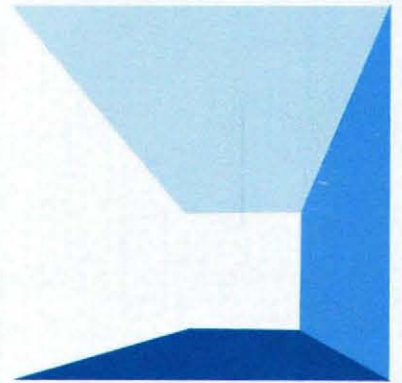
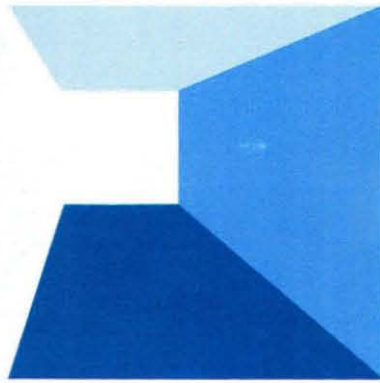
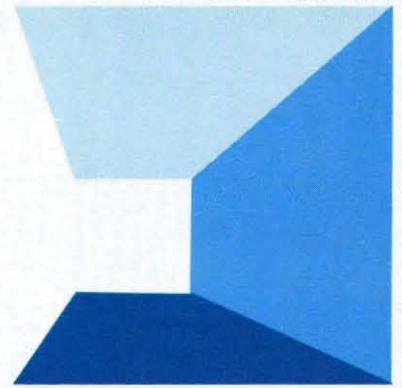


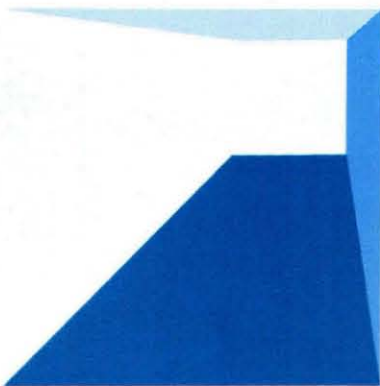
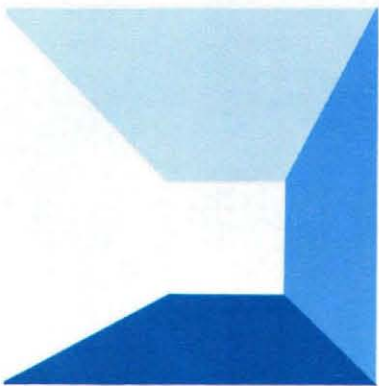
水と土

ISSN 0287-8593

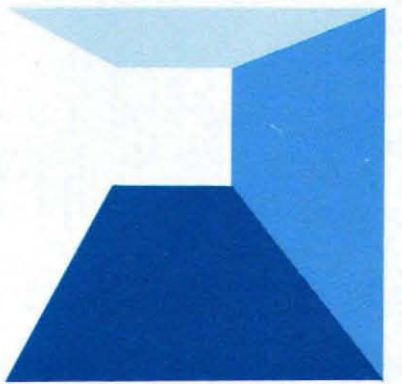
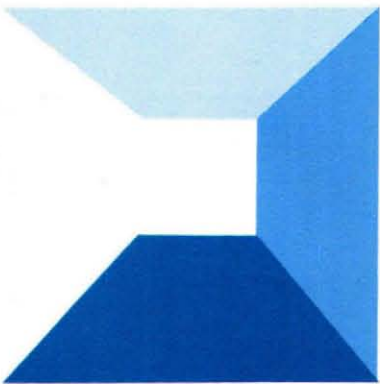
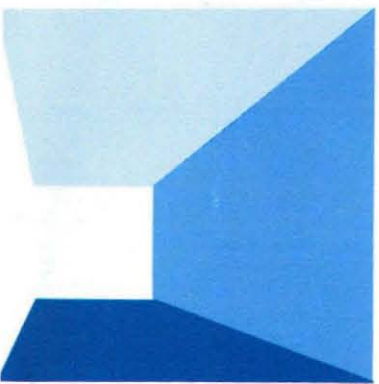
第 78 号



平成元年 9月号
農業土木技術研究会

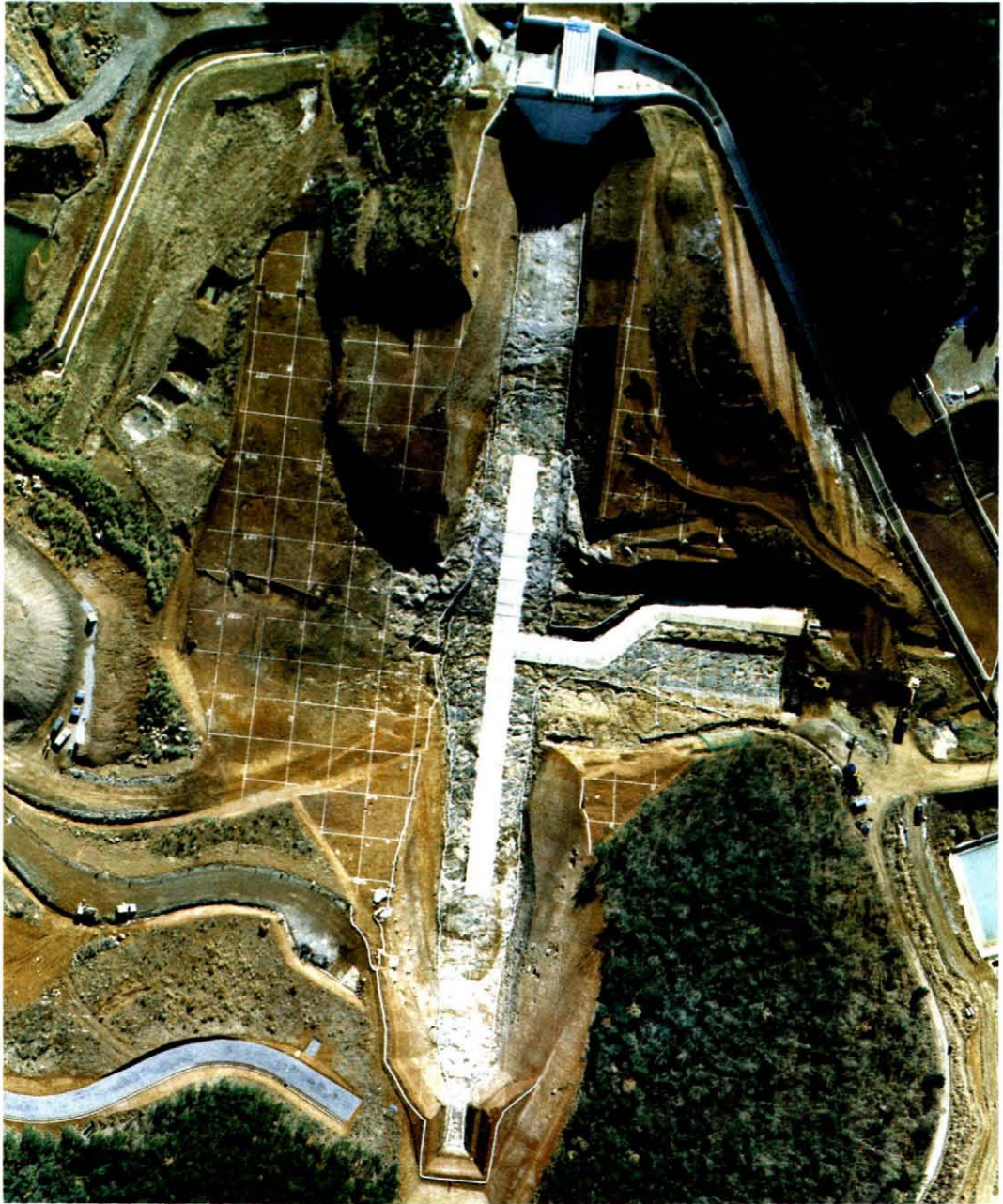


Japanese Association for
the Study of Irrigation,
Drainage and Reclamation
Engineering



赤坂ダムの監査廊（上場農水事業）

（本文29頁参照）



航空写真（昭和63年1月撮影）

海底送水管の布設状況

(岡山県宮畑地帯総合土地改良事業牛窓地区)

(本文61頁参照)



送水管陸揚作業(前島側)



チューブブイ取付け作業

完成した下車力排水機場

(津軽西北農水事業)

(本文70頁参照)



水 と 土

— 目 次 —

グラビア

赤坂ダムの監査廊全景

海底送水管

下車力排水機場

巻頭文 大分県の土地改良 川野裕司……(1)

報 文

報文内容紹介 ……(i)

筑後川下流用水のパイプラインシステムについて

益田和範
吉岡敏幸 ……(2)

ロックフィルダムの臨界勾配と限界震度に関する考察

菊沢正裕 ……(13)

神居ダムの温度規制計画について

前岡佛勉
福本井隆
前原孝裕 博史 ……(20)

赤坂ダムの監査廊について

長野清
河津宏志
井上宏一 ……(29)

双葉ダムアスファルトフェーシングの耐久性に関する追跡調査

川村博之 ……(41)

神竜頭首工エプロン部における耐摩耗性コンクリートの施工について

湯浅明
本山林山 英明
草薨 忍 ……(54)

海底送水管の設計と施工について

一畑地帯総合土地改良事業牛窓地区の実施例一

魚谷了一
金藏法和義
佐藤藤月 和孝 夫夫 ……(61)

岩木川左岸地区の排水計画と下車力排水機場について

田島明彦
石岡尚誠
高橋 人 ……(70)

急傾斜地における合理的流末処理対策の検討

山本徳司
原 喬 ……(80)

農業土木技術研究会入会の手引 ……(90)

投稿規定 ……(91)

会告・編集後記 ……(92)

No. 78

1989

September

水と土 第78号 報文内容紹介

<p>筑後川下流用水のパイプラインシステムについて 益田 和範 吉岡 敏幸</p> <p>筑後川下流用水事業の筑後川左岸及び右岸の2本の導水路施設は、ポンプ揚水による大規模パイプラインシステムである。本稿は、このパイプラインシステムが地域の水利実態及び用地的な制約から供給主導型の水管理方式を導入すること、及びそのシステムについて非常水理解析により安全性、安定性の検討を行ったので、それらについて報告するものである。(水と土 第78号 1989 P. 2)</p>	<p>神竜頭首工エプロン部における耐摩耗性コンクリートの施工について 湯浅 明 本山 英明 林 誠司 草薙 忍</p> <p>現在、国営かんがい排水事業北空知地区の基幹施設である神竜頭首工を建設中である。建設場所は石狩川中流域旭川市神居古源内で峡谷急流河川である。そのため石礫を含む土砂の流下が激しく、摩耗の影響が大きいと考えられるので、比較的新しい技術であるグラノリシックコンクリートを参考とした耐摩耗性コンクリートを採用することとなった。ここにその採用経緯と技術的要点を報告する。(水と土 第78号 1989 P. 54)</p>
<p>ロックフィルムダムの臨界勾配と限界震度に関する考察 菊沢 正裕</p> <p>ロックフィルムダムの外側勾配は地震条件に強く左右されることから、典型的な内部摩擦角をもつ中心遮水型のモデルダムについて臨界勾配や限界震度を与える設計チャートを示した。計算には汎用の極限釣合い法と極限理論の上界法に属する有限要素解析を使用した。その結果ロック材の粘着力を無視すること、地震条件、極限釣合い法の三つが重なると、きわめて勾配が緩くなってしまふことが分かった。(水と土 第78号 1989 P. 13)</p>	<p>海底送水管の設計と施工について —畑総牛窓地区の実施例— 魚谷 了一 金蔵 法義 佐藤 和夫 大月 孝夫</p> <p>畑地帯総合土地改良事業牛窓地区の海底送水管布設工事は、鍍装型ポリエチレン管で実施した。農業土木事業として、殆んど施工例のない本工事について、設計施工上の留意点について紹介し、その手法を説明する。(水と土 第78号 1989 P. 61)</p>
<p>神居ダムの温度規制計画について 前佛 勉 岡本 隆 福井 孝博 藤原 裕史</p> <p>国営かんがい排水事業神居地区の水源である神居ダムは重力式コンクリートダムである。その堤体打設に際し、打設したコンクリートに発生する温度応力によるひび割れを防止するため、適切な温度規制計画に基づいた施工管理を行う必要がある。本稿は、本体コンクリート打設に先立って神居ダムのコンクリート温度規制計画策定の検討内容方法等の基礎的事項とS63年度打設実績に基づく温度規制計画の検討を報告するものである。(水と土 第78号 1989 P. 20)</p>	<p>岩木川左岸地区の排水計画と下車力排水機場について 田島 明彦 石岡 尚毅 高橋 誠人</p> <p>汎用耕地化を促進するために必要な排水強化を行うに当たって、既設排水施設の活用を図りながら、排水系統の変更を行った経過と、同計画に基づき新設した下車力排水機場の一端を紹介するものである。(水と土 第78号 1989 P. 70)</p>
<p>赤坂ダムの監査廊について 長野 清 河津 宏志 井上 公一</p> <p>最近、フィルムダム監査廊設置に伴いコンクリートのひび割れが発生し問題となっている。このような情勢に鑑み、コンクリートのひび割れ防止対策の一事例として、赤坂ダム監査廊施工に先立ち試験打設を行い、応力集中箇所及び施工方法の適否を判定した資料について報告するものである。(水と土 第78号 1989 P. 29)</p>	<p>急傾斜地における合理的流末処理対策の検討 山本 徳司 原 喬</p> <p>急傾斜まさ土地帯の農用地造成地を対象に、昭和61年～63年におたり、流出一土壤流量、沈砂池の沈砂機能についての調査を行った。その結果、沈砂池内への堆積増加は降雨強度の大きな、特別な降雨によって支配されることが判明した。また、土壤流量を決定づける要因は、初期段階では細流侵食が主であり、年々土壌表面は安定し、雨滴侵食による土壤流失が促進されていると判断され、それらに関する種々の現象が確認された。(水と土 第78号 1989 P. 80)</p>
<p>双葉ダムアスファルトフェーシングの耐久性に関する追跡調査 川村 博之</p> <p>双葉ダムアスファルトフェーシングは、昭和52年～昭和53年度の2年間にわたって施工された。フェーシング舗装完了後は、厳しい自然条件下にさらされることからその性状変化、老化状況を把握しアスファルトコンクリートの耐久性、ダムの安全性を確認すべく長期追跡年次計画に基づき初回調査(昭和58年度)を含めて、経年10年目の暴露コアサンプルによって実施した第3回調査(昭和63年度)結果を取りまとめ報告するものである。(水と土 第78号 1989 P. 41)</p>	

大分県の土地改良

川野裕司*

大分県では平成12年（西暦2000年）を目標年次として新しい農業振興計画を樹立するため現在素案を検討中であり、「産業として自立した農業」を目指し、農業・農村を取り巻く情勢の分析と21世紀に向けての県農業の振興手法を骨組に組み込むことにしている。振興手法は作物別の生産振興をはじめ農業者の養成や生産構造の再編、生産基盤の整備等11項目に分かれており、単に県農政の指針とするだけでなく自治体や農業団体の振興計画の基準となり、生産者の経営の面でのガイドポストとなる性格をもたせる。また計画の基本的視点をCQC、即ちCost（低コスト）Quality（高品質、高付加価値）Consumer（消費者ニーズ）におく。土地改良事業の実施にあたってはこの農業振興計画を念頭におくことにする。

大分県の農業基盤は地形が急峻で、農家一戸当たりの経営規模も零細で、海岸部から高原までと標高差も大きく、従って温度差も大きく日本列島の縮図といっても過言ではない。しかも大消費地には遠く、高速道路もやっと九州横断自動車道の別府、湯布院間が先日開通したばかりの交通体系整備の遅れた地域でもある。従ってこれらの悪条件を克服し、逆手にとった農業の振興、土地改良事業の推進が必要である。

現在事業推進の大きな柱としているものは流通体系の整備のための広域農道を中心とした農道の整備と中山間地帯の圃場整備である。

流通体系の整備としての農道の建設は、それぞれの広域営農団地を有機的に連携させるために広域農道を連結させることを念頭において配置し、一般農道、農免農道等で道路網の整備を図ることにしている。全国第一号として実施が決定した農道離着陸場は、大野川中流域の県営灌漑排水事業、畑地帯総合整備事業で整備の終わった畑地帯の中心部に建設が予定されており、多くの野菜農家から期待され、軽くて、高付加価値のニューフライト野菜の試作も試験研究機関、普及組織一体となった取り組みが始められている。

一方、圃場整備についてはその進捗に地域間の格差が大きく、特に中山間地帯の遅れが目立っている。水田利用再編対策による転作がより厳しい局面を迎えている現在、米に代わるその地域の適作物を模索し、安定した農業を営むためには圃場整備を急ぐ必要がある。本年度から土地利用型農家と集約型農家の話し合いをすすめる、集落営農の重要性を認識願ひ、一定規模の農地の利用権の設定等による農地の集積が行われる地区については、県費の5%嵩上げを実施することにした。さらに区画割も等高線に沿った工法を検討する等、事業費の低減に配慮することになっているが、栽培する作物に応じた農家の希望する整備水準、地域特性にあった整備工法等、十分個々の農家との話し合いを行い実施することが必要であろう。土地改良事業の負担は、事業を実施することによって増加する所得の一部をもってあてるのが原則である。そのためには事業の実施を担当する農業土木技術者が事業効果算定のために行なう机上の営農改善計画に止まらず、個々の農家の作物毎の収益性等についても検討し、経営収支についても話し合い、農家の意見を取り入れてきめの細かい施工を心がけることが事業効果を高めるためにも必要と思う。

いづれにしても条件の悪さを逆手にとり地域農業の振興をはかっていくことが肝要であり、例えば地形の急峻な山腹水路を利用しての小水力発電、標高差による気象条件の違いを利用した通年リレー生産による年間を通した継続出荷態勢の整備、中山間地帯の経営規模の零細さ、高齢化した農業従事者のシルバーパワーを活用した少量多品目の高付加価値農産物の生産等を進め、農村の過疎化の歯止めとあわせて恵まれた自然景観と緑の空間の保持と水資源の確保のためにも土地基盤の整備は欠かせぬものである。平松守彦知事が提唱して10年を経過した『一村一品運動』も県内各地で農産物を中心として着実に根付き成果をあげつつあるが、さらに食の多様化、高級化、安全性志向にマッチした製品の創出により花を開き実を結び一県一品にまで成長させるためにも、先人の残した大いなる遺産である農地、農業用施設の整備改良こそ我々に課せられた緊急の課題である。

* 大分県農政部長

筑後川下流用水のパイプラインシステムについて

益 田 和 範* 吉 岡 敏 幸*

1. はじめに.....	2
2. 水路システム.....	2
3. 水管理方法について.....	5

4. 非定常水理解析.....	6
5. おわりに.....	11

1. はじめに

パイプラインシステムでは需要主導型の水管理を行うことが一般的である。すなわち、利用者は自分の意志で分水操作を行い、幹線送水系はそれに追従できる施設を配置し、このことにより需要量に応じた操作・制御を行う管理方式である。

しかし、大流量を送水するパイプラインでは、大口径の長大な水路施設となっていて需要主導型の水管理を行うためには非常に大規模な調整施設が必要であり、立地上こうした調整施設は設置できないことが多い。また、適正な水配分や水の有効利用を図ることも重要な課題である。

これらの要素を加味しバランスのとれた水路組織とするため、施設計画と水管理計画の整合性を図っておくことがパイプラインシステムの設計をしていく上で非常に重要である。

筑後川下流用水事業の基幹施設である筑後導水路・矢部川左岸導水路・佐賀東部導水路は筑後川から直接取水するポンプ、大口径パイプライン及び加圧揚水機場を組み合わせた幹線送水施設であり、類をみない大規模なパイプラインシステムである。また、農業用水施設であるため需要量が時期や天候などにより大きく変動するので、この水需要に十分対応できるシステムでなければならない。

本文は筑後川左岸側の筑後導水系及び右岸側の佐賀東部導水系施設の各水路システムについて、施設計画と水管理方法の基本的な考え方を述べるとともに、それらの施設の操作方法や調整水槽容量などについて非定常水理解析を行い検証を行っ

たので、その中から分土工や幹線制御弁のバルブ操作に伴う水撃圧の検討及び佐賀東部導水路の城原流入弁の制御方法についての検討を紹介するものである。

2. 水路システム

2・1 本地区の事業の特徴

筑後川下流用水事業の導水路施設は、筑後川をはさんで福岡・佐賀の両県に導水する2系統の大規模なパイプラインシステムである。

左岸側の施設は筑後川から最大 $13.54\text{m}^3/\text{s}$ を取水し、筑後揚水機場から約 26km のパイプラインによって、また右岸側の施設は同じく最大 $18.60\text{m}^3/\text{s}$ を取水し、佐賀揚水機場から約 21km のパイプラインによってそれぞれの受益地に送水するものである。

導水路から分水した後の水路の形態は本地区特有の用排兼用水路であるクリーク水路への接続が最も多く、全分水量の約7割を占めている。

2・2 左岸側—筑後導水系施設の概要

左岸側の筑後導水系は、筑後川から取水する延長約 26km のポンプ送水系パイプラインであり、途中に吸水槽と吐水槽を有する2ヶ所のポンプ場を設置して、3段揚水で送水するシステムである。

主要な施設の概要は次の通りである。

(1) 取水施設

取土工（取入水路）

最大取水量 $13.54\text{m}^3/\text{sec}$

延長 0.3km （フルーム水路）

揚水機場

最大揚水量 $13.54\text{m}^3/\text{sec}$

* 水資源開発公団筑後川下流用水建設所

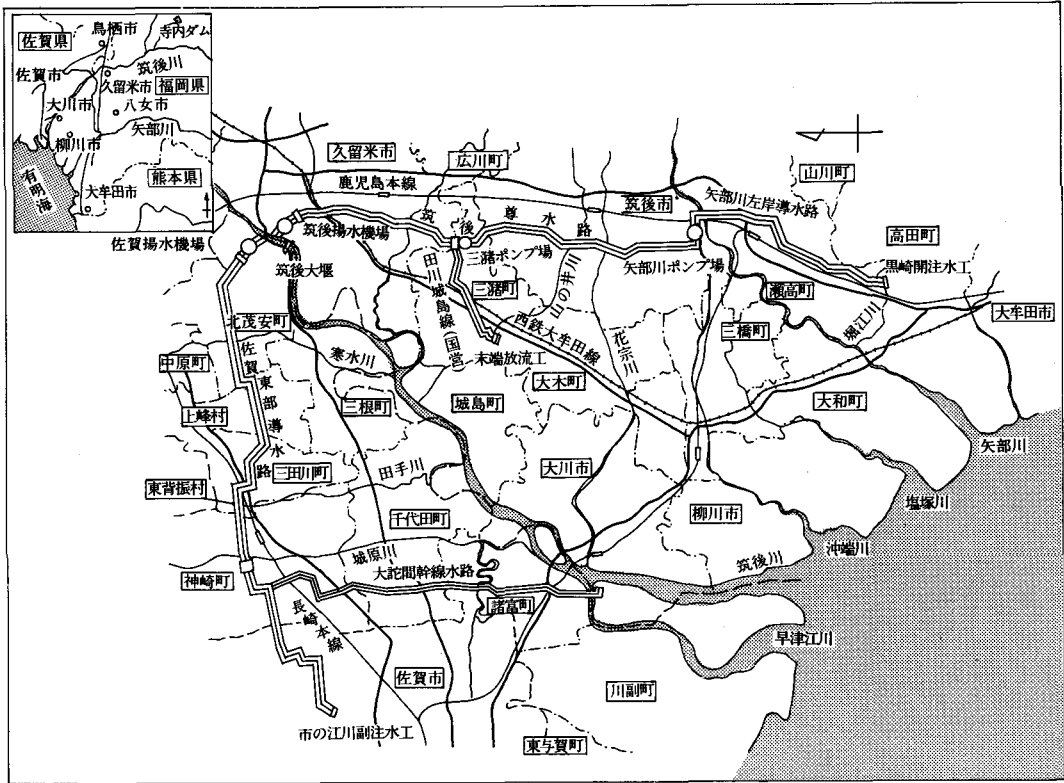


図-1 筑後川下流用水事業概要図

横軸両吸込渦巻ポンプ $\phi 1200\text{mm} \times 3$ 台
 $\phi 900\text{mm} \times 3$ 台

立軸斜流ポンプ $\phi 500\text{mm} \times 2$ 台
 吐水槽 PC構造 直径14m 高さ約8m

送水管路 $\phi 3500\text{mm}$ 延長0.2km

吐水槽 PC構造 直径26m 高さ約19m

(2) 導水施設

筑後導水路上流部

最大通水量 13.54 m^3/sec

管路 $\phi 3000\text{mm}$ 延長約6km

同下流部

最大通水量 5.62 m^3/sec

管路 $\phi 2200\text{mm} \sim \phi 900\text{mm}$ 延長約10km

三瀧ポンプ場

最大揚水量 5.62 m^3/sec

立軸斜流ポンプ $\phi 900\text{mm} \times 3$ 台

吐水槽 PC構造 直径24m 高さ約10m

矢部川左岸導水路

最大通水量 0.99 m^3/sec

管路 $\phi 1100\text{mm} \sim \phi 900\text{mm}$ 延長約10km

矢部川ポンプ場

最大揚水量 0.99 m^3/sec

左岸側の用水は筑後川から取水後、直ちに筑後揚水機場で揚水し、吐水槽を経たのち7ヶ所の分水工で分水しながら約6km下流の三瀧分水槽まで送水し、この地点で国営田川城島線の用水と三瀧ポンプ場以降の用水に分水する。前者の筑後導水路上流部と国営田川城島線を筑後導水系Aグループとする。

後者の三瀧ポンプ場以降の用水は三瀧ポンプ場でポンプアップし、途中7ヶ所の分水工で分水しながら、約10km下流の矢部川ポンプ場まで送水する。さらにそこで再度ポンプアップした後、矢部川左岸導水路を流下し、途中1ヶ所の分水工で分水して約10km下流の末端注水工まで送水する。

筑後導水路下流部と矢部川左岸導水路を筑後導水系Bグループとする。

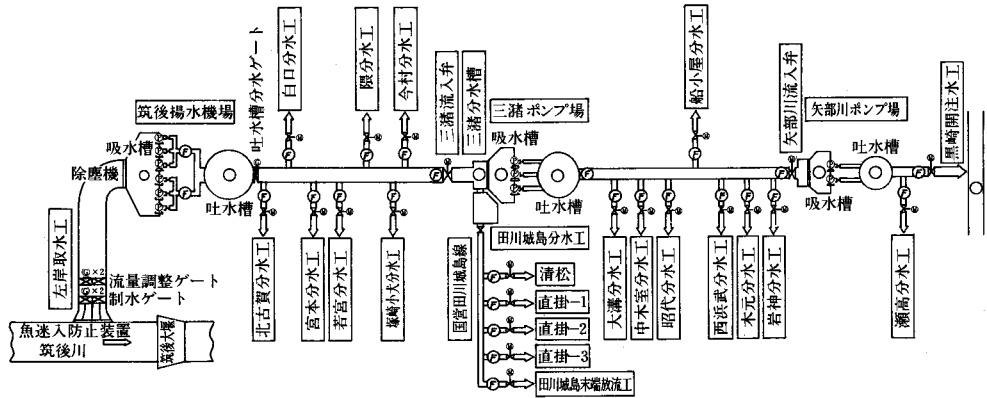


図-2・1 筑後導水系施設概要図

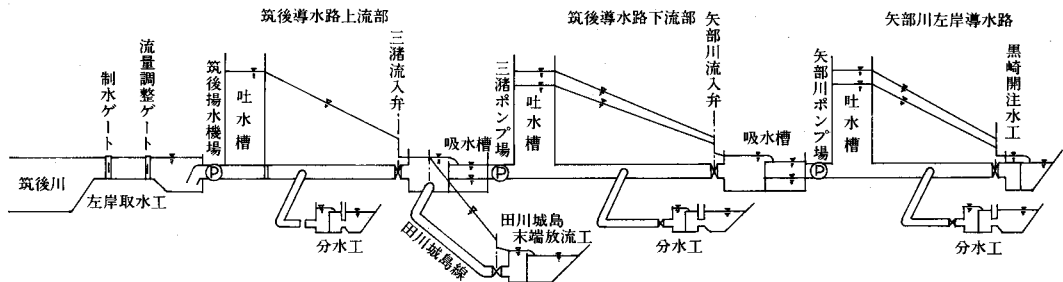


図-2・2 筑後導水系水理縦断模式図

2・3 右岸側一佐賀東部導水系施設の概要

右岸側の佐賀東部導水系は筑後川から取水するポンプによる1段アップのポンプ送水系パイプラインであり、上流部と下流部の2つの水理ユニットからなる水路システムである。

主要施設の概要は次のとおりである。

(1) 取水施設

取水工（取入水路）

最大取水量 18.60m³/sec

延長 0.2km（フルーム水路）

揚水機場

最大揚水量 18.60m³/sec

横軸両吸込渦巻ポンプ φ1350mm×4台
φ800mm×2台

吐水槽 PC構造 直径20m 高さ約30m

(2) 導水施設

佐賀東部導水路上流部

最大通水量 18.60m³/sec

管路 φ3000mm 延長約13km

同下流部

最大通水量 11.86m³/sec

管路 φ2800mm～φ2000mm 延長約8km
城原調整水槽

PC構造 直径20m 高さ約11m

右岸側の用水は取水後、直ちに佐賀揚水機場で揚水し、吐水槽を経たのち12ヶ所の分水工で分水しながら約13km下流の城原調整水槽まで送水する。ここで一度オープンとなり、そこから途中5ヶ所の分水工で分水しながら約8km下流の末端注水工まで送水する。

城原調整水槽は1段アップの長大なパイプラインを分割し流況の安定化を図るための施設である。

2・4 基本的な設計の考え方

本事業の水路施設は、筑後川左岸の筑後導水系施設は①筑後導水路上流部、②同下流部、③矢部川左岸導水路の3つの水理ユニット、右岸側の佐賀東部導水系では①佐賀東部導水路上流部、②同下流部の2つの水理ユニットに区分され、各ユニットはポンプと吐水槽、または調整水槽を有する配水槽方式の低圧クロズドタイプパイプライン

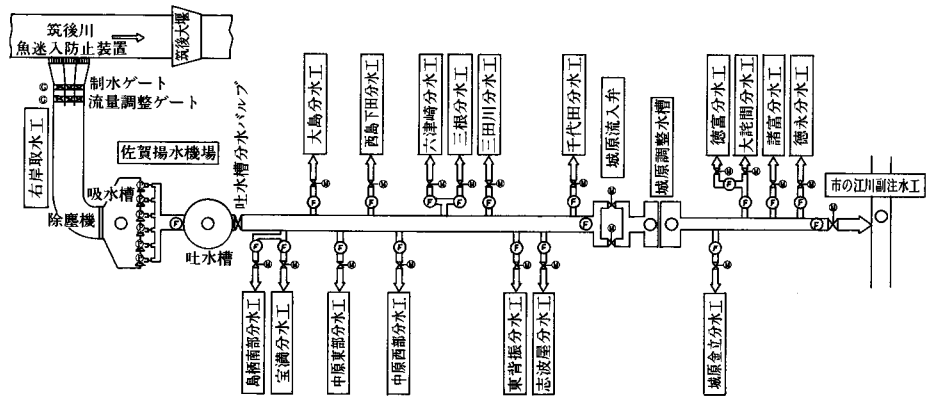


図-2・3 佐賀東部導水系施設概要図

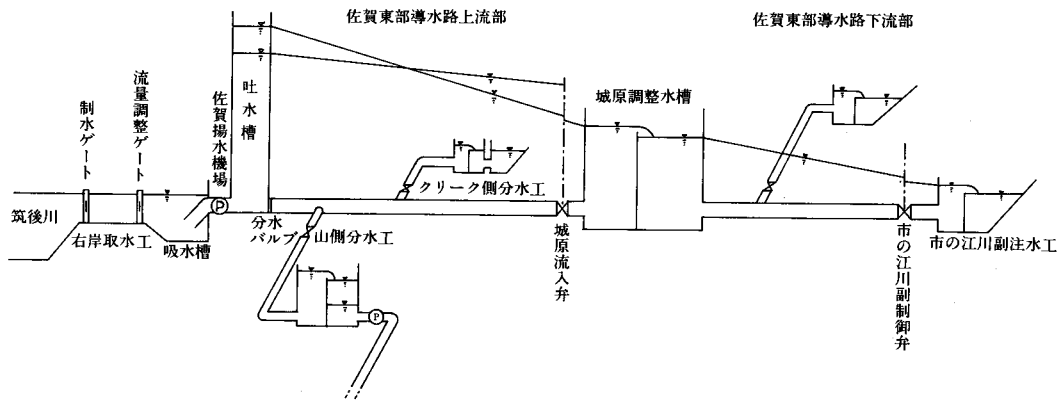


図-2・4 佐賀東部導水系水理縦断模式図

である。

管体の設計は管の浮上に対して安全な必要埋設深を基本に縦断設計を行い、土圧及び経験則に基づく管の内圧を考慮して構造設計を行っている。また、管種・管径は地質や埋設条件、分水地点の必要水位とポンプ揚程などを考慮し、定常水理計算を基に総合的に比較検討して選定している。

ポンプの設計は計画最大量及びかんがい期の必要用水量の変動を考慮して最も効率的な運転が可能な口径・台数としている。また、その運転制御方式については、筑後・佐賀の両水源揚水機場は効率的な流量の調整が可能な吐水槽水位を一定とする回転数制御とし、三潞・矢部川の両加圧機場は上流ユニットからの流入量を確実に揚水する吸水槽水位による台数制御（ON-OFF 制御）とし

ている。これらのポンプ場の吸水槽・吐水槽の容量は水理計算上必要な水位とポンプ運転制御上必要な容量を基本として計画している。

3. 水管理方法について

3・1 水管理方法の基本的な考え方

本事業の水路施設は、左岸側は3つの水理ユニット、右岸側は2つの水理ユニットに区分され、それぞれのユニット間には分水槽、ポンプ場、調整水槽といった調整施設によって結合されている。

本来パイプラインにおいてはそのシステム内に十分な容量を持った調整池を設け、需要主導型の水管理を行うことが望ましい。

しかし本地区の場合、大流量送水施設であるため分水工での自由な水使用を許容するならば調整

池の規模は非常に大きなものとならざるを得ない。また、分水工での自由な水使用に追従した送水を行う方法も考えられるが、ポンプの頻繁な起動停止や吐水槽あるいは調整水槽からのオーバーフローなどを引き起こし施設の安全上からも問題がある。

従って、本地区の水路システムの水管理方法としては、各地区の必要な用水量を集計し諸調整を行った後、水源揚水機場からの一定量を送水し、各分水工から必要水量を適正に配分していく供給主導型の水管理が適している。それと同時に水理ユニット間の水管理方法についても、上流側のユニットから下流側のユニットへ一定量の送水を行うことを原則として、供給主導型の水管理とすることが望ましい。

一方、分水工から分水された用水はそのほとんどが調整池と見なされるクリーク水路に一度貯えられる。末端の圃場へはこのクリークからポンプアップし、クローズドパイプラインによって配水される。その水利用は需要者が主体となって行なえることとなる。

このように本地区の水路システムは、この地方の特徴的な水利施設であるクリーク水路を活用し幹線送水系では供給主導型の水管理、末端の配水系では需要主導型の水管理を行うことを基本とする。

3・2 主要施設の水管理方法

本地区の水利施設は供給主導型の水管理を行うことを基本として、次のような管理方法を策定している。

一左岸側施設一

(1) 筑後揚水機場

筑後揚水機場のポンプ運転制御方式は、水量に合致したポンプ台数や揚水量の調整が可能な吐水槽設定水位を一定とする回転数制御とし、A・Bグループの流量の振り分けのために流量制御を併用する。

(2) 三瀧流入弁

三瀧流入弁は三瀧分水槽直上流に位置する幹線制御弁で、Aグループ田川城島線及びBグループの用水を確保するため流量を制御する。

(3) 三瀧ポンプ場

三瀧ポンプ場は筑後導水系の2段加圧機場でB

グループの用水はすべてここでポンプアップされる。ポンプ場吸水槽への流入は一定量に制御されているため、ポンプの運転制御方式は流入量を確実に揚水し、吸水槽の水位を越流堰以下の一定範囲内に制御する台数制御とする。

(4) 矢部川流入弁

矢部川流入弁は矢部川ポンプ場直上流に位置する幹線制御弁で、矢部川左岸導水路の用水を確保するために流量を制御する。

(5) 矢部川ポンプ場

矢部川ポンプ場は筑後導水系の3段加圧機場で矢部川左岸導水路の用水はすべてここでポンプアップされる。ポンプ場吸水槽への流入は一定量に制御されているため、ポンプの運転制御方式は流入量を確実に揚水し、吸水槽の水位を越流堰以下の一定範囲内に制御する台数制御とする。

(6) 分水工

筑後導水系の分水工はAグループが14カ所、Bグループが9カ所である。これらの分水工はすべて筑後揚水機場内の操作室で集中管理を行い、各分水工の流量やバルブ開度を監視制御する。

一右岸側施設一

(7) 佐賀揚水機場

佐賀揚水機場のポンプ運転制御方式は、水量に合致したポンプ台数・揚水量の調整が可能な、吐水槽水位を一定とする回転数制御とする。

(8) 城原流入弁

城原流入弁は城原調整水槽直上流に位置する幹線制御弁で、佐賀東部導水系下流部の用水を確保するため流量を制御する。

(9) 分水工

佐賀東部導水系の分水工は上流部が12カ所、下流部が6カ所である。これらの分水工はすべて佐賀揚水機場内の操作室で集中管理を行い、各分水工の流量やバルブ開設を監視制御する。

3・3 集中管理システム

本地区の水路システムのように管理施設が広域に散在し、しかも水理情報の伝達が非常に早いパイプラインシステムにおいては、距離と時間を克服して速やかに各施設の状況を把握し適切な制御を行う必要がある。そのために本地区では、左岸側については筑後揚水機場内に、また右岸側については佐賀揚水機場内にそれぞれ操作室（親局）

を置き、分土工等の管理施設の子局・孫局としてパイプラインに沿った伝送路（通信ケーブル）を利用した集中管理を行うものとする。

4. 非定常水理解析

4・1 非定常水理解析について

本地区のパイプラインシステムでは供給主導型の水管理を行うことを基本として施設計画や管理方法の策定を行っている。例えば、左岸側の三瀧・矢部川ポンプ場は水理ユニットを結合する調整施設であるが、施設の容量はポンプ運転上必要な容量で計画しており、水利用上の調整容量は考慮していない。

このように本地区のパイプラインシステムは途中にほとんど調整能力を持たない大容量の送水システムであり、全体としてバランスのとれた送水管理を行う必要がある。そのために非定常水理解析によって移行状態の流況を把握することは非常に重要であり、ポンプやバルブの運転操作等の制御方法や調整施設の施設計画は全体システムのなかで適切か、といったことを検証しておく必要がある。

非定常水理解析はその手法及び解析目的によって大きく2つに分けられる。1つは主にバルブ操作に伴う比較的短時間の水圧変動を解析する水撃圧解析である。この水撃圧解析は1水理ユニット内での流況を対象としたものであり、シミュレーションモデルも1ユニット毎に作成する。

もう1つは流量の変更やポンプの起動停止に伴う水槽水位の変動を解析するサージ解析（システム解析）である。本地区のパイプラインシステムのように流量に比べて調整容量が小さい場合の解析は、水理ユニット間の接合方法がシステム全体の流況に大きく影響するため、システム全体を対象としたシミュレーションモデルを作る必要がある。

水撃圧解析とサージ解析の解析手法について簡単に紹介する。

4・1・1 水撃圧解析

水撃圧解析を行う場合、水が圧力に応じて体積を変えることを考慮した弾性水柱理論を主として用いる。その基礎方程式はエネルギー保存の法則と流れの連続式から導かれる、式4-1の運動方程式と連続方程式である。

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{n^2}{(D/4)^{4/3}} |v| v = 0 \\ W \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{K}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(式4-1)$$

ここで v : 流速(m/s) g : 重力加速度 (m/s²)

t : 時間(s) x : 距離(m)

n : マニングの粗度係数

h : 圧力水頭 (m) D : 管径(m)

W : 水の単位体積重量 (kg/m³)

K : 管等価体積弾性係数 (kg/m³)

A : 流積 (m²) Q : 通過流量(m³/s)

本解析ではこの基礎方程式を一次の中心差分式に展開し、時間軸と距離軸の演算格子上に計算を順次進めていく直接差分法を用い、距離差分を500m、時間差分を0.1秒として計算を行った。また、摩擦損失水頭の粗度係数の算定に、定常水理計算からマニング式により求められる等価粗度係数を用いた。

4・1・2 サージ解析

サージ解析を行う場合、水の圧縮性を考慮せず剛体として扱う、剛性水柱理論を用いる。その基本方程式は系内の水の運動方程式(式4-2)と水槽地点での連続方程式である(式4-3)。

● 管路の運動方程式

$$\frac{1}{g} \frac{dv}{dt} + \frac{h^2 - h^1}{L} + K |v| v = 0 \dots\dots\dots(式4-2)$$

v : 管内流速 (m³/s) L : 管延長(m)

h₂, h₁ : 管両端での水頭 (標高) (m)

g : 重力加速度 (m/s²) K : 抵抗係数

● 水槽地点での連続方程式

$$A \frac{dh}{dt} = q_1 - q_2 \dots\dots\dots(式4-3)$$

A : 水槽面積 (m²) h : 水槽水位(m)

q₁ : 水槽への流入流量 (m³/s)

q₂ : 水槽からの流出流量 (m³/s)

これらの式をもとに連動サージの連立常微分方程式を立て、その数値解法としてルンゲ・クッタ法を用いて計算を行った。また境界条件としてバルブの水理特性やポンプ特性などをモデル化し、さらにそれらの制御方法について（ポンプについては回転数制御や台数制御、バルブについては流量制御や開度制御および水位制御など）コン

トロールモデルを組み入れ、実際の制御方法と極力等価なモデル化を行った。

今回行った非定常水理解析では、水撃圧解析により施設の安全面からバルブの操作速度についての検討を行い、設計条件に合致することを確認するとともに、サージ解析により供給主導型の水管理を行うための各施設の運転操作・監視制御方法や調整施設の水槽容量等の検証を行った。

以下にバルブ操作速度の検討及び城原流入弁の制御方法の検討について紹介する。

4・2 バルブ操作速度と水撃圧について

分木工や幹線制御弁の操作速度を決定する要因は、バルブ操作によって発生する水撃圧と管体の設計内圧である。とう性管の設計内圧は静水圧と水撃圧の和である。従って、本来ならば理論式あるいは数値解析により水撃圧の検討を行うべきであるが、通常的设计ではこの水撃圧は経験則により静水圧の100%（静水圧が 3.5kgf/cm² 未満）が用いられ、設計内圧は静水圧の2倍とされている。本地区も経験則により施設計画を行っているが、施設規模が大きく送水量も多いことから設計条件に合致するようなバルブの適正操作速度について検討を行い、経験則で求めた値以下になることを確認した。以下その内容を示す。

4・2・1 バルブ閉操に伴う圧力脈動

図-4・1は筑後導水路下流部についてのシミュレーションの一例であり、末端の幹線制御弁（矢部川流入弁）全閉状態で、各分木工を同時に計画最大流量から全閉操作した場合の水撃圧の最大最小標高を示したものである。図中の“5分”・“6分”はバルブ操作に必要とする時間を示す。水撃圧の発生状況は全分木工同時に閉操作していることから、各分木工から発生する圧力波がお互いに干渉あって複雑な線形となって現れている。また、図-4・2は同じ条件で末端制御弁地点での圧力変動の時間経過を示したものであるが、バルブ全閉後もこの圧力脈動が継続していることがわかる。こうした全閉操作に伴う水撃圧の脈動は、パイプラインの上下流端で圧力波の反射が返されることにより発生する。

4・2・2 パイプラインの水理特性と水撃圧

図-4・3は矢部川左岸導水路についてのシミュレーションの一例であり、全分木工（瀬高・末端注木工）を同時に計画最大流量から全閉操作した場合の水撃圧の発生状況である。図-4・1の筑後導水路下流部と比較して流量が少ないにもかかわらず大きな水撃圧が発生するため、設計内圧以下とするためにはバルブ操作に8分以上の時間が必要であることがわかる。これは矢部川左岸導

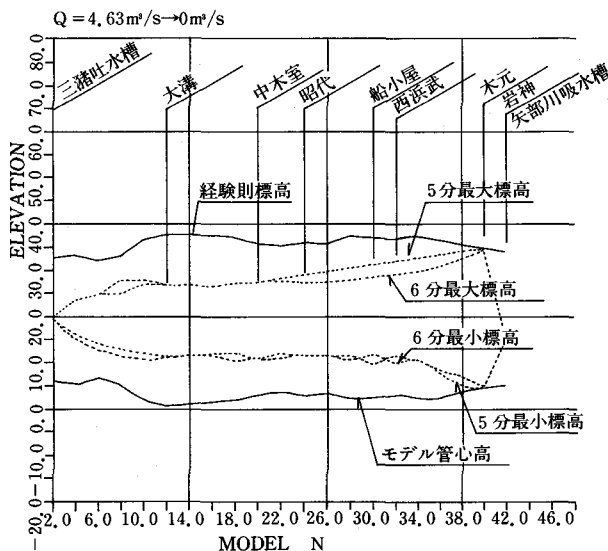


図-4・1 筑後導水路下流部水撃圧シミュレーションの一例（矢部川流入弁全閉状態で各分木工同時閉鎖）

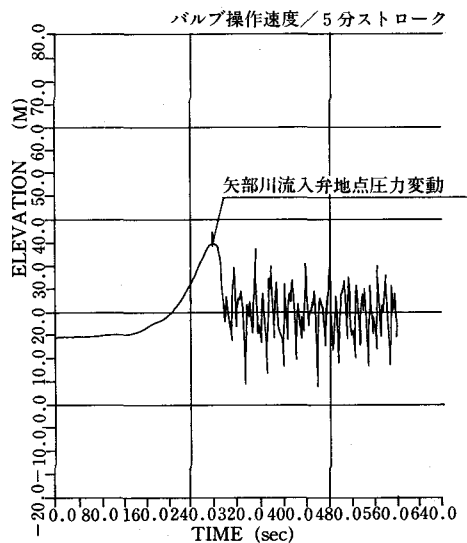


図-4・2 全閉操作後の圧力脈動（図-4・1 矢部川流入弁地点の圧力脈動）

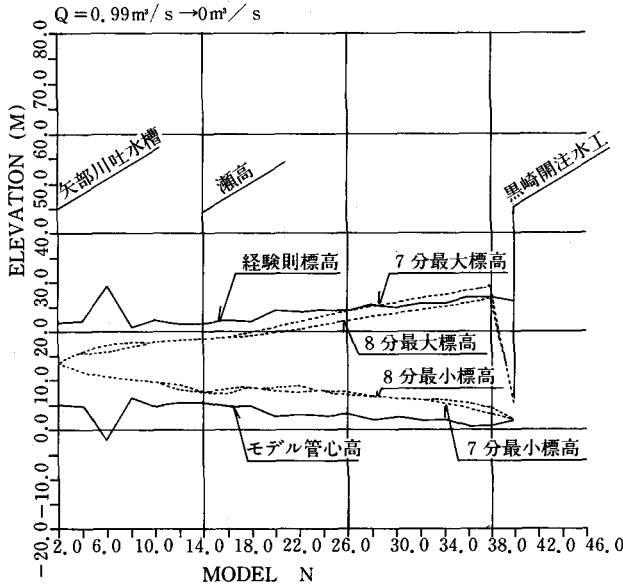


図-4・3 矢部川左岸導水路水撃圧シミュレーションの一例
(瀬高・黒崎開同時閉操作)

