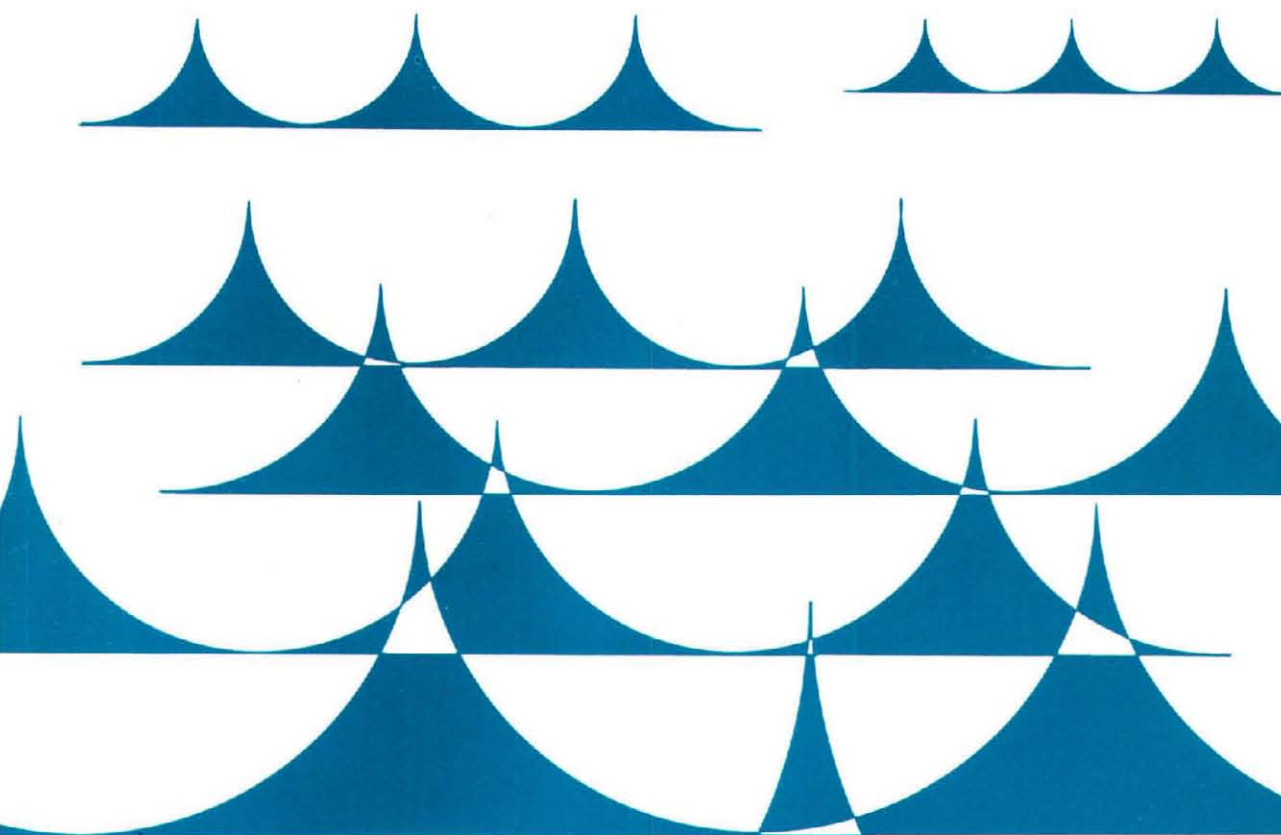


水と土

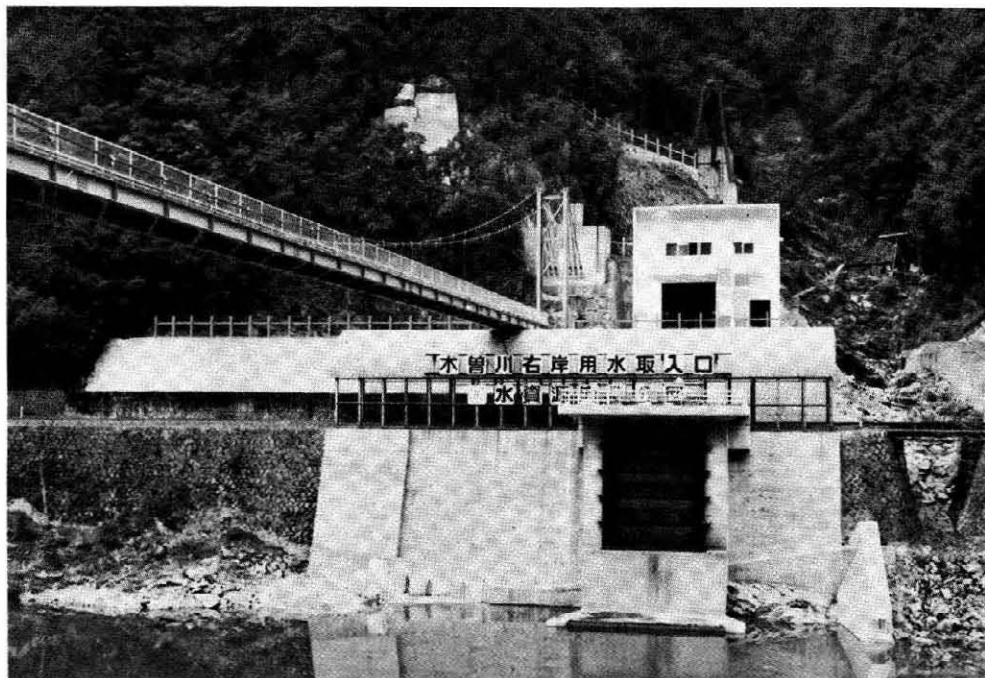
第 20 号



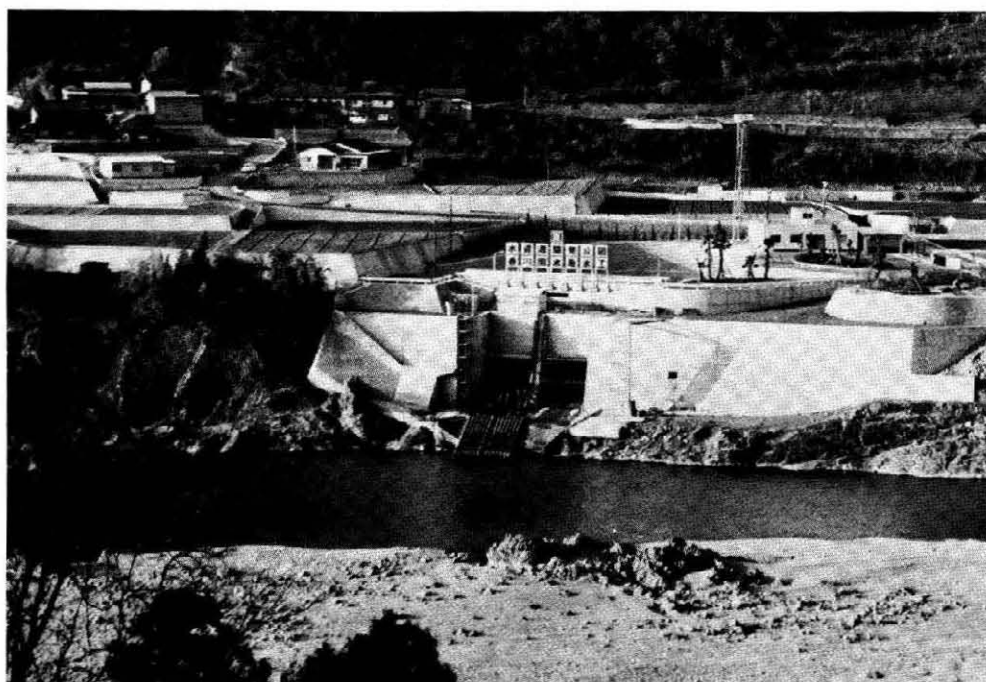
昭和50年 3月号

農業土木技術研究会

取水施設



木曾川総合用水（上流部）白川取水口



香川用水取水口



池田ダム（上流より）



吉野川北岸取水口

水 と 土

No. 20
1975
MARCH

目 次

グラビヤ	
取水施設	
報 文	
土地改良施設（両総用水）の他目的利用	
	羽 木 朗 山 本 敏 雄……………(1)
長大水路の自動堰の一工夫	
—バイパスを持つAMILゲートチェックシステム—	
	渡 辺 光 史 寺 西 岡 貞 公……………(7)
戸面原ダムの設計施工について	
	岡 崎 義 雄 尾 形 嘉 哉 谷 本 則 明……………(13)
山梨県営かんがい排水事業御勅使川地区溪流取水工の設計について	
	古 屋 千 人……………(23)
無堰頭首工（急流小河川頭首工の1タイプについて）	
	佐 藤 全 良……………(29)
三和地区農免農道整備事業の橋梁工事について	
	国 府 新 治……………(32)
白川取水口の設計と施工について	
	岩 月 曠 孝……………(43)
しろがねダムの基礎処理について	
	東 海 林 盛 夫……………(50)
石炭採掘に伴う土地の移動現象	
	芝 田 精 一……………(58)
講 座	
