80,210円
前年度繰越金	13,717,994	13,717,994	0	
合 計	30,000,000	32,370,469	2,370,469	

支出の部

科 目	予 算 額	決 算 額	増減額(△)	摘 要
会誌発行費	13,200,000円	13,711,064円	511,064円	
印刷費	10,000,000	10,779,180	779,180	水と土68・69・70・71・72号
原稿料	1,000,000	1,288,350	288,350	" 68・69・70・71号
編集費	200,000	268,000	68,000	"  "
運賃送料	2,000,000	1,375,534	△ 624,466	"  "
事業費	1,900,000	2,238,337	338,337	
研究会賞	200,000	136,000	△ 64,000	62年度(第17回)
研修会諸費	1,600,000	2,102,337	502,337	会場借料, 講師謝金等
資料費	100,000	0	△ 100,000	
会議費	500,000	289,810	△ 210,190	
事務費	3,000,000	1,855,615	△1,144,385	
通信費	600,000	349,540	△ 250,460	
旅費交通費	200,000	25,000	△ 175,000	
広告手数料	600,000	569,000	△ 31,000	水と土67・68・69・70・71号
事務室費	200,000	100,000	△ 100,000	
事務還元費	500,000	354,010	△ 145,990	
消耗品費	300,000	128,120	△ 171,880	
雑費	600,000	329,945	△ 270,055	
給料及手当	3,200,000	2,385,732	△ 814,268	賃金, 手当等
予備費	8,200,000	0	△8,200,000	
次年度繰越金		11,889,911	11,889,911	
合 計	30,000,000	32,370,469	2,370,469	

**昭和63年度収支予算(案)**

**収入の部**

科 目	63年度予算額	前年度予算額	増減額(△)	摘 要
会 費	12,500,000円	12,900,000円	△ 400,000円	
通常会費	11,020,000	11,400,000	△ 380,000	2,300円×5,002名×95% 未収金
賛助会費	1,480,000	1,500,000	△ 20,000	10,000円×156口×95%
研修会会費収入	2,000,000	1,400,000	600,000	会員5,000円×250名 非会員8,000円×100名
広告収入	1,500,000	1,500,000		会誌72号～75号
雑収入	110,089	482,006	△ 371,917	
前年度繰越金	11,889,911	13,717,994	△1,828,083	
合 計	28,000,000	30,000,000	△2,000,000	

**支出の部**

科 目	63年度予算額	前年度予算額	増減額(△)	摘 要
会誌発行費	13,400,000円	13,200,000円	200,000円	
印刷費	9,200,000	10,000,000	△ 800,000	会誌73号～76号 1回2,300千円
原稿料	1,650,000	1,000,000	650,000	" 72号～76号
編集費	350,000	200,000	150,000	"  "
運賃送料	2,200,000	2,000,000	200,000	"  " 各地方の送料を含む
事業費	2,350,000	1,900,000	450,000	
研究会賞	250,000	200,000	50,000	
研修会諸費	2,000,000	1,600,000	400,000	会場借料, 講師謝金, 旅費, テキスト印刷費等
資料費	100,000	100,000		
会議費	500,000	500,000		理事会, 編集委員会等
事務費	2,500,000	3,000,000	△ 500,000	
通信費	600,000	600,000		
旅費交通費	200,000	200,000		
広告手数料	500,000	600,000	△ 100,000	会誌72号～75号
事務室費	300,000	200,000	100,000	
事務還元費		500,000	△ 500,000	
消耗品費	300,000	300,000		
雑費	600,000	600,000		
給料及手当	3,000,000	3,200,000	△ 200,000	賃金, 手当等
予備費	6,250,000	8,200,000	△1,950,000	
合 計	28,000,000	30,000,000	△2,000,000	

別紙

**農業土木技術研究会賞について**

**1. 選考方法**

農業土木技術研究会賞は、各年度に掲載された報文（6月号～3月号）のうちから、任意に抽出された会員のアンケート（150名の人に優秀な報文3編以内を投票してもらう）を基に編集委員会で選考し決定されている。