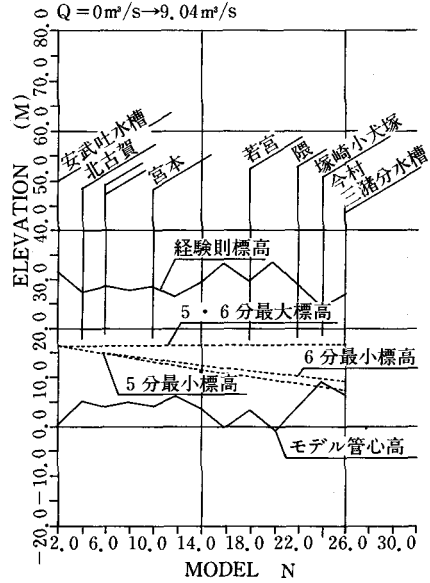


図-4・4 筑後導水路上流部水撃圧シミュレーションの一例
(各分水工全閉状態で三漕流入弁閉操作)

水路（約10km）に2分水工しかなく、バルブ閉操作に伴って発生する水撃圧の逃げ道がないためである。また、筑後導水路上流部や佐賀東部導水路下流部についても幹線制御弁の操作に伴う水撃圧が非常に大きくなる傾向が認められた。本地区の導水路のように延長が長く、静水圧の低いパイプラインではバルブ（特に幹線制御弁）操作速度は遅くする必要がある。

4・2・3 負圧の発生に対する検証

また水撃圧の解析では管内に負圧が発生しないことを確認することも重要である。バルブの開操作では圧力の脈動はほとんど発生しないが負圧が生じやすいので、筑後導水路上流部の末端付近のように地形的に高くなっている場合には、特に負圧に対する考慮が必要である。図-4・4は筑後導水路上流部についてのシミュレーションの一例であり、上流側分水工全閉状態で三漕流入弁を開操作した場合の水撃圧の発生状況である。この場合、負圧の発生を防ぐためには三漕流入弁の操作速度を6分以上とする必要がある。

4・2・4 適正操作速度について

以上のようにさまざまな面から水撃圧の発生状況とバルブの操作速度についての検討を行った結果、設計内圧以下に水撃圧を抑えるためには、幹線制御弁及び矢部川左岸導水路の末端注水工につ

いては標準的なバルブ操作速度よりも遅くする必要があることが明らかになった。また流量の多い分水工については若干操作速度を遅くする必要があるが、それ以外については標準的な操作速度で問題はないことなどが確認された。

なお、こうして求めたバルブ操作速度をサージ解析に用いて検討を行ったが、システムの安定性は十分確保される結果となった。

4・3 城原流入弁の制御方法

4・3・1 制御方法について

城原流入弁は城原調整水槽と共に佐賀東部導水系の上流部と下流部のユニットを結合する調整施設である。この流入弁の制御方法とシステムの安定性についてサージ解析により検討を行った。

城原流入弁の制御方法については①城原調整水槽水位一定制御と②流量一定制御の2通りの考え方があ

①城原調整水槽水位一定制御

調整水槽以降の水需要量の変動は水槽の水位変動に現れるため、この水位を一定とするよう流入弁を制御する方法である。すなわち、下流部の需要量の変動を流入弁を介して上流部に伝達し、佐賀揚水機場の吐水槽水位によってポンプの運転を

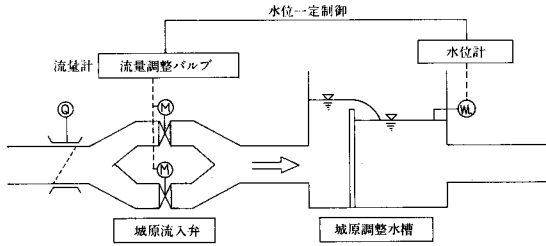


図-4・5 水位一定制御模式図

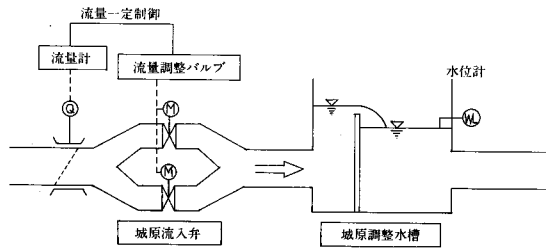


図-4・6 流量一定制御模式図

調節するもので、需要主導型の水管理に対応するものと考えられる。(図-4・5)

②流量一定制御

あらかじめ集約された需要量に基づき、水槽への流入量を一定に制御するもので、流入弁は下流部の流況にかかわらず実流量が設定値に一致するようにコントロールする方法である。従って下流部の需給量の差は城原調整水槽の水位で調整しようとするもので、供給主導型の水管理に対応するものと考えられる。(図-4・6)

4・3・2 検討の内容

この2通りの方法についてどちらの方法がシステムに対して有利であるのかを①流量変更時の安定性及び②下流部分水工の流量変動に対する安定性について検討した。

①流量変更時の安定性

水路システムとしては分水工の流量変更に対して各施設の制御が速やかに追従し、流況の乱れを小さく抑え、早く吸収できることがシステムの安定性を確保する上で重要である。そこで、各分水工の設定流量を2時間おきに変更した場合を想定して解析を行った。図-4・7、図-4・8にその結果を示す。

図-4・7は水位一定制御とした場合であるが、流量の変更に対して流況が安定するまでに時間を要し、また流入弁の弁開度及び佐賀揚水機場のポンプ運転の変動が大きい。一方、図-4・8は流量一定制御とした場合であるが、比較的短時間で流況が安定しており、また弁開度やポンプ運転についてもスムーズに制御されておりハンチングは生じていない。

②下流部分水工の流量変動に対する安定性

導水路下流部において需要量に変動があった場合、流入弁やポンプにどのような影響を与えるかについて、下流部の1分水工をON-OFF操作した場合を想定して解析を行った。図-4・9、

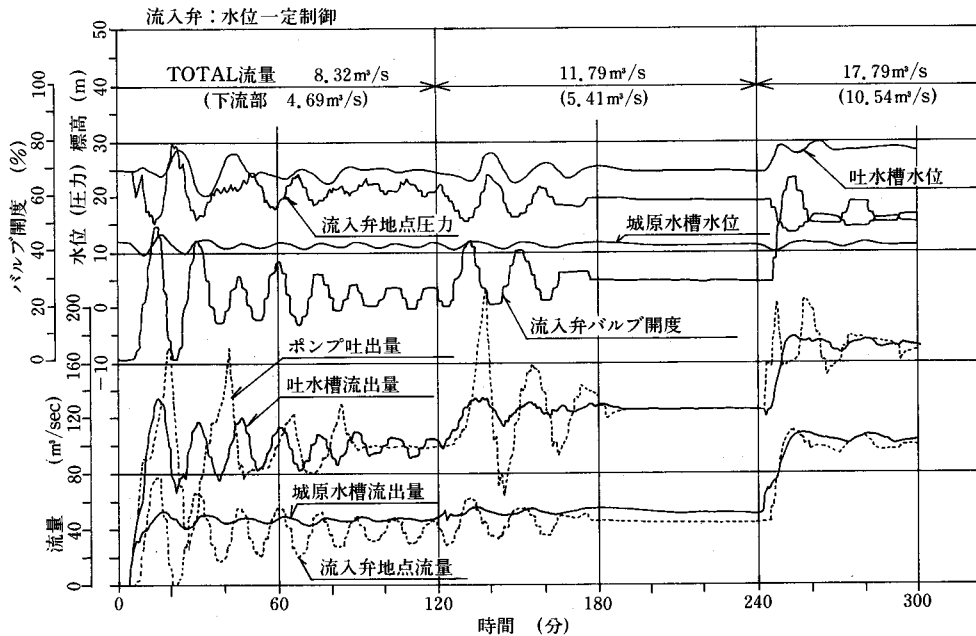


図-4・7 水位一定制御とした場合のシミュレーションの一例

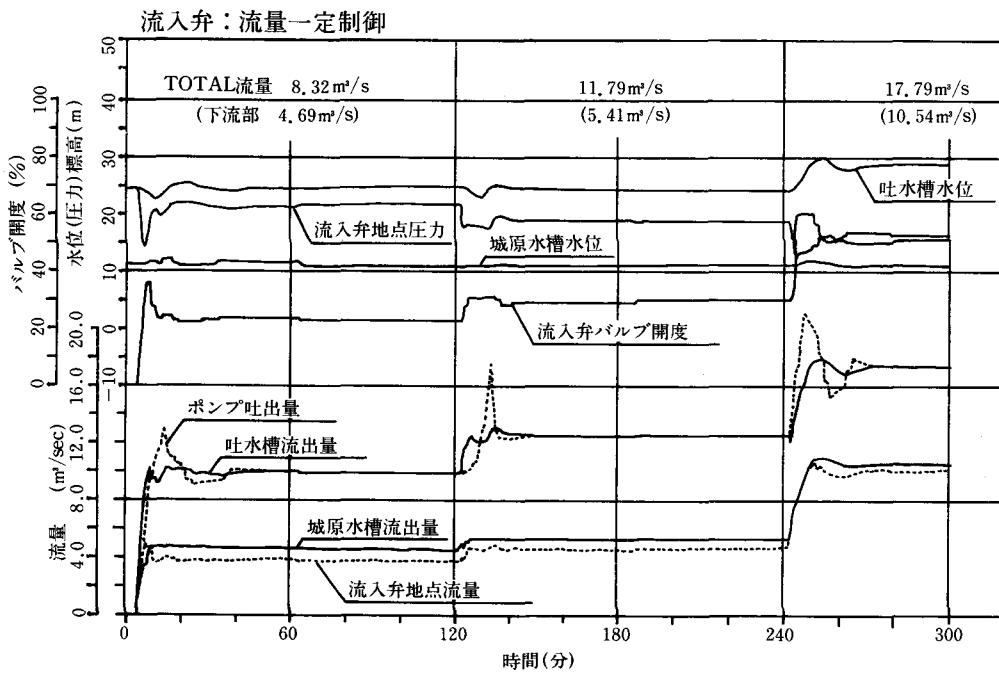


図-4・8 流量一定制御とした場合のシミュレーションの一例

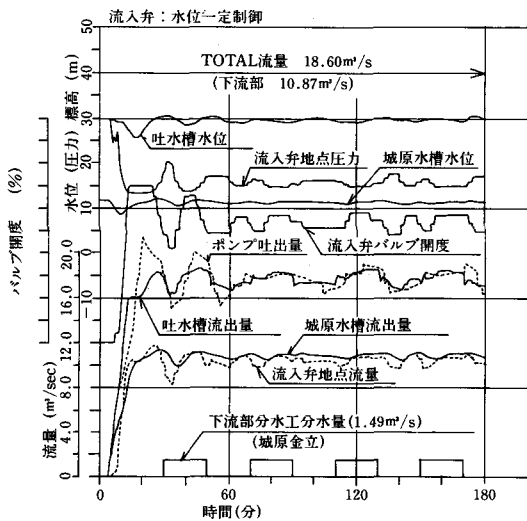


図-4・9 水位一定制御とした場合のシミュレーションの一例

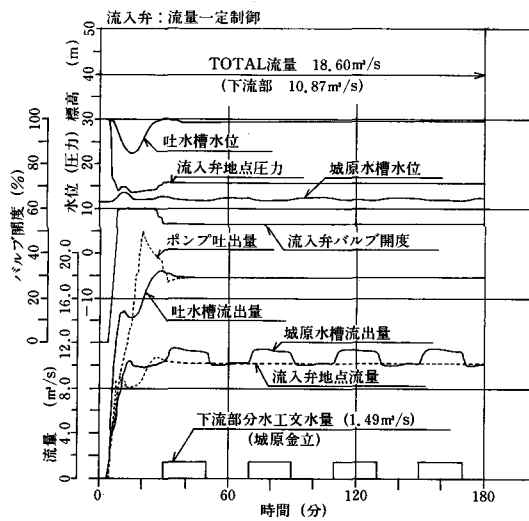


図-4・10 流量一定制御とした場合のシミュレーションの一例

図-4・10にその結果を示す。

図-4・9は水位一定制御の結果であるが、ON-OFF操作に伴う流況の乱れが佐賀揚水機場の吐水槽水位に影響しており、ポンプはそれに応じて運転をしようとするため、非常に不安定な状況であることがわかる。一方、図-4・10は流量一定制御の結果であるが、ON-OFF操作に伴って城原調整水槽の流出側の水槽水位が約1 mの

範囲で上下しているが、流入側の水槽に対しては完全越流状態であるので上流側水理ユニットの流況は安定している。すなわち、下流部の需要量変動は下流部の他の分水工の流量が変化することによって吸収されることになる。

以上のようにシステムの安定性については流量一定制御の方が優位である結果となった。これは本地区のパイプラインシステムが各水理ユニット

の上流端に十分な調整容量を持たないため、上下流の水理ユニットを一体とした需要主導的な水管理に対して流量や水位の変動を吸収できず、バルブやポンプの機器類の制御が非常に煩雑になってしまうのに対して、上下流を分割した供給主導的な水管理とすれば各ユニット内での調整作用が働き、システムの安定性がよいことを示している。

5. おわりに

今回の解析では、この他に揚水機場のポンプ運転制御方式や分水工のバルブ制御方式等についてコントロールモデルを作り、3・2の主要施設の水管理方法で示した各施設の制御方法についての検証を行った。また施設の安全性や立地条件などを考慮して、ポンプトリップ等の異常時を想定した場合の対処方法と調整水槽の容量についての検

討を行い、三漕・矢部川ポンプ場及び城原調整水槽についてはこうした異常時に対する調整容量を十分確保することとした。

このように今回の非定常水理解析によって、パイプラインシステムの水理特性を把握し、安全性や安定性を確認しながら、施設計画と水管理計画の整合を図ることができた。

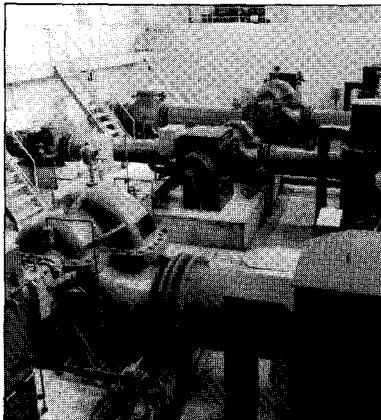
最後に本稿のとりまとめに際し、水理解析等に御協力いただいた皆様に御礼申し上げます。

参考文献

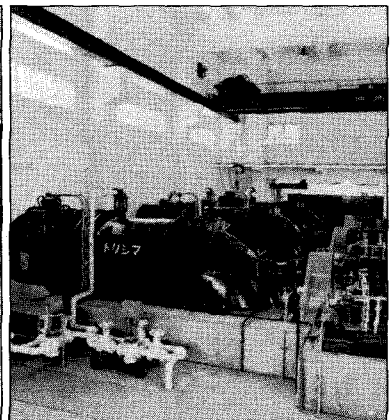
- 1) 構造改善局：土地改良事業計画設計基準—パイプライン
- 2) 構造改善局：土地改良事業標準設計—パイプライン（解説書）（案）
- 3) 農業土木学会誌：講座—パイプラインの水理設計
- 4) 内藤克美：パイプライン

治水事業に貢献する

トシマポンプ



揚水用両吸込うず巻ポンプ
(農林水産省 関東農政局殿 新宿揚水機場)



排水用横軸軸流ポンプ
(千葉県殿 新堀川排水機場)

株式会社 西島製作所

本社 大阪府高槻市宮田町一丁目1番8号
工場 ☎ 0726-95-0551 (大代)

営業所：大阪・東京・名古屋・福岡・札幌
仙台・広島・高松・那覇・横浜
出張所：佐賀・宇部・和歌山・新潟

ロックフィルダムの臨界勾配と限界震度に関する考察

菊 沢 正 裕*

目	次
1. はじめに……………	13
2. 安定係数と強度安全率……………	14
3. 低拘束圧下のせん断強さ……………	15
4. 臨界勾配と限界震度……………	16
5. おわりに……………	19

1. はじめに

メキシコのロックフィルダムが大規模地震を震源地近傍で受けたにもかかわらず大きな被害を生じなかったとの報告¹⁾に関連して、既報ではロックフィルダムの耐震性が予想以上に大きいのではないかとの考え方を示した²⁾。そこで、ダムを剛塑性体とした有限要素解析によって破壊のメカニズムを調べた結果、設計震度0.2程度の地震力に対しては、ダムにすべりが発生するとしてもそれはロックゾーンに限られており現行設計基準をパスする勾配では耐震性は十分であること、一方設計震度0.5といった極めて大きい地震に対しては天端付近の遮水壁域を横切るすべりの発生が予想されるものの、遮水材の非排水強度の粘着成分によるすべり抑制作用が充分期待されることを指摘した³⁾。

では、ロックフィルダムの外側勾配はどの程度まで大きくできるのだろうか。現行の安定計算法で得られる勾配は経済的にみて適正なものだろうか。ゾーン型ダムの外側勾配は透水ゾーンの排水性や遮水壁の位置に依存するため、均一型に比べ基準が弾力的であり、また建造された年代や築堤材料によってダムごとにかかなりの違いが見られる。あえて、わが国の代表的な中心遮水型ロックフィルダム34例について平均勾配を求めてみると上流側2.71、下流側2.18である。これに対して、外国のダム21例の平均勾配は上流側2.18、下流側1.88と急である。それでもなお、デ・メロ⁴⁾のランキンレクチャーによると「現場のダム技術者は

ロックフィルダムの勾配は1:1以上でも安定していると感じているが現行の計算法では1:1.7程度になってしまう」といった記述が見られる。欧米における震度係数は $\frac{1}{20} \sim \frac{1}{5}$ でわが国のそれと概ね同じである。なぜわが国のダムは、かくも緩勾配となるのだろうか。粗粒材（ロック材、ランダム材など）のせん断強さに対する考え方に原因の一端があるように思われる。一般に排水性のよい粗粒材料に関しては粘着成分 c は0とし、内部摩擦角だけを考慮することが通常であるが、よく締固められた粗粒材料には粒子の噛み合わせの影響で見かけの c が現われる⁵⁾ (p. 172)。厳密には、粗粒材料のせん断強さは拘束圧に依存し、3節で述べるような、べき関数型の破壊基準（キャサグランデ基準）に近いと言われている⁶⁾。つまり、のり面近くの小さい拘束圧に対してもせん断強さはかなり期待できる可能性がある。ところが、安全側の考えから設計ではこのような低拘束圧下のせん断強さを小さ目に考える（クーロン基準でいう見かけの粘着力 c を無視することに対応）場合が多く、このことが堤体の外側勾配を緩くする原因の一つとなっているようである。

強度の採り方はさておき、本稿では標準的な強度を有するロック材とコア材からなる中心遮水型ロックフィルダムを対象に設計震度に対する臨界勾配、あるいは所与の勾配をもつダムに対する限界震度を汎用の極限釣合法と極限理論の上界法に属する解析法によって計算した。その結果、安定係数が100以上（計算に用いた材料では堤高がおおよそ50m以上）になると極限釣合法に基づく汎用の安定計算によって計算される外側勾配は、

* 京都大学農学部

上界計算に比べてかなり緩いものとなることが分かった。とくにロック材の見かけの粘着力を無視した場合に両者の差が益々大きくなり、上界計算で1:1.5, 極限釣合ひ法で1:2.0といった相違が生じる。本稿は、このような臨界勾配と限界震度について考察したものである。

2. 安定係数と強度安全率

4節以降の計算結果は安定係数 N_s (安定数の逆数) をパラメータとして整理した。その理由は、無視されがちな粘着力 c を有限値として評価することに着目したからである。もちろん、 $c=0$ は $N_s=\infty$ を意味する。ここで、強度安全率と安定係数の関係を簡単に復習しておく、強度の粘着成分に対する安全率を F_c 、摩擦成分のそれを F_ϕ とすると

$$F_c = \frac{c_f}{c_m}, \quad F_\phi = \frac{\tan \phi_f}{\tan \phi_m} \quad (1)$$

c_f, ϕ_f は対象材料の強度定数であり、 c_m, ϕ_m は負荷に対して動員される強度である。今、すべり線長 L , すべり土塊重量 W , すべり線が水平となす角の平均値を α , 水平震度を K とする。すべり線上でのつりあいを考えると

$$c_m L + W_n \tan \phi_m = T \quad (2)$$

$$T = W (\sin \alpha + K \cos \alpha), \\ W_n = W (\cos \alpha - K \sin \alpha)$$

式(1)を式(2)に代入して

$$\frac{c_f}{F_c} L + W_n \frac{\tan \phi_f}{F_\phi} = T \quad (3)$$

$F_c = F_\phi = F_s$ とすれば

$$F_s = \frac{c_f L + W_n \tan \phi_f}{T} \quad (4)$$

一方、摩擦力が完全に動員された状態 $F_\phi=1$ に対して安全率 $F_t = F_c$ を考えると

$$F_t = \frac{c_f L}{T - W_n \tan \phi_f} \quad (5)$$

F_s は極限釣合ひ法において一般的に用いられる強度安全率である。 F_s は土のせん断強さの成分である粘着力と摩擦力の両者に共通な安全率であり、摩擦力が完全に発揮された状態での粘着力に対する安全率を表す F_t とは、粘着力や構造物のサイズに対する依存特性の点で性質を異にす

る。具体的に説明しよう。いま、安全率 F_s , あるいは F_t をもつ高さ H の斜面に対して、同じ材料からなる高さ n 倍の相似斜面を考え、その安全率 F_{sn} と F_{tn} を求めると以下ようになる。

$$F_{sn} = F_s + \frac{c_f L}{T} \left(\frac{1}{n} - 1 \right) \quad (6)$$

$$F_{tn} = \frac{F_t}{n} \quad (7)$$

F_t の n 依存性 (サイズ効果) は逆比例という単純な形となるのに対し、 F_s のサイズ効果には式(6)のように粘着力が関与する。また粘着力を無視すると $F_{sn} = F_s$ となりすべての相似斜面の安全率 F_s は等しくなる。さて、斜面高さ H , 単位重量 γ , 粘着力 c_f によって定義される安定係数 N_s を考えよう。

$$N_s = \frac{\gamma H}{c_m} \quad (8)$$

式(1)を代入して

$$N_s = F_c \frac{\gamma H}{c_f} = F_c N_{s0} \quad (9)$$

ここで、 $N_{s0} = \frac{\gamma H}{c_f}$ と置いた。安定係数 N_s は、斜面などが破壊するときの限界高さ、あるいは単位重量や粘着力の限界値を与える係数であるが、 N_{s0} は、対象とする斜面やダムの (破壊時ではなく) 実際の諸元 (高さ H , 粘着力 c_f , 単位重量 γ) によって決まるパラメータである。ところで、高さ H と nH の相似斜面に対する安定係数をそれぞれ N_s, N_{sn} とし、式(7)および $F_c = F_t$ の関係に注意すると

$$N_{sn} = \frac{\frac{1}{n} F_t \gamma n H}{c_f} = N_s \quad (10)$$

となる。つまり、斜面高さ H が n 倍になっても安全率 $F_{cn} (=F_{tn})$ が $\frac{1}{n}$ となり安定係数は変わらない。粘着力 c_f や単位重量 γ についても同じことが言える。

このように、式(6)や(7)の安全率を用いるより式(9)の安定係数を用いるほうが安定に及ぼす粘着力や斜面サイズの効果を一貫して扱えるので便利である。本稿では、とくにロック材の見かけの粘着力に着目した計算を行う関係で安定係数をパラメータとして整理することにした。なお、粗

粒材料の見かけの粘着力を無視する現行の設計法は式(9)の $N_{30}=\infty$ に対するので、粘着力を込込む計算結果との比較も可能である。

3. 低拘束圧下のせん断強さ

松本ら⁶⁾が主として火成岩を母岩とする堤高100m級のダム用ロックフィル17種、49ケースについて行った三軸試験(側圧2~8 kgf/cm²)の結果によると圧密排水強度 c_{CD} , ϕ_{CD} の平均値は10.2tf/m², 41.2°である。 c_{CD} は1.5~18.8tf/m²と材料によって幅広く変わるが、一般に安定計算では、安全側の考えからこの粘着力を無視する。しかしこの仮定は低拘束圧下の強度をかなり過小評価するため表層すべりをクリティカルとする結果を導く。また、ロック材の内部摩擦角は、拘束圧が大きい場合(堤体下部)に比べ拘束圧の低い場合(堤体のり面付近)のほうが大きい⁵⁾(p. 177~179)。このようなことから、せん断強さ τ_f が拘束圧 σ のべき関数として次式のように表す方法(キャサグランデ基準)を用いることもある^{4,6)}。

$$\tau_f = A\sigma_n^b \quad (11)$$

上式は、 $b=1$ の場合 $c=0$, $A=\tan\phi$ と考えるとクーロン式に一致する。この強度基準に対する安全率 F_s は、例えばフェレニウス法では

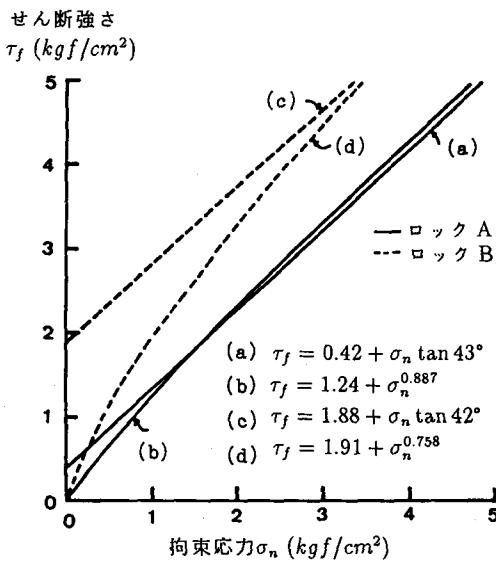


図-1 ロックフィル材の強度特性

表-1 強度評価法が安定結果に及ぼす影響

ケース #	ロック A		ロック B	
	K_c	F_s	K_c	F_s
(1)	0.340	1.418	0.560	1.949
(2)	0.357	1.479	0.668	2.156
(3)	0.160	1.024	0.145	0.991
(4)	0.249	1.203	0.232	1.168

(1) クーロン (2) べき関数(キャサグランデ基準)
(3) クーロン ($c=0$) (4) クーロン ($c=1\text{tf/m}^2$)
安全率 F_s は設計震度 $K_d=0.15$ に対する値

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n AW_i^b (\cos\alpha_i - K \sin\alpha_i)^b l_i^{1-b}}{\sum_{i=1}^n W_i (\cos\alpha_i - K \sin\alpha_i)} \quad (12)$$

となる⁷⁾。ここで W_i , l_i はスライス i に対する重量とすべり線長、 α_i はすべり線が水平となす角、 K は水平震度、間隙圧は考えていない。図1は松本ら⁶⁾による三軸圧縮試験結果から得られた2種類のロックの圧密排水強度をクーロン基準($c-\phi$ 基準)と式(11)の基準で描いたものである。今これらの材料からなるロックフィルダム(コアのせん断強さとしては圧密非排水強度 $c_{CV}=5\text{tf/m}^2$, $\phi_{CV}=20^\circ$ を想定)に対して限界震度 K_c , および設計震度 $K_d=0.15$ に対する安全率 F_s を計算した結果を表1に、対応する臨界円弧すべり線を図2に示す。ケース(1)は $c-\phi$ 基準, (2)はべき関数基準, (3)は $c-\phi$ 基準で $c=0$ とした場合, (4)は $c-\phi$ 基準で $c=1.0\text{tf/m}^2$ とした場合である。べき関数基準が比較的 $c-\phi$ 基準と近い結果を与えること、 c を無視することがかなり

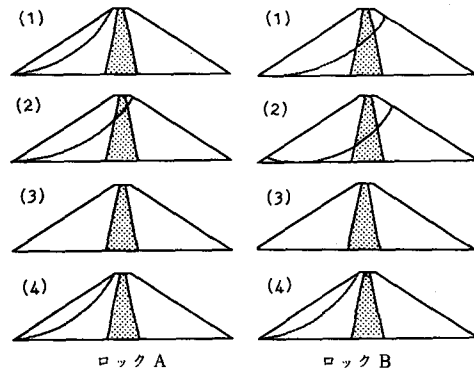


図-2 異なる強度評価法に対する臨界すべり線の比較 (ケース番号(1)~(4)については表1参照)

安全側の結果を導き、かつすべり線ものり面と一致するいわば工学的に意味のないものとなっている等が分かる。これに対して c をわざわざ見込むことでケース (4) のように有限深さのすべり線がクリティカルとなる。単純な計算例であるが、せん断強さが拘束圧に依存するべき関数の基準と直線式によるクーロン基準のいずれを用いても安定計算の結果に大きな相違は見られない。粘着力を単純に無視することこそが問題と言えよう。この意味では粘着力に対する安全率 F_c を考慮して破壊を評価する安定係数は合理的かつ有効な設計パラメータと言えよう。

4. 臨界勾配と限界震度

4.1 計算方法

安定計算には、簡易スライス法の中でも設計上最も安全側の解を導くとされているフェレニウス法及び利用頻度の高いビショップ法を用い、地震慣性力はすべり線上に作用するものとした。これら極限釣合い法に対する比較計算法として上界法を考えた。上界法は、極限理論に立脚しているという点で合理的な破壊解析法といえるが、崩壊メカニズムが予想できない問題、及び非均質領域や一般的でない境界条件を対象とした問題が解けないという欠点をもっている。この欠点を解消する手法として上界計算を有限要素系で行う剛塑性有限要素法 (*Rigid-Plastic Finite Element Method*, 図中では *RP-FEM* と略記した) があり^{8,9,10)}、以下の計算では極限釣合い法とともに剛塑性有限要素法を適用した。

剛塑性有限要素法では、極限釣合い法のようにすべり領域だけを解析の対象とするのではなく、ダム断面全体の釣合いを考える。また地震慣性力も有限要素すべてに物体力として作用させることになる。この場合、地震慣性力を (a) 堤体断面内で一定とすることも、(b) 断面内で地震応答特性に対応した分布として与えることもできる。(a) は震度法の考えそのものであり、(b) では事前に地震応答解析を行い、最も危険な瞬間の加速度振幅分布を求め、これを分布震度として導入することになる³⁾。以下に示す種々のチャートは極限釣合い法との対応を考えて (a) の一定震度解析による。

する。

4.2 勾配と震度の関係

中心遮水壁の勾配が $1:0.17$ のロックフィルダムを対象に外側のり面勾配 $\eta = \cot \beta$ (上下流とも同じ) を $1.0 \sim 2.5$ と変化させて勾配と震度の関係を求めた。材料特性は表 2 に示すように遮水材強度

表-2 モデルロックフィルダムの材料特性

ゾーン	粘着力 c (tf/m ²)	内部摩擦角 ϕ	単位重量 γ (tf/m ³)	試験条件
ロック	1.0	35°	2.0	CD
コア	5.0	20°	2.0	CU

を非排水 (CU) 強度とし、またロック材はコア材に比べ圧密係数がきわめて大きいことから地震時にも過剰間隙水圧が発生しないものとして排水 (CD) 強度を考えた。なお、遮水材が表 2 に示す程度の強度 (とくに粘着力) を有する場合、崩壊はロックゾーンに限定されるので遮水材 (コア)

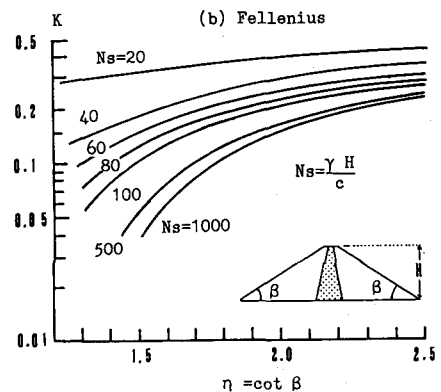
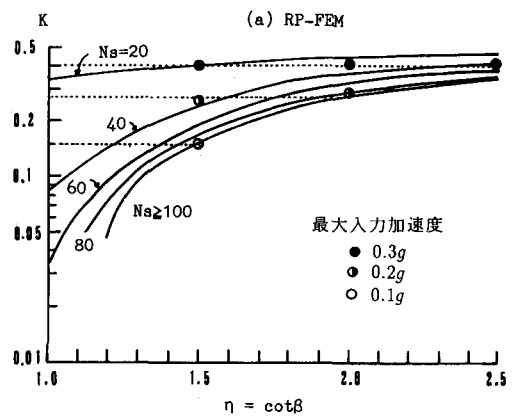


図-3 震度 K とのり面勾配 η の関係

の c は崩壊のメカニズムに直接関係しない。よって式 (9) の c_f としてはロック材の c を基準として用いた。またロック材の内部摩擦角 ϕ_f は典型的な値として 40° を考え、 $F_\phi=1.2$ として式 (1) より $\phi_m = \tan^{-1} \frac{\tan \phi_f}{F_\phi} = \tan^{-1} \frac{\tan 40^\circ}{1.2} = 35^\circ$

(表 2 参照) の値を計算に使用した。図 3 は安全率 = 1 の限界状態、すなわち式 (9) の $F_c=1$ に対する結果である。よって、対象とするダム の H , c , r に対して計算される N_{s0} が、そのまま N_s となる。この N_s をパラメータとする図 3 の曲線をたどれば、与えられたのり勾配 η に対して限界震度 K_c が得られ、逆に設計震度 K_a を与えれば限界勾配 η^* が求まることになる。

剛塑性有限要素解析の結果図 3 (a) に着目すると N_s が 100 を越すと $K \sim \eta$ 曲線は不変となる。これはある η に対して決まる K_c が N_s に関わらず一定となることを意味する。つまり図 4 に模式的に示したように $N_s \rightarrow \infty$ に対して $K_c \rightarrow K_1 =$ 一定となることに対応している。収束震度 K_1 は図 4 に示したように理論的に導かれるものである。もとに戻って、極限釣合い法による図 3 (b) も図 3 (a) と同様の傾向を示すことが分かる。ところが図 3 (b) では、 $N_s=100 \sim 1000$ の間で $K \sim \eta$ 曲線が変化している点が注目される。そこで、新たにビショップ法を加えた $N_s=100$ と $N_s=1000$ の場合の結果を図 5 として示した。設計震度 $K_a=0.15$ に対する限界勾配が容易に読み取れよう。影をつけた領域が計算法の違いによる効果を表す。 $N_s=100$ に対して限界勾配 $\eta^*=1.5 \sim 1.7$ で計算

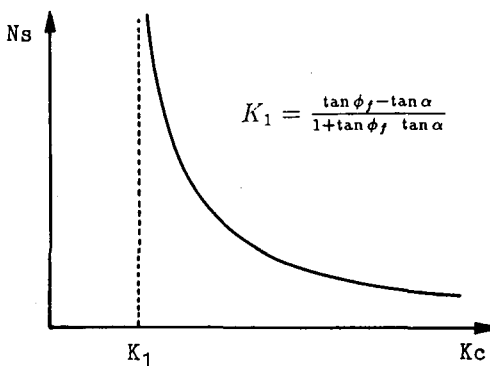


図-4 安定係数と限界震度の理論的關係 (模式図)

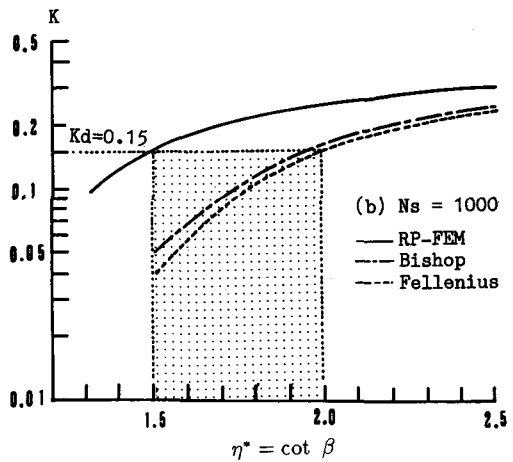
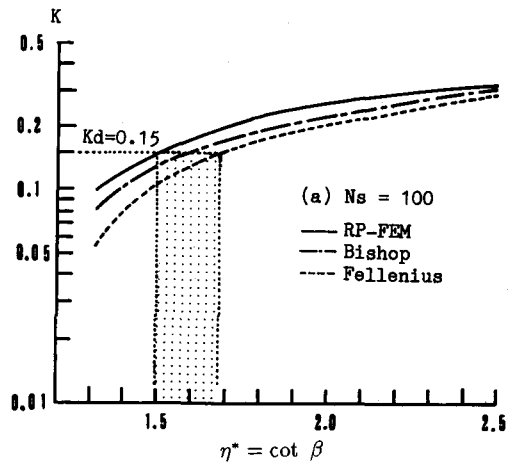


図-5 計算方法によって異なる限界勾配の比較

法による差は13%である。一方、 $N_s=1000$ に対しては $\eta^*=1.5 \sim 2.0$ で、計算法による差は33%にもなり、汎用解析法がきわめて緩い勾配を導いてしまうことが分かる。

このように計算法によって結果が異なる理由として以下の点が考えられる。即ち、 $N_s = \frac{\gamma H}{c}$ = 1000 は極めて堤高 H が高い場合あるいは粘着力 c が極めて小さい場合に対応する。このような斜面では極限釣合い法によって得られるすべり線は図 2 (3) のように斜面表面となり工学的には意味のない崩壊モードを考えていることになる。ところが剛塑性有限要素法では崩壊メカニズムは N_s に依存せず、またメッシュ分割の細かさに拘らず上のような崩壊モードは生じない。つまり c に依存するすべりを考える極限釣合い法と ϕ のみに依

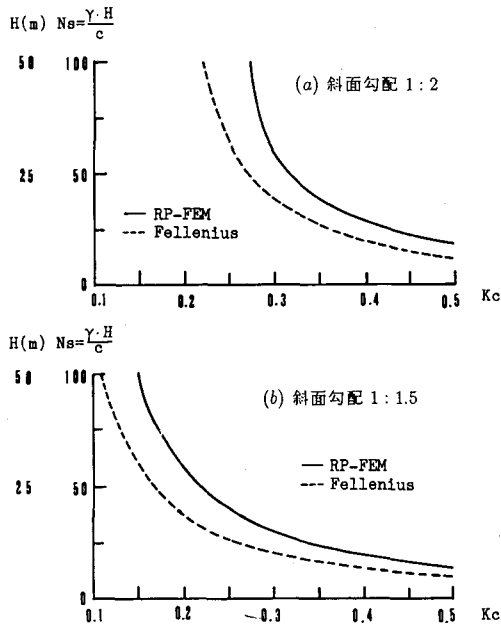


図-6 計算方法によって異なる限界震度特性の比較

存する崩壊メカニズムを考える上界計算法の違いである。そしてこれが、 $c=0$ 仮定で極限釣合い法を適用した場合勾配が緩くなることの説明でもある。

図3に基づいて図4に対応する限界震度 K_c と N_s の関係をまとめたのが図6である。勾配 $\eta=2$ では通常的设计震度 0.2 以下の場合いかなる N_s の斜面でも破壊しないのに対して、 $\eta=1.5$ になると計算法によって大きく限界震度が異なることが分かる。なお、図中には $c_f=1\text{tf/m}^2$, $\gamma=2\text{tf/m}^3$ に対する堤高 H を併記してある。上界法では設計震度 0.15, 勾配 1:1.5 に対していかなる高さのダムも破壊しないことになる。

4.3 地震加速度と限界震度

K_c は震度法における水平震度に対応する。では実際の地震加速度とどのような関係にあるだろうか。動的応答解析(水平、鉛直両成分を堤底より入力)の加速度分布を用いて剛塑性有限要素法を実行した。計算に使用した地震波は堤高50mのロックフィルダムの堤底で記録されたもの(最大振幅0.85g)を増幅して使用している。また、図3(a)における3種類の○記号は入力振幅0.1g, 0.2g, 0.3gに対応する結果である。例えば、0.3gに対する●は堤底に最大水平加速度振幅

0.3g, 最大鉛直加速度振幅0.21g(水平の70%)を同時に入力して応答加速度の最危険時分布を求め、それを分布震度とする安定計算から得られる安定係数とダム勾配に基づいてプロットしたものである。この時勾配に拘らず対応する限界震度はほぼ、0.40となっている。つまり、最大水平加速度振幅0.3gの地震動が入力した場合、堤体内に作用する慣性力は一定震度に換算すればおよそ0.4に対応する、なお、堤体内の応答最大加速度振幅は堤体断面形状によって多少異なるがおよそ0.7gであった。ところで、入力0.2gの場合(●)と0.1gの場合(○)には、 η の大きいところ、つまり緩い傾斜のダムに対して記号がプロットされていない。これはそのレベルの地震慣性力とダム勾配に対してダムが崩壊に至らないことを意味している。この点は一定震度を考えた同図中の曲線からも理解されよう。プロット点数は少ないが、以上の計算から入力加速度と限界震度の比は入力レベル、勾配に関わらずおよそ1.3となっている。

岡本⁷⁾(pp. 403~407)は振動台実験装置による模型ダムの崩壊実験を行い、崩壊時の入力加速度と勾配の関係を報告している。用いた模型は粒径の揃った川砂利よりなる堤高1.4mの三角形の均一ダムである。この場合の N_s は、粘着力がほとんど期待できないので無限大と考えられる。図7に示す実験を通して岡本は、実験に用いた均一のロックフィルダムでは勾配 η を 2.3 以上いくら緩くしても崩壊加速度 A_f は変わらず 0.57g 程度となることを指摘している。図3(a)の最下端の曲線は $N_s=\infty$ に相当し、いわば岡本の実験

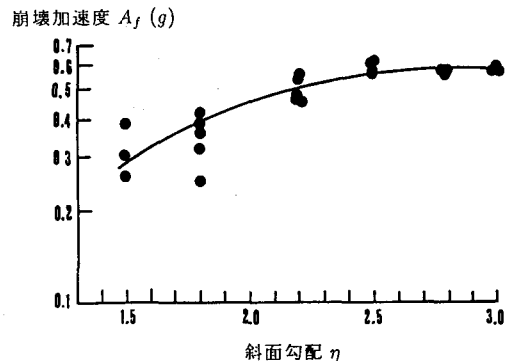


図-7 模型ダムの崩壊加速度と勾配の関係 (岡本¹¹⁾による)

曲線に対応するが、両者はきわめて類似している。図3(a)を見ると勾配2.5に対する限界加速度は入力最大加速度0.3gに対応する。天端での応答0.7gを考えると断面内平均加速度は岡本の指摘する0.57gと不思議なくらい対応している。

5. おわりに

現行設計法である極限釣合い法と極限理論の上界法に基づく有限要素法(剛塑性有限要素法)によって中心遮水型ロックフィルダム の安定解析を行い、臨界勾配に関して以下の結論を得た。

1. ロック材の内部摩擦角 ϕ が 40° (ϕ に対する材料安全率1.2を考慮)のモデルダムに対して、のり勾配と震度の関係をチャートで与えた。(図3参照)
2. ロック材の粘着力 c 、ダム高さ H 、単位重量 γ とすると、 $N_s = \frac{\gamma H}{c} = 100$ に対して臨界勾配 $\eta^* = 1.5 \sim 1.7$ 、 $N_s = 1000$ に対して $\eta^* = 1.5 \sim 2.0$ となる。いずれの場合も η^* の下限は上界法、上限は極限釣合い法によって得られる。(図5参照)
3. 計算方法による臨界勾配の変動幅は、 $N_s \leq 100$ では13%に過ぎず工学的精度内と言えるが、 $N_s = 1000$ では33%に達し、極限釣合い法によると極めて緩勾配の設計を余儀なくされる(図5参照)。これは剛塑性有限要素法では崩壊メカニズムが内部摩擦角だけに依存するのに対し、極限釣合い法ではすべり線が粘着力にも依存するためである。

4. 粘着力を無視する現行設計法は $N_s \rightarrow \infty$ に相当し、上の $N_s = 1000$ の結論に対応する。つまり、粘着力を無視した極限釣合い法による安定計算を行うことによってダムの勾配はかなり緩くなってしまふのである。

参考文献

- 1) Marsal, R. J.: Lessons learned from measurements in earth and rockfill dams, Manuscript of Seminar on Earthquake Engineering of Rockfill Dams, Tokyo. (1987)
- 2) 菊沢正裕: ロックフィルダムはなぜ地震に強いのか! 水と土70号, pp. 19~26 (1987)
- 3) 菊沢正裕: 大地震時におけるロックフィルダムの安定解析, 土と基礎 35(11), pp. 15~20 (1987)
- 4) de Mello, V. F. B.: Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams, *Géotechnique* 27(3), pp. 279~355 (1977)
- 5) 土質工学会編: 設計における強度定数 c , ϕ , N 値一, p. 279 (1988)
- 6) 松本徳久・渡辺和夫: ロック材のせん断強度, 土と基礎 35(12), pp. 49~54 (1987)
- 7) Charles, J. A. & Soares, M. M.: Stability of compacted rockfill slopes, *Géotechnique* 34(1), pp. 61~70 (1984)
- 8) Tamura, T., Kobayashi, S. & Sumi, T.: Limit analysis of soil structure by rigid-plastic finite element method, *Soils and Foundations* 24(1), pp. 34~42 (1984)
- 9) Tamura, T., Kobayashi, S. & Sumi, T.: Rigid-plastic finite element method for frictional materials, *Soils and Foundations* 27(3), pp. 1~12 (1987)
- 10) 菊沢正裕・長谷川高士: 剛塑性有限要素法の適用, 農業土木学会誌 55(10), pp. 35~41 (1989)
- 11) 岡本舜三: 耐震工学, オーム社, 472 p. (1971)

神居ダムの温度規制計画について

前 佛 勉* 岡 本 隆*
 福 井 孝 博* 前 原 裕 史*

目 次

1. はじめに……………	20	3. 打設実績による諸データの再検討……………	26
2. ダムコンクリートの温度規制計画……………	20	4. おわりに……………	28