DEMOS-Eによる工事費積算システムについて	
	(その1)
	黒 川 義 孝 小 沢 勇……………(68)
農道舗装の設計と施工(4)	
	鈴 木 康 一……………(76)
書 評	
大浜文彦著「土木材料学」	……………(84)
PRのページ	
軟弱地盤における遮水工法について	
—ミズシート工法の有効性—	……………(85)
会 告	……………(87)
編集後記	……………(90)
総 目 次	……………(91)

第四回農業土木技術研究会々賞

本研究会では、事業の一環として優秀論文の顕章を毎年行っています。

今回は昭和48年度会誌（「水と土」13～16号）掲載分について、会員の代表（名簿から任意に100名を抽出）および編集委員会で選考した結果、第四回受賞は下記のとおりに決定いたしました。

正 賞 （賞金3万円）

「アスファルト遮水壁の設計と施工」

農林省那須野原開拓建設事業所

谷 山 重 孝
江 口 文 夫

元大成建設深山ダム作業所

加 藤 重 男

副 賞 該当なし

受賞論文の紹介

近年土地改良事業をはじめ各種公共事業の進展にともない多数のダムが築造されてきた。今後も生産性の高い農業基盤の確立に必要な農業用水等を確保するため、ダムによる水資源の開発がさらに進められることとなるであろう。しかし今後計画されるものは、地形的にも、地質的にも、良好なダムサイトは期待できないものと思われる。またフィルタイプダムの遮水材料も良質でかつ十分な量を確保できない場合もある。このような場合に検討されるダムタイプに表面遮水型ダムがある。