**2. 昭和63年度第18回以降の農業土木技術研究会賞につ**

いて

(1) 第18回以降の農業土木技術研究会賞は下記にて取扱うこととする。

- ① 企画, 計画部門 会賞1 (必要があれば奨励賞1)
- ② 設計, 施工部門 会賞1 (必要があれば奨励賞1)

(2) また、具体的選考方法として下記の方法をとることとする。

- ① 投稿段階で、投稿者に上記(1)の①, ②の部門

に区別して投稿してもらい、アンケートを実施する。

(2) アンケート調査の結果を参考として、編集委員会で各部門の賞を選定する。

(3) なお、各部門の判断基準は下記によるものとする。

① 企画、計画部門

- (ア) 新しい計画手法の提案事例
- (イ) 斬新な発想に基づいた新分野の開拓事例
- (ウ) 材料、工法等の実験、研究紹介事例
- (エ) 国内、海外の事業計画の紹介事例
- (オ) 諸協議関係の紹介事例
- (カ) その他設計、施工部門以外と判断される事例

② 設計、施工部門

- (ア) 種々の現場条件に対応した新しい設計法の紹介事例
- (イ) 現場における施工事例、新工法、調査、試験等の紹介事例
- (ウ) その他農業土木に係わる設計、施工事例

**農業土木技術研究会役員名簿（昭和62年度）**

会 長	中川 稔	水資源開発公団理事
副 会 長	谷山 重孝	構造改善局建設部長
〃	志村 博康	東京大学教授
理 事	中道 宏	構造改善局設計課長
〃	末松 雄祐	〃 水利課長
〃	岩本 荘太	〃 首席農業土木専門官
〃	笹井 一男	関東農政局建設部長
〃	岸本良次郎	農業土木試験場長
〃	遠藤 紀寛	北海道開発庁農業水産課長
〃	那須 丈士	水資源開発公団第二工務部長
〃	中島 哲生	(社)農業土木事業協会専務理事
〃	牧野 俊衛	(社)土地改良建設協会専務理事
〃	渡辺 滋勝	㈱三祐コンサルタンツ副社長
〃	伊東 久彌	西松建設㈱常務取締役
〃	塚原 眞市	大豊建設㈱常務取締役
監 事	片岡 泰三	関東農政局設計課長
〃	西岡 公	㈱日本農業土木コンサルタンツ副社長
常任顧問	内藤 克美	構造改善局次長
〃	福沢 達一	全国農業土木技術連盟委員長
顧 問	山崎平八郎	衆議院議員
〃	梶木 又三	参議院議員
〃	岡部 三郎	〃
〃	小林 国司	(社)畑地農業振興会々長
〃	福田 仁志	東京大学名誉教授
〃	緒形 博之	東京大学名誉教授

顧 問	永田 正董	土地改良政治連盟耕隆会会長
編集委員長	岩本 荘太	構造改善局設計課
常任幹事編集委員	竹内 悟	〃 事業計画課
〃	長束 勇	〃 設計課
〃	安江 二夫	〃 整備課
〃	義経 賢二	〃 設計課
事務局幹事編集委員	黒澤 照正	全国農業土木技術連盟事務局長
〃	上田 勇	構造改善局地域計画課
〃	本間 新哉	〃 資源課
〃	米田 博次	〃 事業計画課
〃	高橋 攻	〃 施工企画調整室
〃	窪 貴則	〃 水利課
〃	小林 隆信	〃 〃
〃	太田 勝也	〃 整備課
幹 事 編集委員	大澤 祐一	〃 開発課
〃	佐藤 勝彦	〃 開発課
〃	清水 正行	〃 防災課
〃	秋山 公子	関東農政局設計課
〃	加藤 敬	農業土木試験場施設水利2研
〃	尾崎 明久	国土庁調整課
〃	田中 博良	水資源公団第2工務部設計課
〃	竹内 紘一	農用地公団工務部工務課
〃	波左間孝之	日本農業土木総合研究所