1. はじめに

国営かんがい排水事業神居地区は旭川市の西南に位置し、石狩川水系美瑛川左岸と同伊野川周辺に開けた水田 420ha、畑 640ha を対象として、水利施設の統廃合及び水源を確保することにより水田の用水の安定的取水と畑地かんがいの導入を図り、営農の近代化と生産性の向上をはかることによって農業経営の安定を図ることとしている。事業概要(図1-1、図1-2)としては、オイチャムンペ川上流に重力式コンクリートダム(神居ダム)を建設し、ダムから受益地までは、トンネル(神居導水路)、パイプライン(神居・共栄幹線用水路)によりかんがい用水を導水する計画である。事業は昭和55年度に着手されダム堤体コンクリートは昭和63年度より平成3年度までの4ヶ年国債で打設を実施している。

神居ダムは表1-1に示すとおり堤高40.4m、堤長143.2m 堤体積65千m³と比較的小規模なダムであり、ダムサイドは、旭川市と美瑛町の境に位置し、内陸性気候であるため、気温の年較差が大きく、打設したコンクリートに伴い発生する温度応力によるひび割れを防止するため、適切な温度規制計画に基づいた施工管理を行う必要がある。(図1-3、図1-4)

本稿は、本体コンクリート打設に先立って神居ダムのコンクリート温度規制計画の策定に当たっての検討内容、方法等の基礎的事項と昭和63年度打設実績に基づく温度規制計画の検討を報告するものである。

* 北海道開発局旭川建設部旭川農業事務所

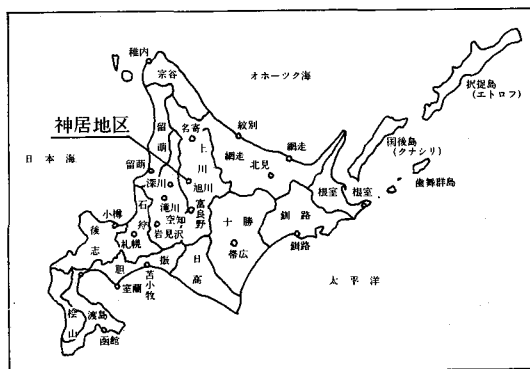


図1-1 位置図

凡 例	
	ダム
	用水路
	揚水機
	ファームポンド

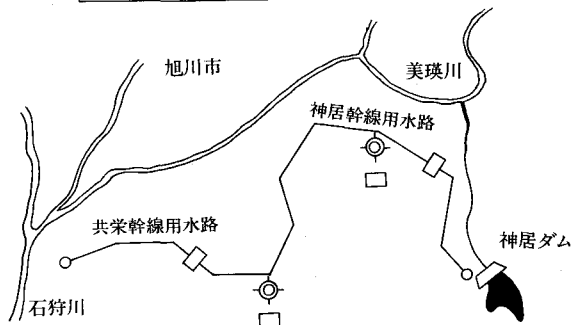


図1-2 地区概要図

2. ダムコンクリートの温度規制計画

2-1 目的

ダムのようなマスコンクリート構造物は硬化の

表1-1 神居ダム諸元

一般	位置	北海道旭川市新関及上川郡美瑛町
	河川名	石狩川水系美瑛川支流オイチャソンベ川
	基礎岩盤	輝緑凝灰岩, 黒色部準片岩, チャート
貯水	流域面積	直接 37.1km ²
	総貯水量	5.300千m ³
	有効貯水量	3,900千m ³
	堆砂量	1,150千m ³
	設計洪水位	E L. 290.60m
水吐	常時満水位	E L. 288.10m
	サーチャージ水位	E L. 290.32m
	低水位	E L. 274.30m
	設計堆砂面	E L. 272.30m
池	満水面積	45ha
	利用水深	13.8m
	年間利用水量	6,960千m ³
	設計洪水量	55.0m ³ /s
仮排水路	流下方式	管水路 流下方式
	トンネル型式	2 R馬テイ型 2 R=2.8m
	トンネル延長	170m

堤	型式	重力式コンクリートダム
	堤高	40.4m
	堤頂長	143.2m
体	てんば標高	E L. 292.4m
	本堤体積	65千m ³
	仮縮切堤体積	830m ³
洪水吐	設計洪水量	390m ³ /s
	減勢工設計洪水量	320m ³ /s
	洪水吐型式	中央越流式
	越流水深	2.5m
吐	越流セキ長	52.75m
	減勢方式	静水池型 副ダム方式 L=56.0m
取設備 取水及び放流	設計取水量	1.778m ³ /s
	取水型式	機械式シリンダーゲート
	河川放流量	0.156m ³ /s
	放流ゲート	ジェットフローゲート

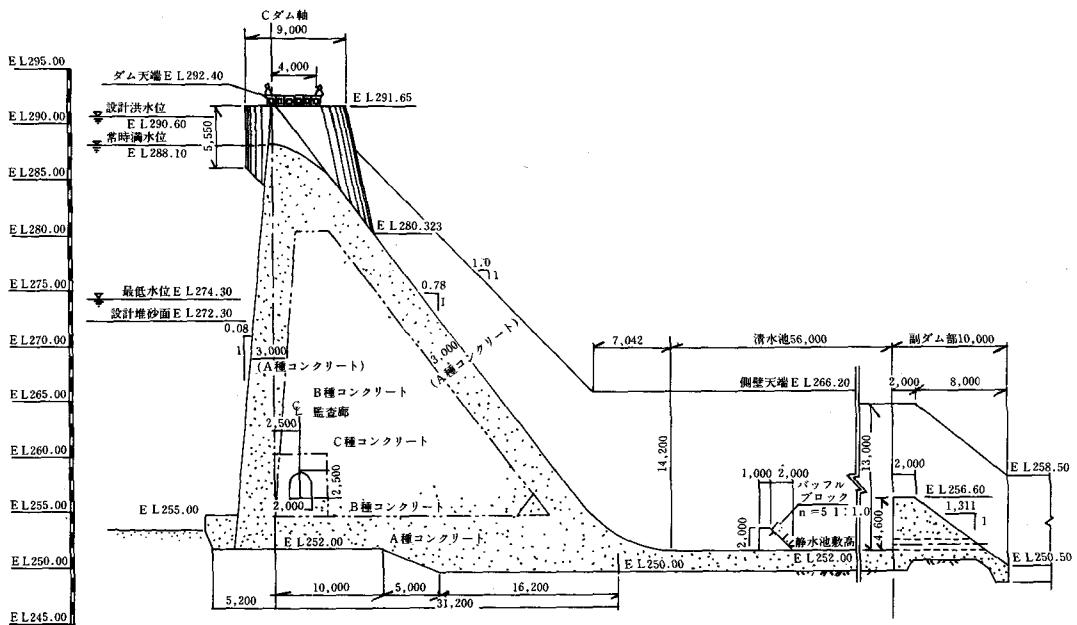


図1-3 越流部標準断面図

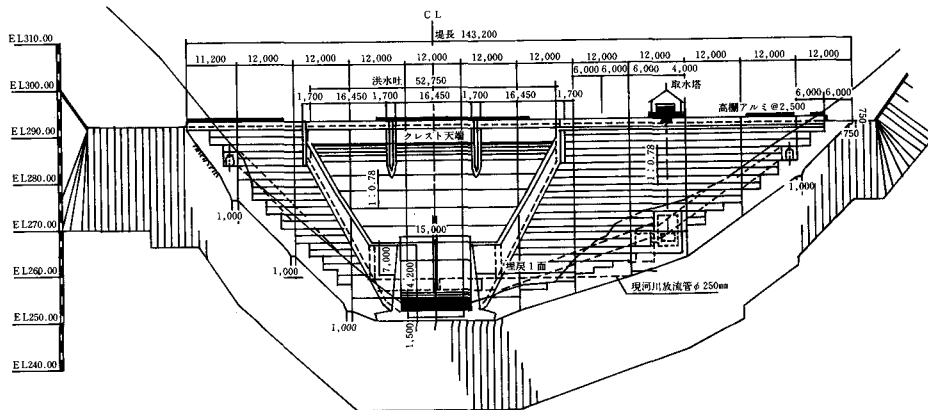


図1-4 堤体下流面図

際セメントの水和熱により内部温度が急激に上昇し、最高温度に達した後外的環境により降下し数年から数十年を経て最終安定温度に達する。この温度上昇一降下によりコンクリートに膨張一収縮という体積変化が生じる。この体積変化は岩盤または既設コンクリートによる外的拘束(外部拘束)並びにコンクリート内部の温度不均一による内的拘束(内部拘束)自由変形が拘束され応力(温度応力)を生じさせる。この温度応力(特に引張応力)がコンクリートの強度(引張強度)を上回るとひびわれが発生すると言われている。このひびわれ(温度ひびわれ)が発生すると、最悪の場合

ダムの一体性が損なわれ構造的な安定性や遮水性が失われることもあり得る。このような温度ひびわれの発生を抑制・防止する目的で温度規制の検討を行う。

2-2 概要

温度規制計画は、コンクリートの物性はもちろんのこと外的な自然環境及び施工スケジュール等を十分考慮して行わなくてはならないことから、本ダムにおいては以下に示す概略フローに従って順次検討するものとした。

2-3 指標の決定

外部拘束及び内部拘束による温度応力については、必ずしも明確にその差異を区別することはできず、厳密には応力発生機構の差にあるのではなく視点の差にあると判断され両応力とも一般に以下の式で示される¹⁾。

$$\sigma = E \times \varepsilon \quad \text{①}$$

$$\varepsilon = R \times \alpha \times \Delta T \quad \text{②}$$

ここで σ : 温度応力 (kgf/cm²) ε : ひずみ

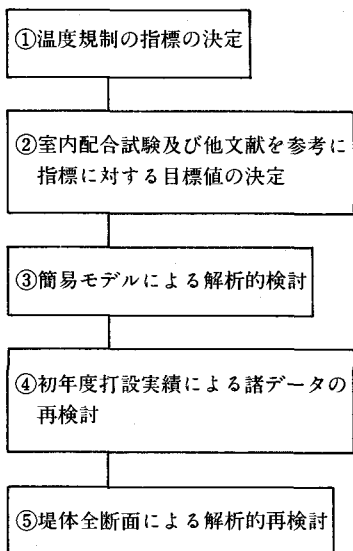
E : 弾性係数 (") R : 拘束度

α : 熱膨張係数 (/°C)

ΔT : 温度降下量 (°C)

上式においては、 E および α はコンクリート固有の物性値で、 R はコンクリートの打設高 H とレア長 L により定まる係数(H/L 理論)である²⁾。これにより、温度応力 σ を制御するためにはひずみ ε を小さくすることが必要となり、これは温度降下量 ΔT (又は Δt)を規制しなければならない

温度規制の概略フロー



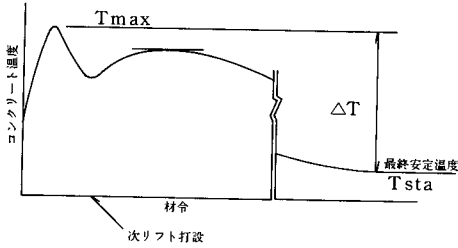


図2-1 温度履歴例

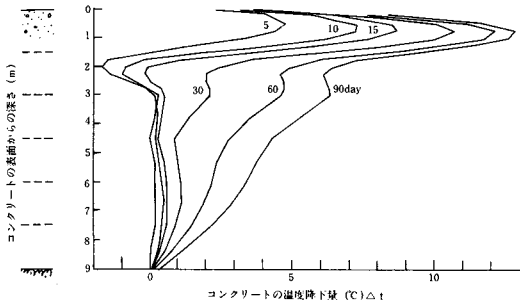


図2-2 コンクリートの打込みを長期間中断した場合のコンクリートの温度降下

ことを意味する。温度規制の指標としては、この ΔT および Δt を用いるものとした。なお、 ΔT は最高温度降下量(最高温度-最終安定温度)で、外部拘束の検討に用いる。 Δt は打設が順次行われず途中中断した場合の各層の温度降下量で、内部拘束の検討に用いる。(図2-1, 図2-2参照)

2-4 指標に対する目標値の決定

前記指標 ΔT 及び Δt に対する目標値を決定するために、室内配合試験結果及び他文献³⁾を参考にコンクリートの許容引張応力及び有効弾性係数(クリープを考慮した弾性係数でありクリープ係数を0.5とした)を推定した。(表2-1, 表2-2参照)

表2-1 許容引張応力 f_{ta} (kgf/cm)

コンクリート材令	7日	28日	91日
外部コンクリート	13.5	17.5	21.0
内部コンクリート	11.0	14.5	16.0

表2-2 有効弾性係数 E_{ec} (10^4 kgf/cm)

コンクリート材令	7日	28日	91日
外部コンクリート	14.9	17.9	19.5
内部コンクリート	11.9	15.9	18.1

なお、コンクリートの熱膨張係数 α は 10×10^{-6} °C とした。

(1) 外部拘束に対して

外部拘束に対しては、岩着面付近 ($H/L=0.2$ 程度以下)における温度降下量を対象にしておけば一般に安全側の設計になると言われている⁴⁾。これより本ダムにおいては $H/L=0.2$ に対して検討した。最終安定温度時の許容引張応力を表2-1の91日強度より推定し 25 kgf/cm^2 、有効弾性係数を表2-2の材令91日において約 $200,000 \text{ kgf/cm}^2$ であることより $250,000 \text{ kgf/cm}^2$ 程度とした。又基礎岩盤の弾性係数はダム地質調査結果より $40,000 \text{ kgf/cm}^2$ 程度であることから、図2-3で示すコンクリートと基礎岩盤の弾性係数比 (E_c/E_R) は $6 (=250,000/40,000)$ 程度となり、グラフより拘束度 R を 0.3 とした。前式①, ②を変換し、式③にて許容最高温度降下量を算出した。

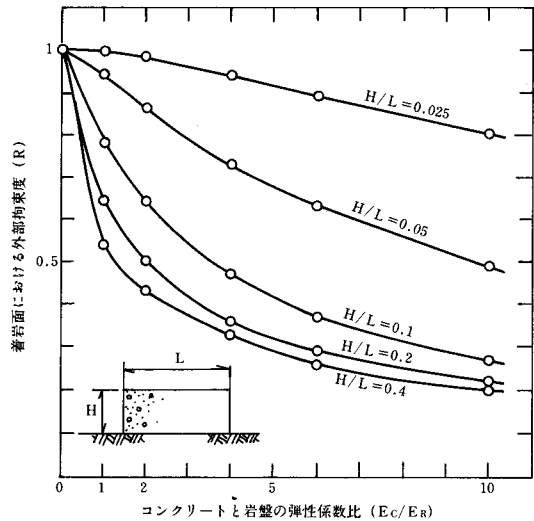


図2-3 基礎岩盤による外部拘束度

$$\Delta T_a = f_{ta} / (R \times E_{ec} \times \alpha) \quad \text{③}$$

ここで、 ΔT_a : 許容最高温度降下量 (°C)

f_{ta} : 許容引張応力 (kgf/cm²)

E_{ec} : 有効弾性係数 (")

α : 熱膨張係数 (/°C)

R : 拘束度

$$\begin{aligned} \text{これより、} \Delta T_a &= 25 / (0.3 \times 250,000 \times 10 \times 10^{-6}) \\ &= 33.3^\circ\text{C} \end{aligned}$$

以上により、許容最高温度降下量は 33.3°C となり、最終安定温度を旭川の年平均 6.3°C とする

と打設後の許容最高温度は 39.6°C として規制目標値にする。

(2) 内部拘束に対して

内部拘束に対しては、リフト露出期間中の表層温度降下量 Δt が対象となる。最上層リフトに着目し、 $H=1.5m$ 、 $L=30m$ として拘束度 R を推定し、四角形及び三角形の温度降下パターンに対し(1)の外部拘束の場合と同様に各材令に対しての許容温度降下量を算出した。(各値は表層部を対象とすることから内部コンクリートの値とした)(表2-3、図2-4参照)

2-5 簡易モデルによる解析的検討

温度履歴の計算は、有限要素法による二次元非定常熱伝導解析とした。なお、各コンクリートの単位セメント量を以下に示す。セメントは中庸熱セメント+フライアッシュ20%である。

外部コン (A種) : $c=220kg/m^3$

内部コン (B種) : $c=160kg/m^3$

(1) コンクリートおよび基礎の熱特性

a) 断熱温度上昇式 (打設温度20°C)

$$T = k \times (1 - e^{-at})$$

T : 断熱温度上昇量 (°C)

表2-3 許容温度降下量 Δt_a (°C)

コンクリート材令	7日	28日	91日
許容温度降下量四角形	12.3	12.2	11.8
〃 三角形	10.3	10.1	9.8

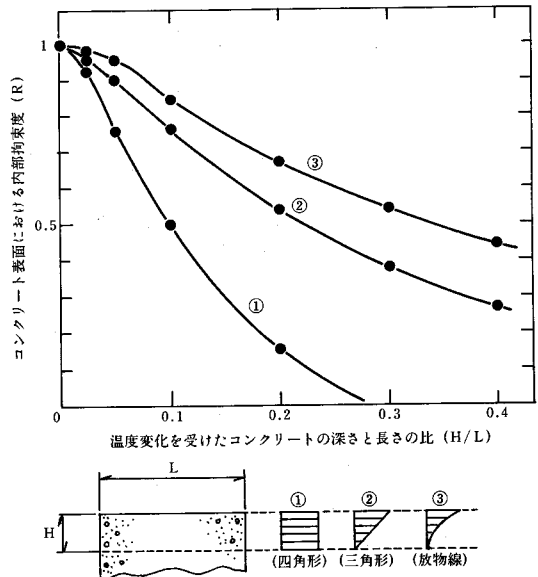


図2-4 種々の温度降下パターンによる内部拘束度

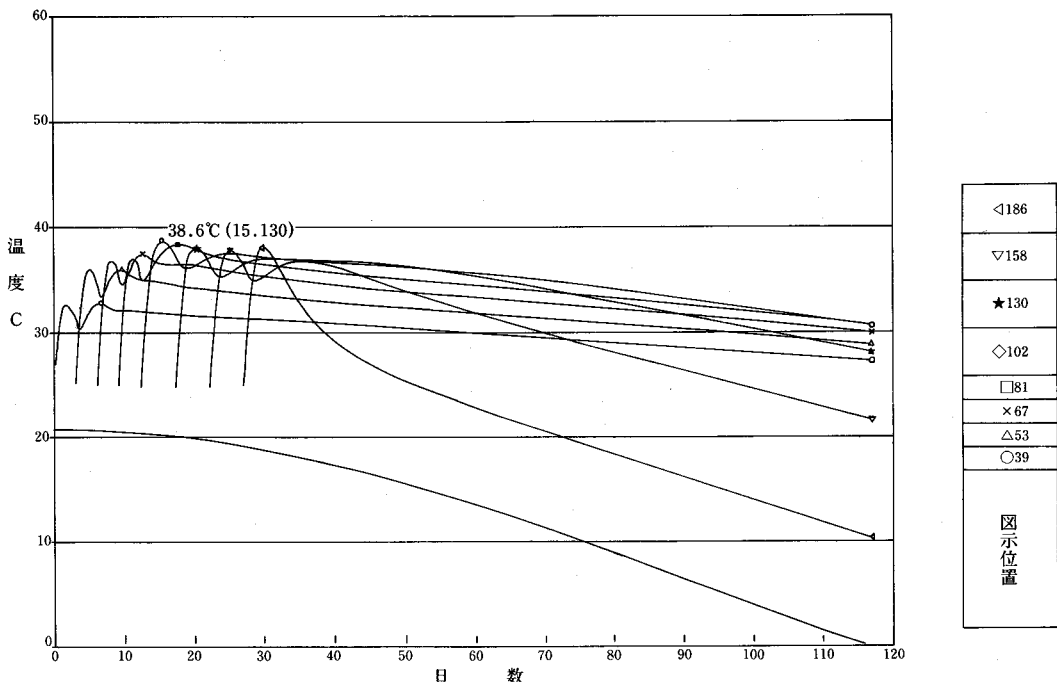


図2-5 温度履歴図
夏期打設 (3月初旬打設温度25°C一定)

k: 断熱温度上昇量の最終値 (実験定数)

α : 上昇速度 (実験定数)

t: 経過日数

A種: $T = 25.9 \times (1 - \exp(-0.56 \times t))$ 実験値

B種: $T = 21.1 \times (1 - \exp(-0.51 \times t))$

推定値⁵⁾

なお、計算に際しては打設温度により補正した⁶⁾。

b) 他の熱特性(配合試験及び他文献⁷⁾を参考)

コンクリート 基礎岩盤

熱伝導率(kcal/mh°C): 2.3 1.94

熱拡散率(m²/h): 0.003 0.003

比熱(kcal/kg°C): 0.3 0.25

単位重量(kg/m³): 2340 2600

表面部の熱伝導率は湛水養生を考慮し 10kcal/mh°C とした⁸⁾。

(2) 外気温 Ta

外気温は、旭川の月平均気温をサインカーブにて近似した。

(3) 解析モデル及び解析ケース

解析モデルは堤体中央部の幅 3 m の断面とし、第 1～4 リフトを A 種のハーフ打設 (0.75 m) ,

第 5～8 リフトを B 種のフル打設 (1.5 m) とし、打設間隔はハーフを 3 日、フルを 5 日とした。熱伝達は上表面部のみを考慮した。解析ケースは、春、夏、秋口の打設を考慮した。打設温度は外気温と同程度とした。なお、夏期に於て厳しい状況を想定し打設温度を各層 25°C 一定とした場合も行った。

(4) 解析結果及び考察

各打設期間別の最高温度は、春打設では 34.3°C、夏打設では 38.5°C、秋打設では 33.5°C、夏打設で打設温度 25°C の場合 38.6°C となり、各期とも許容最高温度 39.6°C 以下となった。リフト露出期間中の温度降下量 (最上層リフト中心温度とそ

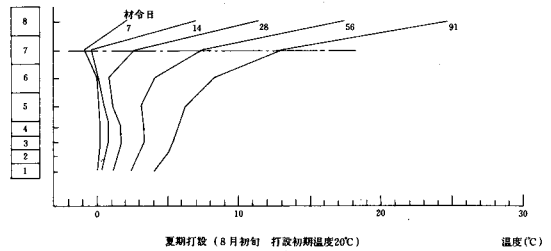


図 2-6 各リフト中心温度降下量

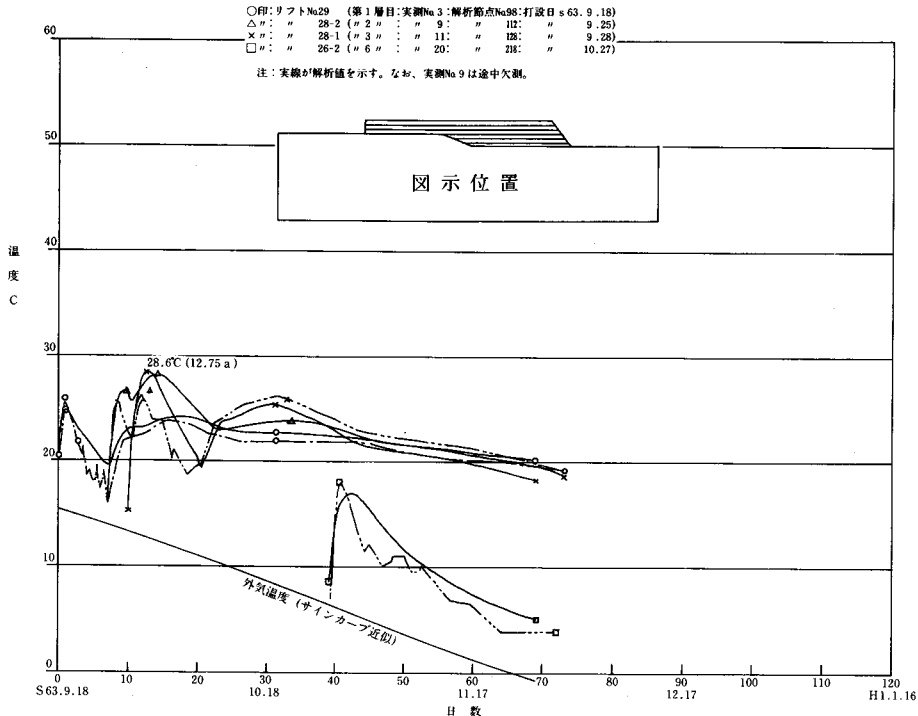


図 3-1 温度履歴図
(実線が解析値で破線が実測値)

の直下層リフトの中心温度との差)を表2-4に示した。これより、春打設については許容温度降下量(表2-3)以下の温度降下しかみられないが、夏期及び秋口打設においては、材令91日ほど経過すると温度降下は許容温度降下量と同程度になり内部拘束についてより厳しい状況となった。特に夏 25°C 打設においては材令28日程度で温度降下が大きく内部拘束について厳しい状況となった。また、秋口打設に対してはリフトの温度降下を縮めるため、中断リフト面を保温養生した場合(熱伝導率を 1.5kcal/m³h°Cとした場合)について解析した。その結果、許容温度降下量以内となった。(表2-4参照)

表2-4 温度降下量(°C)

打設時期	材令7日	28日	91日
春	0.2	4.0	2.4
夏	3.0	8.9	11.5●
秋口	1.8	8.8	9.8●
夏 25°C	5.8	11.7●	14.2●
秋口保温	0.2	6.2	8.8

注 ●印は厳しい状況を示す。

以上解析の結果、本ダムにおいては特別な人為的冷却(パイプ及びブレイクリング等)を行わなくとも、①夏期の打設温度は最高 21°C程度とする。(外気温から判断しても可能な範囲である)②夏期及び秋口に打設を中断する場合は保温養生を行う。(保温の手法については砂層・養成マット等施工時に試験データを収集し決定する方針とした)等に配慮すれば良好な打設が可能と判断した。

なお、解析結果の一例を図2-5、図2-6に示す。

3. 打設実績による諸データの再検討

3-1 打設実績による諸データの再検討

昭和63年度の打設実績をも考慮して、コンクリートの物理的性質及び熱特性を再度検討し、打設が最盛期となる平成元年度に対する温度規制の検討に用いた。

(1) 物理的性質

昭和63年度打設実績、配合試験結果(S60)より、許容引張応力および有効弾性係数は以下の値となり、その他の物性値は前記までと同一であ

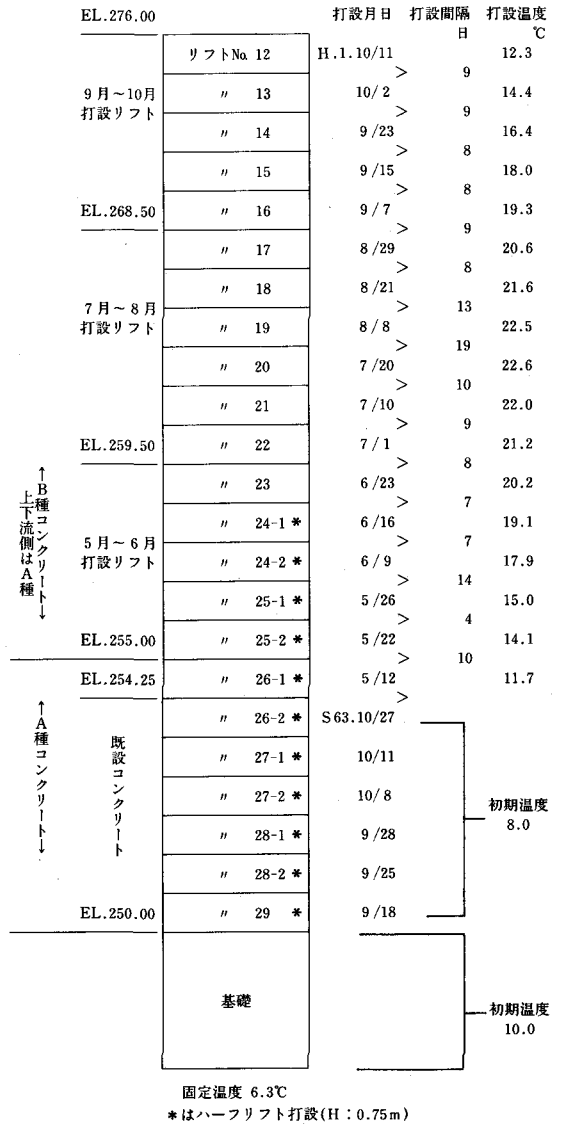


図3-2 打設月日及び打設温度

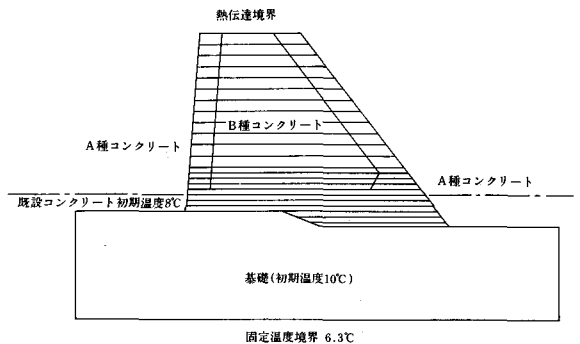


図3-3 境界条件

る。

(2) 熱特性

実測データに基づく熱特性の検討において境界面である基礎地盤の初期温度及び既設コンクリート温度は、表面熱伝導率などの温度条件の異なる4ケースを検討し、その中より実測線に最も近似するものを採用した。熱特性の検討結果モデルを図3-1に示す。

3-2 堤体全断面による解析的再検討

打設が最盛期となる平成元年度の打設に対し前年度までの打設実績をふまえて温度履歴解析を行い温度規制の再検討を行った。

(1) 解析諸条件

解析は堤体最大断面を対象に行うものとし、各リフトの打設月日及び打設温度を図3-2に示した。打設温度は前年度の実績より外気温+2°Cと設定した。なお、既設コンクリート及び基礎の初

期温度は前年の実績より決定した。また、解析の境界条件を図3-3に示した。

(2) 解析結果

最高温度を打設月別に示すと以下の様になる。

5月～6月打設34.5°C(リフトNo 23:6/23打)

7月～8月打設38.0°C(リフトNo 20:7/20打)

9月～10月打設35.0°C(リフトNo 16:9/7打)

最高温度を示すリフト No. 20についてH/Lを求めると H/L=0.37程度となるが図2-3によれば当初のH/L=0.2と比べ、形状による拘束度への影響は小さく、許容最高温度は2-4項と同一の39.6°Cと推定される。これより、外部拘束(基礎に対する)には2-5項同様許容値以内となる。前年度の既設コンクリートに対する平成元年度打設のコンクリートは、外部拘束についても許容温度降下量は19°C、次年度(平成2年度)までの推定温度降下量は9.6°C、と許容値以内となり、既設コンクリートの拘束についても安全で

表3-1 許容引張応力 t_a (kgf/cm²)

コンクリート材令	7日	28日	91日
外部コンクリート	12.1	16.2	20.1
内部コンクリート	8.6	11.8	16.0

表3-2 有効弾性係数 E_{ec} (10⁴ kgf/cm²)

コンクリート材令	7日	28日	91日
外部コンクリート	14.8	17.0	19.5
内部コンクリート	13.5	14.7	16.9

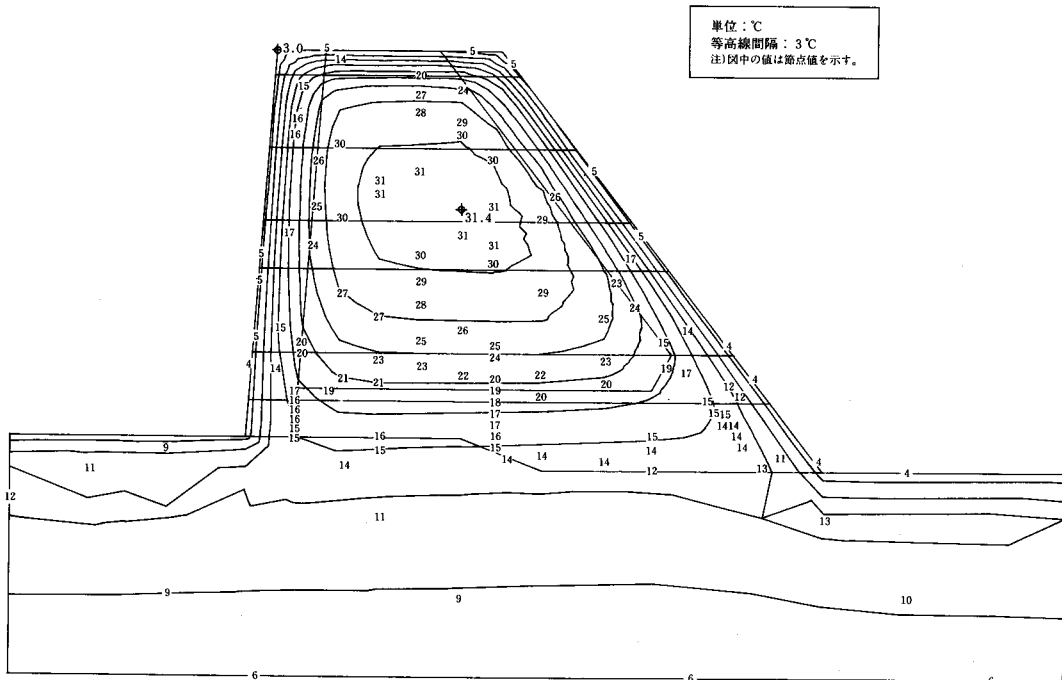


図3-4 平成元年度打設温度分布図
打設再開(5/12)後6ヶ月目(11/10日頃)

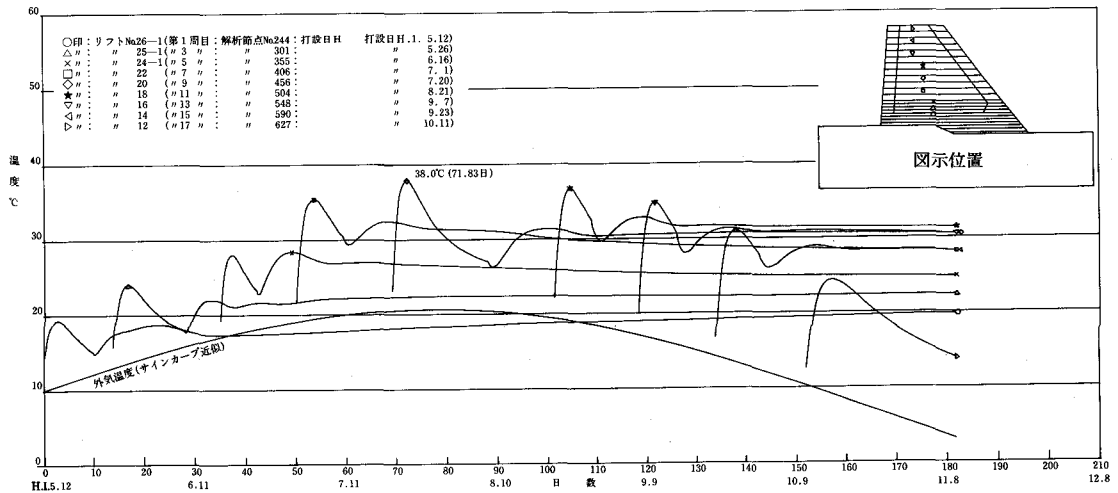


図 3-5 平成元年度打設温度履歴図
B種領域各リフト中心

ある。内部拘束に対しては、リフト露出期間の長いリフト No. 25-1 (14日間放置, 5月26日打設), No. 20 (19日間放置, 7月20日打設), 及び越冬リフト No. 12について検討した結果, No. 25-1については打設後14日間では推定温度降下量が許容温度降下量以下で問題ないが, No. 20では打設後7日目(推定温度降下量 6.7°C, 許容温度降下量 7°C), 越冬リフト No. 21については, 打設後28日目(推定温度降下量 9.3°C, 許容温度降下量 9°C)と同程度温度降下する結果となった。これより No. 20 及び No. 12 に対しては養生方法の検討を行う必要があり, その手法については現在現場にて試験を行いデータを収集中である。解析結果の一例を図 3-4, 3-5 に示す。

4. おわりに

神居ダムにおいては以上のとおり, 温度規制上問題となるのは, 夏打設・秋口打設の途中中断時及び越冬時の表層部リフトの温度降下速度の不均一に起因する内部拘束的な温度応力である。この対策としてコンクリート表面を保温養生すること

が有効であることが本検討で分かった。初年度の表層の保温養生としては, 砂層と養生マットを用いた。今後春期打設リフトを利用し悪影響のない範囲でより効果的な保温養生手法について検討する予定である。また, 堤体中にひずみ計, 温度計等を埋設し内部温度による堤体の挙動も観測している。

参考文献

- 1) コンクリートダムの温度応力と温度規制 永山 ダム技術 Vol. 1-2 p. 17.
- 2) 多目的ダムの建設 昭和62年版 第3巻設計1編 p. 230 建設省河川局監修
- 3) マスコンクリートのひびわれ防止指針 p. 69 日本コンクリート工業協会
- 4) 2) に同じ p. 233.
- 5) マスコンクリートの温度応力研究委員会 報告書 p. 5. 日本コンクリート工学会
- 6) 2) に同じ p. 211.
- 7) マスコンクリートの温度応力発生メカニズムに関するコロキウム論文集, 昭和57年9月等 日本コンクリート工学会
- 8) コンクリート標準示方書, 施工編 p. 129. 土木学会
玉川ダム堤体温度管理の実績(第二報) 加藤他, ダム技術 Vol. 6-2 p. 69.

赤坂ダムの監査廊について

長野 清* 河津 宏志*
井上 公一*

目 次

1. はじめに……………	29	5. 検討及び解析……………	32
2. 地形・地質……………	29	6. 試験結果の考察……………	39
3. 監査廊設置の経緯……………	29	7. おわりに……………	40
4. 監査廊試験施工……………	31		

1. はじめに

赤坂ダムは上場農業水利事業の一環として、2級河川座川水系座川に建設されるものである。本事業の施行地域は佐賀県の西北端に位置し、東松浦半島一帯に広がる。この地域は県内の代表的な畑作地帯であるが、山林、田畑等が錯綜し、小規模な経営と相まって、近代的農業経営が阻害されている。また気象は概して温暖であり、年平均気温 16.3°C 、年間降雨量は $1,780\text{mm}$ 程度であるが、地形が半島であるため河川の発達も乏しく、特にかんがい期の降雨が少なく常襲干ばつ地帯となり、農業生産性は極めて低い状態である。よって本事業において $5,670\text{ha}$ を対象として農業用水確保を中心とした畑地かんがい、水田への用水補給、経営規模拡大のため農地造成を行うと同時に、機械化導入を図る田畑の区画整理と農道整備等を総合的に実施し、土地生産性の向上と農業経営の安定を図るものである。当赤坂ダムは本事業の基幹的施設である5ダムのうち4番目に施工されるもので、昭和60年度までに仮排水路トンネル、工事用道路工事を終えた。昭和61年度本体工事に着手し、基礎掘削、基礎処理（監査廊区間を除く）工事を行い、昭和62年度監査廊を施工。昭和63年3月築堤を開始した。平成元年度の8月に築堤完了し、年度末には監査廊内からの基礎処理工事を終える予定である。

2. 地形・地質

上場地区は玄海灘に面する東松浦半島にあり標

高 $100\text{m}\sim 200\text{m}$ の玄武岩、花崗岩質よりなる波状形卓上台地である。ダムサイトは半島の南端にあたり玄武岩より形成された溶岩台地で、表面は溶岩原面であり、緩やかな起伏を呈している。ダム軸では、河床標高が 170m で幅 40m の平坦面を有し、左右岸は標高 200m 程度で約 20% の緩傾斜面をなしている。ダムサイトの地質は第4紀の玄武岩類と第3紀の砂岩・頁岩類に大別される。河床部では $3\sim 4\text{m}$ 下層まで軟質な河床堆積物及び風化玄武岩が見られ、それ以深はダム基礎面として新鮮堅硬な玄武岩が約 20m の厚さで分布し、さらにその下層に監査廊設置の要因となった軟質な砂岩・頁岩層が存在する。

左右岸アバットでは、通称“オンジャク”とよばれている強風化玄武岩が基盤岩上位に $10\sim 15\text{m}$ の層をなして分布している。

3. 監査廊設置の経緯

ダムの諸元としては、表一1諸元表のとおり、流域面積 0.38km^2 、堤高 30.5m 、堤体積 27万m^3 、有効貯水量 145万m^3 と規模的には小さい方で調整池的なダムである（図一1参照）。従来この程度の規模のダムにおいては監査廊を設置した事例は少なく、本ダムも当初計画では未設置としていた。しかし、次に挙げる理由により実施段階において、監査廊を設置することとした。まず、基礎処理工事の一環であるパイロットボーリング孔により、河床部基礎岩盤下位約 20m のところに軟弱層（砂岩・頁岩層）が広域的に確認された。基盤の支持力としては、上層の玄武岩類は変形係数 $10,000\text{kgf/cm}^2$ を持つのに対し、その下層に位置する砂

*九州農政局上場農業水利事業所

表-1 赤坂ダム諸元

事項	内容	事項	内容
ダム名	赤坂ダム	副堤	
ダム位置	佐賀県東松浦郡肥前町大字赤坂	堤高	7.0m
水系・河川名	2級河川座川水系座川	堤頂長	152.0m
ダム型式	中心遮水ゾーン型フィルダム	堤頂幅	6.0m
流域面積	0.38km ²	堤体積	18,900m ³
満水面積	19.0ha	左岸地山処理部	
総貯水量	1,460,000m ³	処理延長	150.9m
有効貯水量	1,450,000m ³	堤体積(埋戻し)	15,300m ³
設計洪水位	E L. 194.70m	洪水吐	
常時満水位	E L. 194.00m	延長	256.6m
最低水位	E L. 175.00m	洪水吐型式	自由越流型(シュート式)
死水量	10,000m ³	ダム設計洪水量	19.0m ³ /s
利用水深	19.00m	緊急放流量	3.3m ³ /s
取水設備	ドロップインレット(計画)	洪水吐設計洪水量	19.0m ³ /s
最大取水量	0.730m ³ /s	減勢工設計洪水量	9.5m ³ /s
本堤		仮排水路	
堤高	30.5m	延長	185.50m(トンネル), 87.50m(下流水路)
堤頂長	256.4m	型式	トンネル(3R幌型 r=0.9m)
堤頂幅	8.0m	設計洪水量	5.2m ³ /s
堤体積	274,000m ³		

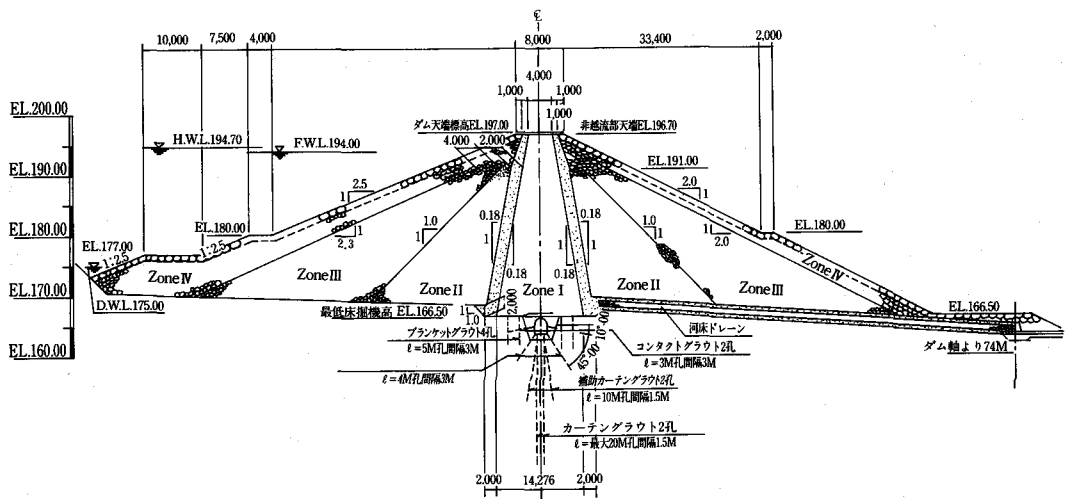


図-1 赤坂ダム堤体標準断面図

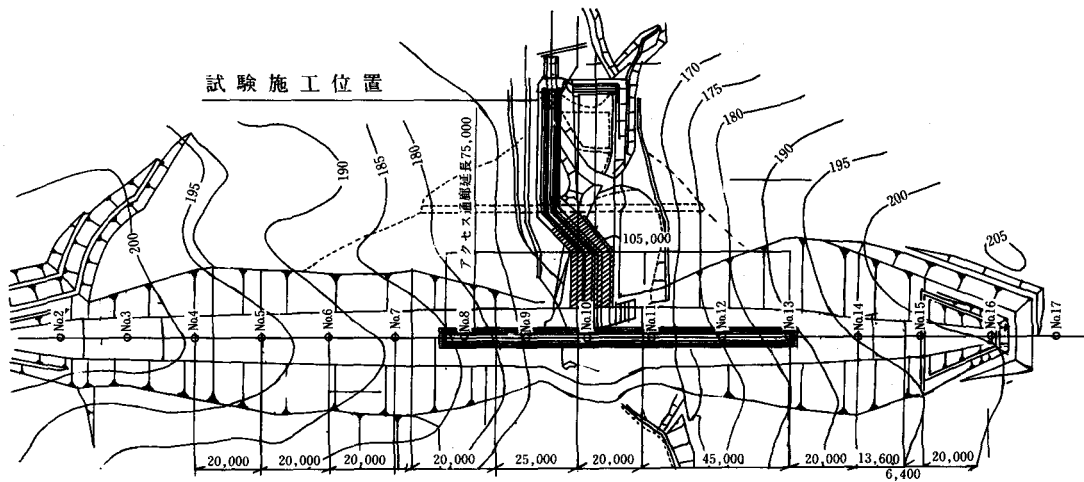


図-2 監査廊平面図

岩・頁岩層は、変形係数 $1,000 \sim 1,300 \text{ kgf/cm}^2$ を持つにすぎず、両者の変形係数には大きな違いがみられる。このような基盤上に堤高 30.5 m のダムを築造した場合、あたかも弱層（砂岩・頁岩層）上の弾性梁（玄武岩）に台形荷重（堤体）が載る形となり、基盤の不等沈下が予想され、それに伴い基盤及び堤体内部に引張応力が生じる可能性が考えられる。そこで、応力、変形状態を把握する目的で有限要素法（F. E. M）による築堤解析を実施したものである。解析結果によると、その軟弱層との境界上部周辺岩盤内に $2 \sim 3 \text{ kgf/cm}^2$ の引張応力が作用することが判明した。この程度の応力であれば、岩盤自体が破壊することは考え難いが、グラウトによる止水効果を低減させる可能性がある。このためグラウト工事は堤体盛土完了後施工することが好ましく、築堤後の河床部基礎処理工事を可能とすることを主目的として監査廊を施工することとした。監査廊の型式としては、基礎表面の変形がほとんど予想されないことからカルバート形式とし、路線は図-2のとおり、河床部に発生する引張応力を覆う範囲 105 m と下流からのアクセス 75 m とした。