この論文は農林省那須野原開拓建設事業、栃木県菅板室発電事業、および那須新都市上水道事業、ならびに電源開発株式会社の沼原発事業の水源として建設された、深山ダムの最も重要な部分の一つである、アスファルト遮水壁の設計および施工に関する具体的な報告である。

深山ダムの遮水工法は、ダムサイトが那須火山帯に位置し、ダムの地質は透水性の凝灰角礫岩が主体をなしており、かつ近傍に良質で十分な量の遮水材料を得ることができなかったこと、堤体の表面で貯水池の水を遮水することにより、堤体内の間隙水圧の発生がなく堤体積が小さくなること、さらに共同事業の一つである電源開発株式会社の沼原発所は揚程が517mの揚水式発電所であり、発電にともなう水位変動は1回に5～7mにおよぶこと等を総合的に検討して、表面アスファルト遮水工法に決定されたものである。

表面アスファルト遮水型ダムは、1953年西ドイツの Genkel ダムで施工されてからヨーロッパで発達したものである。我が国では土地改良事業関係では青森県二の倉ダム、静岡県東富士ダムがあり、その他では電源開発大津岐ダム、関西電力多々良木ダム、東京電力高野山ダムおよび沼原ダム等が完成している。深山ダムは表面アスファルト遮水型ダムとしては堤高が世界最高であること、および気象条件の厳しい地点で施工されることを考慮して、あらかじめ試験工事を実施するとともに、細部にわたり慎重な設計がなされ、また前例をみない緻密な施工管理が行われた。この結果、極めて均一な遮水壁が完成し、49年2月満水に達した深山ダムは堤体の挙動、および漏水量等の観測から堤体は十分安全であることが確認されている。

本報告は工法の選定から貯水後の観測までを、遮水壁の設計、合材の決定、舗装の現場試験、遮水壁の施工、施工管理および遮水壁の変形について極めて詳細かつ適切に報告されており、今後このタイプの遮水壁の設計、施工を担当する技術者にとっては貴重な参考資料として役立つものであろう。

（文責 設計課 中西一継）

土地改良施設（両総用水）の他目的利用

羽木 朗* 山本 敏雄*

目 次

1. はじめに……………(1)	3-2 共用施設の通水試験……………(3)
2. 両総用水施設と房総導水路建設事業……………(1)	3-3 共用施設の改築計画……………(5)
2-1 両総用水施設の概要……………(1)	4. 共用施設の課題と問題点……………(6)
2-2 房総導水路建設事業の概要……………(1)	4-1 費用負担に関するもの……………(6)
2-3 両総用水施設の共用に至る経過……………(2)	4-2 維持管理に関するもの……………(6)
3. 共用施設の利用計画……………(3)	5. おわりに……………(6)
3-1 共用施設の現況と利水計画……………(3)	

1. はじめに

近年増々水資源の不足に伴ない、新規水資源の開発は勿論、各種用水の節水あわせて農業用水の合理化も求められているが、その開発建設には多額の費用を要するとともに、困難な問題が多くなってきている。ここに土地改良施設のより高度な利用を求め、非かんがい期は勿論、かんがい期における遊休時期を合理的且つ他目的に利用することにより土地改良施設の潜在的価値に注目したものである。この報文は房総導水路建設事業の計画において、両総用水施設のもつ、位置的条件、施設容量の大きさなどから、これを他目的に利用することによって、水資源開発という大きな課題を解決しようとしたものである。

現在農業専用施設として十分機能を発揮しているものに工業用水、上水道の都市用水が割り込む形の他目的利用（共用）はわが国でも初めてのケースと思われるが、農業用水、都市用水共に合理的且つ円滑に共用するべく諸問題を検討したものである。

2. 両総用水施設と房総導水路建設事業

2-1 両総用水施設の概要

両総用水施設は昭和18年から39年度にかけて農林省が総事業費63億円をもって完成したもので、農業土木事業としては愛知用水と双壁をなすものである。両総用水は千葉県佐原市をはじめとする北総台地、九十九里沿岸地域の2万 ha におよぶ新規利水と補給であり、受益地は17ヶ市町村である。

導水路は佐原市の利根川右岸取水口から、最大14.47 m³/s、日最大938千m³/日、1日18時間取水により、幹線

水路70km、揚水機場3ヶ所で、現在は千葉県が管理し、更に施設の一部を両総土地改良区が受託管理を行なっている。

2-2 房総導水路建設事業の概要

千葉県における経済発展は近年めざましく、特に東京湾の臨海工業地帯、又九十九里沿岸の都市化、観光開発において顕著である。この発展の鍵は水供給にあるといわれ、事実千葉県における将来の水需要は、昭和50年で17,374千m³/日を予想し、現在の需要増として2,000～3,000千m³/日としている。

ここで本事業は木更津地域へ上水道0.4m³/s、工業用水7.0m³/s及び八日市場市外の九十九里沿岸に上水道1.0 m³/s、計8.4m³/s を供給するために、利根川より最大13.3m³/s を取水し、ダムに貯水調整することにより、前述の水量を確保するものである。本事業により建設さ