**賛 助 会 員**

㈱ 荏原製作所	3 口
㈱ 大 林 組	〃
㈱ 熊 谷 組	〃
佐藤工業㈱	〃
㈱三祐コンサルタンツ	〃
大成建設㈱	〃
玉野総合コンサルタント㈱	〃
㈱電業社機械製作所	〃
㈱ 西島製作所	〃
西松建設㈱	〃
日本技研㈱	〃
㈱日本水工コンサルタント	〃
㈱日本農業土木コンサルタンツ	〃
(財)日本農業土木総合研究所	〃
㈱ 間 組	〃
㈱ 日立製作所	〃
	(16社)
㈱ 青木建設	2 口
㈱ 奥 村 組	〃
勝村建設㈱	〃
株 木 建 設 ㈱	〃

㈱ 栗本鉄工所	2口	高橋建設㈱	1口
三幸建設工業㈱	〃	高弥建設㈱	〃
住友建設㈱	〃	㈱ 田原製作所	〃
大豊建設㈱	〃	中国四国農政局土地改良技術事務所	〃
㈱ 竹中土木	〃	㈱チェリーコンサルタンツ	〃
田中建設㈱	〃	中央開発㈱	〃
H石合樹製品	〃	東急建設㈱	〃
前田建設工業㈱	〃	東邦技術㈱	〃
三井建設㈱	〃	東洋測量設計㈱	〃
	(13社)	㈱土木測器センター	〃
I N A新土木研究所	1口	中川ヒューム管工業㈱	〃
アイサワ工業㈱	〃	日兼特殊工業㈱	〃
青葉工業㈱	〃	日工ゲート㈱	〃
旭コンクリート工業㈱	〃	日本エタニットパイプ㈱	〃
旭測量設計㈱	〃	日本技術開発㈱	〃
伊藤工業㈱	〃	日本国土開発㈱	〃
茨城県調査測量設計研究所	〃	日本大学生産工学部図書館	〃
上田建設㈱	〃	日本ヒューム管㈱	〃
㈱ウォーター・エンジニアリング	〃	日本プレスコンクリート工業㈱	〃
梅林建設㈱	〃	日本舗道㈱	〃
エスケー札幌産業㈱	〃	八田工業㈱	〃
㈱ 大本組	〃	福井県土地改良事業団体連合会	〃
神奈川県農業土木建設協会	〃	福岡県農林建設企業体岩崎建設㈱	〃
技研興業㈱	〃	福本鉄工㈱	〃
㈱ 木下組	〃	㈱ 婦中興業	〃
岐阜県土木用ブロック工業組合	〃	㈱ 豊蔵組	〃
久保田建設㈱	〃	北海道土地改良事業団体連合会	〃
久保田鉄工㈱ (大阪)	〃	(財)北海道農業近代化コンサルタンツ	〃
久保田鉄工㈱ (東京)	〃	堀内建設㈱	〃
京葉重機開発㈱	〃	前田製管㈱	〃
㈱ 占賀組	〃	前沢工業㈱	〃
㈱ 古郡工務所	〃	真柄建設㈱	〃
㈱ 後藤組	〃	㈱ 舛ノ内組	〃
小林建設工業㈱	〃	丸伊工業㈱	〃
五洋建設㈱	〃	丸か建設㈱	〃
佐藤企業㈱	〃	㈱丸島水門製作所	〃
㈱ 佐藤組	〃	丸誠重工業㈱東京営業所	〃
㈱ 塩谷組	〃	水資源開発公団	〃
昭栄建設㈱	〃	水資源開発公団奈良俣ダム建設所	〃
新光コンサルタンツ㈱	〃	宮本建設㈱	〃
新日本コンクリート㈱	〃	山崎ヒューム管㈱	〃
須崎工業㈱	〃	菱和建設㈱	〃
世紀東急工業㈱	〃	若鈴コンサルタンツ㈱	〃
第一測工㈱	〃	西日本調査設計㈱	〃
大成建設㈱高松支店	〃		(80社)
大和設備工事㈱	〃	(アイウエオ順)	計 109社 154口