4. 監査廊試験施工

(1) 試験ブロックの位置

図-2のとおりアクセス最下流の1スパン

(2) コンクリートの配合

高炉B種・ $210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 8 \text{ cm} \cdot 40 \text{ mm}$ を基本とするために、セメント量を極力おさえる方法と

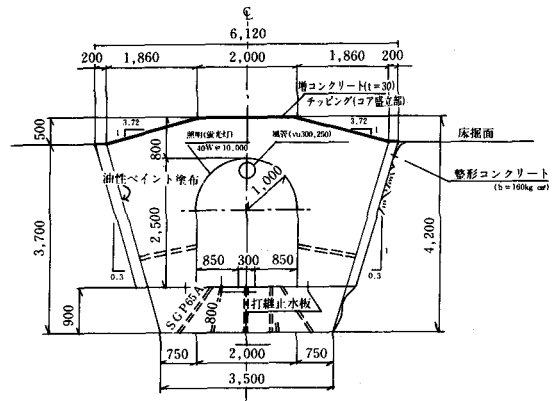


図-3 監査廊標準断面図

して建築工事等で使用されている流動化剤（F B F）を混合することによりスランプ 5 cm 配合設計のものを 8 cm まで流動化させ使用する。

(3) 側壁岩盤との縁切り

F. E. M解析結果から図-3の標準断面のとおり本体コンクリートと側壁岩盤のあいだに整形コンクリートを設け、ペイント塗布により縁切りするものとする。

(4) 養生

乾燥防止被膜材（ラテックス）をコンクリート表面に吹付ける。また廊内通風防止としてビニールシートにより施工区間両端を覆う。天端部においては5日以上散水養生を行う。

(5) 埋設計器

図-4に示すとおり、鉄筋計、温度計、熱電対、

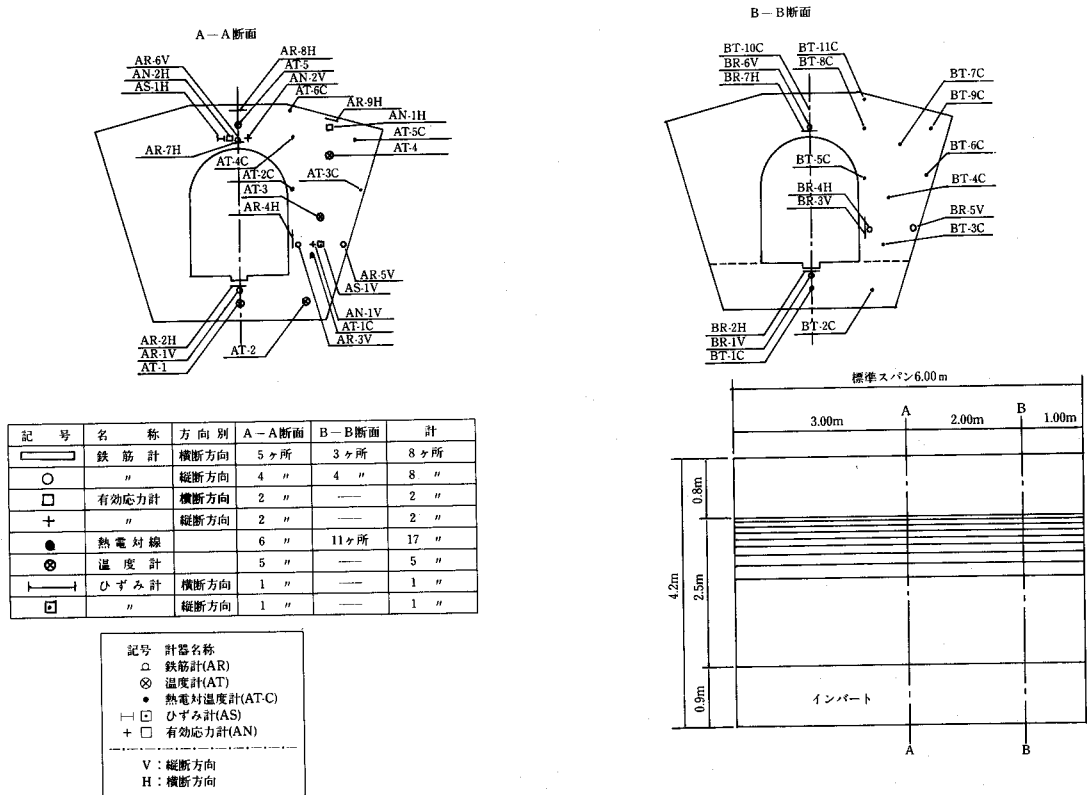


図-4 埋設計器配置図

ひずみ計，有効応力計の5種類である。これらのデータにより監査廊挙動解析を行いひび割れの発生個所を予測するとともに肉眼でクラックを観察するものである。

(6) 施工手順

- ① インバートコンクリート打設
- ② 整形コンクリート打設 (T=20cm)
- ③ 整形コンクリート表面に油性ペイント塗布
- ④ アーチ・サイドコンクリート打設

(7) コンクリート試験

試験内容は圧縮強度試験，弾性係数試験，及び割裂試験であり，各試験とも2日，3日，7日，28日の4試験材令でかつ一材令当たり3供試体について実施した。試験結果一覧表を表-2に示す。なお，コンクリート試験に用いた配合は，表-3のとおりであり，監査廊コンクリートに用いた材料と同じものである。

5. 検討及び解析

(1) コンクリートの各材令における弾性係数及び引張強度

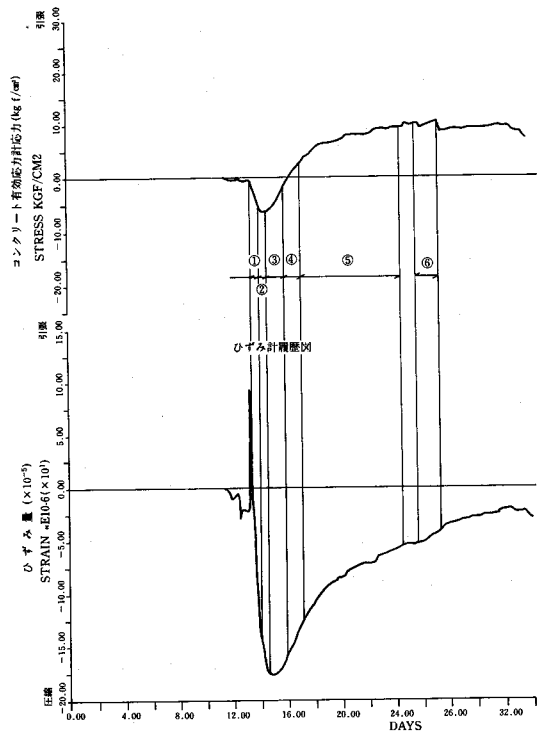


図-5 応力及びひずみ履歴図

表-2 コンクリート試験結果一覧表

材 令 (日)	圧 縮 強 度 (kg f/cm ²)	引 張 強 度 (kg f/cm ²)	静 弾 性 係 数 E (kg f/cm ²)	ポ ア ソ ン 比 (%)	
2	測 定 値	44	5.4	1.05×10 ⁵	0.163
		44	5.7	1.06×10 ⁵	0.120
		46	5.7	1.13×10 ⁵	0.218
	平 均 値	45	5.6	1.08×10 ⁵	0.167
3	測 定 値	64	7.2	1.35×10 ⁵	0.234
		66	8.2	1.25×10 ⁵	0.175
		65	7.3	1.20×10 ⁵	0.210
	平 均 値	65	7.5	1.27×10 ⁵	0.206
7	測 定 値	138	14.9	1.73×10 ⁵	0.212
		138	15.6	1.69×10 ⁵	0.185
		135	15.3	1.69×10 ⁵	0.167
	平 均 値	137	15.3	1.70×10 ⁵	0.188
28	測 定 値	243	23.8	2.16×10 ⁵	0.209
		248	22.6	2.12×10 ⁵	0.197
		248	24.3	2.41×10 ⁵	0.197
	平 均 値	246	23.6	2.23×10 ⁵	0.201

表-3 示方配合表 (kg/m³) FBF 66cc 混入

水	セメント	細 骨 材			粗 骨 材			混 和 材	
		S 1	S 2	S 3	G 1	G 2	G 3	減 水 剤	A E 剤
142	254	206	278	207	632		632	0.508	0.076
水セメント比	56%	細骨材率		36.7%	混和剤		コンクリートに含まれる塩化物は塩素イオンとして 0.3kg/m ³ 以下		

図-5は実際監査廊内に埋設したひずみ計及び有効応力計から求めた履歴の例である。そのひずみ量と応力の関係を図-6に組み合わせ、各材令ごとの弾性係数を求めている。

ここで図-6で求められた弾性係数は、コンクリート試験結果より求めた近似式とよく一致している。(図-7参照) 図-8は、コンクリート試験で求めた引張強度と材令の関係を近似式で表わしたものである。

ここで求めた2つの近似式(図-7, 図-8に表示した近似式)をコンクリートのもつ各材令の強度として以後使用する。

(2) 温度履歴

図-9は、外気温度(点線で示す)とコンクリート内部温度を材令ごとに表している。

図-10は、頂版上面温度履歴をまとめたもので養生期間中は40°C以下に抑制され、その後温度上昇がみられる。

コンクリート内部温度コンター図(図-11)では、2日目で60°C近くまで上昇し、14日目で35°Cまで低下している。

(3) データの解析

鉄筋計, ひずみ計, 有効応力計各データの集計解析を行ったが、そのうち今回はコンクリート内

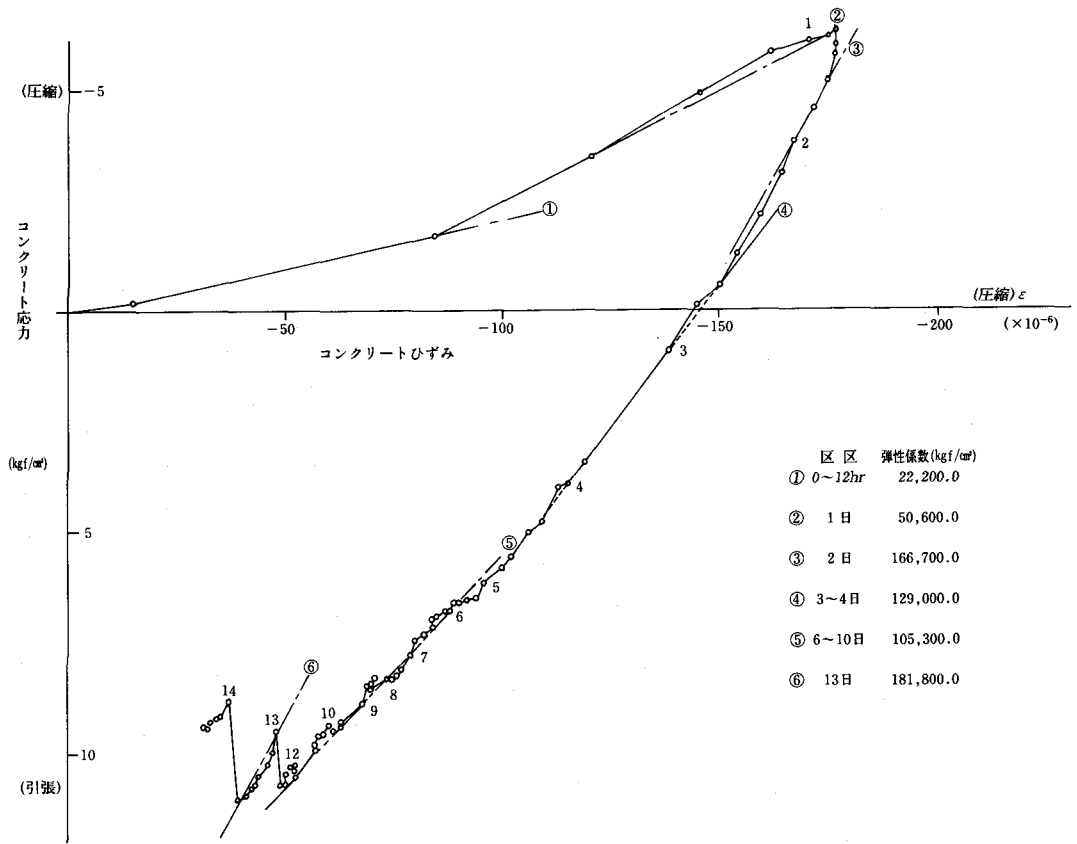


図-6 AN-1V~AS-1V 応力ひずみ関係図
(有効応力計) (ひずみ計)

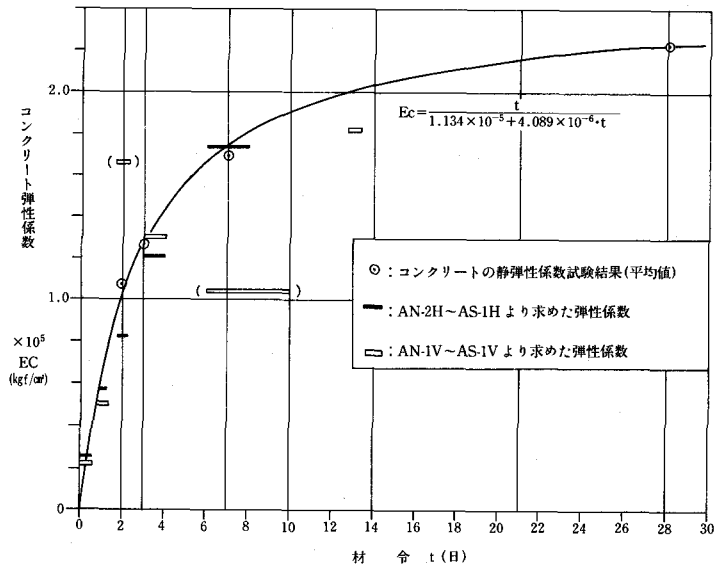


図-7 コンクリート弾性係数と材令の関係

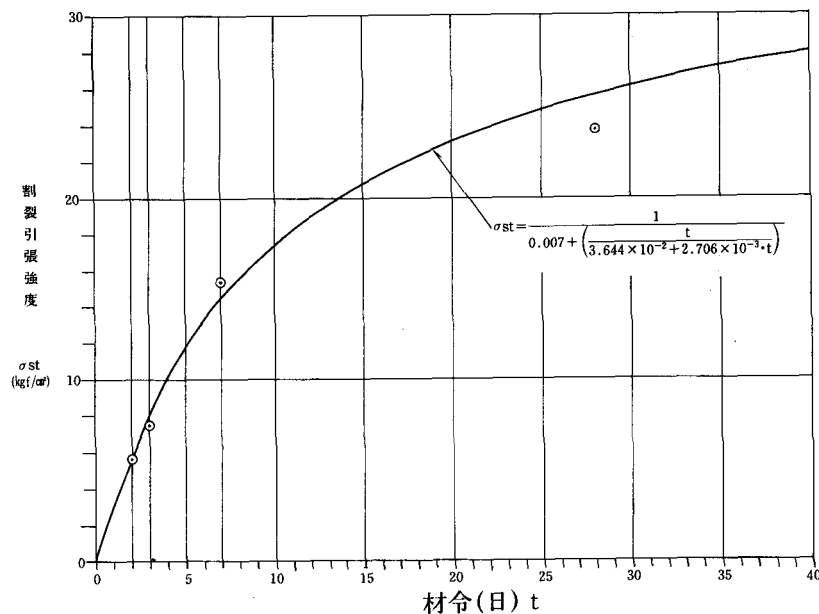


図-8 割裂引張強度と材令の関係

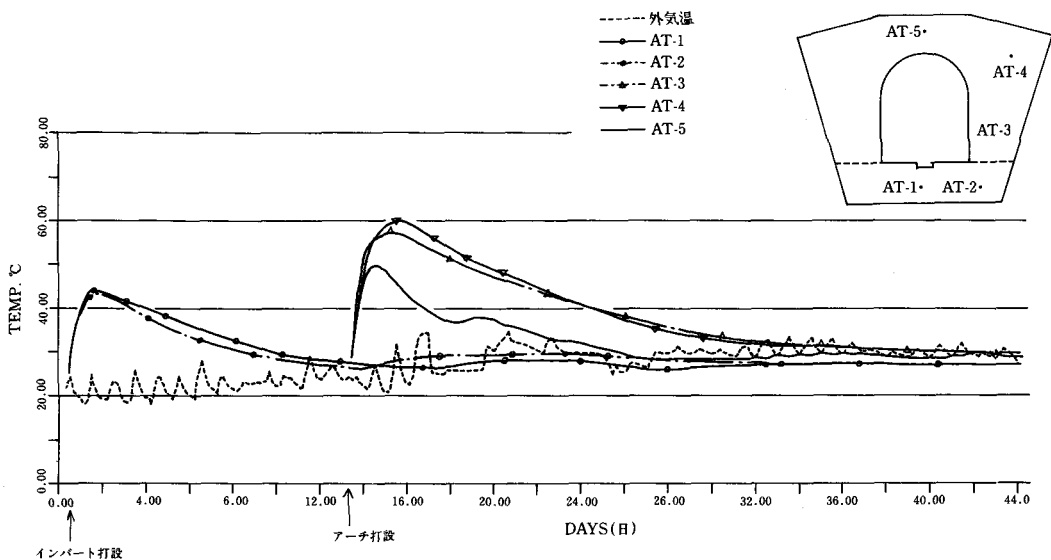


図-9 温度計履歴図 (A-A断面)

部応力に着目し、報告する。

監査廊コンクリートに発生する応力は有効応力計でしか直接測定は出来ないが、鉄筋計、ひずみ計データからもコンクリート応力を想定することは可能である。ここで各データからコンクリート応力を算定し、ほぼ同一位置に埋設している有効応力計との比較を行うとともに、監査廊コンクリート応力挙動解析を行う。鉄筋計に働いた各材令の応力増加分を、鉄筋の弾性係数からひずみ量に

換算し、次にコンクリート試験で得た弾性係数近似式により同材令の弾性係数を求め応力値に換算する。また、ひずみ計については同様に近似式から同材令の弾性係数を求め応力値に換算する。これを応力履歴図にまとめ、有効応力計との比較を行うと図-12のとおりである。AR-9Hの鉄筋計とAN-1Hの有効応力計は、上位に設置した鉄筋計の方が外気温の変化を受け、日変動が大きく、『温度上昇時に引張応力が発生し温度降下

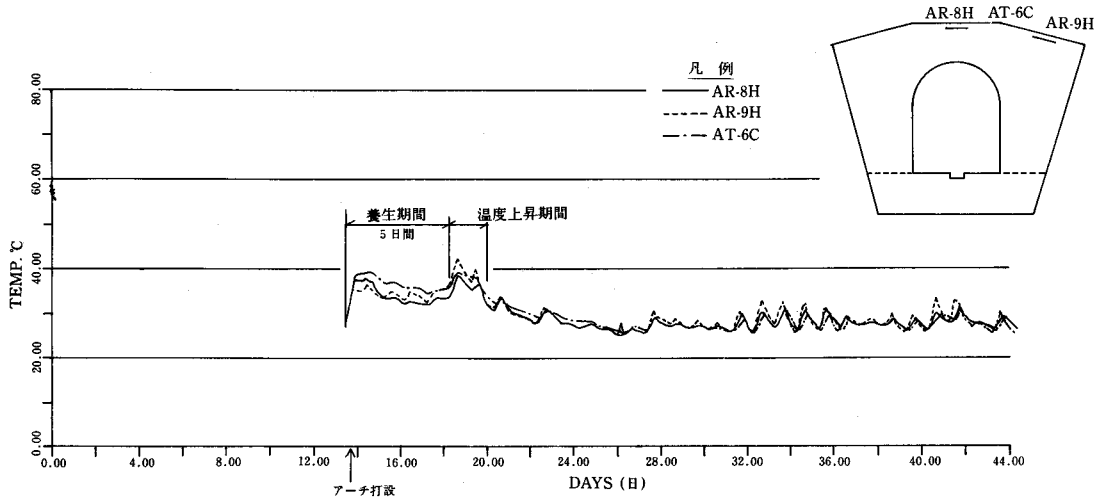


図-10 頂版上面温度履歴図

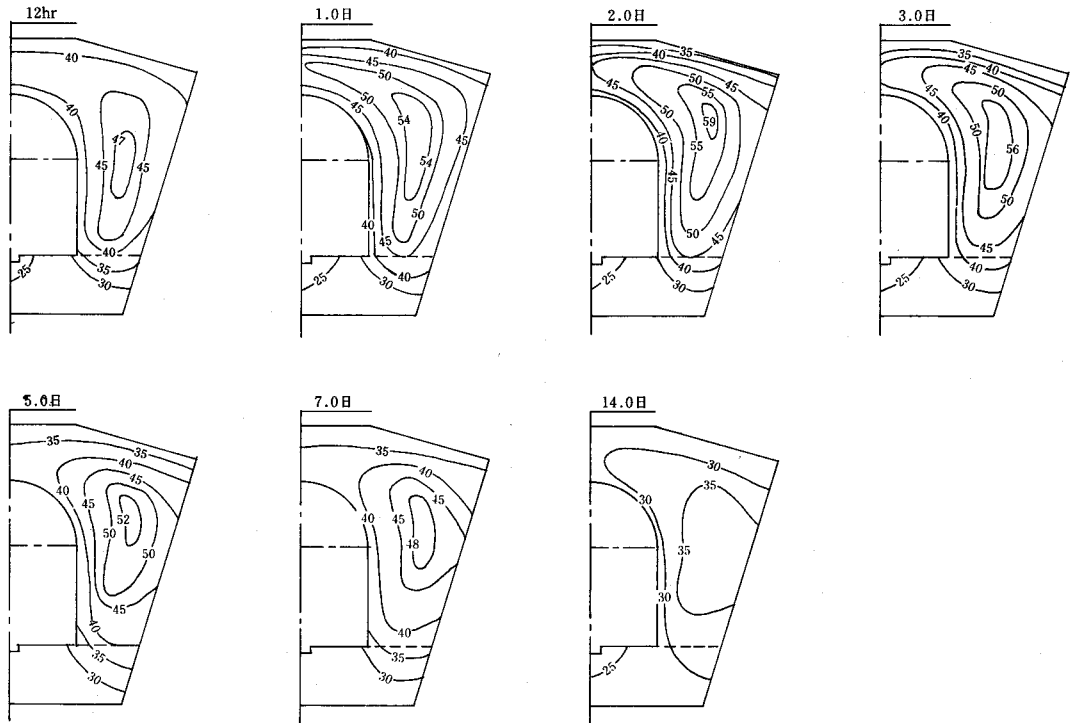


図-11 コンクリート内部温度コンター図（打設温度28°C）（A-A断面）

により圧縮応力が増加する』という頂版上面の温度応力挙動を明確に示している。これに対して、頂版内部の有効応力計付近のコンクリートは温度変化が少ないため、コンクリート表面部の膨張収縮変形を拘束する形となり、コンクリート表面とは逆の応力が発生していることになる。図-13は

アーチ部縦断方向に設置した有効応力計と鉄筋計の応力挙動を表わしており、両者の応力挙動はよく一致している。図中18日目に約 5 kgf/cm^2 の引張力が発生するが、散水養生終了後の温度上昇により引張応力は減少し、 $2 \sim 3 \text{ kgf/cm}^2$ 範囲で日変動していることがわかる。次に図-14はアーチ

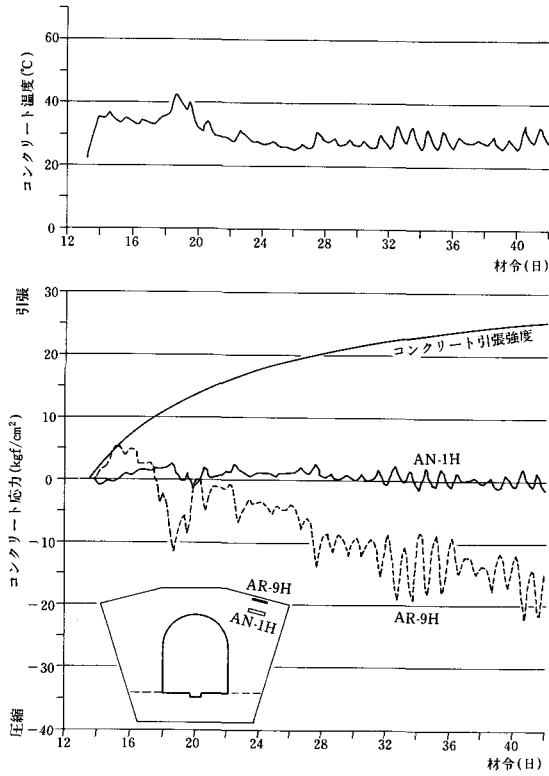


図-12 コンクリート応力履歴図

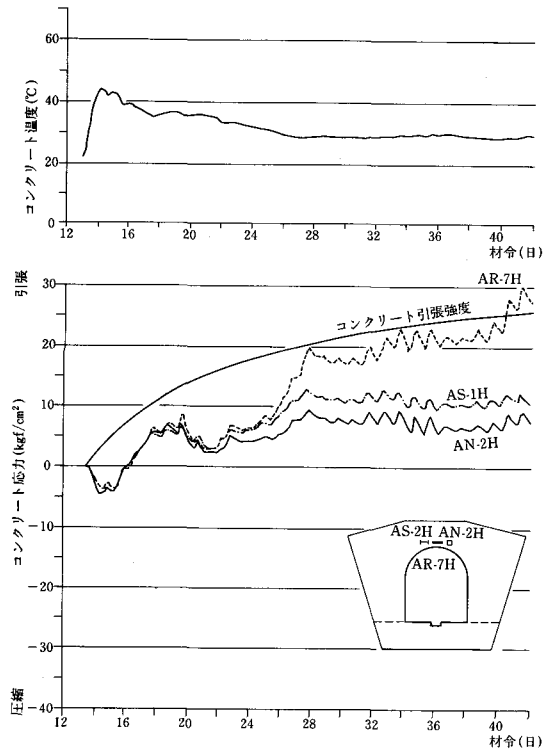


図-14 コンクリート応力履歴図

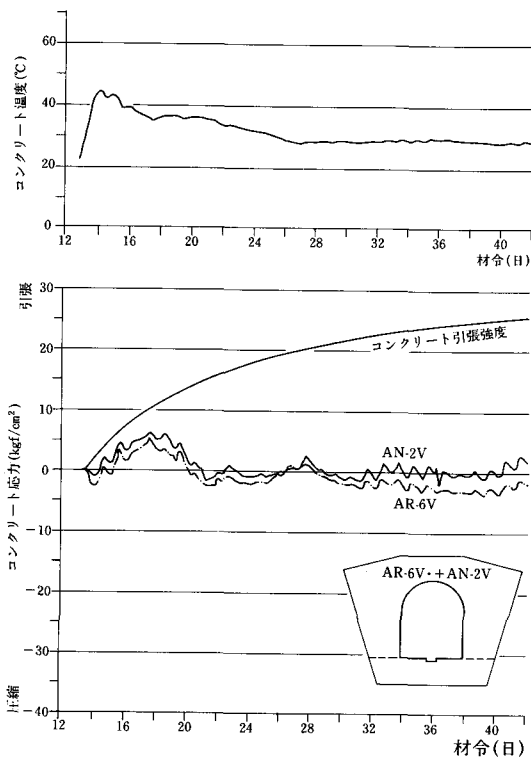


図-13 コンクリート応力履歴図

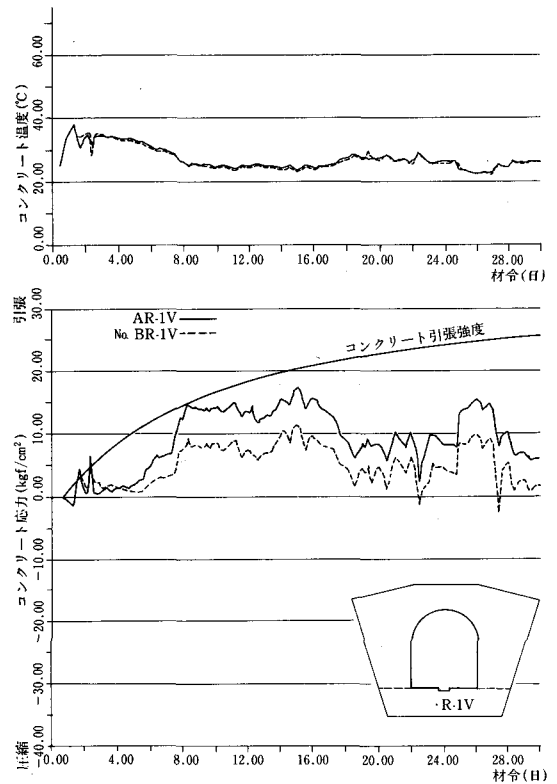


図-15 コンクリート応力履歴図

部横断方向に設置した有効応力計、ひずみ計、鉄筋計の応力挙動を表わしている。3計器より測定された応力は材令10日（図中23日目）あたりまでよく一致している。しかし、それ以降温度降下による応力増量はAR-7H鉄筋計が示す値が最も大きく、AN-2H有効応力計で測定された引張応力が最も小さい値を示している。ここで鉄筋計より算定したコンクリート応力は、コンクリート引張強度と同程度の値を示しているにもかかわらず、アーチ部のひび割れ徴候は認められない。原因としては、コンクリートの弾性係数の推定式

(近似式)において材令10~18日の区間で実構造物内の弾性係数より大きめの値を採っていることなどが考えられる。以上3器種の計器で測定されたコンクリート応力の比較から、コンクリート温度応力は計器位置の温度変化がなくても周辺コンクリートを拘束する形で応力が発生することがわかる。このため計器位置がわずかに異なるだけで逆符号の応力が発生する場合もある。いずれにしても実構造物内のコンクリート弾性係数を正確に推定できれば鉄筋計、ひずみ計データよりコンクリート内部応力の算定は可能である。

表-4 ひびわれ指数一覧表

() は、ひび割指数 1.5 以下

スキャナー Ch, No.	測定点名	計器名 (取付方向)	ひびわれ指数	材 令 (日)	引張応力 (kg f/cm ²)	コンクリート 引張強度 (kg f/cm ²)	
② 100	AR-1V	鉄筋計(縦)	(1.02)	7.67	14.74	15.0	
① 101	AR-2H	鉄筋計(横)	(0.93)	3.67	9.913	9.247	
	102	BR-1V	1.58	7.67	9.497	15.0	
① 103	BR-2H	鉄筋計(横)	(1.07)	2.67	6.792	7.249	
① 106	AR-3V	鉄筋計(縦)	(1.40)	2.17	4.376	6.131	
① 107	AR-4H	鉄筋計(横)	(1.28)	2.0	4.482	5.738	
	108	AR-5V	2.07	30.33	12.646	26.138	
	109	AR-6V	1.72	2.17	3.556	6.131	
③ 110	AR-7H	鉄筋計(横)	(0.91)	27.17	27.979	25.395	
	111	AR-8H	2.23	2.0	2.570	5.738	
① 112	AR-9H	鉄筋計(横)	(1.38)	2.0	4.148	5.738	
	116	AN-1V	有効応力計(縦)	1.78	7.17	8.1	14.427
	117	AN-1H	有効応力計(横)	—	—	—	—
① 118	AN-2V	有効応力計(縦)	(1.43)	2.0	3.0	5.738	
	119	AN-2H	有効応力計(横)	1.66	5.17	7.10	11.757
③ 120	AS-1V	ひずみ計(縦)	(1.12)	16.33	19.208	21.508	
	121	AS-1H	ひずみ計(横)	1.59	14.17	12.801	20.316
	122	BR-3V	鉄筋計(縦)	1.57	2.0	3.651	5.738
	123	BR-4H	鉄筋計(横)	1.58	2.0	3.620	5.738
	124	BR-5V	鉄筋計(縦)	5.71	26.83	4.435	25.309
	125	BR-6V	鉄筋計(縦)	3.66	2.33	1.779	6.515
③ 126	BR-7H	鉄筋計(横)	(1.14)	20.17	20.331	23.201	

*すべて圧縮応力

○は、ひび割れ発生期

(4) ひび割れ指数による検討

表-4には鉄筋計, 有効応力計, ひずみ計合わせて22個の応力データとコンクリート引張試験で求めた引張強度から各材令の安全度をひび割れ指数として求め, 最少ひび割れ指数と材令を表にまとめたものである。ひび割れ指数1.5以下について結果をひろい出してみるとひび割れ時期は3期に分けることが出来る。それを表の左側に①~③として表示した。

第1期は概ね3日以内に発生するものであり, 鉄筋計AR-9Hを見ると図-12のとおり打設後の温度上昇に伴うコンクリート膨張によりコンクリート表面部に引張応力が発生したものである。これらは, ほとんどの場合温度降下とともに圧縮応力となるため問題とはならない。

第2期は材令7~8日程度でインバート排水溝下部縦断方向に発生するものである。これは, 図-15に示す様にコンクリート温度降下により引張応力が発生したものである。

第3期は材令14日以降でアーチ部横断方向に発生するものである。これは温度降下に伴い徐々に引張応力が増加していく傾向にある。図-14で見る限り材令5日で最少ひび割れ指数が発生しており, アーチ部のひび割れ発生時期としては早いも

ので材令5日程度で, 一般的には第3期(14日)以降に始まると考えられる。

6. 試験結果の考察

(1) 横断面内応力

インバート内上面の温度応力は, 温度降下により引張応力が発生する。これはインバート内部コンクリートの温度降下速度に比べ表面部の温度降下速度が大きいためであり, かつ排水溝の断面形状が引張応力発生を助長しているものと考えられる。また, 表面部のコンクリート温度が一定になると引張応力は減少し, 圧縮応力となる。これはインバート内部の温度降下が遅いため, コンクリート表面部の温度が収束しても内部コンクリートは収縮するためである。以上よりインバートコンクリート縦断方向に発生するひび割れは温度降下時期に最も危険になるものと考えられる。

側壁内空側鉛直方向の温度応力は, 側壁内部コンクリート温度の上昇により引張応力(5 kgf/cm²)が発生し, 内部コンクリート温度の温度降下により圧縮応力となる。

アーチ部内空側水平方向の温度応力は温度上昇により, 圧縮応力が発生し温度降下により圧縮応力は減少し引張応力が発生する。これとは逆にア

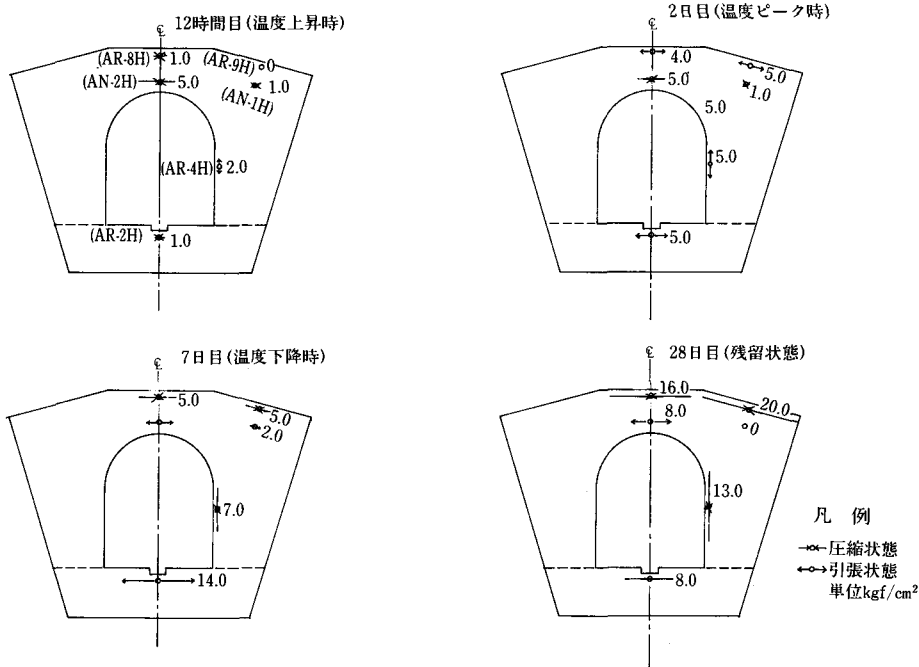


図-16 横断面内応力図

ーチ部上面側の温度応力は温度上昇時に引張応力が発生し、温度降下により圧縮応力が発生する。

以上の監査廊横断面の応力分布図を図-16に示す。この応力図（応力挙動）は他ダム監査廊で行われた試験施工および監査廊コンクリートの温度応力解析結果ともよく一致している。

(2) 養生方法

インバート3日間、アーチサイド5日間、養生マットを敷き散水養生としている。このことにより特に頂版上面部のコンクリートは、打設5日間は温度上昇が内部コンクリートに比べかなり抑制されている。（図-9参照）コンクリート応力履歴図（図-12, 13, 14）で分かるように頂版上面及び内空表面部のコンクリートは、内部コンクリートの膨張によりコンクリート打設後引張応力が発生するが、養生終了に伴う温度上昇によってこの引張応力増加は減少傾向へと反転し圧縮応力となっている。以上のことから、散水養生することによってコンクリートのクラックの原因となる引張応力の発生材令を遅らせることになり、その分コンクリート引張強度の増加が見込まれ、ひび割れ防止対策につながるものと考えられる。

(3) 岩盤との縁切施工

岩盤と監査廊コンクリート側壁部を拘束した場合、コンクリートの温度降下に伴う収縮により、頂版内に水平方向引張応力が分布する。しかし、これが縁切りされていれば、頂版内に発生する引張応力はアーチ部内空側だけである。本試験施工において頂版内にはアーチ部のAN-2Hと肩部AN-1Hの2ヶ所に有効応力計を埋設している。横断面内応力図（図-16）のコンクリート応力挙動を見ると、アーチ部（AN-2H）に引張応力が発生しているにもかかわらず肩部（AN-1H）にはほとんど応力の発生が見られない。このことは、岩盤とコンクリートの縁切り施工によるコンクリート引張応力抑制の効果が出ているものと考えられる。

(4) コンクリート配合の効果

コンクリート配合の効果を応力面より判定する

ことは今回の試験では不可能であるが、今回流動化剤の添加により単位セメント量は約10kgf/m³減ずることが出来た。量的にわずかなものであるが、コンクリートの温度応力抑制に貢献していると思われる。

(5) まとめ

今回の赤坂ダム監査廊施工に先だつ試験打設による各種計測結果より、

①インバート及びアーチサイドの散水養生は、コンクリート内の引張応力発生材令を遅らせ、しいてはその間のコンクリート引張応力増加により、ひび割れ指数を上昇することができる。

②岩盤との縁切り施工は、監査廊本体のうち、肩部の収縮拘束を除き、コンクリート内の引張応力発生を抑えることができる。

③コンクリート配合は、セメント量の抑制により、コンクリート内の温度上昇を極力抑える効果を発揮し、温度降下に伴うコンクリート収縮を抑えることができるということが明らかになった。これらは、いずれもクラック発生に対して効果的な対策と考えられる。

7. おわりに

試験施工に基づき施工した監査廊本体工事もコンクリート打設後1年以上経過しています。当初ある程度クラックの発生を予想し、パイプクーリング、プレクーリング工法等の検討をしていましたが、結果的には、いずれの工法も施さないで現地で殆どクラックが見受けられません。このことは、養生方法、縁切り施工、そして配合等がそれぞれひび割れ防止に効果的に作用した結果であると考えられます。

以上、これらの赤坂ダムの事例が今後、監査廊を施工される地区の参考になることを期して報告を終えます。

最後になりましたが、監査廊をはじめ赤坂ダムの設計施工について御指導を頂いている、九州農政局管内ダム技術検討委員会の諸先生方に、紙上をお借りしまして深く感謝いたします。

双葉ダムアスファルトフェーシング の耐久性に関する追跡調査

川 村 博 之

目 次

1. はじめに.....	41	4. 調査試験結果.....	45
2. 事業の概要.....	41	5. あとがき.....	52
3. 調査試験計画の概要.....	43		

1. はじめに

双葉ダムは、昭和43年度の地区着工から、試験湛水、完成検査を経て、平成元年度の地区完了を迎えて、現在最終的なダム周辺整備を実施中である。本ダムは表面遮水壁型ロックフィルダム（アスファルトコンクリート遮水壁）として、北海道では初めての、また全国的にも事例の少ない工法を採用したことから設計、施工、試験湛水等について本事業に携われた諸先輩により数多くの報文、論文の発表がなされている。アスファルトの施工に至るまでは、農水省農業土木試験場（現農業工学研究所以下「農土試」という。）における室内配合試験および数々の研究、現場における確認試験等多くの試験研究を経て検討され実施され

てきたものである。アスファルトフェーシングに使用されるアスファルトコンクリートには、一般に、止水性、堤体の変形に対する追従性、水圧、斜面におけるせん断力等に対する安定性、気象作用に対する耐久性等の機能が要求されている。双葉ダムにおけるこれらの諸機能については十分満足されていることが、各分野での研究および施工実績から証明されている。

双葉ダムにおいては、施工後アスファルトコンクリートが冬期間北海道の厳寒下に長期にわたりさらされることになり、堤体被覆材としてのアスファルトの気象作用に対する抵抗性の大小（耐久性）が、これらの機能に多大に影響を及ぼすことになる。当ダムでは遮水壁に使用されているアスファルトコンクリートの性状変化を追跡調査し、ダムの耐久性等に与える影響について明らかにすること、ひいてはダムの安全性の確認を目的に、「双葉ダム、アスファルトフェーシング追跡調査年次計画」を樹立し、この計画に基づき施工後の経年変化状況を把握すべく追跡調査、試験分析を行ったものである。

2. 事業の概要

本事業は、国営土地改良事業「双葉地区」として北海道開発局が実施している事業であり、北海道の中南部、後志支庁管内の喜茂別町、京極町、倶知安町、共和町を受益地とし、この四町を流下する尻別川、掘株川流域一帯の水田3,609ha、畑地1,325ha、あわせて4,934haの用水補給および排水改良を行うものである。

この地域は、札幌市の南西約90km、後志支庁管内のほぼ中央に位置し（図1）、羊蹄山、ニセコ連

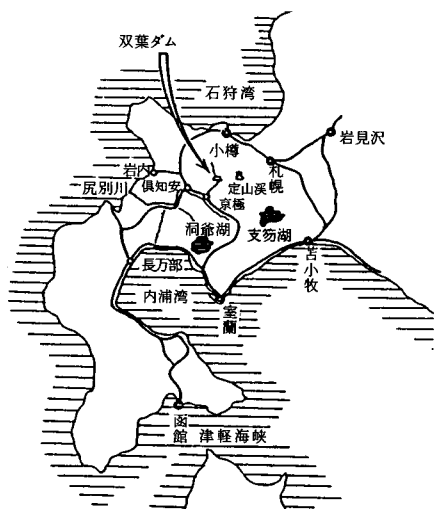
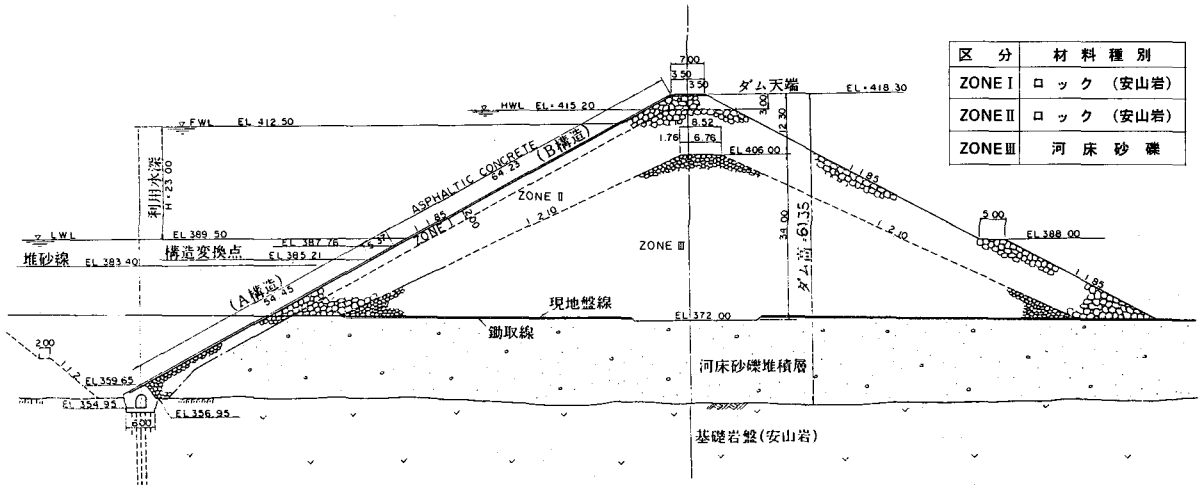


図-1 双葉ダム位置図

* 北海道開発局小樽開発建設局倶知安農業事務所



区分	材料種別
ZONE I	ロック (安山岩)
ZONE II	ロック (安山岩)
ZONE III	河床砂礫

図-2 双葉ダム標準断面図

表-1 双葉ダム諸元

河川名	尻別川水系ペーペナイ川
位置	北海道虻田郡京極町宇春日
地質	安山岩
ダム型式	アスファルト表面遮水壁型ロックフィルダム
堤頂標高	EL 418.30m
堤頂高	基礎岩盤上 61.35m
堤頂長	247.9m
ダム体積	660,000m ³
ロック	ゾーンⅠ 40,000m ³ ゾーンⅡ 240,000m ³
河床砂礫のり勾配	380,000m ³ 上下流とも 1 : 1.85
放流設備	ホロージェット, パルプ
	φ1.0m, 15.1m ³ /s
取水設備	フローティングタイプ温水取水方式
取水塔型式	
取水量	8.634m ³ /s
貯水池	
総貯水量	10450 × 10 ³ m ³
有効貯水量	9309 × 10 ³ m ³
滞砂量	1141 × 10 ³ m ³
集水面積	63.4km ²
湛水面積	6.43ha
余水吐	
計画洪水量	Q = 780m ³ /s
余水吐形式	側溝式
越流堤長	70m

峰に囲まれ自然環境に恵まれた農村地帯であるが、水利用の現況は源流の枯渇と錯綜、老朽化した用水施設から不安定な水利用を強いられている。

このため尻別川水系ペーペナイ川上流に総貯水量1,045万m³の双葉ダムを建設し、頭首工2ヶ所、幹線水路5条、L=37.7kmの新設改修と、幹線排水路5条、L=13.9kmの整備を実施し、地域農業の生産性の向上と農業経営の安定を期するものである。

本地区の主水源である双葉ダム建設は昭和43年度より始められ、アスファルトフェーシング工事は昭和52年～昭和53年度に実施され、一部使用検査、湛水試験、完成検査を終えて現在供用開始を迎えようとしている。

(1) ダムの諸元

ダムの諸元は、表-1、標準断面は図-2に示す通りである。図-2において堤体内部 (ZONE III) は河床砂礫を使用し、その外部 (ZONE II, I) は洪水吐掘削岩 (輝石安山岩) を使用しトランジション層 (接続取付部, 隣接ゾーン) として最大80mm碎石にダストを混入したものを使用している。