表-1 房総導水路新規施設

種 別	通水路	延 長	規 模
幹線導水路	m ³ /s 13.0	約36,000 m	隧道、暗渠、サイホン、送水管、放水路工、調整池
第1揚水機場	揚水量 13.0		φ1100mm, 1900KW, ポンプ4台, 総揚程34.6m
第2揚水機場	揚水量 13.0		φ1100mm, 3000KW, ポンプ4台, 総揚程63.7m
長柄ダム			アースダム, 堤高46.5m, 堤頂長190m, 総貯水量10,000千m ³ , 有効貯水量9,600千m ³
東金ダム			アースダム, 堤高28m, 堤頂長340m, 総貯水量2,300千m ³ , 有効貯水量2,200千m ³ , 揚水機場1式

* 水資源開発公団房総導水路建設所第1調査設計課

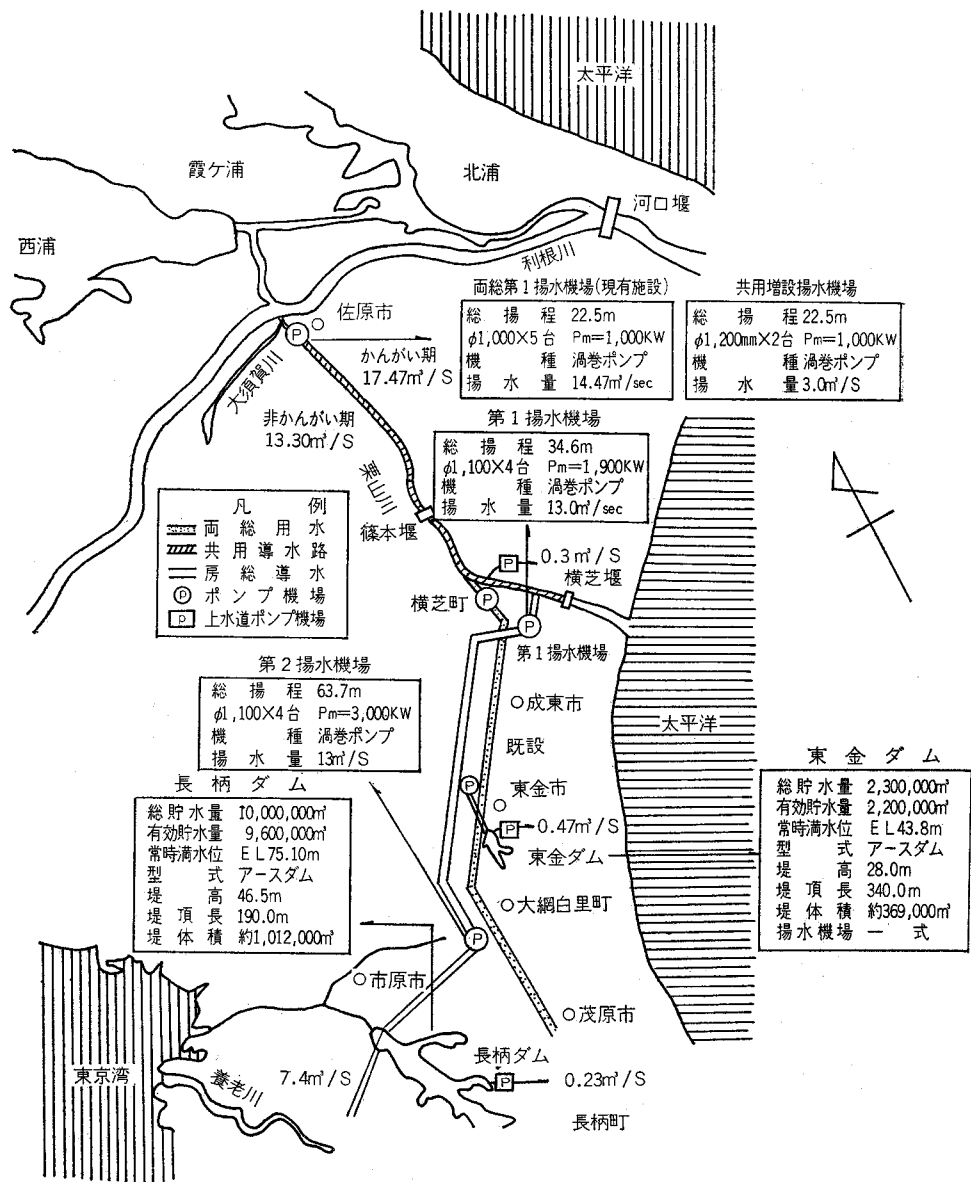


図-1 房総導水路概要図

れる施設は表-1のとおりである。

2-3 両総用水施設の共用に至る経過

利根川から、東京湾臨海工業地帯と九十九里沿岸へ導水する場合に、地理的、社会経済的条件及び既存施設の潜在的価値の開発、合理化などを千葉県、通産省において検討した結果、両総用水土地改良施設の他目的利用を計画、立案し、詳細な調査、計画を水資源開発公団房総導水路建設所が実施した。

農業用水施設、特に水田かんがい用水施設は、その使用する時期を概ね3月から8月としているが、かんがい期間を通して、時期別使用量が異なること、又降雨によってその使用する時間、使用する施設の容量の中で増減

があり、常に施設容量を使用するというのではない。

両総用水施設の場合、揚水機の1日運転(施設使用)時間が18時間であること、施設容量が大きく、潜在的利用価値も大きい。従って、年間を通して、土地改良施設の使用の中に、他目的利用の可能性が大きいことに着目し、ここに両総用水施設の共用に踏みきったのである。