地方名	通 常 会 員							地方名	通 常 会 員								
	県	農水省 関	省 係	公団 等	学校	個人	法人		外国	県	農水省 関	省 係	公団 等	学校	個人	法人	外国
北海道	126	181		3	7	23											
東 北	青森	55	51		2			近畿	滋賀	43	15	3	1	4			
	岩手	68	24		4	4		京都	43	53	1	6	6				
	宮城	47	77	8	5	20		大阪	32		14	4	6				
	秋田	122	18		1	6		兵庫	57	26	1	4	3				
	山形	39	18		2			奈良	56	28	1		4				
福島	68	44	6		1		和歌山	49	11								
小計	399	232		14	14	31		小計	280	133	7	15	23				
東 関	茨城	98	53	12	2	8		中 国	鳥取	26	13		2	4			
	栃木	80	27		5	2			岡山	21	13		4				
	群馬	32	5	2	1				山梨	53	52		4	3			
	埼玉	65	18	15	1	12			徳島	53	4			2	1		
	千葉	61	11	8		13			香川	34	2		1	1			
	東京	5	172	65	14	23			愛媛	21	4	1		1			
	神奈川	21			3	19			高知	24	2	1	5	3			
	山梨	31	5			1			小計	59	13	1	5	4			
	長野	51	4	2	4	2				29	1	1	1	1			
	静岡	83	12			4											
小計	527	307		104	30	84			320	105	3	22	19				
北 陸	新潟	106	57	2	1	5		九 州	福佐	32	13	24	9	7			
	富山	71	17		2	4			岡賀	18	18			1			
	石川	60	70		2	3			長崎	20	3			1			
福井	58	7					本分	33	42	5		3					
小計	295	151		2	5	12		大宮	44	2	1	3					
東 海	岐阜	26	6	1	4	7		鹿兒	29	12							
	愛知	42	66	43	1	9		島	62	11	1	2					
	三重	21	13	7	2	5		沖	32	21	1						
小計	89	85		51	7	21		小計	270	122	32	14	12				
合 計									2,306	1,316	216	114	225	807	18		
総 合 計									5,002名								

編 集 後 記

我が国の非DID人口は約5千万人である。農林水産業を基幹とする地域の人口包容力はかくも大きい。長い歴史の中で国土を有効に利用し、可住地域を拡大してきた国民の努力の結実である。

マンガ「日本農業入門」(大臣官房企画室編)を読んだ。都会育ちの高校生：明希子が両親の海外出張に際し一年間、農村の親戚で暮すこととなる。その家の次男を中心とする青年グループから日本農業の諸課題について見聞きするとともに、情熱あふれる青年たちにひかれて、共に農村を考え行動するようになる。都市部の高校生を対象に作られたものだ聞いたが、小冊子の中に実に多くの話題が簡潔な表現で述べられている。

この冊子で語られているように、高齢化が進む農村では、若い基幹労働力への世代交替を可能たらしめる条件

が整えられる必要がある。耕作規模を拡大し生産性を高めると同時に、従前以上の農業生産力を確保してこそ、「国土の中核部分としての」農村地域の役割を担ってゆけると考える。規模拡大、生産性向上の基本的条件は、基盤整備された農地である。併せて農村環境の整備を行うことが、可住地域としての農村を今後とも維持発展させ、国土の有効利用を図るものと考えられる。

我々の技術は、この農地の基盤整備と農村生活環境の改善を対象としている。本号の報文も多様な内容で構成されている。明日の農村地域の縁の下の力持ちとしての我々の技術力向上に資してもらいたいと念ずる。新年度の編集委員会も、充実した内容の技術紹介を行う場として、会誌発展のため努力しますので、各現場から多数の報文が出されるよう、御協力を願う次第です。

(田中博良 記)