(2) アスファルトフェーシングの舗装構造

フェーシングの基本構造、配合設計は農土試の調査研究によって取りまとめられたものを基本とし、その後現地材料性状の精査試験のもとに、堤体ロックフィルゾーンのトランジションゾーンを舗設基盤として、不透水性構造の基層、漏水量管理のための透水性構造の中間層、遮水を目的とす

表-2 アスファルト遮水壁舗装構造

	名称	材 料	A構造	B構造
①	保護層	アスファルトマ スチック	2mm	2mm
②	表層	密粒度アスコン	6cm×3層	6cm×2層
③	中間層	開粒度アスコン	6cm×2層	8cm×1層
④	基層	密粒度アスコン	5cm×1層	5cm×1層
⑤	基層	細粒度アスコン	5cm×1層	5cm×1層
⑥	トラン ジ ン 層	最大径80mm砕石	20cm	25cm

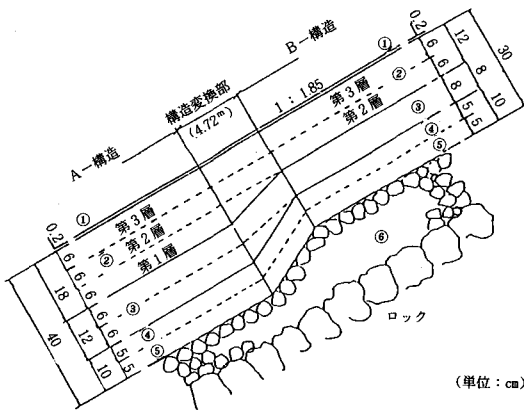


図-3 アスファルト遮水壁舗装構造

る不透水性構造の三層構造が基本構造である。

舗設厚の決定にあたっては、①水圧に対する厚さ、②衝撃波圧の検討、③不透水性に対する検討、④斜面勾配に対する安定厚さの検討、⑤排水層厚さの検討、等により、水深30mを境としてA、B 2種の舗装構造に分かれており、A構造(水深30m以下)は層厚40.2cm、B構造(水深30m以上)は層厚30.2cmとした。アスファルトフェーシングの舗装構造の詳細は、表-2、図-3に示す。

また舗装材料の配合割合は、農土試の配合設計を基本として、現場各種試験による最終示方配合を表-3、比較用道路アスコンの混合物粒度を表-4、主な性状を表-5に示す。

3. 調査試験計画の概要

アスファルトフェーシングタイプのダムに使用されるアスファルトコンクリートの設計は、初期材料試験からすると充分安全であるとされているが、長期的視野からの疲労問題は配合および空隙

表-3 アスファルト遮水壁舗装材料の配合

材 料	混合物				
	粗粒度 アスコン	開粒度 アスコン	密粒度 アスコン	アスファ ルトマス チック	
砕石 25~13mm	29.1	—	—	—	
砕石 20~13mm	—	45.8	—	—	
砕石 13~5mm	20.7	28.7	22.1	—	
砕石 5~2.5mm	14.1	8.6	9.2	—	
スクリーングス	9.4	—	21.2	—	
粗 砂	7.5	5.3	20.2	—	
細 砂	9.4	5.2	8.3	—	
石 粉	3.8	1.9	10.3	58.0	
アスベスト	—	—	0.7	2.0	
アスフ ァルト	ストレ ート	6.0	4.5	8.0	30.0
	ブロー ン	—	—	—	10.0

(重量百分率)

表-4 比較に用いた道路用密粒度
アスファルトコンクリート
の混合物の粒度

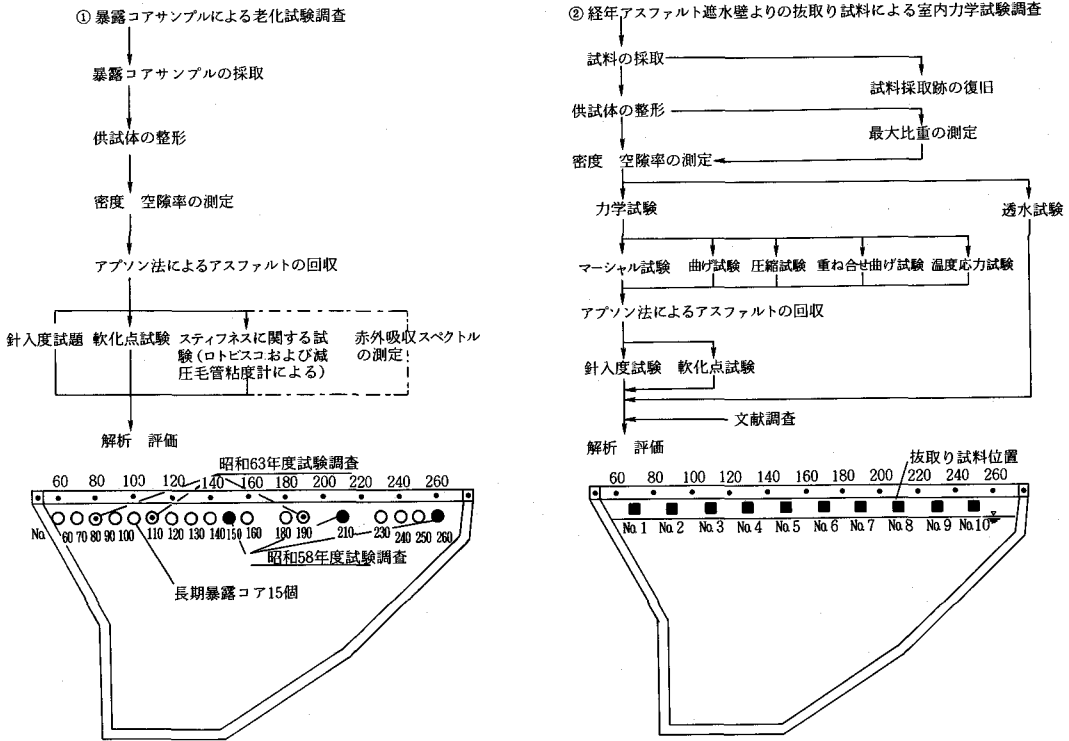
ふるい目の開き (mm)	通過重量百分率 (%)
13	100
10	88.4
5.0	67.0
2.5	48.0
1.2	34.4
0.6	28.5
0.3	17.7
0.15	8.9
0.074	7.2
アスファルト	5.8(重量)

表-5 比較に用いた道路用密粒度
アスファルトコンクリート
の混合物の主な性状

アスファルト	ストレートアスファルト 80/100
針 入 度 (100 gr, 5 sec, 25°C)	86
軟 化 点	47.8°C
針 入 度 指 数	-0.4

表—6 双葉ダムアスファルト遮水壁追跡調査年次計画

試験調査項目	試験調査年表								備考
	昭和54年 1979年	昭和59年 1984年	平成1年 1989年	平成6年 1994年	平成11年 1999年	平成16年 2004年	平成21年 2009年	平成26年 2014年	
暴露コアサンプル試験調査	昭和58年 昭和63年 平成5年 平成10年 平成15年 平成20年 ● ● ● ● ● ● 3個 3個 3個 3個 3個 3個 経年5年 経年10年 経年15年 経年20年 経年25年 経年30年								コアサンプル 全数 18個
経年アスファルト遮水壁よりの抜き取り試料室内力学試験	昭和59年 平成6年 平成16年 平成26年 ■ ■ ■ ■ 2個所 2個所 2個所 2個所 経年6年 経年16年 経年26年 経年36年								抜き取り試料 全数 8個



図—4 双葉ダムアスファルトフェーシングの調査計画フローシート

率等により間接的に判断されている状況にある。

またこの種の研究の歴史も浅いことから、温度応力、許容変形能等も初期的にはほとんど問題にならないとされているが、疲労問題等を複合した場合、まだ未解決の課題がとり残されている。

従って、双葉ダムでは諸事項の課題点を検討しフェーシングの安全性を確認するため、下記の追跡調査を実施するものである。

① 暴露コアサンプルによる疲労試験調査

施工後5ヶ年経過の昭和58年調査を初回として、更に5ヶ年おきに3個ずつ30年間継続し間接的な暴露コアサンプルによって調査試験を行う。

② 経年アスファルトフェーシングよりの抜取り試料による室内力学試験調査

暴露コアサンプル疲労試験の隔年に堤体洪水位上位のフェーシング部より、昭和59年度を初回として10ヶ年毎に大型抜取り(φ50cm)試料で、室内力学試験を行う。

本試験調査計画の追跡調査年次計画は、表-6、試験内容のフローシートは図-4に示すとおりである。

4. 調査試験結果

本報は、アスファルトフェーシング舗設後10ヶ年経過における間に実施した初年度調査(昭和58年度)から昭和63年度調査までの結果をとりまとめたものであり、その分析項目は下記の通りである。

- ① 回収アスファルトの疲労性状 (昭和58, 59, 63年度 調査試験)
- ② 表層密粒度アスコンの遮水性 (昭和59年度 調査試験)
- ③ 表層密粒度アスコンの力学特性, 変形特性 (昭和59年度 調査試験)
- ④ 表層密粒度アスコンの温度応力特性 (昭和59年度 調査試験)

(1) 回収アスファルトの疲労性状

回収アスファルトの物理試験結果を表-7、針入度と軟化点の経時変化と既往データとの比較を図-5、図-6に示す。

舗設後のアスファルトの針入度軟化点の変化は、舗設後1年間において著しく、1年後~2年後にかけても疲労は若干進行し、2年後以降は疲労速度は鈍化すると一般的に言われている。

図-5より、10年経過後の本ダムアスファルト

表-7 双葉ダムアスファルトフェーシング回収アスファルト試験結果

測定年度	針入度 ¹⁾ (25℃, 100gr, 5 sec)	軟化点 (R&B) (℃)	針入度 指数 ²⁾ P I	ロトビスコRV-3による粘度 (poises)					A I型減 庄毛管粘 度計による 粘度 ³⁾ (poises) 60℃	針入度値 から算出 した粘 度 ³⁾ (poises) 25℃	文献調査 等による 傾向
				40℃	50℃	60℃	70℃	80℃			
原アスファルト	89(100)	44.5	-1.3	19800 ³⁾	6720 ³⁾	1850 ³⁾ [1]	—	193 ³⁾	1770	9.73×10 ⁶ [1]	
混合直後 アスファルト	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	残留計入度 60~85%
昭和58年度	53(59)	49.0	-1.4	39650	12900	3230 [1.7]	1110	360	2980	3.06×10 ⁶ [3.1]	
昭和59年度	54(61)	48.0	-1.5	—	—	—	—	—	—	2.86×10 ⁶ [2.9]	
昭和63年度	50(57)	50.0	-1.2	58200	14250	4130 [2.2]	1390	490	—	3.36×10 ⁶ [3.5]	

1) 針入度欄()内数値は残留針入度(%)

2) 針入度指数は、 $A = \frac{\log 800 - \log \text{Pen}(25^\circ\text{C})}{\text{軟化点} - 25} = \frac{20 - \text{P I}}{10 + \text{P I}} \times \frac{1}{50}$ より算出

3) 原アスファルトの粘度は、昭和58年9月入手のストレートアスファルト80/100での測定値(参考値)

4) []内数値は、原アスファルトの測定値を1とした時の各測定値との比

5) $\eta(\text{poises}) = \frac{1.58 \times 10^{10}}{\text{Pen}^{2.16}}$, Pen: 標準条件(25℃, 100 gr, 5 sec)の針入度より算出

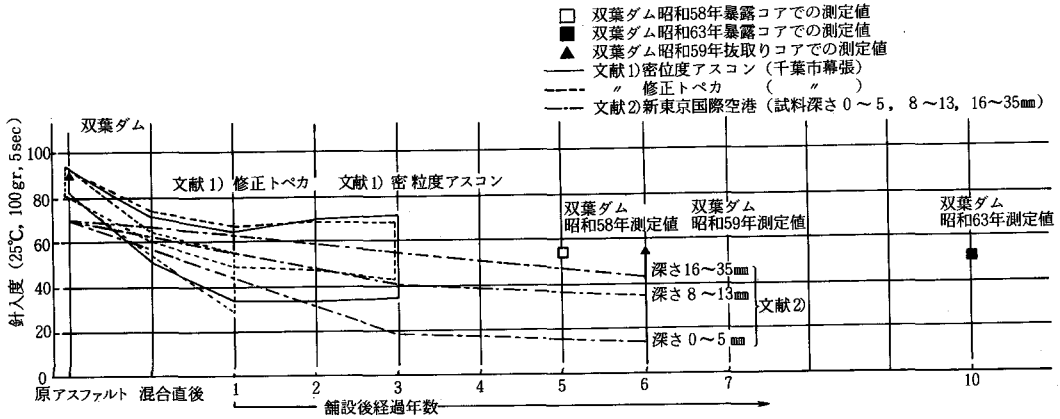


図-5 双葉ダム針入度経時変化と既応データとの比較

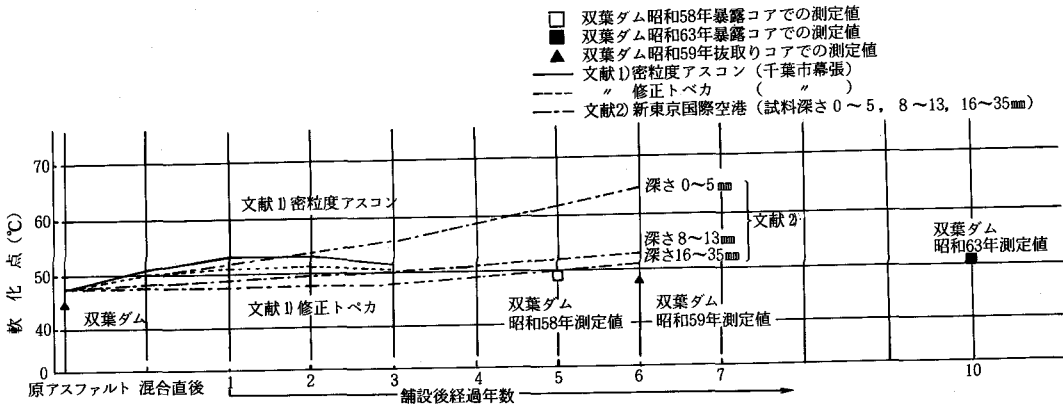


図-6 双葉ダム軟化点経時変化と既応データとの比較

フェーシングの針入度は、既往データの平均値、またはそれ以上の所に位置するものであり、また、軟化点は、図-6より既往データの下限に位置するものと考えられ、回収アスファルトの物理性状から判断される本ダムアスファルトフェーシング混合物の疲労程度は、これら既往データの混合物に比較して同程度か、もしくは少ないものと考えられる。また、今後の性状変化は、文献の示す変化の傾向、および本ダム過去3回の測定結果等により、非常に少ないものと推察される。

これらのことから、双葉ダムアスファルトフェーシングの混合物の疲労性状からみた長期耐久性は、充分期待できるものと考えられる。

(2) 表層密粒度アスコンの遮水性

アスファルトフェーシング混合物をダム斜面より採取した表層密粒度アスコン第3層の試料の透水試験の結果は、表-8に示すとおり、いずれのサンプルも、600時間経過しても透水は認められなかった。そこで、①定常状態での透水量と透水

表-8 透水試験結果

供試体 No.	密度 (g/cm ³)	空隙率 (%)	透水量 (cm ³)	透水係数 (cm/sec)
1	2.394	1.4	0	600時間経過後も透水は認められなかった。
2	2.392	1.5	0	
3	2.401	1.2	0	
4	2.416	0.5	0	
5	2.396	1.4	0	
6	2.411	0.7	0	
平均	2.402	1.1		

(注) 加圧力 = 1 kg/cm², 加圧時間 = 600時間, 試験温 = 5°C

係数の関係、②空隙率と透水係数の関係、から透水係数の推定をした結果、 1×10^{-9} cm/sec以下であると推定され、設計条件 6×10^{-7} cm/secを充分満足しており、遮水性能については全く問題ないものと考えられる。

(3) 表層密粒度アスコンの力学特性、変形特性

① マーシャル安定度試験

表-9 マーシャル試験結果

密度 (g/cm ³)	空隙率 (%)	安定度 (kg)	フロー値 (1/100cm)	備考
2.411	0.7	602	102	空隙率は最大比重 2.429 を用いて算出した。

所定位置より採取した試料にて、KODAN202-1975に準じて行った2ヶ所、6試料の試験平均結果を、表-9に示す。

マーシャル特性値は、空隙率が現場および室内測定値の下限側に位置し、安定度、フロー値は現場管理範囲のほぼ中央に位置しており力学的には、建設当初と大差ない値を示している。

② 曲げ試験

曲げ試験は、現地採取試料表面の保護層アスファルトマスチックをダイヤモンドカッターで除去した密粒度アスコン第3層より、表-10に示す供試体寸法に切り出し、同表に示す試験条件で行っ

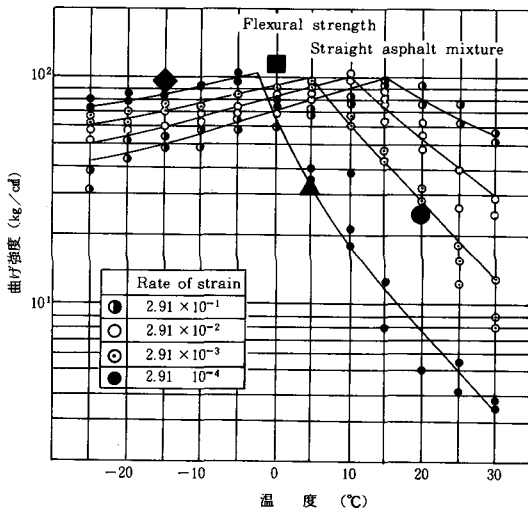


図-7 曲げ強度～温度

表-11 曲げ試験結果

温度 (°C)	ひずみ速度 (1/sec)	降伏ひずみ (%)	強度 (kg/cm²)	スティフネス (kg/cm²)
20	5×10^{-3}	4.32	25.5	590
5	5×10^{-2}	3.28	31.8	969
0	5×10^{-3}	0.38	119.5	31700
-15	1×10^{-2}	0.19	96.2	50500

た。曲げ試験の解析は、両端単純支持に中央集中載荷させた場合の三点曲げモデルとし、その結果は表-11に示すとおりである。

菅原等(文献3)が、報告している「各種の舗装用混合物の力学性状に関する研究」に示されている一般道路用混合物の曲げ試験結果を例に、本

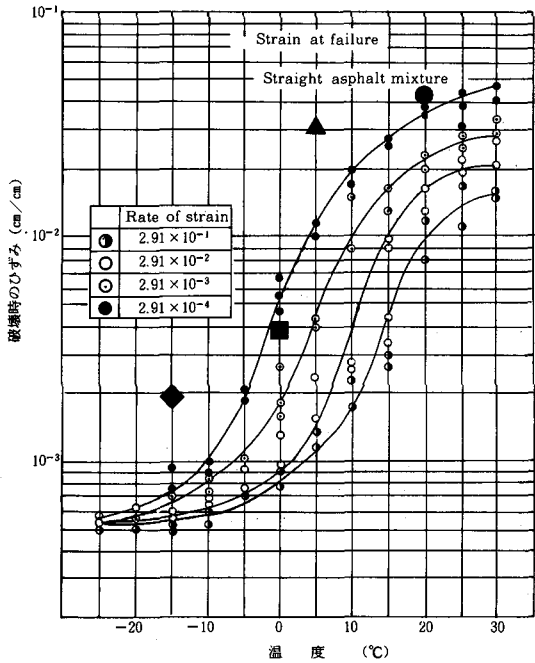
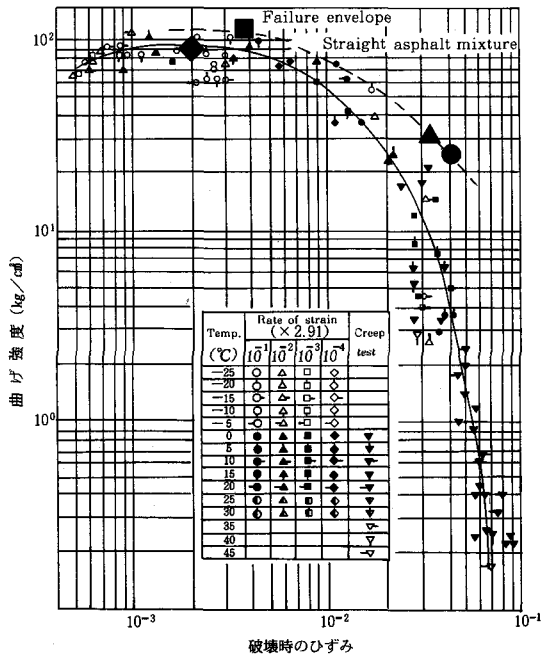


図-8 破壊時のひずみ～温度

表-10 曲げ試験条件および数量

項目	試験条件				数量
供試体寸法	4×4×30cm				4条件×3本=12本
スパン	20cm				
温度およびひずみ速度(変位速度)	20°C	5°C	0°C	-15°C	
	5×10^{-3} 1/sec (5 cm/min)	5×10^{-5} 1/sec (0.05 cm/min)	5×10^{-5} 1/sec (5 cm/min)	1×10^{-2} 1/sec (10 cm/min)	

(注) 供試体切り出し位置は表層密粒度アスコン第1層



昭和59年度 双葉ダム採取コア測定値

- 20°C, 5 × 10⁻³ 1/SEC
- ▲ 5°C, 5 × 10⁻⁵ 1/SEC
- 0°C, 5 × 10⁻³ 1/SEC
- ◆ -15°C, 1 × 10⁻² 1/SEC

図-9 アスファルト混合物の破壊包絡線

ダムの試験結果をプロットすると、図-7～図-10のようになる。各図より、道路用混合物と比較してみると、曲げ強度は大差ないものの、曲げひずみは道路混合物より数倍大きく、破壊包絡線も道路用のそれとは異なり外側に大きく広がった形を示しており変形能の大きい混合物であることを示している。また、建設時の室内配合設計データと比較すると、曲げ強度についてはほぼ同等、ひずみ量については、それ以上の値（各温度において1.3倍程度）を示していたことから、6年経過後も力学特性値の変化は少なく供用後の変形能も充

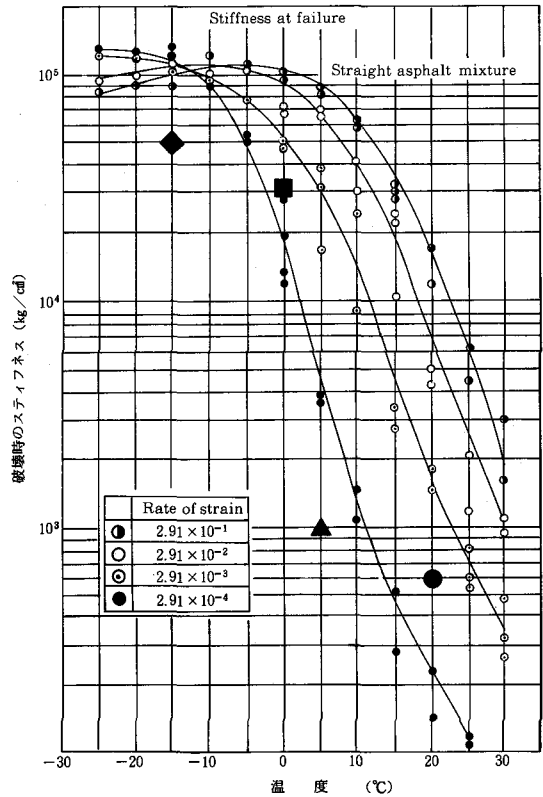


図-10 破壊時のスティフネス～温度

表-13 一軸圧縮試験結果

温度 (°C)	ひずみ速度 (1/sec)	降伏ひずみ (%)	強度 (kg/cm²)	スティフネス (kg/cm²)
20	8.3 × 10 ⁻⁴	6.86	17.2	252
5	8.3 × 10 ⁻⁵	4.93	43.8	934
0	8.3 × 10 ⁻⁴	1.94	133.9	6910
-15	8.3 × 10 ⁻³	0.77	481.2	62400

分期待できるものと思われる。

③ 一軸圧縮試験

供試体は、曲げ試験と同様の要領で作成し、表

図-12 一軸圧縮試験条件および数量

項目	試験条件				数量
供試体寸法	5×5×10cm				4条件×3本=12本
スパン	10cm				
温度およびひずみ速度 (変位速度)	20°C	5°C	0°C	-15°C	
	8×10 ⁻⁴ 1/sec (0.5cm/min)	8×10 ⁻⁵ 1/sec (0.05cm/min)	8×10 ⁻⁴ 1/sec (0.5cm/min)	8×10 ⁻³ 1/sec (5cm/min)	

表-14 重ね合せ曲げ試験条件および数量

項	目	試 験 条 件		数 量
初期条件	供 試 体 寸 法	4×4×30cm		2条件×3本=6本
	ス パ ン	30cm		
	載 荷 方 法	自重クリープ		
	温 度	20℃		
	初 期 設 定 ひ ず み	1%, 3%		
応力緩和	温 度	20℃		
	時 間	24時間(クリープ変形時間を含む)		
重曲 ねげ 合せ 試験	温度およびひずみ速度 (変位速度)	5℃	-15℃	
		5×10 ⁻⁵ l/sec (0.05cm/min)	1×10 ⁻² l/sec (10cm/min)	

—12に示す試験条件で行い、表—13の結果を得た。この結果を、一般道路用混合物の圧縮試験結果と比較してみると、圧縮強度は同程度の値を示しているが、圧縮ひずみは道路用のそれと比べて相当大きい値を示している。

④ 重ね合せ曲げ試験(変形特性)

アスファルトフェーシング部の変形特性を把握するため、重ね合わせ曲げ試験を行ったが、その試験条件を表—14に示し、その結果を表—15に示す。また、表中の条件設定は下記の通りである。

- ・湛水時を想定した試験条件

表—15 重ね合せ曲げ試験結果

温度(℃)	ひずみ速度(l/sec)	初期ひずみ(%)	降伏ひずみ(%)	強度(kg/cm ²)	ステイフネス(kg/cm ²)
5	5×10 ⁻³	0	4.15 (1)	30.4 (1)	732 (1)
		1	3.81 (0.92)	31.0 (1.02)	818 (1.12)
		3	2.94 (0.71)	32.5 (1.07)	1110 (1.52)
-15	1×10 ⁻²	0	0.22 (1)	97.6 (1)	44200 (1)
		1	0.29 (1.32)	106.9 (1.10)	36600 (0.83)
		3	0.29 (1.32)	114.3 (1.17)	39200 (0.89)

(注) ()内数値は、初期設定ひずみ量0%での強度、降伏ひずみを1とした時の各初期設定ひずみ量でのそれとの比

- ・温度5℃: 水圧による遮水壁のひずみはダム深部のカットオフ近傍で最大となるので、この位置における水温に対応した値として設定。
- ・ひずみ速度5×10⁻⁵l/sec: 湛水の場合、一般に10⁻³l/sec程度以下と考えられるが試験方法等を考慮し、かつ安全側の値として設定。
- ・地震時を想定した試験条件
 - ・温度-15℃: 地震時における遮水壁のひずみは、上部で大きくなり冬期、遮水壁が貯水池水面上に露出している場合を考慮して現地での気象観測データによる日平均最低気温が-13.3℃であり、遮水壁の最低温度が-6℃であることから安全側の値として設定。
 - ・ひずみ速度1×10⁻²l/sec: 地震時におけるひずみ速度は一般に10⁻³l/sec程度であるが、安全側の値として設定。
- ・初期ひずみを1%, 3%に設定した理由

現在の遮水壁の変形状況は、カットオフ近傍で沈下最大値を示している。この状態から、今後、湛水、水位変動、地震等の外力を受けた場合、遮水壁が破壊することなく供用出来るかどうかを検証するため、現状の遮水壁に生じているひずみ量、およびこのひずみ量に将来湛水により遮水壁に生じるひずみ量を初期ひずみ量として設定した。

 - ・現状対応: 変形により軸が伸びたものとす

ると、軸の伸びは、0.2%であり、弾性床上の梁と考えると曲げによる引張ひずみは、0.7%である。したがって安全側として初期ひずみは、1%とした。

- 湛水後対応：湛水による引張ひずみは、厳密には F. E. M. 解析等により求めないと判明しないが、ここでは、2%とした。したがって、安全側の値として初期ひずみは、現状対応の1%を加えて3%とした。

試験結果において、初期設定ひずみ量と降伏ひずみとの関係は、温度5°C、ひずみ速度 $5 \times 10^{-5} \text{ l/sec}$ の場合（延性破壊）、初期設定ひずみ量が大きくなると降伏ひずみが若干低下する傾向を示しているが、温度-15°C、ひずみ速度 $1 \times 10^{-2} \text{ l/sec}$ の場合（脆性破壊）、初期設定のひずみ量0%に比較して、初期設定ひずみ量1%、3%の方が若干大きな値を示している。

一方、初期設定ひずみ量と強度の関係は、温度-15°C、ひずみ速度 $1 \times 10^{-2} \text{ l/sec}$ の場合、温度 $5 \times 10^{-5} \text{ l/sec}$ の場合、いずれも初期設定ひずみ量0%に比較して、初期設定ひずみ量1%、3%の強度はほとんど変化なく、同程度の値を示している。これらのことは、アスファルトコンクリートは、ある条件での降伏ひずみ内の残留ひずみを生じて、応力緩和後は、また初期の変形能が期待できることを示している。

換言すれば、応力緩和後は、応力履歴の影響をほとんど受けず、次の変形時には前の残留ひずみを無視できることを示している。従って湛水時、水位変動時あるいは、地震時のアスファルト遮水壁のひずみを検討する場合、湛水前に生じたひずみ量（残留ひずみ量）は、考慮せずそれぞれ独立したひずみとして取り扱うことができる。

このことから、湛水前の測定によれば、当ダムアスファルト遮水壁に0.7%程度のひずみが発生していたが、現在までに長時間経過していることから応力緩和しているものと考えられ、今後、この状態から湛水しても変形前の状態から湛水したとはほぼ同条件であると考えて良い。

現在発生しているひずみ状態から、今後、湛水、水位変動、地震等の外力を受けた場合、現状のアスファルト遮水壁が破壊することなく供用できるかを検証するため、試験条件として現状のアスファルト遮水壁に生じているひずみ量1.0%（0.7%

≒1.0%とした。）、およびこのひずみ量に将来湛水等外力により遮水壁に生じるひずみ量を加えたひずみ量3%を試験試料に与え、湛水時を想定した試験条件（5°C、 $5 \times 10^{-5} \text{ l/sec}$ ）、および地震時を想定した試験条件（-15°C、 $1 \times 10^{-2} \text{ l/sec}$ ）の曲げ試験の結果は、それぞれ4%、0.3%程度のひずみが得られた。しかしアスファルトコンクリートのひずみが温度とひずみ速度によって大きく異なること、試験条件が実際の条件より安全側に設定したこと等を考慮すると、この条件で得られた値は相当安全を見込んだ値となるが、詳細な検討は、今後 F. E. M. 数値解析により確認する必要があると思われる。

(4) 表層密粒度アスコン温度応力特性

双葉ダムは、農業用水の水源確保のため建設されたダムであるところから、冬期間の大半はアスファルト遮水壁が露出する。このため積雪するまでの期間と、融雪時の雪庇の落下、滑落した時には、外気温によって冷却され内部応力が発生する。この内部応力によってアスファルトコンクリートは時として破断する可能性がある。これはアスファルトコンクリートのもつ応力緩和性状により一般的には時間とともに発生した応力は消滅し、破壊には至らないとされているが、久保等（文献4）の報告によれば、外気温が低い時に短時間のうちに舗装が大きな温度低下を受けると過大な応力が生じ、この時の伸びまたは応力が混合物のもつ限界ひずみまたは応力を越えたときに亀裂が発生する場合があるとされている。本試験は双葉ダムアスファルトフェーシング部より採取した試料と道路用混合物について、温度応力試験を実施し、比較検討したものである。試験条件は表-16に示すとおりである。

図-16 温度応力試験条件および数量

項目	試験条件	数量
冷却開始温度	10°C	2条件 ×3本 =6本
温度勾配	-3°C/h, -6°C/h	
供試体寸法	2.5×2.5×26cm	

なお、試験条件の設定理由を下記に示す。

① 初期温度（10°C）

- 現地気象データ（1月～3月）によれば、最高気温は最高3°Cである。

- ・倶知安測候所のデータによる最高気温は3.4°Cである。
- ・アスファルト舗装表面の温度は冬期間の測定によれば、気温より10°C程度高くなる場合がある。
- ・5°C程度以下での供試体セットは困難であり、セットミスによる供試体破損が多い。また10°C程度で供試体をセットすれば、セット時のわずかな偏心は緩和により吸収可能である。
- ・過去の試験例によれば10°C以下においてほとんど温度応力を生じていない。

② 温度勾配 (-3°C/h, -6°C/h)

- ・現地気象データによれば最高気温から最低温度に至る平均温度勾配は、(温度差 10°C以上)は、1~2°C/hである。
- ・倶知安測候所データでは、1°C/h程度である。
- ・アスファルト舗装表面の温度変化は、現地測定によれば、気温の変化より激しく2倍程度変化を示している。
- ・現地気象データによる、1時間当りの温度変化はそのほとんどが1~2°Cであり、最大で7°Cとなっている。
- ・倶知安測候所データでは、1~2°C/hの変化で、最大5°Cである。
- ・既応の研究においては、気象条件から考えられる温度勾配範囲で主として、-3°C,

-6°C, -12°C/hで試験をしている例が多い。

一般にアスファルト混合物は、両端拘束の状態 で一定温度勾配の温度変化を受けると、温度低下にともない次第に温度応力が大きくなるが、ある温度を境に温度応力との関係がほぼ直線となる。

この直線に移る点を転移点とし、これより低温側では応力緩和が期待できない領域、一方これより高温側では応力緩和が期待できる領域と呼ばれ、2つの領域で応力の発生状態が著しく異なる。

試験結果、転移点附近の性状を表-17、温度勾配が異なる時の破壊時の性状を表-18に示す。

-3°C/hの試験値をプロットすれば、図-11の

表-18 温度勾配が異なる時の破壊時の性状

供試体番号	冷却開始温度 (°C)	温度勾配 (°C/h)	破壊温度 (°C)	破壊強度 (kg/cm ²)
4-H-1	10	-3	-34.9	35.9
3-H-2	10	-3	-35.2	34.0
4-H-2	10	-3	-33.8	31.2
平均			-34.6	33.7
2-H-2	10	-6	-37.2	44.5
3-H-1	10	-6	-34.5	38.8
1-H-2	10	-6	-33.8	35.6
平均			-35.2	39.6
道路用混合物*	10	-3	-30.8	30.1

* 実験室作製の道路用混合物 (付表参照)

表-17 転移点附近の性状 (冷却開始温度10°C)

供試体番号	温度勾配 (°C/h)	転移点温度 (°C)	転移点応力 (kg/cm ²)	直線部勾配 (kg/cm ² °C)
4-H-1	-3	-21.2	13.5	1.60
3-H-2	-3	-20.2	10.7	1.59
4-H-2	-3	-20.2	10.8	1.59
平均		-20.5	11.7	1.59
2-H-2	-6	-20.3	12.8	1.61
3-H-1	-6	-20.5	13.8	1.86
1-H-2	-6	-20.0	12.5	1.72
平均		-20.3	13.0	1.73
道路用混合物*	-3	-19.6	12.4	1.72

* 実験室作製の道路用混合物 (付表参照)

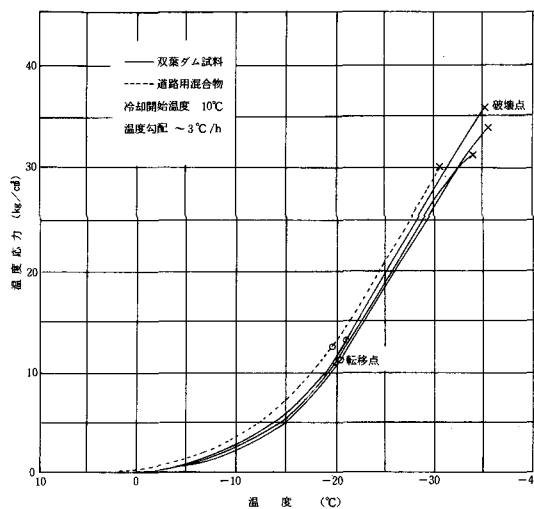
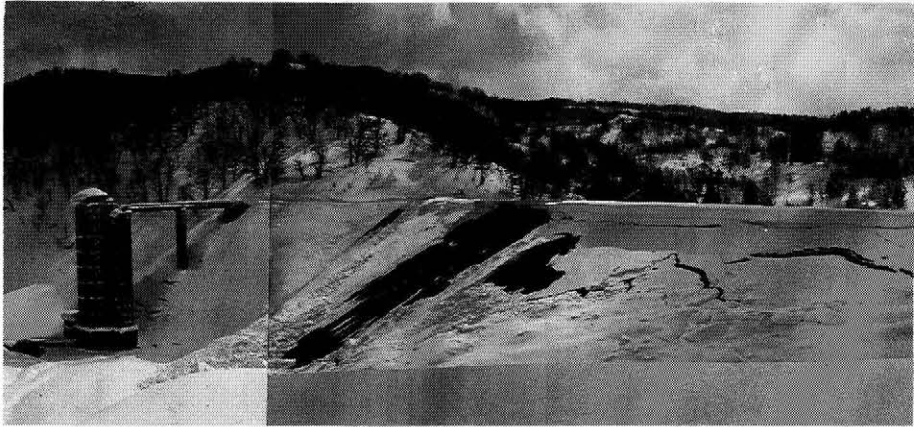


図-11 温度応力と温度との関係



写真一 融雪時の双葉ダム

ようになるが、本ダム試料の転移点温度は、道路用混合物より約 1°C 程度低く、破壊温度は約 4°C 程度低い。このことは、一般道路用混合物と比較して本ダム試料は応力緩和領域が広く、温度応力による亀裂等が発生しづらいと言える。

また、同時に温度勾配を -6°C/h と変化させた試験の結果は、破壊温度に有意差がないように思われ、破壊強度において温度勾配が変化しても 30kg/cm^2 以上の値となるが、脆性破壊現象のため若干ばらついているが、温度勾配が小さくなると若干小さくなる傾向を示している。

本ダム試料においては、表-16に示すように、温度勾配 -3°C/h で 33.7kg/cm^2 、 -6°C/h で 39.6kg/cm^2 であった。

これらのことは、現地での気象データより、冬期間の最低温度が -24.1°C であり温度応力試験による破壊温度 -33°C 以下とは約 10°C の差があり、気温と舗装体温度とはタイムラグがあることから、最低気温が長時間継続した状態となることは非常にまれであること等を考慮すると、温度応力によりアスファルトフェーシングに亀裂が入ることは無いものと考えられる。

なお、試験終了後、供試体の破壊断面の形状について観察すると、いずれの場合も、破壊は中央部ではなく、治具に近い部分で発生しており、接着部は健全であった。この破壊は骨材とアスファルトモルタルの界面、ならびに骨材を破断する形態で発生していた。

5. あとがき

双葉ダムの、このたびの各種調査試験の結果

より、今後長期にわたって継続されるであろう追跡調査における諸数値の初期値が得られたこと、アスファルトの長期耐久性が期待されること、遮水壁が不透水性であることの確認、温度応力による亀裂の発生への心配がないこと、変形した遮水壁が供用後の外力に対しても変形前の状態から供用したとほぼ同じであることの確認等がなされ、今供用開始を迎えようとしている。

アスファルトフェーシングダムの耐久性は、諸外国において施工後50年以上、国内においても15年以上経過しており、その施工実績から証明されているが、施工後あるいは供用開始後長期にわたりアスファルトの性状を追跡調査し、アスファルトの性状変化がフェーシングの供用性に与える影響について調査、検討された例は見当たらない。

従って今回まで実施された調査試験結果および今後の長期にわたる追跡結果は、この種のダムの耐久性、安全性を検討するうえで重要な資料となるものと考えられる。

双葉ダムは、完成検査を終え今後地元の管理団体での供用開始を迎えようとしている。

最後に、このたび幾多の困難を克服し双葉ダムの完成を迎えたことは、多くの関係機関の御指導、御協力ならびに設計、工事に携わった諸先輩の努力に、またこの調査試験に関与した関係各位に深く敬意を表するものである。

参考文献

- 1) 近藤紀 他『幕張試験舗装におけるアスファルトの性状の経年変化』建設省土木技術資料 14-1
- 2) 皆川葉一他『新東京国際空港における既設アスフ

- ァルト混合物の試験調査』舗装 vol. 16, 1981. 7
 3) 菅原照雄, 間山正一『各種の舗装用混合物の力学性状に関する研究(第2報)主として混合物の破壊性状』石油学会誌 vol. 22, No. 3, 1979
 4) 久保 宏, 菅原照雄, 森吉昭博『温度応力によるアスファルト舗装のクラック破壊』土木学会誌 1979. 4
 5) William H. Gotolski, Stanley K. Ciesielski

- and Luther N.『Progressive report on changing asphalt properties of in-service pavement in Pennsylvania』Proc. Assn. Asphalt Paving Tech. vol. 33, 1964
 6) R. N. Traxler『Paving performance and durability as affected by asphalt properties』Proc. Assn. Asphalt Paving Tech. vol. 32, 1963

農業開発・地域開発の総合建設コンサルタント

土と水 をデザインする……豊富な経験と優れた技術



株式会社 三祐コンサルタント

取締役社長 久野彦一
 取締役副社長 長柄要
 取締役副社長 渡辺滋勝
 取締役副社長 樋口昭一郎

本社	〒460 名古屋市中区錦2丁目15番22号(協銀ビル)	TEL(052)201-8761(代)
東京支社	〒104 東京都中央区八重洲2丁目2番1号(大和銀行新八重洲口ビル)	TEL(03) 274-4311(代)
社技術部	〒107 東京都港区赤坂2丁目3番4号(ランディック赤坂ビル)	TEL(03) 586-7341(代)
海外事業本部	〒107 東京都港区赤坂2丁目3番4号(ランディック赤坂ビル)	TEL(03) 584-2101(代)
仙台支店	〒980 仙台市上杉1丁目6番10号(仙台北辰ビル)	TEL(0222)63-1857(代)
九州支店	〒860 熊本市紺屋今町1番23号(興亜火災熊本ビル)	TEL(096)354-5226
札幌支店	〒060 札幌市中央区北三条西3丁目(札幌大同生命ビル)	TEL(011)222-3121
四国事務所	〒780 高知県高知市南久万220-12	TEL(0888)24-4425
中国事務所	〒701-02 岡山県岡山市大福529-6	TEL(0862)82-6351
青森営業所	〒030-02 青森市大字新城字山田589-28	TEL(0177)88-3793
技術研究所	〒478 愛知県知多市八幡字中嶋121番地	TEL(0562)32-1351

神竜頭首工エプロン部における 耐摩耗性コンクリートの施工について

湯 浅 明* 本 山 英 明**
林 誠 司** 草 薙 忍**

目 次	
まえがき	54
1. 北空知地区及び神竜頭首工の概要	54
2. グラノリシックコンクリート	55
3. 耐摩耗性コンクリートの採用経緯	56
4. 耐摩耗性コンクリートの設計, 施工, 効果	57
4-1 コンクリートの生産方法	57
4-2 擦り減り抵抗度確認試験 (耐摩耗度測定試験)	57
4-3 コンクリートの養生	59
おわりに	60

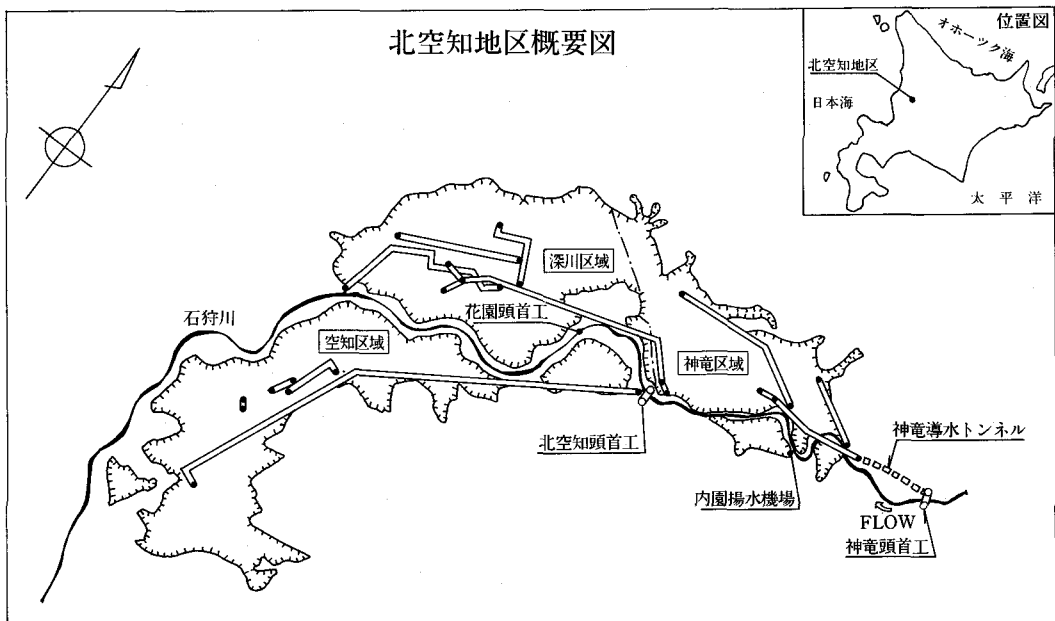
まえがき

現在、国営かんがい排水事業北空知地区における建設工事の一環として、石狩川中流域に神竜頭首工を建設中である。そのエプロン部において、耐摩耗性強化のため、現場状況、施工性、その他の諸条件を考慮したコンクリートを打設することとなった。本報文において、このコンクリートを耐摩耗性コンクリートと呼ぶことにする。耐摩耗性コンクリートの採用にあたっては、様々な面か

ら検討し、砂防ダム越流部に数多く採用されているグラノリシックコンクリートを参考とすることになった。このコンクリートは今後、頭首工の新しい技術として期待されるものであらうと思われ、この度の採用にあたり、その採用経緯と施工技術の要点を以下に述べることにする。

1. 北空知地区及び神竜頭首工の概要

国営かんがい排水事業北空知地区は石狩川中流域に開けた平坦で肥沃な土壌と水利に恵まれた、



*室蘭開発建設部 日高農業開発事業所
**旭川開発建設部 旭川観業事務所

神竜、深川、空知の3水利区域12,787haにおいて、機械及び圃場の大型化による高生産性農業の確立にともなう、代掻期間の短縮、深水かんがい等の水源確保のため、基幹水利施設の改良整備を行うものである。