他目的利用する施設区間としては、房総導水路の水利計画から利用時間帯及び取水量が決定されるから、両総用水取水量プラス房総導水取水量の全量として共用するために生ずる現有両総用水施設の増改築と新規に房総導水路専用施設を建設する費用が同額に達するまで両総用水施設を共用することが基本的原則である。

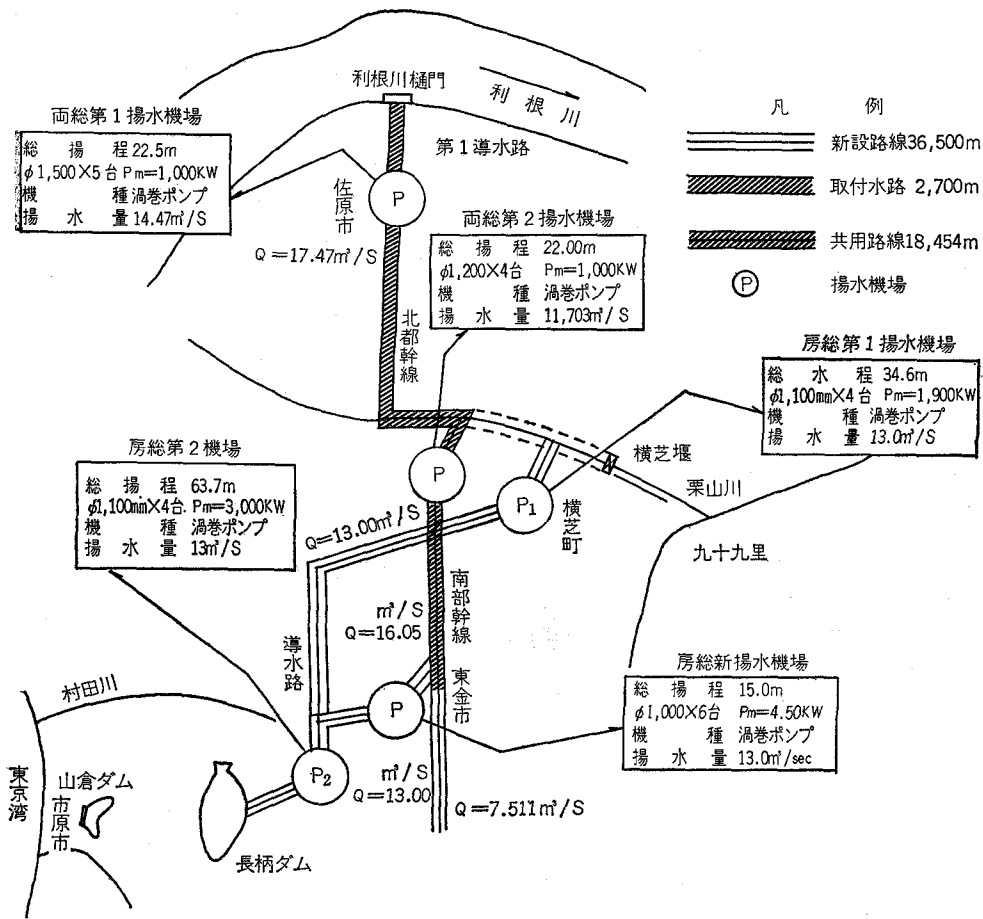


図-2 共用施設比較路線概要図

他目的利用に伴なう土地改良法の問題、種々の両総用水の慣行、改築の困難性、将来の維持管理等について利根川取水口から南部幹線水路の一部（東金制水門）まで延長約46km区間まで検討した結果、利根川取水口から栗山川横芝堰までの約46区間を共用することになったものである。

3. 共用施設の利用計画

3-1 共用施設の現況と利水計画

共用施設は表-2のとおりである。

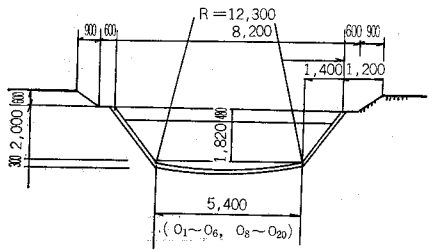
房総導水路の利水計画はかんがい期（3月1日～8月末日）は新規利水分 $3.0\text{m}^3/\text{s}$ を常時取水すると共に代掻期（4月16日～5月15日）を除いて、降雨等により両総用水が利根川から取水を必要としない時期、又非かんがい期には最大 $13.3\text{m}^3/\text{s}$ を取水するものである。従ってかんがい期は両総用水 $14.47\text{m}^3/\text{s}$ プラス房総導水 $3.0\text{m}^3/\text{s}$ 計 $17.47\text{m}^3/\text{s}$ が共用施設の最大通水量となる。現実にも両総用水が24時間に近い形で取水していること、利根川余剰水量との関連や、共用施設として使用する場合の取水

時間を明確に区分することの困難性、又将来の維持管理についても未定なので前述の最大通水量を施設の計画とした。

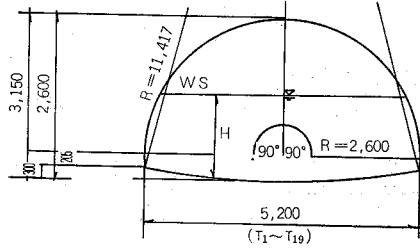
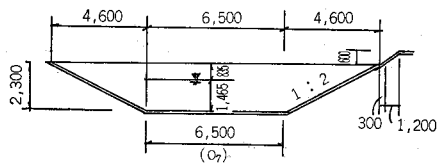
3-2 共用施設の通水試験