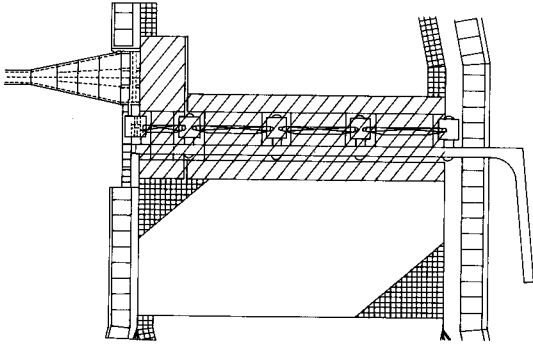


図-1 神竜頭首工一般平面図

このため、石狩川の北空知頭首工及び神竜頭首工を改築、花園頭首工、内園揚水機場を統合し、現況石狩川最大取水量約52m³/secを約72m³/secに増量取水する計画である。また、接続する用水路や地域排水路も機能不足や老朽化が著しいため神竜導水トンネルの移設をはじめとして、揚水機場1箇所、用水路14条延べ65.4km、排水路4条延べ15.5kmについて改良整備を行う。

神竜頭首工は旭川市神居古潭の旧神竜頭首工の

下流約100mの地点に北空知地区の2大取水源の1つとして昭和61年から4年国債で工事が行われている。新頭首工完成後は、神竜地域を中心にして約3,270haの圃場へ、最大取水量21.165m³/secを送水しようとするものである。神竜頭首工は堤長117m、洪水吐ゲート3門（ローラーゲート30m×3.5m）、土砂吐ゲート1門（2段式ローラーゲート16.5m×4.0m）、取水ゲート3門（スライドゲート5.9m×1.9m）を有するフィックスドタイプの頭首工である。また、頭首工基礎岩盤は、神居古潭変成帯の影響を受けてはいるが堅固な緑色片岩、黒色片岩、蛇紋岩の3種の岩から成っている。

2. グラノリシックコンクリート

グラノリシックコンクリートは『細骨材を使わず、水セメント比を極度に小さくし、スランブを0程度に抑えたコンクリート』（設計基準一頭首工）である。粗骨材をセメントペーストだけで結合しているコンクリートとも言える。摩耗に対する抵抗性が特に大きいため、砂防ダムの越流部、頭首工の護床部（エプロン）等流砂の影響を受けやすい場所では有効な工法である。本頭首工においては、このグラノリシックコンクリートの摩耗に対する抵抗性の大きい点に着目し、施工性等の問題点を検討し、グラノリシックコンクリートの考え方を基本にした耐摩耗性コンクリートを採用

表-1 コンクリートの耐摩耗処理工法の特徴

耐摩耗工法	① 真空処理法	② 高強度コンクリート	③ 鋼繊維補強コンクリート	④ グラノリシックコンクリート
工法概要	打設直後真空ポンプ等を使って必要以外の水分を除去する。	水セメント比、単位水量を減らし添加材等も加える。	鋼繊維（スチールファイバー）を混入する。	細骨材を使わず、水セメント比が少なく単位セメント量が非常に多い。
施工性及び特徴	簡単で大量打設が可能。作業性も良い。一層の厚さは30cmが限度である。	施工が容易で作業性が良い。ブロックを小さめにしなないと表面にクラックが発生する。	鋼繊維を均一に混入するのが難しく、スランブ低下が急なため混合後直ちに打設する必要がある。	スランブが小さく作業性に劣る。均一に突固めなければならない。規模、施工、厚さの大小いづれも対応は可能。
耐摩耗性	比較的強い。	真空処理よりは優れる。	相当強い。	相当強い。
耐衝撃性	弱い。	優れる。	優れる。	相当強い。
経済性	低廉。	（基準）	相当高い。	やや高い。

することになった。

3. 耐摩耗性コンクリートの採用経緯

水利構造物が土砂を含んだ流水により、擦り減り摩耗により被害を受けた例は数限りない。これらは普通数十年の耐久性を要求されるコンクリート構造物の寿命を著しく短縮するとともに、その補修には多くの費用と期間がかかり技術的にも難しいものが多い。

神竜頭首工の建設場所である旭川市神居古潭は、石狩川の川幅が特に狭くなっているところで、河床勾配も1/320程度と急であるため、流速が大きく、玉石、砂利、砂等の流下の激しい場所である。このため、頭首工エプロン部など流下物の影響を受けやすい場所については、耐摩耗処理について特に重点を置いた設計を行うこととした。

コンクリートの耐摩耗性強化という面では、従来より幾つかの工法がとられてきている。列記すると

- ① 真空処理法
- ② 高強度コンクリート
- ③ 鋼繊維補強コンクリート
- ④ グラノリシックコンクリート
- ⑤ 樹脂コンクリート

⑥ 鋼板保護コンクリート

⑦ 耐摩耗合成ゴム板

⑧ 石張工

等がある。本報文では、コンクリート表面に被覆あるいは別材料を使用する⑤⑥⑦と材料の確保が大変な⑧を除いた①から④までの工法の比較を試みた。ここでそれらの特徴を簡単にまとめると表一1のようになる。

各工法とも得失があり、一概に最も優れたものを選び出すには難しい問題があるが、本頭首工の設計にあたっては現場条件、施工性、効果等を検討し、

- (1) 多少の価格差であれば、丈夫で長持ちするもの
- (2) 施工の容易なもの
- (3) 打設結果（コンクリートの仕上がり）の優れたもの

を選ぶこととした。特に、建設現場である神居古潭の峡谷急流地形を考慮し、(3)に重点をおいた。その結果、グラノリシックコンクリートが本工事の目的に最も近いものであったが、施工性等の問題で、そのままでは採用できなかった。そこで、以下に述べるような施工性、耐摩耗性等の試験を行い、問題点に改良を加えて耐摩耗性コンクリー

表一2 スランプ試験圧縮強度試験結果

No.	水セメント比 %	単水量 kg/m ³	単位セメント kg/m ³	添加材 kg/m ³	工場スランプ cm	現場スランプ cm	3日強度 kg/cm ²	1週強度 kg/cm ²	4週強度 kg/cm ²	工場ホッパー	現場ホッパー	養生
1	32.3	210	600	50	16.5	—	260	331	428	—	—	工場
2	31.4	204	600	50	12.5	7.0	—	336	380	100%吐出	振動で吐出	現場
3	30.8	200	600	50	10.5	4.5	—	350	386	100%吐出	振動で吐出	現場
4	30.8	200	600	50	10.0	—	282	352	453	—	—	工場
5	30.8	200	600	50	8.5	—	—	—	—	70%吐出	—	現場
6	30.8	185	600	0	7.0	—	—	274	375	70%吐出	—	現場
7	30.2	196	600	50	9.0	4.0	—	365	404	100%吐出	振動で吐出	現場
8	28.5	185	600	50	5.5	—	295	392	478	—	—	工場
9	28.5	185	600	50	4.5	—	—	—	—	出ない	—	現場
10	27.7	180	600	50	3.5	—	349	446	503	—	—	工場
11	27.2	177	600	50	2.5	—	—	—	—	出ない	—	現場
12	26.6	170	600	50	2.0	—	373	456	516	—	—	工場

トとして採用に踏み切った。

4. 耐摩耗性コンクリートの設計、施工、効果

4-1 コンクリートの生産方法

本頭首工の耐摩耗処理を施すコンクリートの施工規模は広さ約3,800m²で、図-1の斜線部で示される個所である。厚さは特に基準はないが、剝離等に耐えられるだけの構造物としての耐久性が必要であることと、砂防ダムの越流部で使用されている耐摩耗処理部分（耐摩耗性コンクリート）の厚さが50cm程度であることから、本頭首工も50cmとした。このコンクリート量約1,900m³は一般構造物の施工規模より大きく、ダムよりは小さくなっている。このため、現場でのプラント生産は経済的でなく、工場プラント生産によるコンクリートを使用することとした。

耐摩耗性コンクリートを採用するにあたってはグラノリシックコンクリートの定義から水セメント比を極度に小さくし、スランプを0程度に抑えるのが理想であるが、施工上コンクリートのスランプ値をある程度大きくする必要があると思われるため、スランプ試験を行い、工場プラントで生産できる水セメント比の最低限度を求めた。また、圧縮強度も調べた。スランプ試験、圧縮強度試験の結果をまとめたものを表-2に示す。（なお、表中の工場ホッパーの欄で〔70%吐き出し〕とあるのは70%程度吐き出したという意味である。また、表は見易くするために水セメント比順とした。）

スランプ試験を行ったのは昭和62年6月である。一方、耐摩耗性コンクリートの施工時期は盛夏時期を避けた9月頃を目標とする。旭川地区の日最高気温の9月の月別平均値は21.1°Cであり6月の22.2°Cと大差ない数値となっている。このため、9月に施工することを考えると、6月のこの試験と同様のスランプ値になると思われる。なお、生コン工場から現場までの距離は約17kmで運搬時間は約30分、練り混ぜから現場までの時間を考えると40~50分位と考えられる。

耐摩耗性コンクリートの工場プラント生産にあたって問題となるのはどこまで水セメント比を落とせるかである。参考としたグラノリシックコンクリートは、頭首工の設計基準によると『セメント750kg/m³、砕石(φMA×25mm)0.90m³に水を少し加えてスランプ0程度のバラバラのコンク

リート……』となっている。しかし、本頭首工の設計では材料の分離を防ぐためにミキサー運搬とするので、セメント量を基準より少なめにし単位セメント量600kg/m³、添加材50kg/m³の合計650kg/m³に粗骨材(φMA×25mm)と水を加えたものを作ることとした。

耐摩耗性にできるだけ富んだコンクリートとするために、極力スランプを落とすようにした。しかし、工場プラント生産の場合あまり水セメント比を落とすと、攪拌された材料が工場プラント内のホッパーから落ちないことがわかった。

工場内プラントでのスランプ試験延べ12回中、工場養生による5回はバッチミキサー練り混ぜによるスランプ試験、圧縮試験のみであったが、現場養生7回については実際に工場プラント内のホッパーを使用して生コンクリートの吐き出し具合も調べた。その結果、生コンクリートの吐き出し状況には大きく分けると3通りあり、全く吐き出されないか、70%程度吐き出されるか、100%吐き出されるかであった。この工場段階における生コンクリートの吐き出されるスピードを考えに入ると、100%吐き出されるものは生コンクリートが吐き出されホッパー内に生コンクリートが残らなくなるまで遅くても10秒まではかからなかった。また、70%出るものは吐き出し速度がそれ以上遅く、残った材料は上から棒状の物で叩いて吐き出した。

したがって、表-2から考えると工場でのスランプ値が5cm程度になると、工場ホッパーからは全く吐き出されず7~8cm程度で1/3程度の残量となり、9~10cm程度にすると完全に吐き出されると思われる。この時の水セメント比は30~31%である。

以上まとめると、工場プラントで生産できる耐摩耗性コンクリートは、水セメント比が最低で30~31%程度（スランプに直すと9~10cm程度）以上であると考えられる。

4-2 擦り減り抵抗度確認試験（耐摩耗度測定試験）

(1) 擦り減り抵抗度確認試験

耐摩耗性コンクリートの耐摩耗性能を確認するため、擦り減り抵抗度確認試験を行った。ここでいう耐摩耗性能とは図-2に示す機械的損傷の抵抗能力をいう。本頭首工のエプロン部は、流下物

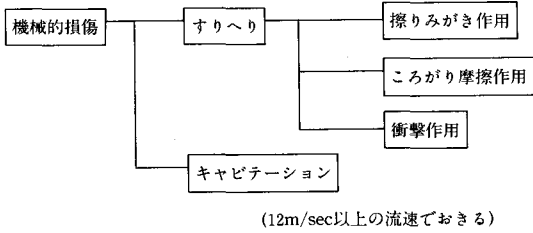


図-2 コンクリートの耐摩耗性能

直径が 20cm 程度、流速については洪水吐において 3.9m/sec、土砂吐下流の射流部において 11.9 m/sec で設計しており、発生する流速から考えられる機械的損傷は、擦り減り現象が主である。本実験では、この擦り減り現象中最も苛酷と考えられる衝撃作用を普通コンクリート、高強度コンクリート、鋼繊維補強コンクリート、耐摩耗性コンクリートの 4 種類について発生させ、耐摩耗性コンクリートの抵抗力が、他のコンクリートより優れていることを確認しようとしたものである。

(2) 供試体

供試体として用いたものは耐摩耗性コンクリートのほか、普通コンクリート、高強度コンクリート、鋼繊維補強コンクリート (SFRC) の 4 種類である。

実験に用いた供試体は 30cm×30cm×6cm の平板で表-3 に示した配合で各 3 個ずつ作製した。

(3) 実験装置及び実験手順

実験装置を図-3 に示す。各供試体ともサンドブラストの砂を供試体面に $\theta = 90^\circ$ (垂直) 及び $\theta = 30^\circ$ になるよう角度を調節して叩きつけ、計 3 回にわたってサンドブラストの噴射を行い時間当たりの摩耗度を測って、その結果から耐摩耗度抵抗値を測定した。実験は図-4 に示す手順で行った。

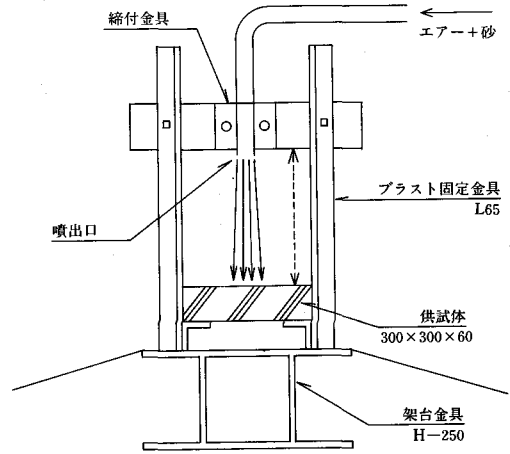


図-3 サンドブラスト吹き付け装置

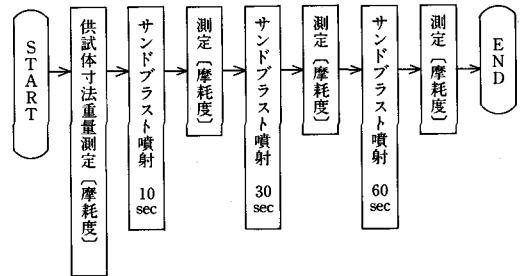


図-4 実験フロー図

た。

(4) 測定結果

各 3 回の測定結果の平均を表 4-1、表 4-2 に示す。摩耗度の測定は以下の特性値から求められる。

- ① コンクリート摩耗減量 (g)
- ② 摩耗度 (直径, 深さ) (mm)

(5) 結果の考察

表-3 擦り減り抵抗確認用コンクリートの配合

コンクリートの種類	呼び強度 kg/cm ²	スラブ cm	水セメント比 %	単位水量 kg/m ³	単位セメント量 kg/m ³	砂 kg/m ³	砂利 kg/m ³	添加材 kg/m ³	圧縮強度 (4 週強度) kg/cm ²
普通コンクリート	225	8	50.1	143	285	746	1,121	0.71	295
高強度コンクリート	400	8	34.2	145	424	640	1,102	1.06	448
鋼繊維補強コンクリート	225	8	50.0	190	380	894	773	1.14	384
耐摩耗性コンクリート	—	7	31.1	202	600	0	1,414	1.63	427

(注) なお、圧縮強度に関しては、各種コンクリート供試体の平均値とした。

表-4-1 摩耗減量 ($\theta=90^\circ$) ~各3回の平均 (直径, 深さはmm)

配 合	全重量 (g)	10sec 後			40sec 後			100sec 後		
		直径	深 さ	減量	直径	深 さ	減量	直径	深 さ	減量
普通コンクリート	12,943	103	13.3	97	120	23.5	233	128	29.5	337
高強度コンクリート	12,910	102	13.5	97	115	21.2	200	123	28.7	303
鋼繊維補強コンクリート	12,970	102	13.3	107	115	19.7	200	122	26.0	313
耐摩耗性コンクリート	12,903	95	12.2	60	113	20.7	163	120	28.2	280

表-4-2 摩耗減量 ($\theta=30^\circ$) ~各3回の平均 (直径, 深さはmm)

配 合	全重量 (g)	10sec 後			40sec 後			100sec 後		
		直径	深 さ	減量	直径	深 さ	減量	直径	深 さ	減量
普通コンクリート	12,703	—	—	87	—	12.3	197	—	21.2	377
高強度コンクリート	12,712	—	—	82	—	11.7	185	—	19.7	292
鋼繊維補強コンクリート	12,688	—	—	77	—	14.2	178	—	23.7	318
耐摩耗性コンクリート	12,613	—	—	68	—	10.7	147	—	15.8	243

(注) 摩耗直径及び深さ (10sec) に関しては, $\theta=90^\circ$ の測定で大差なかったため, 測定を行わなかった。

$\theta=90^\circ$ による噴射で各コンクリートの摩耗減量の差を考察してみると, 10sec 後では耐摩耗性コンクリートの摩耗減量は少ないことがわかる。40sec 後でも, この傾向は続く。これは, 耐摩耗性コンクリートのセメントが粗骨材をペースト状に包み込んでいるコンクリートであるため粗骨材の結合がよく, 細粒骨材分を含んでいて, その大中小の粒子が次々と飛ばされた他のコンクリートより摩耗減量が少なかったと思われる。100sec 後になると各コンクリートとも大差なくなってくる。これは, ある程度深くまで摩耗すると穴状になって, 粗骨材減量が少なくなるためと考えられた。しかし, 依然として耐摩耗性コンクリートの優位性は変わらなかった。

次に, より摩耗現象に近いように噴射角度を $\theta=30^\circ$ に変更して行った。各コンクリートとも $\theta=90^\circ$ の時より10sec 後40sec 後いずれも摩耗減量自体は減っているが, 100sec 後では $\theta=90^\circ$ 時と同じような値となった。これは, 角度を小さくしたため, 浅く広く掘られたためであろう。摩耗減量の相対比較では, 10sec 後はどのコンクリートも大差はないが40sec 後でやや耐摩耗性コンクリートが優ってきており, 100sec 後では明らかな摩耗減量の差となった。

このように, $\theta=90^\circ$, $\theta=30^\circ$ どちらの場合においても耐摩耗性コンクリートの優位性が確認された。

4-3 コンクリートの養生

コンクリート強度に重大な影響を与えるクラック発生を抑えるため本工事において以下の対策を実施した。

- (1) 水和熱を抑えるために低発熱タイプのセメントを使用した。
- (2) 混和剤に遅延剤 (AE 剤) を使用して水和熱のピークを抑制した。
- (3) 打設1ブロック長を平均4~5mとし堤体コンクリートの収縮が小さくなるようにした。
- (4) 夜間放熱及び直射日光からコンクリートを保護するために打設後養生マットで表面を覆って散水養生した。
- (5) コンクリート表面が急に冷えるのを防ぐため, 養生マットに散水する水は冷水を使用せず, コンクリートの保温効果があるよう温水とした。

以上の対策の結果, 外部応力によるとみられる幅0.1~0.3mm程度の不連続のクラックが部分的に見られたが問題のない程度であった。

表—5 抜き取り供試体の圧縮強度試験結果

供 試 ・ 番 号		No. 1		No. 2		No. 3		No. 4	
打 設 年 月 日		昭和62年10月 8 日				平成元年 2 月 3 日			
試 験 年 月 日		平成元年 6 月13日							
材 令 (日)		615				130			
直 径(mm)	上	100.0	100.0	99.9	99.9	100.0	99.0	100.0	100.0
	中	100.1	100.1	99.9	99.8	100.0	100.0	100.0	100.0
	下	100.0	99.9	99.9	99.9	100.0	100.0	100.0	100.0
	平均	100.0		99.9		100.0		100.0	
高 さ(mm)		200.2	200.2	200.2	200.2	200.2	200.2	200.3	200.3
	平均	200.2		200.2		200.2		200.3	
最 大 荷 重 (kg)		44,800		47,500		42,500		42,000	
圧 縮 強 度 (kg/cm ²)		570		605		541		535	

4-4 耐摩耗性コンクリートの効果

なお、内部応力等の影響も懸念されていたが、一般的に頭首工のコンクリートの強度は、

抜き取り供試体/現場養生供試体 ≥ 1.25 以上という結果がある。スランプ試験の際同時に行った現場養生コンクリートの圧縮応力度は 400kg/cm^2 であることから上式より実際に打設したコンクリートの圧縮強度は 500kg/cm^2 以上確保されるものと予想される。そこで、現場における打設後の耐摩耗性コンクリートの抜き取り供試体による圧縮強度試験を行ってみた。その結果を表—5に示す。

社団法人セメント協会によると「コンクリートの擦り減り抵抗は、その圧縮強度と密接な関係があって、圧縮強度の大きいコンクリートほど擦り減り抵抗は大きい。したがって、圧縮強度を高める諸要因がコンクリートの耐摩耗性の向上をはかる条件といえる。しかし圧縮強度を 500kg/cm^2 以上としても擦り減り抵抗は殆ど増大しないので、この程度の強度を目標とするのが合理的と言える。」との報告がある。今回の圧縮強度試験の結果は表—5の通りで、 500kg/cm^2 以上の強度が出ており、内部応力等による影響も特に問題はなかった。よって、この圧縮強度試験により、耐摩耗性

コンクリートとしての摩耗に対する強度は十分達成されていることが確認された。

おわりに

本頭首工では、従来頭首工エプロン部の耐摩耗処理工法ではその施工の困難さから余り使われていないグラノリシックコンクリートを参考とし耐摩耗性コンクリートの工場生産、現場打設工法を採用した。

この結果、

- (1) 施工には多少の困難を伴うものの、スランプ値を多少大きくすることで生コン工場のプラントを利用して十分施工できる。
- (2) 圧縮強度、摩耗性ともに他種のコンクリートより数段優れたものができる。
- (3) ひび割れ等は施工時期を考慮し、施工目地を多くし散水養生をきちんと行えばほとんど入らない。

等、多くの優れた点が見られたのは、ここに報告することとなった。このコンクリートの設計、施工が今後の土木技術のレベルアップの一端になれば幸いである。

最後に、本報文に対し御協力いただいた関係各位に心より感謝致します。

海底送水管の設計と施工について

——畑地帯総合土地改良事業牛窓地区の実施例——

魚 谷 了 一* 金 蔵 法 義**
佐 藤 和 夫*** 大 月 孝 夫***

目 次

1. まえがき	61	6. 管種選定	63
2. 設計諸元	61	7. 工法の検討	66
3. 基本ルートを選定	61	8. 布設工事	66
4. 海底送水管布設計画のための調査	62	9. あとがき	69
5. 路線詳細位置	63		

1. まえがき

本地区は、岡山県の南東部に位置する邑久郡牛窓町の丘陵地帯に展開する畑地420haを対象に、昭和54年度から事業に着手し、63年度末における進度は54%となっている。当地域の農業は露地野菜を中心に産地形成がなされ、有効な土地利用と多品目の組み合わせによって農家一戸当たり所得は県下一を誇っている。

この工事は、牛窓町の離島前島地域の36.4haの畑地にかんがい用水を供給するため、昭和63年度に海底送水管を布設したものであるが、農業土木分野での布設事例が殆どないため、設計、施工にあたっては、厚生省の水道事業や運輸省の港湾事業等を参考とした。(図-1 参照)

2. 海底送水管の設計諸元

受益面積	36.4ha
送水量	37.67 l/s
管径	φ200mm
流速	1.2m/s
静水頭	14.7kg/cm ²
設計水圧	20.6kg/cm ²

3. 基本ルートを選定

ルートの決定にあたっては、図-2のように3

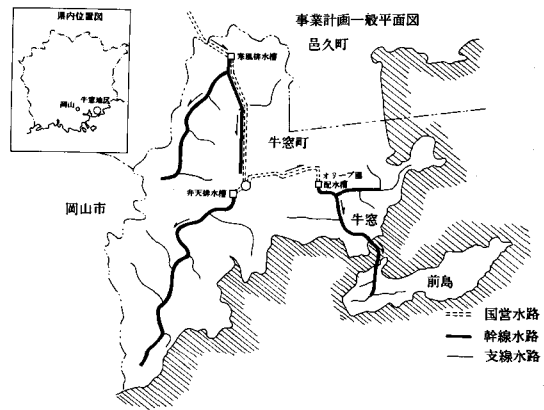


図-1 事業計画一般平面図

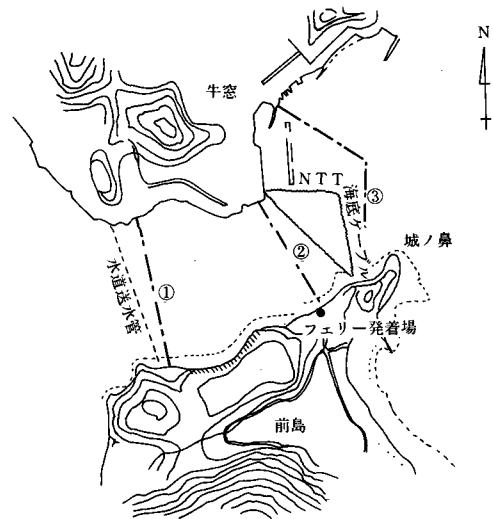


図-2 基本ルート案

* 岡山県農林部
** 岡山県旭東開発建設耕地課
*** " " 事務所

ルートが考えられた。

① 上水道の既設海底送水管に隣接する案である。このルートは施工延長が比較的短く経済的であるが、陸上部配管において、幅員狭小な道路を通ることと上水道と重なるため水道管の移送工事が必要である。

また、海中工事も布設時のアンカー打などで既設管を損傷させる恐れがある。

② ①と同様に陸上配管が家屋密集地で道路幅員が狭小であることと、海中部では前島フェリーの発着場に近接しているため施工時の安全確保が困難である。

③ 3ルートの中では送水管延長が最も長く、前島側の陸上部でNTTの海底ケーブルと接近している部分もあるが、①、②ルートと比べて、陸上部、海中部とも障害が少なく工事が容易である。従って③を採用する。

4. 海底送水管布設計画のための調査

海底送水管布設工事に先立って、布設予定ルートの測量調査を実施した。

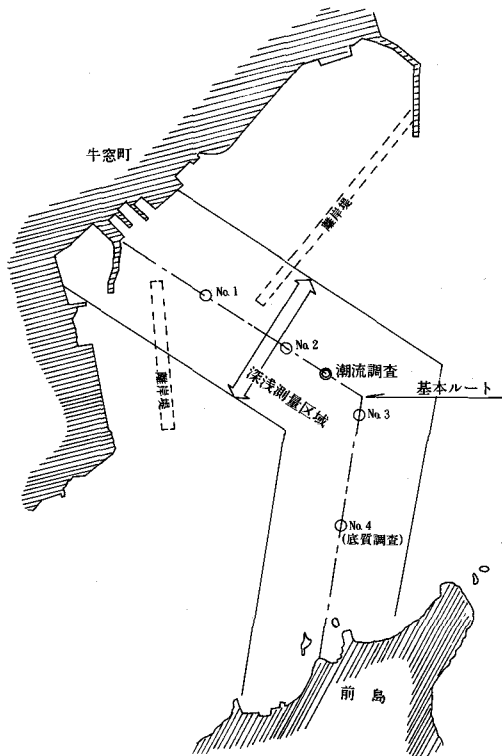


図-3 測量調査図

これは、送水管の仕様及び条長の決定、防護方法の選定、また可能な限りの安全最適な布設ルート、及び布設工法の決定を行うためのものである。(図-3 参照)

測 量	調 査
① 基準点測量	① 底質調査
② 水準測量	② 地質調査
③ 陸揚地点測量	③ 潮流調査
④ 深淺測量	④ 船舶航行調査

その他地域状況の特性を把握するため、漁法、船舶の停泊状況等の調査も実施した。

(1) 調査結果

ア) 地 形

牛窓側の離岸堤内は、傾斜約15°で水深12mまで落ち込み、中央部は水深13m前後の平坦部となっている。

離岸堤周囲は、盛土・捨石等により25°前後で立ち上がっている。

離岸堤の外側より中間地点までは10°~13°で最深部27mに至る。

最深部は起伏の大きい複雑な地形となっている。

最深部から前島側に向かっては10°~20°で立ち上がり、水深3m以浅はゆるやかな傾斜となっている。(図-4 参照)

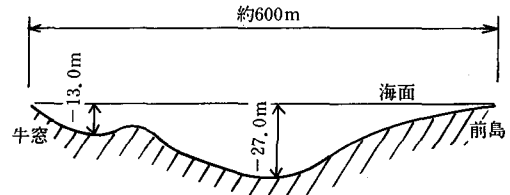


図-4 基本ルート地形図

イ) 底 質

No. 1

水 深………12m

泥が30~40cm 程度堆積している。

No. 2

水 深………16m

比較的粗い砂であり、多少泥が混じり合った状態である。

No. 3

水 深………24m

大部分が岩盤であり、表面に薄く砂礫が堆積している。

No. 4

水深………10m

2～3cm 大の礫を含む粗い砂質である。
周辺では所々で岩盤が露出している部分が見られる。

ウ) 潮流

観測期間の最大流速

上層………1.18m/s

中層………1.13 "

下層………0.85 "

5. 路線詳細位置

(1) 接続ボックスの設置位置

接続ボックスは海中部に近い程、送水管延長が短くなり経済的である。しかし、ボックス内に海水が浸入すると仕切弁等が腐食するので、保守点検を考え影響の少ない位置とした。

(2) 海中部

海中部の路線位置については、NTTの既設ケーブルが近接しているので、協議を重ねながら決定した。(図-5 参照)

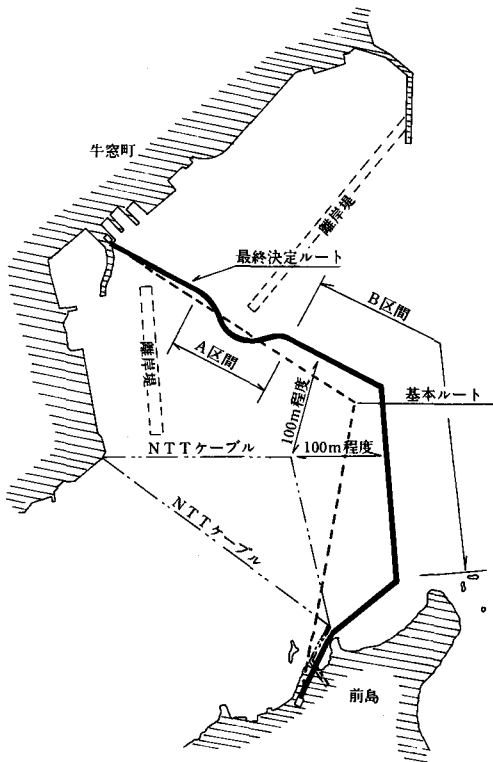


図-5 最終決定路線図

< A区間 >

離岸堤が張出し、海中部でも大きく盛り上がっている。そのため、直線にするると管路が極端に凸状となり、空気溜りが発生する可能性がある。従って、迂回して高低差を少なくする。

< B区間 >

NTTとの協議により、ケーブルから100m程度離す。

NTTケーブルは埋設してなくて、補修作業の場合海底から引揚げて行うため、海中部での交差をさげ渚部で交差するようルートを決めた。

6. 管種選定

海底調査結果を基に工法、施工法、経済性を考慮して管種の選定を行う。

現在海底送水管として使用されている管種は、次の2種類である。

a) 鋼管

b) 鍍装型ポリエチレン管

比較表は表-1のとおりである。小口径鋼管において、溶接部内面防食が困難、剛性が大きく海底の起伏になじみにくい等、施工管理、品質管理で問題が生じる事が考えられ、又、昭和52～62年の布設実績でもポリエチレン管が全体の80%を占めていて、特に小口径(φ200mm以下)では殆どポリエチレン管となっている。従って、鍍装型ポリエチレン管を採用する。(表-2, 図-6 参照)

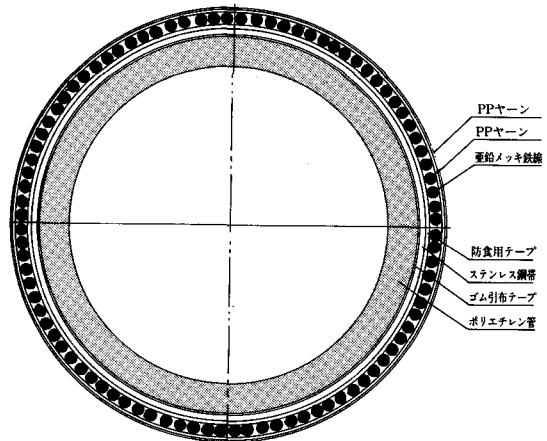


図-6 送水管(鉄線・装付ポリエチレン管)断面図

1) パイプの内圧に対する構造計算

海中においては、内外圧の増加は等しいものとなるため、パイプは標高0mに埋設されるとし、

表-1 1)銅管と鍍装付ポリエチレン管の比較 (φ100~φ300程度の場合)

管種	鋼管	鍍装型ポリエチレン管
比較内容		
(1) 送水管自体の信頼性について		
① 管本体の耐食性	鋼は海水等で腐食され易く、防食鋼管の場合も局所腐食により孔があいたり、切断に至る危険がある。	化学的に安定で、海水等に腐食する事がない。
② 品質管理及び施工管理	単尺物を現地で溶接するため品質管理が困難で特に溶接部分の内面防食塗装に問題が残り信頼性が劣る。 現地接続のため、全長の布設工事が完了しないと、全長の耐圧試験を実施する事が出来ない。従ってチェックが難しく陸上の水道工事と異なり、手直し工事が困難である。	品質管理の行き届いた工場に必要な長さを一連続のものとして製造するので信頼性が高い。又、工場で全長に対して耐圧試験を完了するのでチェックが行き届き、問題点の発見、修正が容易である。
③ 内圧強度	初期の内圧は充分であるが、腐食が進行すると、全長に亘り強度の低下が起こる。	JISに則って、100年寿命を保証する試験を行っている。
④ 外圧強度(水圧)	大水深布設の場合は、水圧による潰れに対する考慮が必要であるが、本計画程度の水深であれば問題はない。 外圧により閉塞した管は、復元する事は全く考えられず切断修理が必要となる。	送水管内に水を充填して布設するので、いかに深い海でも布設途上において各水深について内外の水圧がバランスするので潰れの心配がない。 管自体が弾性体であるので何らかの外因で管内径が閉塞する様な外圧を受けても外圧を取り除き内圧をかければ容易に復元するので、送水に支障を与えない。
(2) 工法上の信頼性について		
① 布設時間	単尺物を溶接しつつ布設するので布設作業には長日時を要し、天候、気象の影響も受けざるを得ない。	一連続のものを布設するため、布設時間は極端に短い。 本工事の場合一日。
② 海底面への「ナジミ」の度合	剛性が大きいので屈曲性及び柔軟性はほとんど皆無で海底の起伏に「ナジミ」にくく部分的にブリッジになる危険がある。	管自体が弾性に富んだ構造となっているので、屈曲、柔軟性に富み海底面の起伏に非常に「ナジミ」易い。又、海底面の条件の悪い所を迂回して好条件のルートを選択することができる。
③ 埋設深度の確保	可撓性がないため、部分的に埋設深度の浅い所が出来やすく、錨害等を受すやすい。	可撓性がよいため、プレトレンチの場合でも、ジェット埋設の場合でも溝底面に管が落ち込み、埋設深度が確実に保証できる。
④ 地盤沈下に対して	可撓性がないため、地盤の不等沈下に対しては耐力がなく、伸縮継手が多く必要となる。	可撓性がよいため、不等沈下に変変強く、耐地震性も大きい。
⑤ 防食対策	管本体が海水に弱い鋼の為、工事中の傷等により、局所腐食が起きやすい。これら腐食を防ぐため、空気防食が行われるが、日常管理が必要で維持費が高い。	管本体のポリエチレンは、全く腐食することはない。
(3) 工法上の特徴について		
① 工期	長い。	短い。
② 経済性	工事込みの総額が高い。	工事込みの総額で安い。
③ 補修性	事故に際して、一旦つぶれたり、位置のずれたパイプの復元は不可能であるので、長距離の割入が必要となり、修理は極めて困難となる。	将来外傷を受けた場合も、海底での補修作業が容易であるし、海底ケーブルと同様に事故点を作業船上に引き揚げて修理することも可能である。

表-2 鉄線鍍装付ポリエチレン管の仕様

呼び径	内径 200	
外径	272.9mm	
内径	200.0mm	
空気中重量(中空)	69.2Kg/m	
“(充水)	100.6 “	
海水中重量(中空)	8.9 “	
“(充水)	40.4 “	
比重(中空)	1.18	
“(充水)	1.72	
水平力(潮流 1m/s)	13.92Kg/m	-CD=1とする
抵抗力(“)	20.20 “	-μ=0.5とする
安定係数	1.45	
布設曲げ半径	10.9m	-直径の40倍

設計水圧を決定した。

静水頭 14.7kg/cm²

水撃圧 5.9 “

設計水圧 20.6 “

ア) ポリエチレン管に作用する応力

$$f = \frac{P(D+t)}{2t}$$

f : 引張り強さ

t : 管厚 2.0cm

D : パイプ内径 20cm

P : 設計水圧

$$f = \frac{20.6 \times (20+2)}{2 \times 2}$$

$$= 113 \text{kg/cm}^2 < 200 \text{kg/cm}^2$$

※ ポリエチレン管の引張り強度は200kg/cm²であるが、これは短期の強度であり、長期に於ける許容張力は45kg/cm²である。

よって、ポリエチレン管のみでは強度不足であり、ステンレス鋼帯の補強が必要である。

イ) ステンレス鋼帯補強での強度計算

$$P = \frac{2tf}{D+t}$$

P : 許容内圧力 (kg/cm²)

D : 送水管内径

t : ステンレステープ肉厚
(t=0.28cm)

f : ステンレステープ設計応力
(f=1,000kg/cm²)

$$P = \frac{2 \times 0.28 \times 1,000}{20 + 0.28}$$

$$= 27.6 \text{kg/cm}^2$$

故に 1.4mm のステンステープを 2 枚使用する。

※ ステンステープの J I S での強度は 5,300 kg/cm²である。通常の安全率は 3 倍であるが、海水中の使用であるので、これを 5 倍とした。

2) 比重について

埋設防護を行った場合に漂砂現象に対応できるかどうか検討が必要である。

送水管の比重は、少なくとも砂の比重 (1.6~1.7) より大きくして、管が露出しないようにする。

※ 漂砂現象……海岸を構成する底質が波や潮流によって移動すること。

3) 安定係数について

安定係数とは、潮流によって送水管が流されるか、流されないかのめやすの値である。

当海域の海底部の潮流は、調査によれば最大 0.85m/s であるが、日差等の安全を考慮して最大 1.0m/s として計算した。

水平力 $F = CD1/2\rho AU^2$

抵抗力 $R = \mu \cdot W$

安定係数 $= R/F$

CD : 形状係数 円筒…… 1

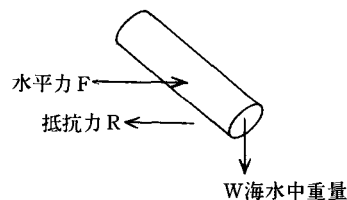
ρ : 海水の比重 1.025

A : 管の側断面積 0.270

U : 流速 1.0

μ : 摩擦係数 0.5

W : 海水中重量 40.4



$$\text{水平力 } F = 1 \times 1/2 \times 102.5 \times 0.270 \times 1.0^2 = 13.84 \text{kg/m}$$

$$\text{抵抗力 } R = 40.4 \times 0.5 = 20.20 \text{kg/m}$$

$$\text{安定係数} = 20.20 / 13.84 = 1.45$$

4) 布設曲げ半径について

当海域の海底は、特に起伏のはげしい急激な水深変化はないが、離岸堤を避け、通信ケーブルとは一定の離隔距離をとるために水平方向に屈曲したルートをとることとなるので、丁寧に布設ルート

を導く必要がある。この様な海底に送水管を安定布設するためには、管の可撓性を増して、管の許容曲げ半径が小さくとれることが必要である。

7. 工法の検討

管の布設工法は、布設船で行うもので、管に損傷を与えないよう注意すればよいが、ここでは、海底の形状、底質、潮流などが管に大きな影響を及ぼすことから、管の防護工法について検討を行う。

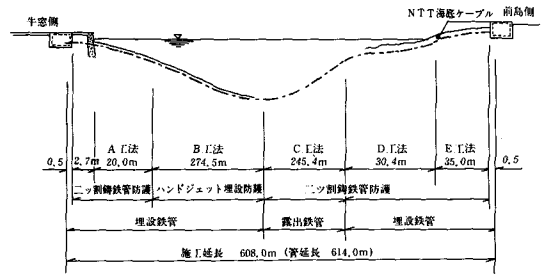
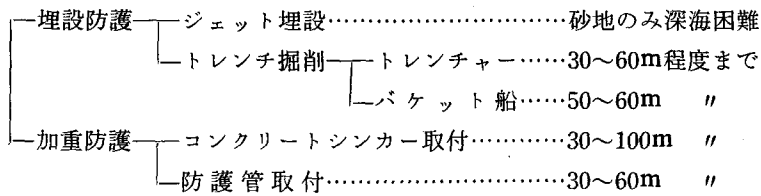


図-7 工 法 図

一般的防護工法



適用条件

(1) 牛窓側渚部 [A工法]

防護管取付及び埋設工法とする。これは、水深が浅く埋設したのみでは、船底、及び投錨等による損傷が考えられるため、防護管の取付けを行う。(図-7参照)

(2) 渚部~中央部 [B工法]

砂質地盤であるため、埋設防護工法(ジェット埋設)を採用する。

これは、鉄線鍍装付ポリエチレン管の安定係数が高く、比重も大きいため、漂砂現象で管が露出することがないためである。

(3) 中央部~渚部(前島側) [C工法]

岩が露出しているため、外傷防止と重さを増して安定を高めるために、二割鉄管の加重防護工法とする。

(4) 前島側渚部接続部 [D工法, E工法]

防護方法は、接続部まで防護管の取付けを行い、NTTケーブルとの交差部は縦断的に0.5m~1.0mの埋設を行う。

8. 布設工事

(1) 布設船の艀装(図-8参照)

布設台船(約500t)に鉄鋼製ヤグラを組む。

これは、コイル取りした送水管のねじれを戻し得る高さが必要である。他に送水管送り出し用キャタピラ、ブレーキ装置、ガイドローラー等を据付ける。

※ 艀装費、艀装解体費が当工事の場合200万円程度と、かなりの額となるので布設専用船での施工を検討したが、年間を通じての需要なく、パイプ径、延長により台船の大きさが違ってくるために布設専用船の確保はできない。

(2) 送水管積込及び輸送

艀装を終了した布設船を工場に回航し、工場より連続して送り出される送水管を布設船にコイル取りし、曳船にて現地へ曳航する。

(3) 布設準備工

ア) 布設予定ルートに設標

イ) 布設船保留用アンカー打

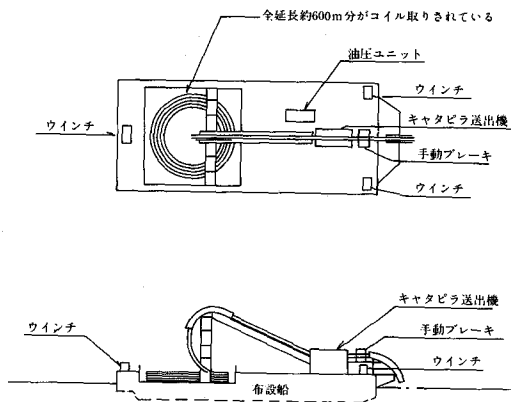


図-8 布設船艀装図

ウ) 送水管陸揚準備

(4) 試航

布設と同様の船団隊形にて布設ルートを航行し、布設時の操船性、潮流等の影響を確認し、布設の万全を図る。

(5) 布設工

布設は前島側から牛窓側へ向かって行った。

ア) 前島側送水管陸揚作業

布設船を前島側に係留し、布設船に装備したキャタピラにて送水管を海上に送り出しながら、チューブブイを取付け海面に浮かせ、陸上に準備したウインチで送水管の先端を牽引する。(写真-1, 2およびグラビア参照)

陸上の接続ボックスに送水管を引込後、潜水夫がチューブブイを撤収し、所定の海底に送水管を沈める。

イ) 布設作業

布設はあらかじめ布設したアンカーワイヤーを布設船上のウインチで巻きとりながら送水管を船

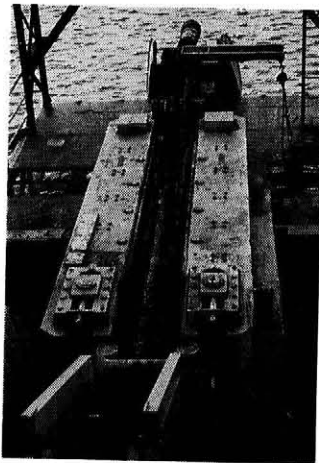


写真-1 キャタピラ送り出し装置

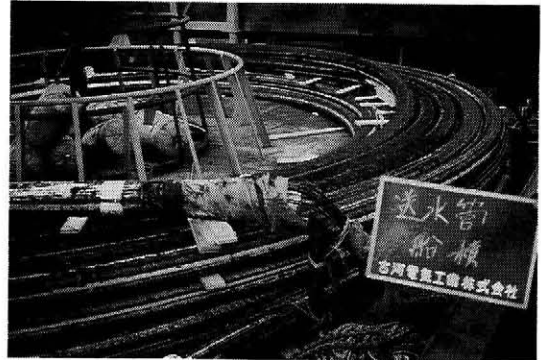


写真-2 コイル取積込

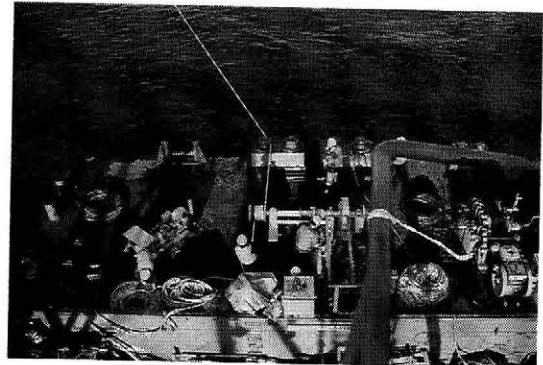


写真-4 ウインチ巻とり

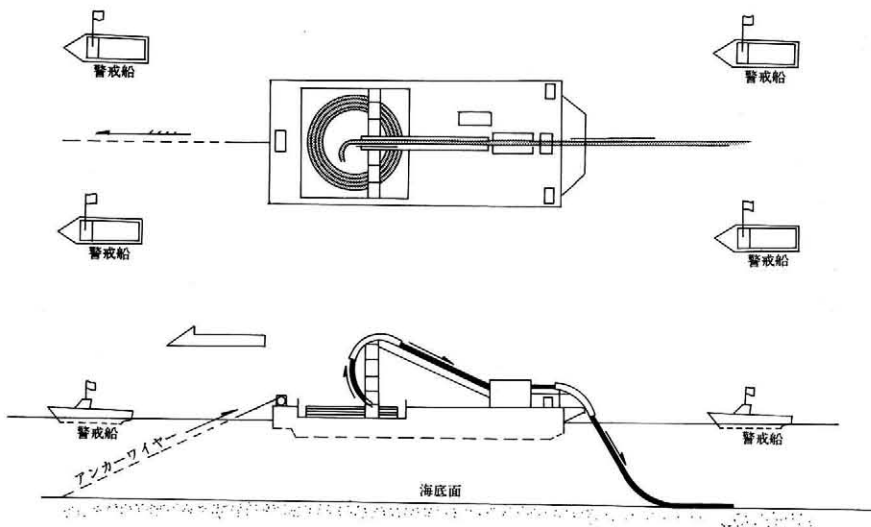


図-9 布設作業図

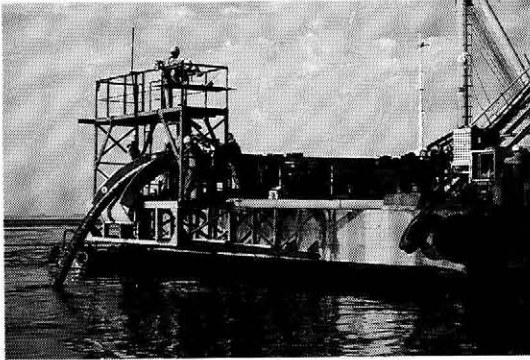


写真-5 布設状況



写真-9 パイプ浮場状況



写真-6 船位置測定

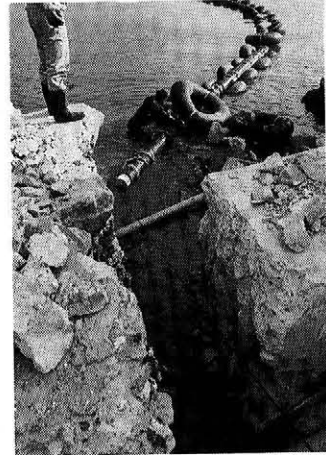


写真-10 牛窓側陸揚作業

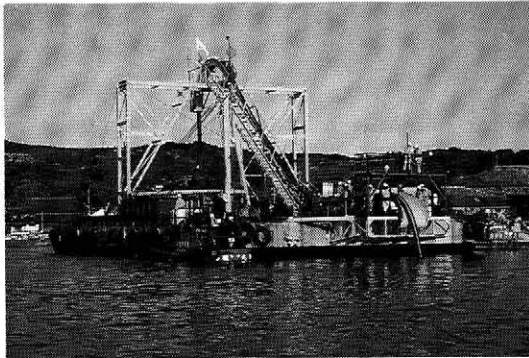


写真-7 パイプ入れ状況

尾より海底に沈設するアンカーリング布設工法で布設した。(図-9及び、写真-4、5参照)

布設速度は毎分6~7m程度である。本工事の場合、路線が変則的で変化点が多いため布設船の方向転換に要した時間など合わせて3時間程度であった。

布設船位は六分儀にて測定し、布設位置との関係をチェックした。(写真6参照)

また、布設時間の設定にあたっては、潮流を観

測し最も影響の少ない時間帯を選んだ。このことは、当地区のように布設延長が短く短時間施工の場合のみ可能な事と考えられる。(写真7, グラビア参照)

ウ) 牛窓側送水管陸揚

布設船が牛窓側に到着後、布設船を90°回転させて係留し、前島側と同様に送水管を送り出しながらチューブブイを取付け海上に浮揚させる。(写真9参照)

※ 写真では、浮揚パイプが蛇行しているが、これは陸上部接続ボックスまでの残り必要長を送り出しているものである。残尺の決定にはルートをダイバーが潜水調査し、障害物等の有無をチェックして決める。1本物のパイプである本工事では、特に注意が必要と思われた。

この後、先端を陸上接続ボックス内に引き入れチューブブイを撤収し、所定の海底に送水管を沈設し、布設を終了する。(写真10参照)



写真-11 防護管取付後

(6) 防護工事

パイプ布設後、各工法に基づき、防護工事を行った。(写真11参照)

1) A工法 (牛窓側渚部)

二つ割铸铁管を取り付けた後、ハンドジェットにより約0.5mの埋設を行う。小さな石はダイバーの手で除去する。

2) B工法 (渚部～中央部)

ハンドジェットにより約0.5m埋設する。

3) C工法 (中央部～前島側渚部)

二つ割铸铁管で防護する。

4) D工法 (前島側渚部)

一部突出部はピックにより掘削し、二つ割铸

鉄管をかぶせた後、ダイバーにより埋設する。

5) E工法 (前島側接続部)

バックホーにて掘削した後、二つ割铸铁管にて防護し埋戻す。

9. あとがき

以上海底送水管布設工事の施工事例を報告した。

供用開始は、牛窓側、前島側とも陸上部配管工事の一部が未施工のため、本年度末の予定である。

計画及び、施工に際して、最大の問題点は、農業土木事業での事例が見当らず、設計・積算に検討資料が少なかった事である。

また、施工時において気づいた点として、計画時点の調査はもちろん、布設工事の施工に先立ち深浅測量を綿密に行い、障害物等の確認をする必要性である。

1本物パイプで施工する当工法の場合、布設後、海底の障害物によってパイプがブリッジ状態であると判明した場合、多額の費用を要して、これを撤去しなければならない。

これが布設前調査によって確認されれば、路線の一部を変更して、わずかなパイプ延長増を計ればよい。

この他、工事計画に当たって諸官公署に対する協議として、港湾管理者・漁業関係者・海上保安部等がある。

岩木川左岸地区の排水計画と下車力排水機場について

田島明彦* 石岡尚毅**
高橋誠人**

目 次

1. はじめに	70	4. 下車力排水機場	74
2. 事業の概要	70	5. 機場土木工事	76
3. 排水計画と下車力排水機場の位置付け	70	6. むすび	79

1. はじめに

本地区は、青森県の北西部で津軽平野の北端に位置し、岩木川と山田川の最下流に広がる沖積平野で標高が極めて低く、古くから両河川のはん濫と十三湖の逆潮による塩害等により被害を被っているとともに、「腰切り田」と称する排水不良田地帯であった。

このため、各種の土地改良事業が実施されてきたが、特に昭和23年からはじまった国営十三湖干拓建設事業による排水改良は、当地区の生産性を飛躍的に向上させた。同時に地区内排水は常に機械にたよらざるを得なくなったことから、同事業で建設した排水機場等は、当地域にとって最も重要な基幹施設として位置付けられている。

しかし、これら排水施設も完成後30数年を経過し、更に地盤、気候条件等から老朽化が甚だしく、加えて大型機械の導入や汎用耕地化の促進等、時代の要請に応じた排水機能の向上を図る必要が生じた。

このため、これら排水施設を抜本的に改修すべく昭和57年に国営津軽北部農業水利事業に着手したもので、今回同事業の岩木川左岸地区に係る排水計画の策定と同計画に基づいて新設した下車力排水機場の一端を紹介するものである。

2. 事業の概要

当事業地区は岩木川の左右岸に位置し、受益面

積6.680haであり左岸地区は排水改良、右岸地区は排水改良及び用水改良を行うもので、各々の町村別受益面積は表-1のとおりである。(図-1参照)

また、左岸地区に係る主要施設は次のとおりである。

- ① 排水機場(表-2)
- ② 幹線排水路(表-3)

3. 排水計画と下車力排水機場の位置付け

1) 排水施設容量

国営十三湖干拓建設事業は、水田の生産性の向上を図ることを目的として湛水深30cm以下、48時間以内排水が行える施設容量とした。

これに対し当事業計画では汎用耕地化の促進を図るため、許容湛水深5cm以下、4時間湛水、4時間排除の排水計画としており、この整備水準

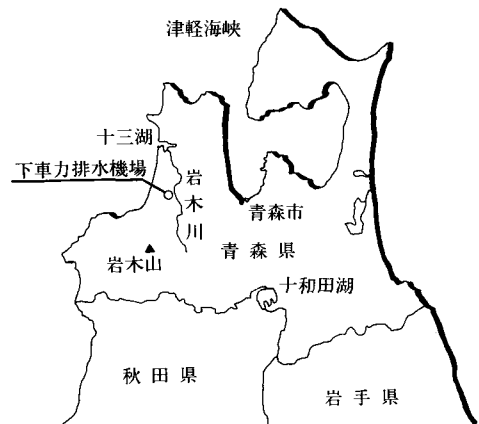


図-1 位置図

*関東農政局設計課

**東北農政局津軽西北農業水利事務所

表-1

(単位: ha)

町村名	排水改良田	用水改良田	備考
岩木川右岸	中里町	2,418	(1,499)
	金木町	394	—
	市浦村	219	(219)
	計	3,031	(1,718)
岩木川左岸	木造町	329	—
	稲垣村	1,983	—
	車力村	1,294	—
	市浦村	43	—
	計	3,649	—
合計	6,680	(1,718)	

を満足するため水理モデルシミュレーションによる湛水解析を行った結果、比流量 $0.9 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ までは湛水面積率の低下がみられたが、 $0.9 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ 以上ではほとんど湛水面積率の低下はみられなかったことから、当事業計画における最適施設規模決定の比流量を $0.9 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ として排水施設容量を定めた。(図-2 参照)

この結果、当地区の全体排水量は $46.32 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、現況排水量より $21.64 \text{ m}^3/\text{s}$ の増量となったこの排水増量分については、従来行っている山

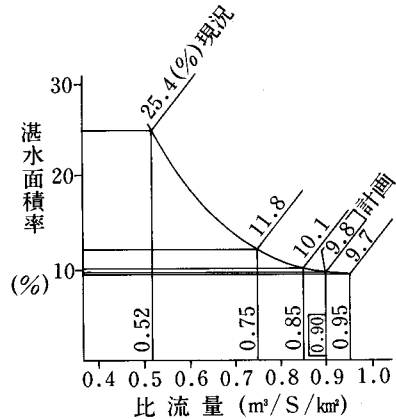


図-2 比流量, 湛水面積関関図

田川への排水が出来ないことから、後述するように排水システムを一部変更し、下車力排水機場を新設して、岩木川へ排水する計画とした。(図-3 参照)

2) 排水基本方針

排水の基本方針を定めるにあたっては、次のとおり計画した。

- ① 山田川への排水量は現況と同量とする。
(現況 $\Sigma Q =$ 計画 $\Sigma Q = 24.68 \text{ m}^3/\text{s}$)
- ② 排水増量は地形条件及び経済性等から可能な範囲で十三湖へ直接排水する。
(富范 $Q = 5.39 \text{ m}^3/\text{s}$ を深沢へ振り換え)
- ③ 排水増量の残量は岩木川へ排水する。
(下車力機場 $Q = 16.25 \text{ m}^3/\text{s}$ の新設)

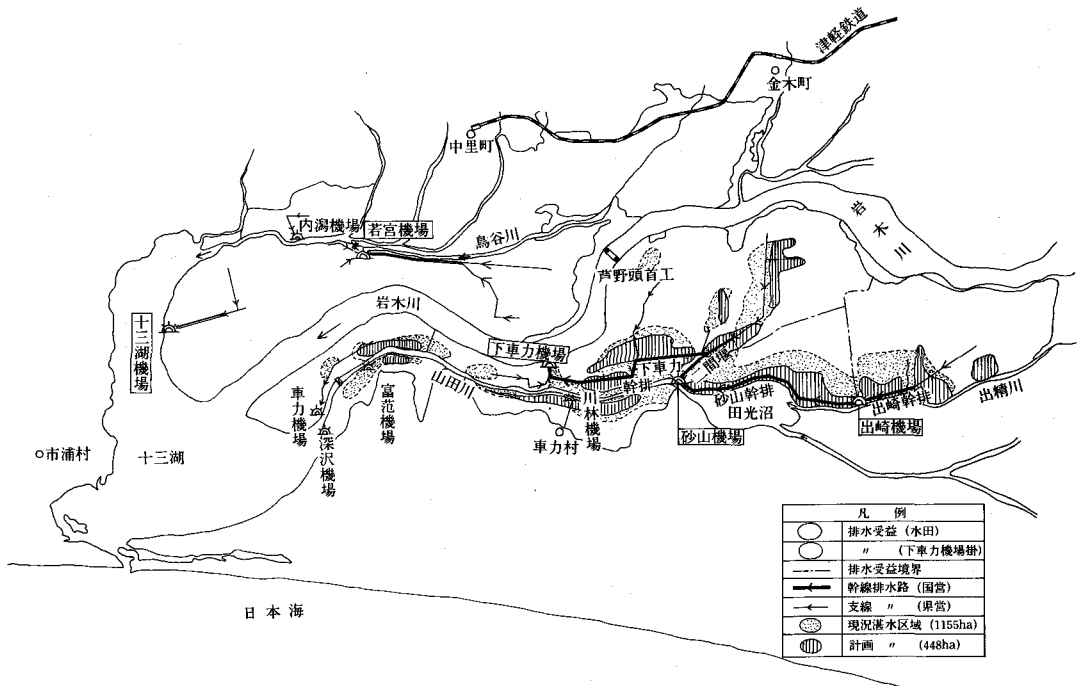
このことを踏まえ当地区の立地条件及び営農慣

表-2

	機 場 名	規 模	排水面積	排水量	排水河川	区 分	備 考
岩木川左岸	出崎機場	$\phi 1000, 1000, 600$ 3台	6.4 km^2	$5.72 \text{ m}^3/\text{s}$	出精川	更新	
	砂山機場	$\phi 1350, 700, 700$ 3台	11.9 "	10.72 "	山田川	"	
	下車力機場	$\phi 1650, 1650, 1200, 600$ 4台	18.1 "	16.25 "	岩木川	新設	
	川林機場	$\phi 1000, 1000, 600$ 3台	7.2 "	4.96 "	山田川	更新	県営
	深沢機場	$\phi 1000, 1000, 600$ 3台	8.9 "	5.39 "	十三湖	新設	"

表-3

名称	項目	受益面積	排水量	延長	構造	備考
出崎幹線排水路		730 ha	$6.6 \text{ m}^3/\text{s}$	1.5 km	鋼矢板護岸	() は全支配面積を示す
砂山幹線排水路		(1,190) 720 "	9.0 "	4.4 "	"	
下車力幹線排水路		1,810 "	16.2 "	5.0 "	"	
二 間 堰		170 "	1.5 "	0.8 "	"	



図—3 計画排水系統及び湛水図 (現況並びに計画)

行を加味しながら、合理的かつ経済的な排水計画を行うため次のとおり定めた。

- イ. 当地区は低平でかつ細長い形状であること、また十三湖干拓建設事業により排水施設(機場及び水路)が系統的に整備されていることから、現状の排水施設の位置や路線を原則として利用することとし、新設による農地の潰廢や工事費の増嵩を極力少なくする。
- ロ. 前述のことから施設を統合した場合、施設が大規模となるばかりでなく、排水が集中することにより、大きな被害を受ける恐れがある。

このため排水方法は流下距離を短くし、系統的に速やかに排水できる範囲に区域設定する分散排水方式とする。

- ハ. また、当地区は地盤標高が低いうえに、地盤沈下などにより小降雨時でも排水が集中し、湛水による被害が生じているため、湛水被害の大きい地区については、前述のイ、ロ.を踏まえ、その地区に隣接した場所に排水機場を新設する。

3) 河川への計画排水量

排水基本方針をもとに、次のとおり排水系統を定めた。

- イ. 出崎排水機場掛りの排水増量分については、下流に位置する砂山排水機場により山田川へ排水する。このために両機場を幹線排水路で接続する。

- ロ. 砂山排水機場は、山田川下流左岸に位置する川林機場(県営)が排水増量となることから、その排水量分を減とする。

- ハ. このため、砂山排水機場掛りの受益面積を現況の約1/3に縮小させ、残りの受益面積についてはすべて流域変更して下車力排水機場掛りとし、岩木川へ排水する。

- ニ. また、下車力排水機場については、山田川下流右岸に位置する車力排水機場(既設)の増量分をも受け持つものとする。

- ホ. さらに、山田川下流左岸の富范排水機場(既設)掛りは、直接十三湖へ排水することから現在の機場を廃止し、十三湖沿いに深沢排水機場(県営)を新設する。

この結果、河川への計画排水量は表—4のとおりとする。(図—4 参照)

4) 排水計算

- イ. 計画降雨量……1/10 確率, 3日連続雨量 151.0mm

当地区の流域を支配する中里, 車力, 金木, 木

表-4 河川への計画排水量

(排水量単位: m³/s)

排水河川名	岩木川左岸地区				計	備考
	山田川右岸地区		山田川左岸地区			
	計画排水依存量	排水増減	計画排水依存量	排水増減		
岩木川	(0) 16.25	16.25	(0) 0	0	①+② (0) 16.25	下車力排水機場 (新設)
山田川	(20.66) 19.72	▲ 0.94	(4.02) 4.96	0.94	(") 24.68	
十三湖	(0) 0	0	(0) 5.39	5.39	(0) 5.39	深沢排水機場 (移設)
計	(20.66) 35.97	15.31	(4.02) 10.35	6.33	(24.68) 46.32	排水増量 21.64m ³ /s

() は河川への現況排水依存量

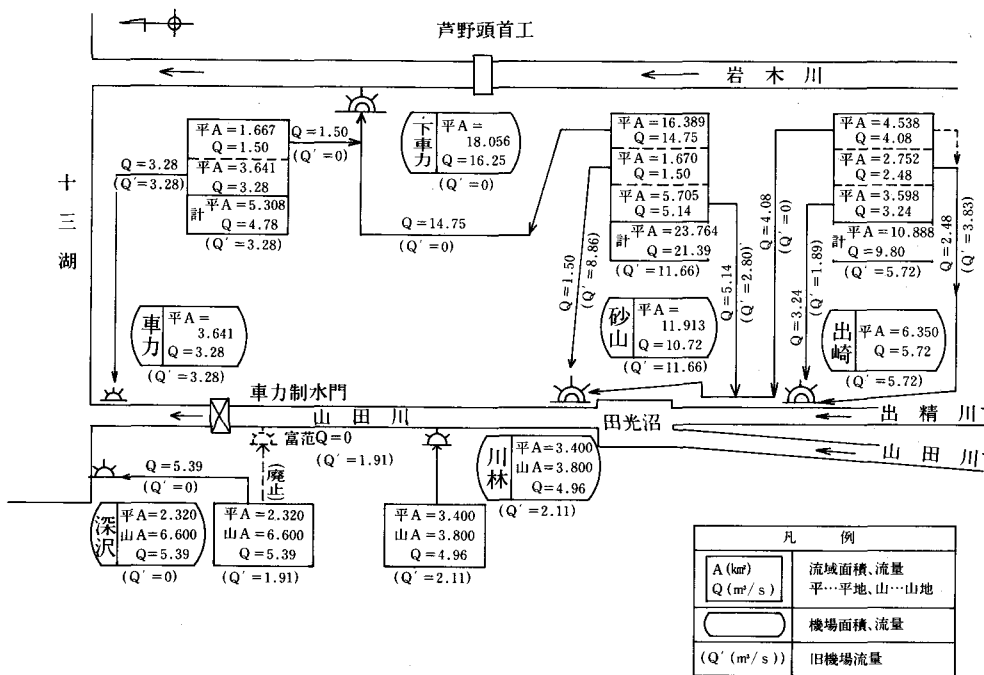


図-4 岩木川左岸部排水計画模式図

造の各雨量観測所のデータよりテューセン法による面積加重平均によって決定した。

ロ. 計画降雨分布

前述した各雨量観測所の最近年における実測降雨分布の中で代表的降雨分布を示すものとした。

- 計画降雨分布…第1日目 19.5mm (12.9%)
- 等2日目 100.4mm (66.5%)
- 第3日目 31.1mm (20.6%)

また、時間分布については近傍の観測所の実測降雨分布から求めた。

ハ. 有効雨量

当地区内における実測値を基に次のような式で求めた。

平地…… $R_L = R - Z - R^B$

$r = 0.04935$

$\beta = 1.56729$

平地の有効雨量…… $Re = 0.04935 \cdot R^{1.56729}$

山地…… $R_L = R - Z : R^B$

$r = 0.06865$

$\beta = 1.25760$

山地の有効雨量, $Re = 0.06865 \cdot R^{1.25760}$

ここに, R = 累加雨量

Re = 累加有効雨量

R_L = 累加損失雨量

ニ. 基底流量……水田減水深及びかんがい期間における既設機場のポンプ運転実績から $q = 0.23 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ とした。

ホ. 降雨流出解析……特性曲線法によった。

また特性曲線法の諸定数は当地区近傍で用いられた値に当地区の流域特性を考慮して定めた。

等価粗度 水田 $N = 0.9$ 山地 $N = 0.6$

斜面勾配 水田 $i = 0.005$ 山地 $i = 0.015$

斜面長 $l = 100 \text{ m}$

河道粗度係数 水田 $n = 0.04$

河道勾配 水田 $i = 1/1000$

山地 i = 地形勾配とする。

河道長 $l = 600 \text{ m}$

4. 下車力排水機場

1) 機場の概要

当機場は洪水時排水を行うとともに、かんがい期、非かんがい期と年間を通してポンプ運転することのほか、常時排水の一部を地区内反復水として用水補給する機能も兼ね備えた施設である。

前述した排水計算から、排水諸元は次のとおりである。

流域面積	1805.9ha
計画洪水量	16.25m ³ /s
常時排水量 (かんがい期)	4.16m ³ /s
〃 (非かんがい期)	2.08m ³ /s

2) 計画水位

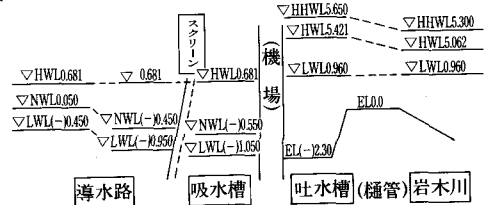
ポンプの吸・吐水位の決定は土地改良事業計画設計基準(設計・ポンプ場)に準拠し、水位諸元は図-5に示すとおりである。

3) ポンプ台数、形式及び口径

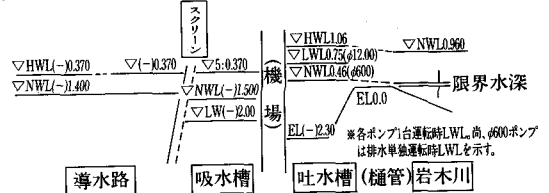
排水諸元に基づき、①ポンプ設備費の軽減、②運転経費及び維持管理費の軽減、③土木工事費の軽減、④故障時の危険分散等検討した結果、常時排水は横軸斜流ポンプφ600、φ1,200の各1台、洪水時排水は常時用ポンプ2台に加えて、立軸斜流ポンプφ1,650を2台配置し、4台で排水するものとした。

ア) ポンプの形式

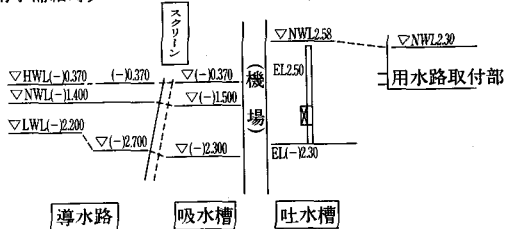
(洪水排水時)



(常時排水時)



(用水補給時)



(注) スクリーン損失 $h = 0.10 \text{ m}$

図-5 水位諸元

土地改良事業におけるポンプの設計にあつては、農業用施設機械製作据付工事等契約取扱要領により、メーカーから見積設計を徴集し、設計基準(ポンプ場編)と整合を図りながら可否を判定し実施設計書を作成することとしており、本機場のポンプ設計も同様に進めている。

① ポンプの形式の選定は下図に示す手順で選定するのが一般的で、本機場の全揚程は5.2m~5.3mの範囲であるため横軸斜流及び立軸斜流の適用範囲にある。よってキャピテーションに対する検討を行った上で形式を決定する。

低揚程ポンプの選定手順と揚程の目安

(設計基準ポンプ場)

- 軸軸軸流ポンプ——1.5~5.0m
- ↓
- 横軸斜流ポンプ——2.0~9.0m
- ↓
- 立軸軸流ポンプ——1.5~5.0m
- ↓
- 立軸斜流ポンプ——2.0~20.0m

② 排水ポンプは用水ポンプと異なり、あらゆる条件に対応出来なければならない、時に、ポンプ運転が頻繁に行われる設計点以外においては

十分検討する必要がある。

当機場のポンプについて設計基準及び各メーカーの見積設計により技術審査を行った結果、 $\phi 1650 \times 2$ 台は立軸斜流、 $\phi 1200$ 及び $\phi 600$ については横軸斜流を採用可能との結論を得た。以下ポンプ形式決定に当たって行ったキャピテーションの検討結果を示す。(図-6)

イ) ポンプの口径及び台数

当機場において考えられる台数割は次の3ケースが立案される。

ケース① 洪水専用 $\phi 1,650 \times 2$ 台

常時用 (洪水兼用)

$\phi 1,200 \times 1$ 台 $\phi 600 \times 1$ 台

ケース② 洪水専用 $\phi 1650 \times 2$ 台

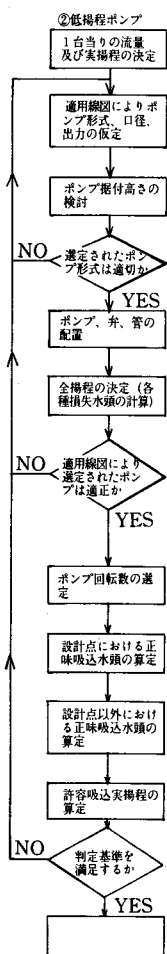
常時用 (洪水兼用)

$\phi 1,000 \times 1$ 台 $\phi 900 \times 1$ 台

($\phi 1,000$ ポンプを最大吐出量に設定)

ケース③ 洪水専用 $\phi 1650 \times 2$ 台

常時用 (洪水兼用)



〔洪水用ポンプ〕		〔常時用ポンプ〕 洪水時		〔常時用ポンプ〕 洪水時	
Q=6.045m ³ /s=362.7m ³ /分		Q=3.33m ³ /s=200m ³ /分		Q=0.83m ³ /s=50m ³ /分	
$\phi 1650$ 実揚程 Ha=4.8m 最低実揚程 ha=0.279m (0.96-0.681)		$\phi 1200$ 実揚程 Ha=4.8m 最低実揚程 ha=0.279m		$\phi 600$ 実揚程 Ha=4.8m 最低実揚程 ha=0.279m	
EL=1.9m		EL=1.90m		EL=1.90m	
横軸斜流	立軸斜流	横軸斜流	縦軸斜流	横軸斜流	立軸斜流
he=0.6m H=5.4m	He=0.5m H=5.3m	he=0.5m H=5.4m	he=0.5m H=5.3m	he=0.6 H=5.4m	he=0.5m H=5.3m
		常排の設計点 (200m ³ /分 \times 3.3m) を10P/12Pで換算 Q=200 \times $\frac{12}{10}$ =240m ³ /分 H'=3.3 \times ($\frac{12}{10}$) ² =4.75m			
N=190rpm Ns=1020	N=187rpm Ns=1020	N=950 \times $\frac{4.75}{240}$ =197m Ns=950	N=222rpm Ns=900	N=423rpm Ns=850	N=445rpm Ns=900
Hsvo=3.38m s=1450	Hsvo=3.31m s=1450	Hsvo=2.70 s=1450	Nsvo=3.24 s=1300	Hsvo=3.27m s=12.30	Hsvo=3.25m
最低実揚程時 Hsv=10.0m s=750 Q=495m ³ /分	Hsv=7.98m s=750 Q=495m ³ /分	最低実揚程時 Hsv=5.5m s=950 Q=300m ³ /分	Hsv=9.07m $\alpha=2.8$	最低実揚程時 Hsv=6.70m s=880 Q=75m ³ /分	Hsv=9.1m $\alpha=2.8$
Hs2 = -10.33 - 0.33 - 0.1 - 10.0 - 0.5 = -0.6m	-Hs2 = 10.33 - 0.33 - 7.98 - 0.5 = +1.52 Hs2 = -1.52m	Hs2 = 3.90m	Hs2 = 0.43m Hs2 = -0.43m	Hs2 = 2.69m	Hs2 = 0.4m Hs2 = -0.4m
Hs2 (-) 符号	H's2 = 3.606 H's2 > Hs2	H's2 = 2.869m H's2 < Hs2	H's2 = 4.281m H's2 > Hs2	H's2 = 2.169m H's2 < Hs2	H's2 = 5.181m H's2 > Hs2
NO	OK	NO	OK	OK	OK

横軸斜流ポンプ吸込管損失0.1mと仮定

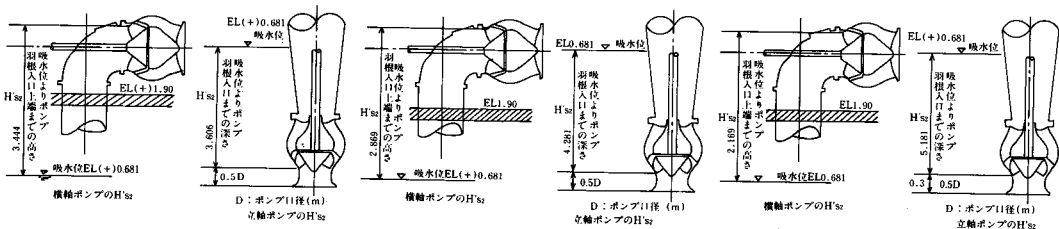


図-6 ポンプのキャピテーションの検討 ($\phi 1650$)

φ900×1台 φ1,000×1台
(φ900 ポンプを最大吐出
量に設定)

この3ケースについては次の事項について基本
としている。

- (1) 洪水専用ポンプは危険分散を考慮して2台
配置する。
- (2) 洪水用ポンプの原動機はディーゼルエンジ
ン、常時ポンプはモーターとする。
- (3) 常時用ポンプは洪水時兼用とする。
- (4) 常時用ポンプの運転点は常時設計点全揚程
とする。このため、洪水時には揚程が高くなり
吐水量が減少する。減少した排水量は洪水
専用ポンプが負担するが、そのために口径が
極端に大きくなる場合等は、回転数制御方式
等を比較検討する。

上記に基づき、設備費、ランニングコスト等の
比較検討した結果、ケース①を採用することと
した。

ウ) ポンプ設備の特徴として、常時排水用φ
1200ポンプにおいて常時と洪水時の揚程の落差が
大きく洪水時に計画吐出量を排水出来ないため、
回転制御の応用として「極数変換電動機による制
御」を採用した。

常時用φ600ポンプにおいては、かんがい期間中
の用水回復水として地区内へ排水するもので、吐
水槽より取水する構造としている。

また、非かんがい期においてはφ1200ポンプの
間断運転で対応することとしている。

なお、ポンプの諸元及びポンプの配置は次に示
すとおりである。(表-5、図-7、8、9、10参照)

4) 除塵機

当地区では5ヶ所の排水機場すべての洪水用及
び常時排水用ポンプに除塵機を設置する計画とな
っているが、当機場の工事費の節減を図る目的で
常時排水用に除塵機、洪水用にはダムの防塵用浮
標(以下「網場」という。)を設置した。それによ
って洪水用の塵介を除塵機まで誘導することと
している。また、網場は水位の変動にも対応出来
るよう支点部にスライドフロートを使用し、弛ま
ない様、網場全体が上下移動出来るようにして
いる。

なお、この網場の効果については今後の経過を
調査して、他の4機場の参考としていきたい。

(図-11参照)

5. 土木工事

下車力排水機場で施工した基礎工及びウエルポ
イント工について述べる。

1) 地質の概要

当機場は、岩木川と山田川に挟まれた低湿地帯
に位置しており、地層を大別すると軟弱な粘性土
を主体とする第四紀層の河川堆積物層と、浮石質
凝灰岩、凝灰質砂岩により構成される新第三紀層
の基盤に区分される。

建設地付近の地層断面図を図-12に示す。

土質の詳細は図-13に示しているとおおり、上部
に簿く砂層をかんでいる他は中部シルト層まで軟
弱な粘性土を厚く堆積する軟弱地盤である。した
がって基礎工等の設計及び施工については十分な
検討を行った。

2) 基礎工法

表-5 ポンプ諸元

項目	ポンプ	洪水用ポンプ		常時・洪水兼用ポンプ	
		立軸斜流	横軸斜流	横軸斜流	横軸斜流
形 式		立軸斜流	横軸斜流	横軸斜流	横軸斜流
口 径		φ1650 m/m	φ1200 m/m	φ1200 m/m	φ600 m/m
台 数		2台	1台	1台	1台
吐 出 量		6.045 m ³ /s/1台	3.33 m ³ /s	3.33 m ³ /s	0.83 m ³ /s
ポンプ効率		84.5%以上	84%以上	84%以上	79%以上
原 動 機		立形単動4サイクルエンジン	三相誘導電動機	三相誘導電動機	同 左
原 動 機 出 力		610 P S	250 kW	250 kW	75 kW
駆 動 方 式		立軸直交傘歯車減速機	平行軸歯車減速機	平行軸歯車減速機	モーター直結

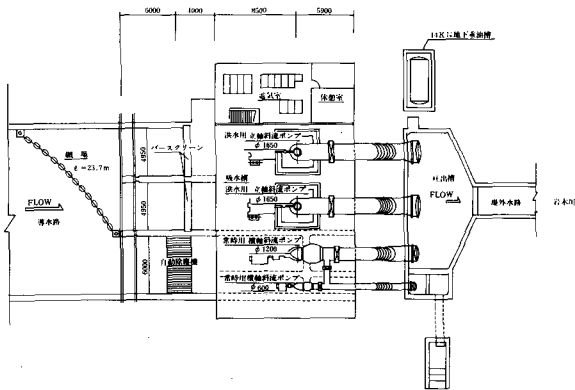


図-7 立軸斜流ポンプ断面図 (φ 1650)

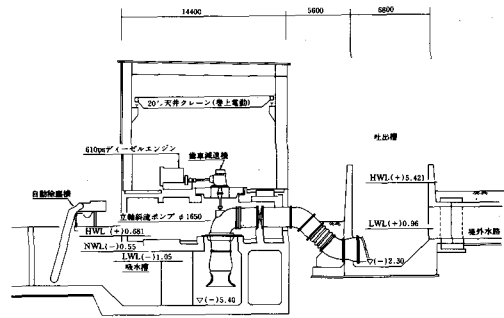


図-8 横軸斜流ポンプ断面図 (φ 1200)

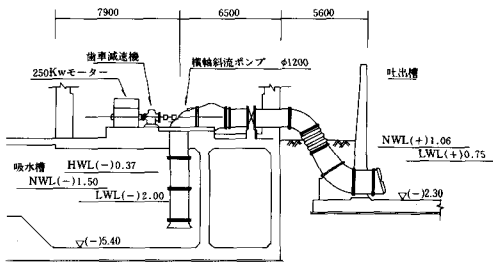


図-9 横軸斜流ポンプ断面図 (φ 600)

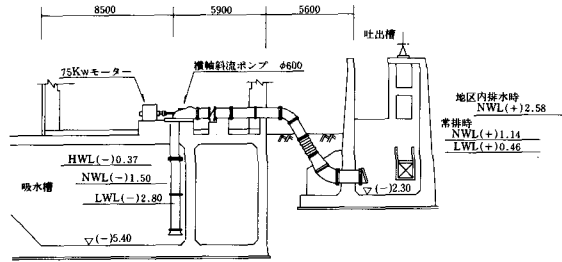


図-10 網場据付図

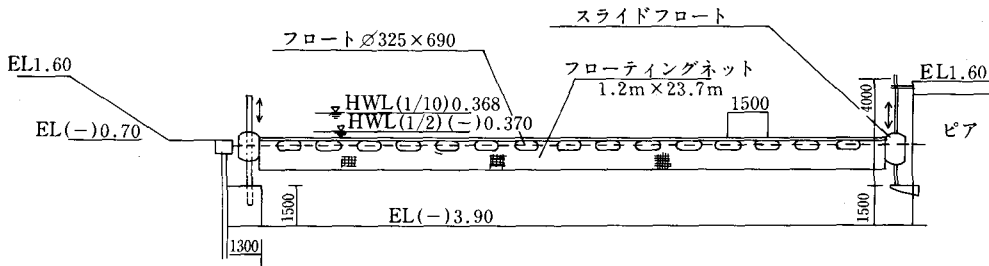


図-11

機場吸水槽の底面は軟弱なシルト層に位置し、機場の底版反力は安定計算の結果、常時最大 14 t/m^2 地震時最大 17 t/m^2 程度作用する。

一方、シルト層の一軸圧縮強度はシルト層上部で約 5.3 t/m^2 程度で地盤の不等沈下も予想されること、更には、液状化の問題もあることから、直

接基礎工法は不适当である。

よって、基礎工の支持層をⅡ層(礫層)に求め施工深度を $48 \sim 51 \text{ m}$ とした。

基礎工法については、施工深度から、①鋼管杭打込工法 ($\phi 812.8 \text{ mm} \times t 14 \text{ mm} \times 48 \text{ m}$)、②リバース杭(機械掘削工法 $\phi 1000 \times 49 \text{ m}$) の 2 工法

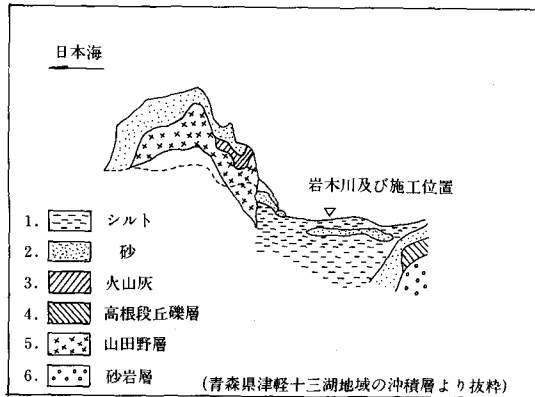


図-12 地層断面図

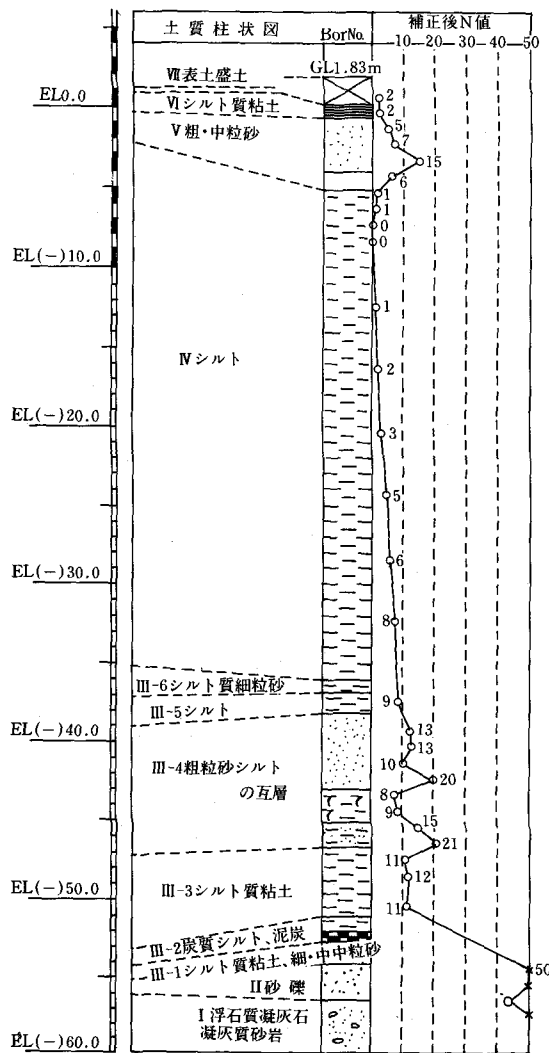


図-13 N値補正後の土質柱状図

のうち、経済比較の結果①の鋼管杭打込工法を採用した。

(基礎鋼管杭施工内容)

スクリーン部	φ558.8mm	
	t 14~9mm	49m N=12本
吸水槽	φ812.8mm	
	t 14~9mm	48m N=51本
吐水槽	φ660.4mm	
	t 9mm	51m N=18本

また横方向反力に関与する地盤が軟弱なため、生石灰系安定材による地盤改良を行い支持力の増加を図った。

3) ウェルポイント工

本体部の掘削深が約7.5mと深く、地下水位が地表近くまであって非常に高い状態にあり、また地表下3~7mに砂層が存在するため、ウェルポイント工法を採用して地下水位を低下させ、一次掘削はオープンカット、二次掘削は自立鋼矢板工法とした。

次にウェルポイント工に関する諸元を示す。

- 透水係数 $k=3.6 \times 10^{-3}$ m/min
- 揚水量算定公式 ティーム式及びタイス式
- 揚水量 (1段目) $q_1=1.28\text{m}^3/\text{min}$
(2段目) $q_2=0.75\text{m}^3/\text{min}$
- 設置深 (1段目) $l_1=5.5\text{m}$
(2段目) $l_2=4.6\text{m}$
- ウェルポイント最少間隔 @=2.0m
- ウェルポイント機器配置
 - ヒューガルポンプ φ150mm×2台
 - 真空ポンプ φ50mm×2台
 - ヘッダーパイプ φ150mm $l=277\text{m}$

(図-14, 15参照)

6. むすび

当地区が恒常的な排水不良地帯であることから農家をはじめ地元関係者は常に排水対策に苦慮しており、排水機場等の排水施設の維持管理には多大な経費と労力の負担を強いられているところである。

このため関係者は、排水に対して極めて関心が強く、これまでも幾度となく排水をめぐる争いが繰り返された。

このような地域において排水系統の変更を行うことは、上下流関係者の利害調整をはじめ数多く

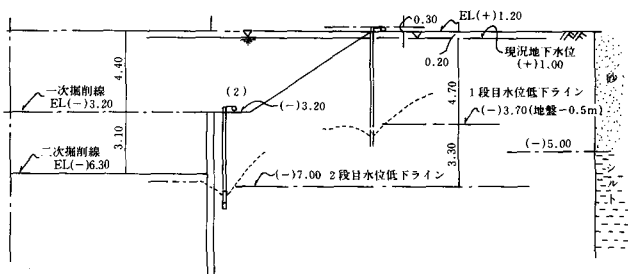


図-14 ウェルポイント工設置断面図

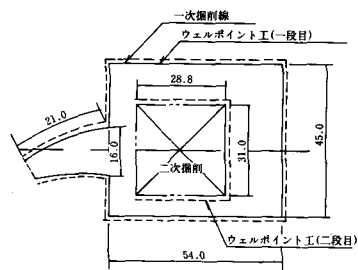


図-15 ウェルポイント工設置平面図

の課題を解決する必要があったが、地元西津軽土地改良区や関係町村等の多大な御協力により、排水系統の変更を伴う事業計画が樹立されたものである。

既設排水施設の老朽化の状況から、地元農家等の国営事業に対する期待は大きく、当事務所としても早期完成を目指し努力しているところであるが、これまでに5機場のうち下車力排水機場が完

成したのみである。

残された機場についても、建設コスト及び維持管理費の軽減が図られるよう、なお一層の創意工夫を行う所存であり、皆様方からの御助言等を頂ければ幸いです。

最後に下車力排水機場の設計・施工に参画されました皆様方の御協力に感謝申し上げます。

電業社ポンプ。

茨城県農地部筑舞場水機場
1,000ℓ PF-GM斜流ポンプ

株式 電業社機械製作所

本社 東京都大田区大森北1丁目5番1号
大森東京海上ビルディング
電話 東京 (298) 5115
支店 大阪・名古屋・九州・東北・中国四国
営業所 札幌・金沢・横浜・静岡・三重・山口・高松
沖縄

急傾斜地における合理的流末処理対策の検討

山 本 徳 司* 原 喬*

目 次

1. はじめに	80	3. 結果及び考察	83
2. 調査概要	80	4. まとめ	88

1. はじめに

急傾斜地の農用地造成においては、造成直後の数年間、降雨による造成面の侵食のため、流亡土砂の生産、流出が極めて多い。特に、侵食を受けやすい土壌をもつ造成地区においては、圃場表面の土壌侵食、土壌侵食による法面の崩壊、肥沃性の低下、排水路埋没による二次侵食、道路崩壊による交通障害といった土砂の生産・流出の面からの問題が発生している。更には、造成地下流の河川等への汚濁及び沿岸漁業への影響といった水質汚濁の面でも問題が発生している。

本調査において対象とした北部九州A地区は、急傾斜マサ土地帯、おんじゃく土地帯の農用地造成地が広がっている。土壌の分散率は高く土壌そのものが侵食されやすい土であるため、土砂の生産、流出は大変多いと考えられる。

このため、圃場面における承水路・排水路・多段の沈砂池群、盛土法面には植生工等が施され、また、最末端に砂防堰堤を設けて造成直後での下流域への土砂の流出を極力押さえるよう配慮されている。しかし、それらの土砂流出防止対策がどのような機能を有し、どれほどの効果をあげているのか、また、諸施設が十分に機能しているかについて調査はなされていない。

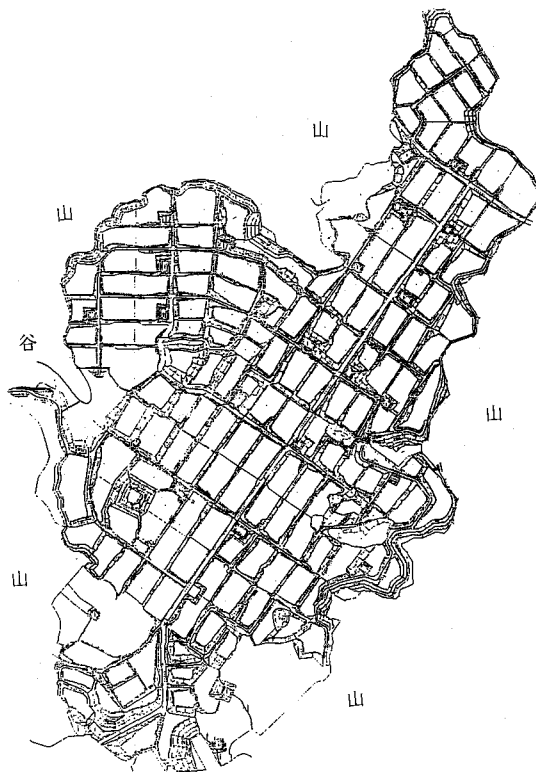
そこで本調査では、急傾斜地における農用地造成の合理的流末処理対策を確立するための基礎資料とすることを目的とし、A地区の代表的マサ土地帯の急傾斜地としてK団地を調査地区に選び、圃場からの土砂流出の実態調査、沈砂池での機能及び沈砂池群の体系的効果について経年的に調査を実施した。