共用施設は完成後、各種の補修を行ないつつ20年以上を経過しているために、計画時の施設能力、容量を十分に確保しているか否かを調査する必要がある。試験は各工種、水路毎に細かく各断面の調査測量を行えば正確な資料が得られるが、水路工種が北部幹線水路で43ヶ所、試験区間全体で32kmもあり、全ての区間について、試験調査することは不可能である。このため、各流量に対する水の流れ方、水位について調査し、今回は特に共用施設の内北部幹線水路が地形、工種、構造等により種々の制約があり、増改築の可能性を正確に把握する必要があることから当初計画と実態について実測をもとに比較検討を行なった。

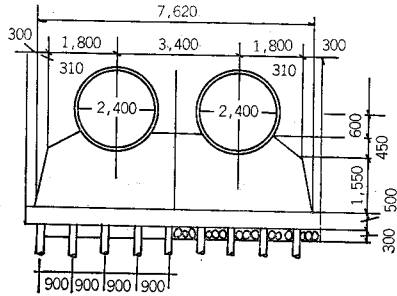
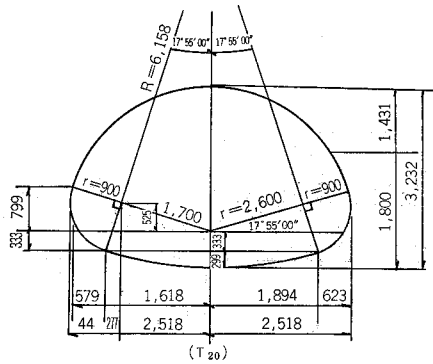
(1) 試験方法 北部幹線水路はトンネル20ヶ所、開水路20ヶ所、サイホン3ヶ所の長短各工種が連続していること、各工種が直接取付（トランジションがない）で



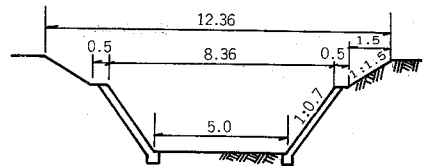
北部幹線開水路断面図



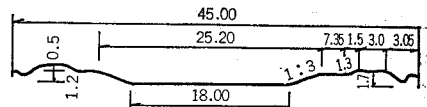
北部幹線トンネル断面図



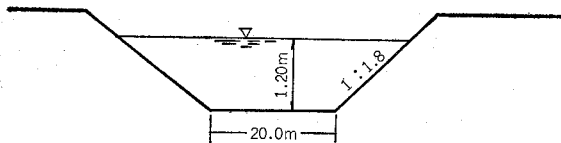
北部幹線サイホン断面図



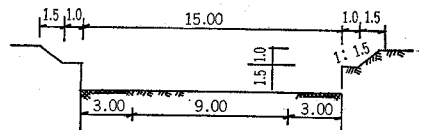
栗山川ブロック水路断面図



栗山川土水路断面図



第1導水路(土水路)断面図



栗山川矢板水路断面図

図-3 共用水路各工種の断面図

表-2 共用施設

施設名	種別	規模	最大通水量	数量	摘要
第1導水路	利根川樋門	幅3.0m×高4.0m×2門 3.0×3.0×2	14,485m ³ /s	1ヶ所	前庭74m 樋門24m 計28m
	制水門	4.0×4.0×2 4.0×3.0×2	〃	1ヶ所	26m
	開水路		14,470		コンクリート52m, 石積40m, 兼用286m, 専用842m 計 1,220m
	計			1,344m	
第1揚水機場	ポンプ モーター	ポンプ φ1,200×5台 モーター 850KW×5台 1,000KW×3台	14,470	1ヶ所	吸水槽 46m 吐出槽 20m
北部幹線水路	開水路	20ヶ所	14,470	3,132.65m	
	サイホン	3ヶ所	〃	882.81m	
	トンネル	20ヶ所	〃	3,524.96m	
	計			≒ 7,540m	
栗山川疏水路	開水路	石積水路 ブロック水路	1557~1817	2,084.14m	石 積 8,437m ブロック 1,949.77m
	〃	矢板水路	〃	643.00m	
	〃	土水路	〃	9,172.43m	
	計			≒11,399m	
栗山川	河川		1817~2470	11,208.00m	
	篠本堰		〃	1ヶ所	
	横芝堰		〃	1ヶ所	

あるために、これらによる背水あるいは損失の影響で正確な水位、流量の測定が難しく、従って水路全体の能力特性及び各工種の能力特性はサイホンの余裕、開水路、トンネルの勾配について、計画と施工との差異により、水面形は諸々の要因を含めたもので測定されることなどから、計画数値よりも、実測値の精度を高め、大局的な傾向を把握することが結果的にはそれが水路全体及び各工種の能力、容量であるというマクロ的判断のもとに試験を行なった。

(2) 試験結果

北部幹線水路の上流部、特に1号サイホンより上流は下流部に比べ流れがスムーズであることがH-Q曲線で判明される。このことは相当の損失を含んでいるが数値的には不明である。

(イ) 水路断面の不整形、特に開水路は相当の補修を行なっているが、水理学的精度を要求するほど正確に施工されていない。

(ロ) 各工種の断面変化による。

(ハ) 現況と計画の不一致による等流計算の無意味性以上のような水理上の問題を含み、多くの損失が累積されて、下流部は短いトンネル、開水路が連続していることなどから堰上背水を生じ、流れの効率が悪くなっている。

このことは流れの中にすべての損失を含んでいることから、北部幹線水路の水位縦断面は水路全体の能力特性

を示しているものである。

第1導水路、栗山川疏水路は特記することはないが、第1揚水機は1~5号機共に、設置時と比べ能力低下はみられない。

3-3 共用施設の改築計画

北部幹線水路の改築計画は次のとおりである。

(1) トンネル、1~19号は計画通水量14.47m³/s に対してフリーボードは0.621m、20号は0.646mである。共用計画流量17.47m³/s に対する計算フリーボードは15~20号が0.38~0.54mで標準フリーボードより小さいけれども、トンネル断面の最大通水能力流量よりも共用計画流量が小さいこと、即ちフリーボードでは最大流量に対して余裕があることから一切の増改築は行わない。

(2) 開水路、共用計画流量に対してフリーボードは、0.4mであるが計算フリーボードは10~12号以外は0.06~0.34m不足する。従って約0.5mの高上げを行ない、トンネル、サイホンへの取付は原則としてトランジションを設ける。

(3) サイホン、呑口、吐口共に水槽形式で十分なシールがある。管内流速も最大で1.931m³/s であり、従って改築の必要はない。

又第1導水路は両総用水取水水位をそのまま共用計画取水水位とし、これによる通水断面を維持するべく河床整形を行なう。第1揚水機場は現有施設は補修程度で共用施設として増設するものは吸、吐水槽、建屋、ポンプ等機

器類である。栗山川疏水路は全体的に容量が十分なので河床整形、護岸の補修程度である。篠本堰、横芝堰は千葉県管理であり、非かんがい期も合せて合理的且つ円滑な操作管理ができるように改築する。

4. 共用施設の課題と問題点

房総導水路建設事業に伴う共用施設について、その経過と改築計画を述べたが今後この他目的利用の目途から共用施設として開発、使用されるために内在する諸問題を考える。

土地改良施設が他目的利用による共用施設として開発されるものはすべて土地改良法に基づく、法手続きとして、土地改良法94条4項2の共有持分の付与申請、施行令61条の改築追加工事の承認申請が行われ、これらに伴う各種の協議事項として、対価の額及び支払い方法、管理の方法、管理に要する費用の分担、その他必要事項がある。協議し認可を得てはじめて共用施設事業が開始される。しかし、本事業はわが国でも初めて行われたものであり、今後多くの課題を残している。これらを大別して費用負担に関するものと管理に関するものとに分類すると次のとおりである。

4-1 費用負担に関するもの

(1) 共用することにより生ずる増改築及び各施設の補修、補強の費用の負担方法

(2) 共用することにより生ずる施設利用度の増加と耐用年数の低下

(3) 改築追加によって耐用年数の超過した施設の費用負担の方法

(4) 施設の近代化、合理化による費用負担

(5) 使用電力料の負担

(6) 共用することにより生ずる維持管理的増に対する費用負担

4-2 維持管理に関するもの

(1) 農業及び都市用水各々の専用管理組織と共用管理組織の関連性

(2) 共用管理区間における専用業務の取り扱い方法

(3) 農業用水と都市用水の管理精度、形態の相違と関連付

これらを総合的に農業用水側と都市用水側が検討しな

ければならないが特に今後の重要な問題としては次のことがある。

(1) 農業用電力と都市用電力の使用量の算定と負担割合

(2) 共用施設とした場合でも農業用水専用施設、都市用水施設として一部、又は全体を区分する方法と施設は完全に共用する方法であるので管理形態、組織をどのように考えるべきか。

(3) 農業用水優先と都市用水の取水計画

土地改良施設に都市用水が上乘せになったことと、房総導水利水量（都市用水）が生みだされた経過から、農業用水優先とされており、都市用水は必然的に農業用水に左右されることとなる。従って農業用水の期別取水量あるいは降雨等による取水量の変化をできるだけ少なくすること、それを迅速に把握すると共に他方都市用水の受給容量から両者の必要合計水量を共用第1揚水機場に指示されなければならない。

房総導水計画は定常取水と違い利根川余剰水の有効利用という建前上、可成精度の高い管理が要求されるために相当の難しさをもっている。

5. おわりに

土地改良施設の他目的利用は当該施設の用途、目的を妨げることなく、総合的に利用されることによって共用の合理的運営と利益が計られる場合にのみ実施されることは言うまでもないが、前述のような複雑な問題がある。他目的利用の可能性の検討から妥当建設費、建設事業費及び維持管理費の負担、管理計画等実施計画までに十分な検討が必要であるが本事業はまだまだ多くの未解決の問題を残している。

しかし大局的見地に立って計画を考えると、これらの問題が農業用水側、都市用水側、地元関係者の善意により解決し、より高度な開発、利用が行われるならば、これ以上のものはない。

今後わが国の開発の過程に本報文のような事例は多く生ずると思われる。本例が関係各位の参考になれば幸いと存ずる次第である。最後に本例について諸兄の御指導御意見を願う次第である。