本調査を行うに当たっては九州農政局、現場事業所の皆様に多大なる御協力をいただいた、ここに記して、感謝の意を表する。

2. 調査概要

(1) 地区概要

調査地区の地形は標高100m~200mで、玄武岩、花崗岩質よりなる波形状卓上台地である。年平均気温は16.3°C、年間降雨量は約1800mmである。玄海灘から吹きつける強い季節風による風害など



図一1 農用地造成K団地
(昭和58年度施工)

* 農業工学研究所農村整備部

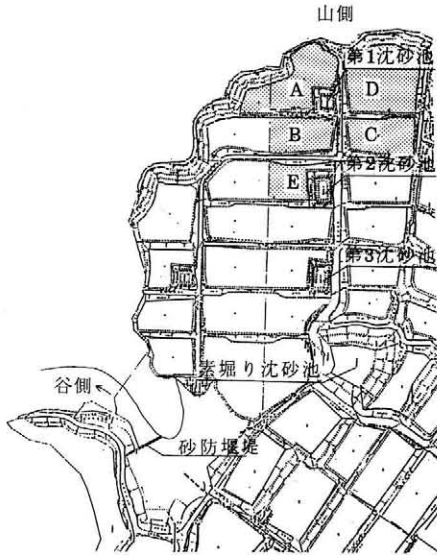


図-2 調査圃場位置図

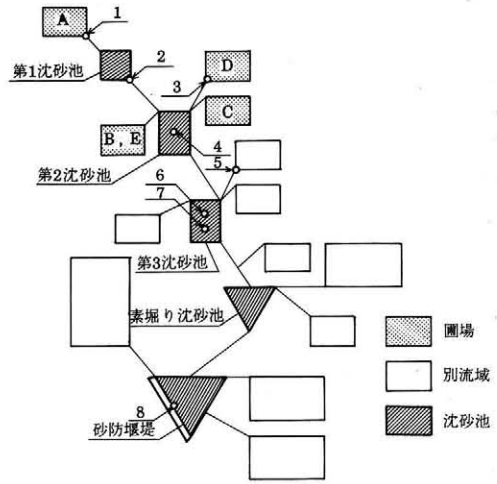


図-4 圃場配置と排水路系統図

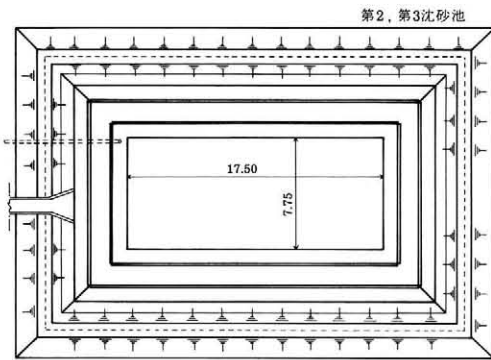
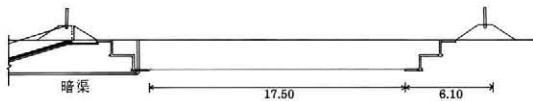


図-3 第2, 第3沈砂池標準図



自然諸条件は悪いといえる。調査は、図-1に示される58年度施工の農用地造成K団地の上流端図-2で行った。

調査は61年4月より始めているので、造成後3年目からの調査ということになる。最上流端よりL9.75m×W9.75m×H2.00mの沈砂池を1つ(第1沈砂池), L17.75m×W7.75m×H2.00mの沈砂池(図-3)を2つ(第2沈砂池, 第3沈砂池)有し、下流の素掘り沈砂池を通過して、他圃場から流入する排水とともに最末端の砂防堰堤へ流入

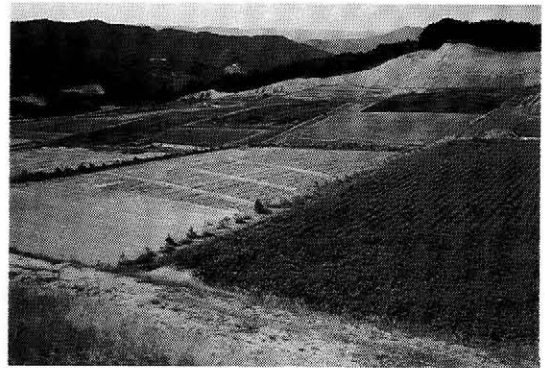


写真-1

してゆく排水路系である。

また、採水を行った第2沈砂池の流域は1.33haでありA, B, C, D, Eの5つの圃場からなる。各圃場の位置は図-2に示す通りである。61年度はA, B, D, E圃場は裸地状態, C圃場は作付けされており, 62~63年度はA, E圃場は裸地状態の圃場で, B, C, D圃場は作付けされていた。(写真-1)周辺の排水路系は図-4で示される。

(2) 調査項目

全体の調査項目は3つに分類され、概要は次のとおりである。

1) 沈砂池を単位とした降雨流出及び土砂流出

1つの沈砂池がどの程度の沈砂機能を果たしているかを検討するため、沈砂池内での土砂分級機能を降雨流出の測定と併せて行う。また、流域からの流出量と浮遊物質濃度との関係についても検討する。61~63年の3年間の経年変化についても

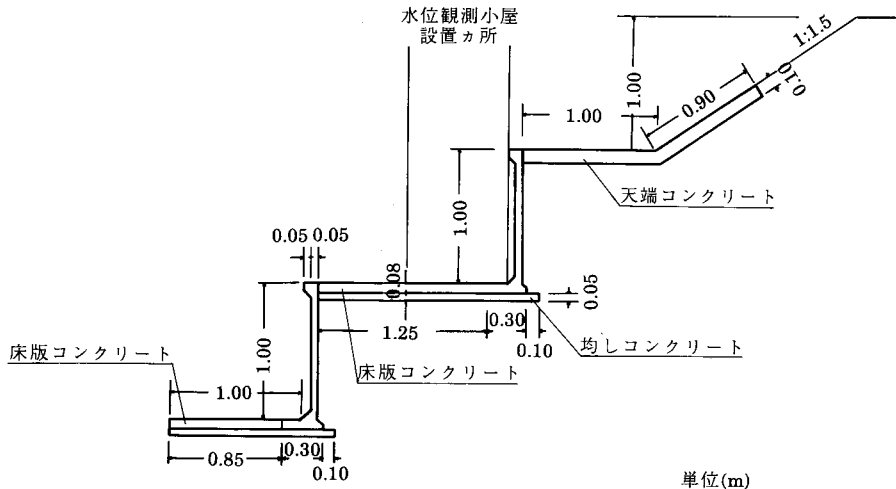


図-5 水位計設置カ所

検討を行う。

2) 一筆圃場からの降雨流出及び土壌流亡
 造成後数年間は圃場からの土壌流亡は大変大きい。また、植生状態と裸地状態の圃場とでは土壌の流亡量は異なり、一般的に前者は後者に比べて極端に少ない。下流に多くの施設を設置して土砂を止めても一筆ごとの圃場からの土壌流亡が収まらない限り土砂流出は継続し、諸施設の機能は低下する。そこで、本項目では圃場からの土砂流出を押さえる指針とするため、一筆圃場からの降雨流出と土壌流亡について、流下してくる浮遊物質(浮遊砂)の濃度と粒径組成の分析を行い、造成後の圃場の侵食に対する安定性について検討する。

3) 沈砂池群の総合的沈砂機能
 最末端の砂防堰堤を含む多段の沈砂池群が総合的にどの程度の沈砂、土砂流亡抑制機能を有しているかを検討する。

(3) 調査方法
 採水された試料、圃場および原地盤からの採土、沈砂池内の堆積土砂の分析を行った。測定の方法については次のとおりである。

1) 水位計、雨量計の設置
 水位計、雨量計設置場所は図-2の第2沈砂池内である。
 水位計は図-5で示される位置に設置した。
 水位測定により、H-Q曲線より下流への流出量が求められる。また、沈砂池内暗渠からの流出量については出口に水道メーターを設置し流量を

測定する。

沈砂池は側面が二次製品コンクリート張り、鉛直方向には浸透するが、この量は、沈砂池が湛水している時に暗渠を閉鎖し、減水深を測定して求めた。

2) 採水容器の設置及び浮遊物質濃度の測定
 採水は、沈砂池内に10cm 間隔高さ毎に容器を設置し、水位の上昇に従い設置水位において採水を行った。浮遊物質濃度の測定には、ろ過器とJIS規格に基づいた1μmのメンブレンフィルターを用いた。浮遊物質濃度の単位にはppmを用いた。

3) 浮遊物質の粒度分析手法
 土の粒度分析はJISに基づいて行ったが、浮遊物質の粒度は極めて細かいので、浮遊物質の粒度分析には、セイシン企業のミクロン・フォト・サイザーを用いた。この機械はストークスの法則をもとに液中の粒子濃度を光透過による濁度変化と

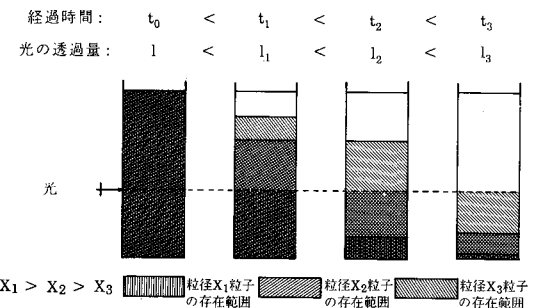


図-6 光透過量と液中の粒子濃度

して検出するものである。図-6はこの原理を图解したものである。ストークスの法則とは次の式である。

$$v = \frac{D_p^2(\rho_s - \rho_f) \cdot g}{18\mu} \dots\dots\dots(1)$$

v : 液体中を沈降する
球粒子の終局速度 (cm/sec)

D_p : 粒子径 (cm)

ρ_s : 粒子の密度 (g/cm³)

ρ_f : 液体の密度 (g/cm³)

g : 重力加速度 (cm/sec²)

μ : 液体の粘度 (dyne·sec/cm²)

これより粒子の沈降速度と粒子径の関係を求めるが実際の測定においては(1)式の単位を変えて用いる。

$$v = 0.03267 \frac{\rho_s - \rho_f}{\mu_f} X^2$$

μ_f : 液体の粘度 (c. p = 10⁻²ポアーズ)

X : 粒径 (cm)

v : 沈降速度 (mm/min)

ここで沈降距離を h (cm), 沈降時間を T (sec) とすると,

$$h = vT = 0.03267 \frac{\rho_s - \rho_f}{\mu_f} X^2 T \dots\dots\dots(2)$$

$$\therefore T = \frac{\mu_f}{0.03267 X^2 (\rho_s - \rho_f)} h \dots\dots\dots(3)$$

と書き換えられる。懸濁液に光を当てたとき、その透過量と濃度の関係は、

$$\log I = \log I_0 - k \int_0^\infty n_x X^2 dx \dots\dots\dots(4)$$

K : 装置による定数

n_x : 光の通路に存在する直径 X の粒子の個数

I_0 : 濁りのない状態での光の透過量

I : 光の透過量

(3)式より時間を粒径に換算し、(4)式よりその時間の透過率の対数を求めれば粒度分布を導き出すことができる。

3. 結果及び考察

(1) 沈砂池内の堆積土砂調査

1) 堆積土砂の経年的変化

対象となった沈砂池は61年3月において、造成後2年間でほぼ満杯に堆積していた土砂のしゅんせつを行った。土砂の経年変化の一例は図-7の通りである。この図は沈砂池内の流れ方向の中央断面での土砂の堆積深を測定している。この結果からわかるように、61年8月8日から61年11月11日の間に急激に堆積量が増加しているが、それから約1年後の62年11月20日までの間ではほとんど堆積量は増加していない。しかし、62年11月20日から、63年5月9日までの間にまた急激に堆積量

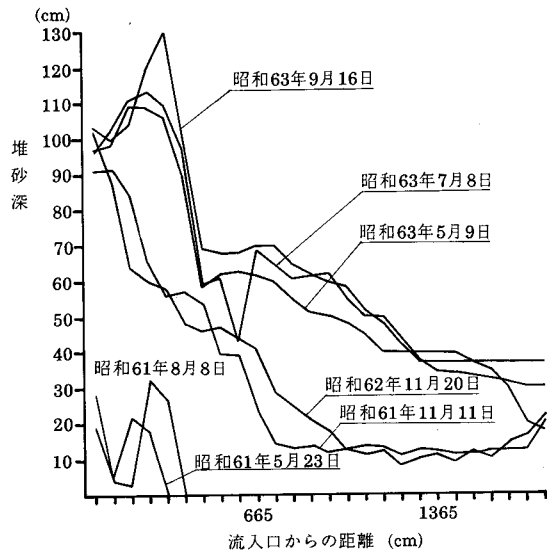


図-7 沈砂池内堆砂深の経年変化

期 間	堆砂量 ■ ³	総降雨量 ■	時 間 降 雨 量 (度 数)					時間最大 降雨量 ■	最大 日降雨量 ■
			10~20	20~30	30~40	40~50	50~		
61. 5. 23~61. 8. 8	2.22	636.5	12	5	2			36.5	153.0
61. 8. 9~61. 11. 11	40.60	442.0	6	3	3	1		45.5	203.5
63. 5. 9~63. 7. 8	3.17	355.0	5					12.0	70.0
63. 7. 9~63. 9. 16	10.17	385.0	2	3			1	88.5	111.0

表-1 堆砂量と降雨との関係

が増加しており、その後は大きな変化はない。つまり、堆砂量は一様に増加するのではなく、特別な一降雨によって急激に増加する。

そのことを表したものが表一である。この表では、時間降雨量の期間中の度数と時間最大降雨量等を示しておいた。この表を見ると、支配要因は明確となる。

61年5月23日～61年8月8日までは降雨量は636.5mmで、堆積増加量は2.22m³であるのに対して、61年8月9日～61年11月11日までは降雨量442.0mmで40.6m³もある。時間降雨量、時間最大降雨量を見ると61年5月23日～61年8月8日までは10～20mmの時間降雨量が12回もあったが、最大時間降雨量は36.5mmで最大日雨量は153.0mmに対して、61年8月9日～61年11月11日までは10～20mmの時間降雨は6回しかないが、時間最大雨量45.5mmという雨が1回あり、最大日雨量も203.5mmと大きい。

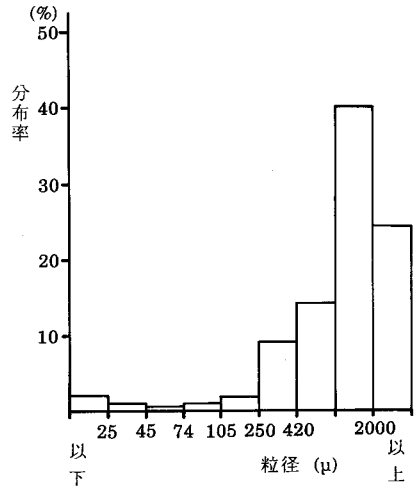
同じことが63年5月9日～63年7月8日と63年7月9日～63年9月16日とでもいえる。この両期間での総雨量はほぼ同じであるが、一方は時間最大降雨量88.5mmもあるのに対して一方は12mmしかない。このことが堆砂量に大きな影響を及ぼしている。つまり、堆砂量は期間総降雨量に比例して増加するのではなく、特別降雨、例えば61年9月9日の雨や、63年7月17日の雨などのように、降雨強度の大きさに支配されていると考えられる¹⁾。

2) 堆積土砂の粒径組成

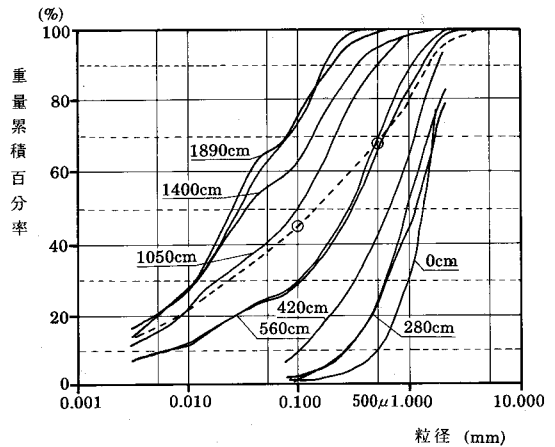
土砂は2箇所ある沈砂池内への流入口の前面にほぼ扇状に堆積しており、流入地点の堆砂の粒径組成は図一8に示すように、れき分が24%、砂分が66%あり、かなり粒径の粗いものが多く堆積していた。

次に、堆積土砂の粒径組成が、沈砂池内の流れの方向の距離の違いによりどう異なっているかを図一9に示した。流入口から4.2mまでは0.1mm以下の土粒子がほとんど堆積していない。一方、14m以上離れたところの0.1mm以下の土粒子は70%程度になっている。流入口より下流へ離れるほど、粒径の小さいものの割合が増加していることから、明らかに、沈砂池内で粒子の分級が行われていることを示す。

18.9mの地点で500 μ m (0.5mm) の粒子はま



図一8 流入地点の堆積土砂の粒径組成



図一9 流入口からの距離別堆積土砂の粒径組成

ったくなくなっている。この沈砂池では500 μ mまでは確実に沈降させていると考えてよい。また、上流側圃場の平均粒径組成が破線で表されているが、この土が仮に侵食され、すべて沈砂池へ流入してきていると考え、さらに500 μ m以上の粒子が沈砂池内で全く沈降し、かつ100 μ m以下の粒子は全て、沈砂池下流へ流下したと仮定すると、次の式が成り立つ。

$$0.45 \times \frac{1.0}{0.7} qc_1 = 0.75 qc_2 \dots (5)$$

よって、

$$C_2 = \frac{64}{75} C_1 \dots (6)$$

昭和62年8月14日

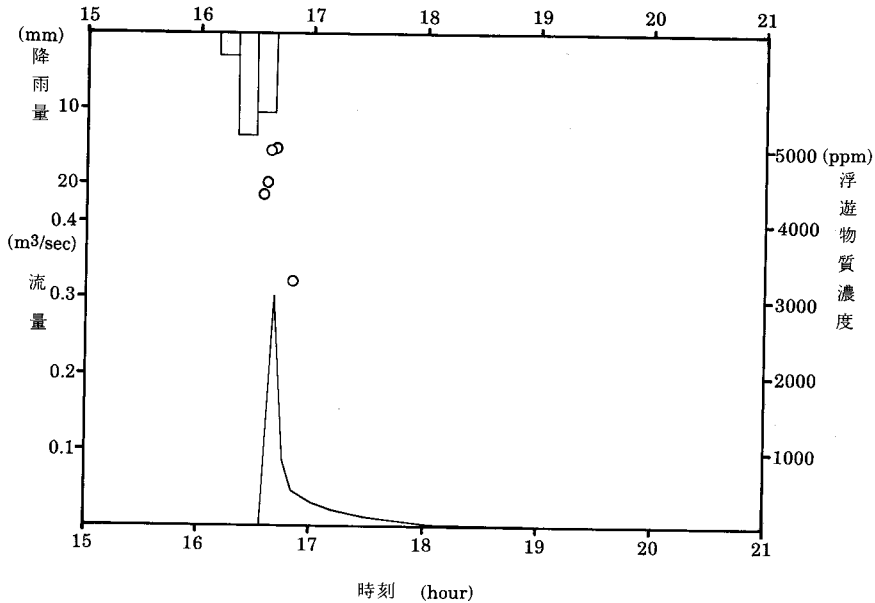


図-10 流出量と10分降雨量

100 μ m~500 μ m の粒子の沈降水量は(6)式を用いて、

$$0.36qc_1 - 0.25qc_2 = 0.15qc_1$$

q : 流出量

c₁ : 流入口濃度

c₂ : 流出口濃度

つまり、100 μ m~500 μ m の粒子はその約15%が分級されたと考えられる。

(2) 沈砂池を単位とした降雨流出及び土砂流出

1) 降雨一流出と浮遊物質濃度の関係について
第2沈砂池への流出量とその地点における10分降雨量を示すハイδρο、ハイレトグラフ及び測定した浮遊物質濃度をプロットした例は図-10で示される。

一般に、河川での浮遊状態にある土砂の流送はその流況に大きく影響され、浮遊砂量と流量の間には、次のような経験式が立てられている²⁾。

$$Q_s = \alpha Q^n$$

Q_s : 浮遊砂量

Q : 流量

α, n : 流域の土壌特性や河川の勾配等によって決定される係数

実測の結果、第2沈砂池における浮遊物質濃度は図-11に示されるように流出量が大きくなるほど高くなっていることがわかる。しかし、流出量

が更に増えると逆に浮遊物質濃度は低下し、0.4 m³/sec 以上は頭打ち状態となっている。A地区においては、採水を行った第2沈砂池の流域面積は1.33ha と大変小さいため、降雨、流出の応答特性が非常に早く、浮遊物質濃度は降雨強度、特に短時間の降雨強度に影響されると考えられるので、説明因子に、流出量Q (m³/sec) だけでなく、10分降雨量 R₁₀ (mm) を取り出し、浮遊物質濃度C (ppm) との関係を検討した。その結果が表-2である。表に示されるようにどの年をとっても浮遊物質濃度との相関が高い要因は流出量である。

ここで、重要な点は浮遊物質濃度、流下負荷量が61~63年と年を経るごとに10分降雨量との相関が高くなっていることである。これは浮遊物質濃度を決定付ける要因が、圃場表面が安定していない初期段階では、雨滴による侵食よりも表面流出水による土壌表面の侵食であるリル侵食及び掃流力による土砂の運搬が大きく影響していることを示す。年々土壌表面は安定し、既に流れる表面の粗粒子はすべて流れ去った状態となり、かつ表面の植生も増加したため、表面流出水による侵食の発生に伴う土砂流亡は減少し、逆に降雨強度に伴う雨滴侵食により、微細粒子の土砂流亡が促進さ

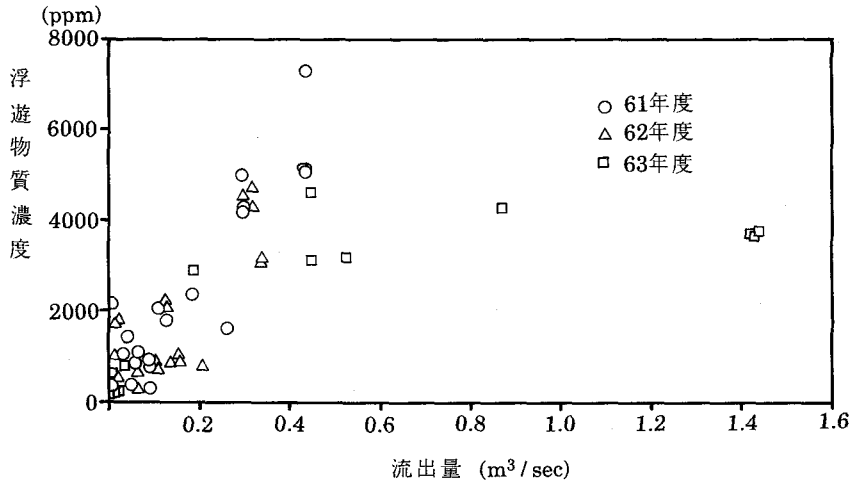


図-11 流出量—浮遊物質濃度の関係

年度		流下負荷量	浮遊物質濃度	10分降雨量	流出量
61年度	流下負荷量	1.000000	0.954142	0.506605	0.895093
	浮遊物質濃度		1.000000	0.497215	0.859382
	10分降雨量			1.000000	0.741251
	流出量				1.000000
62年度	流下負荷量	1.000000	0.962251	0.707957	0.891181
	浮遊物質濃度		1.000000	0.680067	0.792702
	10分降雨量			1.000000	0.730909
	流出量				1.000000
63年度	流下負荷量	1.000000	0.778129	0.809438	0.999064
	浮遊物質濃度		1.000000	0.833892	0.789000
	10分降雨量			1.000000	0.816493
	流出量				1.000000

表-2 浮遊物質濃度と10分降雨量流出量との相関

れていると判断される。観察的にも61年度の圃場表面ではリルが多く発生していたが、63年度ではリル侵食は少なくなっていた。

浮遊物質濃度は流出量が増える段階と減る段階では異なる値を示す³⁾。これは、圃場表面の土壌の状態の違いによって大きく作用されると考えられる。よって、浮遊物質濃度と流出量の全データより、相関を得ようとしてもばらつきが大きく有意な関係は導けない。そこで次に流下負荷量とピーク流出量との関係⁴⁾を年別に検討してみた。その結果が図-12であり、(5)式~(7)式である。

$$61年度 \quad Q_{sp} = 16432 Q_p^{2.207} \dots\dots\dots(5)$$

$$(\gamma = 0.974)$$

$$62年度 \quad Q_{sp} = 11407 Q_p^{2.054} \dots\dots\dots(6)$$

$$(\gamma = 0.943)$$

$$63年度 \quad Q_{sp} = 4909 Q_p^{1.681} \dots\dots\dots(7)$$

$$(\gamma = 0.974)$$

このことにより、ピーク流出量に対する流下負荷量の値は年々減少してきていることが分かる。(但し、0.1m³/sec以下の流出に関しては、年度の差はない。)

この地区は61年時点で造成後2年が経過したわけであるが、この2年間で沈砂池内にはほぼ満杯に土砂が堆積していたことから、造成直後は浮遊砂のみならず掃流砂についても大きな土砂流出があったと考えられる。しかしその後、掃流砂量

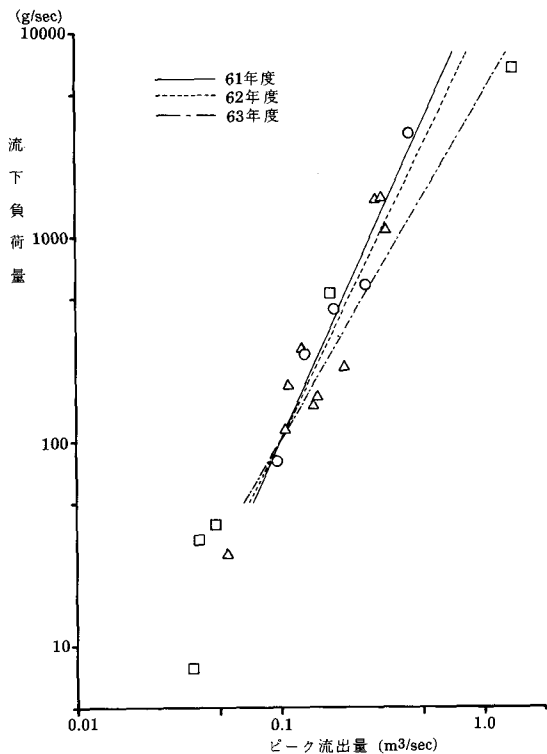


図-12 ピーク流出量一流下負荷量の関係

は減少していると考えられるが、浮遊砂に関しては61年段階においても流出は治まらず、61年～63年と年度を経るに伴い、ようやく安定傾向にあると考えられる。

2) 浮遊物質濃度と粒径組成

ここでは、流下してきている浮遊物質中に含まれる細砂、シルト、粘土粒子の粒径組成について検討する。

浮遊物質の粒径組成と浮遊物質濃度、流量、降雨量との関係は特にみあたらないが、第2沈砂池から流下する浮泥の粒径組成は全データを通して $2\mu\text{m}$ 以下が約15%、 $10\mu\text{m}$ 以下が約75%とかなり小さい粒子のものが多くことが伺える。このことより、この程度の粒子はほとんどが浮遊して流下していることがわかる。

このことは前出の図-9で示したように、沈砂池内の粒径組成からも判断できる。沈砂池内でカットできるのは、せいぜい $500\mu\text{m}$ 程度の粒径までである。また、62年度と63年度の全採水データの平均を求め、粒径組成の違いをみると図-13となる。

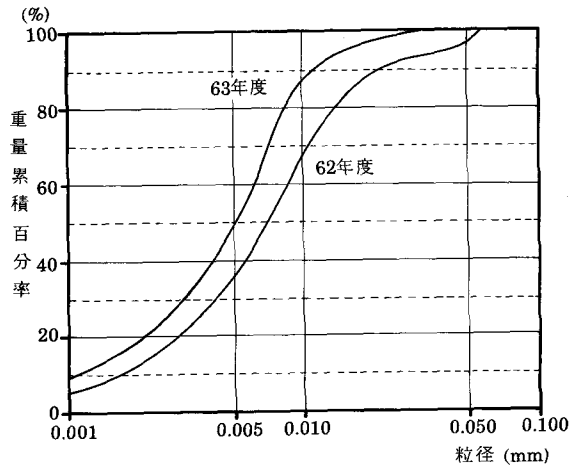


図-13 62・63年度の浮遊物質の粒径組成

この図より、62年度は $2\mu\text{m}$ 以下が平均13.1%であったのに対して63年度は平均19.5%となっており、粘土分が多くなっている。また、全体的にも62年より63年の方がより細かい粒子が多い。この要因としては、前項で述べたように、年を経るごとに圃場表面の大きな粒子の流出が減り、小さな粒子の流出が主になってくるからと考えられる。しかし、微細粒子の割合が相対的に増加していることから、沈降しにくく扱いの困難な粒子のみが残っていることにもなるので流末処理対策の検討上この点は注意したい。

(3) 圃場条件と浮遊物質濃度

圃場から流出してきている浮遊物質濃度を知ること、圃場面の土砂流出防止のための処理技術の検討を行うにあたって重要な指標となる。そこで裸地と作付されている圃場から流出してきている浮遊物質濃度を事例的に調査してみた。

これをハイトグラフに示すと図-14、15になる。62年6月8日の雨は前日から続いている雨であり、最大10分降雨量も4mmですでに濁水のピークは終わっていた。よって作付のあるB圃場の浮遊物質濃度300ppm、裸地状態のA圃場においても800ppm程度の増加しかみられず浮遊物質濃度は安定しているといえる。それに対して、62年7月2日の雨は降り始めで10分降雨量が6mmと降雨強度は大きかった。そのため浮遊物質濃度は急増し始め、特に裸地状態のA、E圃場では3000ppmを超える極めて浮遊物質濃度の高い濁水の流出があった。しかし、作付のあるB、C圃場で

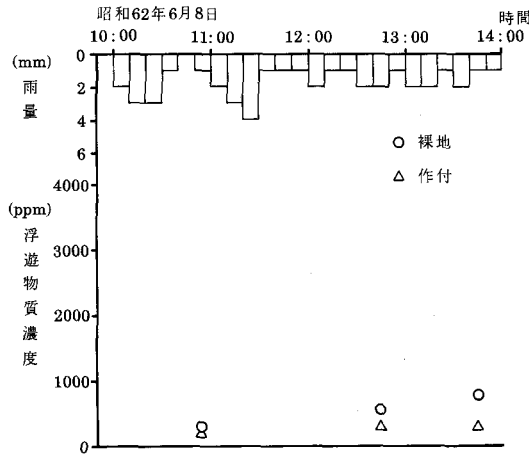


図-14 裸地と作付圃場の浮遊物質濃度の違い(1)

は最大でも486ppmであった。

浮遊物質濃度は降雨強度が強くなるに従い急激に高くなり、短時間のうちにピークに達する傾向にある。また、作付けされた圃場と裸地状態の圃場では、浮遊物質濃度に明確な違いがみられる。

(4) 沈砂池群の総合的沈砂機能

各沈砂池及び集水樹に堆積した土砂の粒径組成を示すと表-3となる。(採土地点は図-4の番号に対応する)これより、沈砂池の位置による粒径組成の系統的傾向は明瞭ではない。しかし、砂防堰堤には74 μm 以上の土粒子(砂分)はほとんど存在しないことから、上流側の沈砂池群で砂分はほぼ堆積してしまうと考えられる。

次に流域外へ流出する浮遊物質濃度について、最末端の砂防堰堤の放水口における採水より調べたところ61年度は最大は9月9日で6025ppm、62年度は8月14日で4575ppm、63年度は7月17日で4336ppmであった。どの値も上流部の第2沈砂

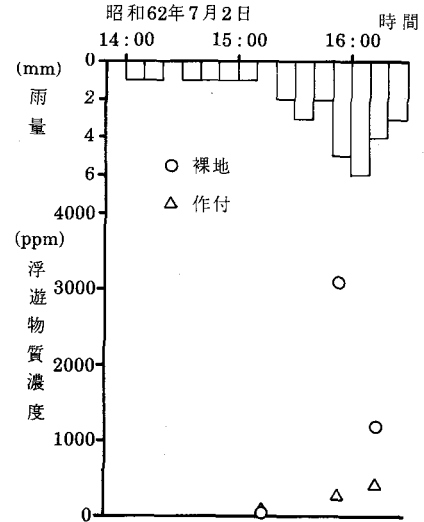


図-15 裸地と作付圃場の浮遊物質濃度の違い(2)

池でのその日の濃度と大きくかわることはない。第2沈砂池と砂防堰堤放水口での浮遊物質濃度の関係をプロットすると、回帰直線は傾きはほぼ1になっており、浮遊物質は第2沈砂池でとまることなく最末端の砂防堰堤から流出していることを示す。

以上のことを総合して考察すると、第2沈砂池までは500 μm までを沈降させ、第3沈砂池及び素掘沈砂池(段階的な沈砂機能の違いは明確ではない)約100 μm 以上の大きい粒子を沈降させている。最末端の砂防堰堤では約100 μm 以下の細かい粒子をある程度カットし、下流域へ流下させている。

4. まとめ

沈砂池及び沈砂池群の沈砂効果の調査を経年的

粒径組成	採土地点番号							
	1	2	3	4	5	6	7	8
2000 μm 以上	14.74	24.26	24.18	31.41	36.60	11.24	12.21	0.00
2000~74 μm	71.63	64.39	72.22	67.26	55.29	81.41	82.26	4.47
74 μm 以下	13.63	11.35	3.60	1.33	8.11	7.35	5.53	95.53

表-3 採土別粒径組成

に実施し、次の8点が明らかとなった。

① 土砂の流出は降雨量に比例するのではなく、降雨強度の大きい特別な一降雨によって支配される。

② 沈砂池では流入口より下流へ離れるほど、粒径の小さいものの割合が増加しており、沈砂池内で粒子の分級が行われている。

③ 61年、62年、63年のデータについて、年別に相関行列を調べた結果、どの年をとっても浮遊物質濃度と相関の高い要因は流量であった。

④ 浮遊物質濃度は61～63年と年を経る毎に、その減少がみられ、10分降雨量との相関は高くなっている。これは、圃場表面の状態が、初期段階では表面流出水によるリル侵食の影響が大きいが、年を経る毎に降雨強度による雨滴侵食の影響が大きくなるためと考えられる。

⑤ 61～63年にかけて、流下負荷量はピーク流出に対しては減少傾向にあると考えられる。

⑥ 浮遊物質中に含まれる粒径組成は、 $2\mu\text{m}$ 以下が約15%、 $10\mu\text{m}$ 以下が約75%と微細粒子のものが多く、また、62年より、63年が平均的にみ

て、細かい粒子が多い。

⑦ 裸地状態の圃場が作付されている圃場より流出する浮遊物質濃度は高い。

⑧ 本地区では多段沈砂池群及び最末端の砂防堰堤により、約 $100\mu\text{m}$ 以上の粒子はある程度沈降させているが、 $100\mu\text{m}$ 以下の小さな粒子は下流域へ流下している。

以上、急傾斜マサ土地帯での圃場からの土砂流出の実態、沈砂池の機能について、種々の調査を実施したが、今後、マサ土地帯だけでなく、多くの農用地造成地区での調査が望まれる。

引用文献

- 1) 吉良八郎：ダムの堆砂とその防除，森北出版 pp. 43～60 (1982)
- 2) 吉川秀夫：浮遊流砂量に関する二、三の考察 土木研究所報告83 (2)，pp. 25～37 (1952)
- 3) 長沢徹明：草地開発小流域における浮流土砂流送挙動，農士学会論文集 (125)，pp. 89～94 (1986)
- 4) 長沢徹明・片岡隆四・梅田安治・桜田純司：濁度計による河川浮流土砂量の推定，農士学会論文集 (125)，pp. 81～87 (1986)

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……フィルダムを含めてダム研究会に拡大

『土とコンクリート』に変更

- S36年……水路研究会の発足

『水路』の発刊

- S45年……両研究会の合併

農業土木技術研究会の発足←

『水と土』

入 会 申 込 書

平成 年 月 日

私は農業土木技術研究会に入会します。

氏 名：

所 属：

投 稿 規 定

1 原稿には次の事項を記した「投稿票」を添えて下記に送付すること

東京都港区新橋5-34-3 農業土木会館内, 農業土木技術研究会

2 「投稿票」

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

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

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

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

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

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

たとえば

C, K, O, P, S, U, V, W, X, Zの大文字と小文字

O(オー)と0(ゼロ) a(エー)とα(アルファ)

r(アール)とγ(ガンマー) k(ケイ)とκ(カッパ)

w(ダブリュー)とω(オメガ) x(エックス)とχ(カイ)

1(イチ)とl(エル) g(ジー)とq(キュー)

E(イー)とε(イプシロン) v(バイ)とυ(ウプシロン)

など

8 分数式は2行ないし3行にとり余裕をもたせて書くこと

数字は一マスに二つまでとすること

9 数表とそれをグラフにしたものとの併載はさけ, どちらかにすること

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

11 投稿の採否, 掲載順は編集委員会に一任すること

12 掲載の分は稿料を呈す。

13 別刷は, 実費を著者が負担する。

会 告

農業土木技術研究会役員名簿（平成元年度）

会 長	中川 稔	水資源開発公団理事
副 会 長	末松 雄祐	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
〃	黒沼 正敬	〃 水利課長
〃	岡本 芳郎	〃 首席農業土木専門官
〃	古屋 修	関東農政局建設部長
〃	岸本良次郎	農業工学研究所長
〃	遠藤 紀寛	北海道開発庁農林水産課長
〃	川田 弘二	茨城県農地部長
〃	那須 丈士	水資源開発公団第二工務部長
〃	牧野 俊衛	(社)土地改良建設協会専務理事
〃	中島 哲生	(社)農業土木事業協会専務理事
〃	渡辺 滋勝	(株)三祐コンサルタンツ副社長
〃	伊東 久彌	西松建設(株)常務取締役
〃	塚原 真市	大豊建設(株)常務取締役
監 事	荒井 聡	関東農政局設計課長
〃	西岡 公	(株)日本農業土木コンサルタンツ副社長
常任顧問	谷山 重孝	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	岡部 三郎	参議院議員
〃	須藤良太郎	〃
〃	小林 国司	(社)畑地農業振興会会長
〃	梶木 又三	(社)土地改良測量設計技術協会会長
〃	福田 仁志	東京大学名誉教授
〃	緒形 博之	東京大学名誉教授
〃	永田 正薫	土地改良政治連盟耕隆会会長
編集委員長	岡本 芳郎	構造改善局設計課
常任幹事編集委員	宮本 泰行	〃 事業計画課
〃	長束 勇	〃 設計課
〃	吉永 健治	〃 整備課
〃	柴田 知広	〃 設計課
総務部長	久郷 徳壽	全国農業土木技術連盟総務部長
幹 事	山田 耕士	構造改善局地域計画課
編 集 委 員	〃	〃
〃	合屋 善之	〃 資源課
〃	印藤 久喜	〃 事業計画課
〃	高橋 攻	〃 施工企画調整室
〃	窪 豊則	〃 水利課
〃	小林 隆信	〃
〃	森 淳	〃 整備課

〃	渡辺 巧	〃 開発課
〃	志野 尚司	〃 開発課
〃	谷 省治	構造改善局防災課
〃	篠原 行雄	関東農政局設計課
〃	安中 正実	技術会議事務局
幹 事	佐藤 勝彦	国土庁調整課
編 集 委 員	〃	〃
〃	仰木 文男	水資源公団第2工務部設計課
〃	竹内 紘一	農用地整備公団工務部工務課
〃	松富 恒雄	(財)日本農業土木総合研究所

賛 助 会 員

(株) 荏原製作所	3 口
(株) 大林組	〃
(株) 熊谷組	〃
佐藤工業(株)	〃
(株)三祐コンサルタンツ	〃
大成建設(株)	〃
玉野総合コンサルタンツ(株)	〃
(株)電業社機械製作所	〃
(株) 西島製作所	〃
西松建設(株)	〃
日本技研(株)	〃
(株)日本水工コンサルタンツ	〃
(株)日本農業土木コンサルタンツ	〃
(財)日本農業土木総合研究所	〃
(株) 間 組	〃
(株) 日立製作所	〃
	(16社)
(株) 青木建設	2 口
(株) 奥村組	〃
勝村建設(株)	〃
株木建設(株)	〃
(株) 栗本鉄工所	〃
三幸建設工業(株)	〃
住友建設(株)	〃
大豊建設(株)	〃
(株) 竹中土木	〃
田中建設(株)	〃
日石合樹製品(株)	〃
前田建設工業(株)	〃
三井建設(株)	〃
	(13社)
I N A 新土木研究所	1 口
アイサワ工業(株)	〃
青葉工業(株)	〃
旭コンクリート工業(株)	〃
旭測量設計(株)	〃

伊藤工業(株)	〃	東洋測量設計(株)	〃
茨城県調査測量設計研究所	〃	(株)土木測器センター	〃
上田建設(株)	〃	中川ヒューム管工業(株)	1口
(株)ウォーター・エンジニアリング	〃	日兼特殊工業(株)	〃
梅林建設(株)	〃	日本技術開発(株)	〃
エスケー札幌産業(株)	1口	日本国土開発(株)	〃
(株)大本組	〃	日本大学生産工学部図書館	〃
大野建設コンサルタント(株)	〃	日本ヒューム管(株)	〃
神奈川県農業土木建設協会	〃	日本プレスコンクリート工業(株)	〃
技研興業(株)	〃	日本舗道(株)	〃
(株)木下組	〃	西日本調査設計(株)	〃
岐阜県土木用ブロック工業組合	〃	八田工業(株)	〃
久保田建設(株)	〃	福井県土地改良事業団体連合会	〃
久保田鉄工(株)(大阪)	〃	福岡県農林建設企業体岩崎建設(株)	〃
久保田鉄工(株)(東京)	〃	福本鉄工(株)	〃
京葉重機開発(株)	〃	(株)婦中興業	〃
(株)古賀組	〃	(株)豊蔵組	〃
(株)古郡工務所	〃	北海道土地改良事業団体連合会	〃
(株)後藤組	〃	(財)北海道農業近代化コンサルタント	〃
小林建設工業(株)	〃	堀内建設(株)	〃
五洋建設(株)	〃	前田製管(株)	〃
佐藤企業(株)	〃	前沢工業(株)	〃
(株)佐藤組	〃	真柄建設(株)	〃
(株)塩谷組	〃	(株)外ノ内組	〃
昭栄建設(株)	〃	丸伊工業(株)	〃
新光コンサルタント(株)	〃	丸か建設(株)	〃
新日本コンクリート(株)	〃	(株)丸島水門製作所	〃
須崎工業(株)	〃	丸誠重工業(株)東京営業所	〃
世紀東急工業(株)	〃	水資源開発公団	〃
大成建設(株)高松支店	〃	水資源開発公団奈良俣ダム建設所	〃
大和設備工事(株)	〃	宮本建設(株)	〃
高橋建設(株)	〃	ミサワリゾート(株)	〃
高弥建設(株)	〃	山崎ヒューム管(株)	〃
(株)田原製作所	〃	菱和建設(株)	〃
中国四国農政局土地改良技術事務所	〃	若鈴コンサルタント(株)	〃
(株)チェリーコンサルタント	〃		
中央開発(株)	〃		(79社)
東急建設(株)	〃	(アイウエオ順)	計 108社 153口
東邦技術(株)	〃		

農業土木技術研究会会員数

1.9 現在

地方名	通常会員							地方名	通常会員							
	県	農水省 関係	省 係	公 団 体	等 学 校	個人	法人		外国	県	農水省 関係	省 係	公 団 体	等 学 校	個人	法人
北海道	121	162	4	8	22			近畿	滋賀	33	12	5	1	3		
									京都	42	55	1	6	6		
									大阪	23		1	5	5		
									兵庫	40	17		4	4		
									奈良	54	22			5		
									和歌山	41	9			5		
									小計	233	115	7	16	23		
東	青森	44	44		2			中国	鳥取	21	9		2	4		
	岩手	67	25	6	3	4			島根	16	12		5			
	宮城	40	69		5	21			岡山	47	36		4	5		
	秋田	116	14		1	4			広島	52	7			2		
	山形	26	12		2	1			徳島	26	2			1		
	福島	58	44	2		1			香川	20	6	1		1		
	小計	357	208	8	13	37			愛媛	23	2			3		
北	茨城	87	68	9	2	8			高知	29	4		1	1		
	栃木	80	30		4	2			九州	福	23	11	27	7	8	
	群馬	24		2	1					佐	11	11			2	
	埼玉	62	44	13	1	15				長	20	7			1	
	千葉	46	20	9		12				崎	30	37	6		4	
	東京	5	183	68	15	26				本	44	5	1			
	神奈川	22			3	18				分	28	7		3	1	
	山梨	39	15		3	2				崎	65	4				
	長野	40		1		6				児	31	19	1	2		
	静岡	91	14			6				島						
	小計	496	374	102	29	88				縄						
東	新潟	86	48	1	1	6			合	2,073	1,269	202	111	238	802	18
	富山	66	20		1	4			総	合 計 4,713名						
	石川	46	66		2	5			合							
	福井	48	4			1			計							
北	小計	246	138	1	4	16			計							
陸	岐阜	20	8		4	6			計							
	愛知	38	66	42	1	9			計							
	三重	16	9	2	2	6			計							
東	小計	74	83	44	7	21			計							
海	小計	74	83	44	7	21			計							

編集後記

「農水省、農家のお嫁さんがし!!」ある朝刊の政治面。

農水省が農村の活性化のため、農家の後継者対策の一つとしてお嫁さんを世話する、という平成2年度予算要求のこと。「地域の活性化」＝「住人の数」そのとおりだけど、今の農村はこれが根幹から壊れかけています。現代の日本農業の問題は、とりもなおさず国外からの圧力による内外格差。そして、いかにして農業全体のレベルを上げていくかというとき、必ず、生産性の低い中山間地域の農業が足を引張っていることになっています。

しかし、大規模で基盤整備の進んだ地域と中山間地域を同じレベルで論じるのは間違っていると思います。人が「豊かな自然、豊かな農村」をイメージするとき、そこには必ず山と川、美しい緑と素朴な農村があります。今、中山間地域に求められているのは、自然を大切にしながらこれを活かしながら繁栄すること、「農村のまま」都市と調和すること、つまりレジャー的・観光的要素、景観的要素、若者を魅きつける要素を取込んだ基盤整備が必要ではないでしょうか。幅広い知識と技術、“やわらかアタマ”しなくちゃいけませんね。

(構造改善局資源課 合屋善之)

水と土 第78号

平成元年9月25日発行

発行所 〒105 東京都港区新橋5-34-4
農業土木会館内

農業土木技術研究会
TEL (436) 1960 振替口座 東京 8-2891

印刷所 〒161 東京都新宿区下落合2-6-22

一世印刷株式会社
TEL (952) 5651 (代表)