長大水路の自動堰 (automatic check gate) の一工夫

—バイパスを持つAMLゲートチェックシステム—

渡辺 光史* 寺沢 貢** 西岡 公***

目 次

1. はじめに……………(7)	の通水容量の決定……………(9)
2. 香川用水におけるチェックシステム……………(7)	5-2 バイパスゲート部……………(9)
2-1 香川用水の概要……………(7)	6. 計算例(香川用水 山田チェック)……………(9)
2-2 香川用水共用水路の特性と チェックシステム……………(7)	6-1 設計条件……………(9)
2-3 チェックシステム……………(7)	6-2 バイパスの設計とゲートの AMIL サイズ……………(9)
3. オートマチックチェックに おけるゲートタイプ……………(8)	7. システムの作動……………(10)
4. システムの企画……………(8)	8. 操作と管理……………(11)
5. システムの設計……………(9)	9. 考察……………(12)
5-1 AMILゲートとバイパス	10. おわりに……………(12)

1. はじめに

水の合理的な配分と管理の適正・安全化のため、長大水路の各主要地点に各種のチェックゲートを、当初より一貫的に設計施工するチェックシステムが近代水路に採り入れられて既に久しい。

水路中の流速、水位、流量等を任意に調整(Check)する構造物(Structure or gate)には手動タイプ、自動タイプなどがあり夫々の形式と特性を持っている。

しかしながら、長年の通水管理実績よりフィードバックしてくる問題点も多々あり、その都度管理担当者が改造を余儀なくされている。

端的に言えば、自動タイプのものには手動操作の機構が、又手動タイプのものには自動操作の機構が夫々組合せられているのが望まれる理想の型式であろう。

本稿は、このうち過去に最も多数採用された自動タイプの「AMILゲートチェック」が実際の通水管理の中で生じて来た各種のトラブルを整理勘案し、これらを克服するため、群馬用水、香川用水(共用水路)を通じて工夫開発してきた新しい形のチェック構造物とそのシステムを香川用水の設計例を示しながら紹介したい。

本システムの設計施工例は、すでに群馬用水において12例、香川用水において6例、合計18例があるが、いず

れも49年12月現在通水管理の段階にあり、極めて良好に作動中である。

2. 香川用水におけるチェックシステム

2-1 香川用水の概要

香川用水の受益地は、香川県下の5市32町(約31,000ha)に及び、島しょ部、山間部をのぞく香川県平野部全域をその対象としている。全長108kmの幹線のうち上流部48kmの農業用水、工業用水、上水道用水の共用水路部を水資源開発公団が施工した。

ここでは、この共用水路部に採用した6基のオートマチックチェックについて述べるものとする。

香川用水の設計流量は最大15.8m³/sであるが、この内訳は農業用水11.3m³/s、工業用水2.5m³/s、上水道用水2.0m³/sであって、通年通水である。

このように、受益地域の大きさ、用途の広さ、通水期間の長さ等から全県的な新たな基幹用水と称してはばからないもので、この用水に対する香川県の依存度は極めて高く、民生、産業に多大の影響力を持つものである。

2-2 香川用水共用水路の特性とチェックシステム

(1) 自然流下開水路方式を基本とする長大水路であるため、何らかのチェック、システムを採用する必要がある。

(2) 農水、工水、上水の3者共用水路であるため、これら3者の間に合理的な管理配分が必要である。

(3) 農業用水の間にも多年の水不足に由来する伝統的

* 水資源開発公団香川用水建設所

** 水資源開発公団計画部

*** 日本農業土木コンサルタンツ技術部長

な厳しい用水慣行の風土がある。

(4) 香川県にとっての世紀の大事業である吉野川の水配分には最新の水路システムにする強い希望があった。

以上のような特性から、分配水計画のシステム化は、一段と高度のしかも現実的なものとしての工夫を要請せられた。

2-3 チェックシステム

(1) マニュアルチェック (manual check) 6基

(2) オートマチックチェック (automatic check) 6基の組合せで企画設計されたが、ここでは特にオートマチックチェックとして採用した構題のシステムについて述べることにする。

3. オートマチックチェックにおけるゲートタイプ

オートマチックチェックにおけるゲートについては、過去の施工実績として、AMILゲートが圧倒的に多い。これは AMIL ゲートがチェックとして優れた性能に恵まれていることと、他に適正なものが見当らないことを如実に物語っている。

AMIL ゲートの長所

- ① 作動原理が単純であること。
 - ② 作動のため2次計器を全く必要としないこと。
 - ③ 原動力を浮力とするために、電源などの動力源を必要としないこと。
 - ④ 構造がシンプルで、複雑なメカニズムを持たないため、堅牢であること。
 - ⑤ 水位の調整能力に優れていること。
- などが代表的である。

AMIL ゲートの短所

- ① ゲートを並設するとハンテングをおこす事例があること。
- ② 設置位置、流量によってはハンテングをおこす場合があること。
- ③ ゲートの容量にくらべ少流量時には、チェック水位が低下し、このため分水に支障を生じる場合もあること。
- ④ 構造物としてやや大きくなること。

この種の問題点の多くは、AMILゲートの型が大型化するにしたがって大きくなる傾向がある。

以上の長所・短所より、我々は、この基本的には優れたAMILゲートの採用を前提とした上で、各種の工夫を試みた。

改良方針

① AMILゲートの事故の欠点をおさえるため、採用機種はなるべく小型とする。小型とすれば、事故発生時の対策もそれだけ対処し易くなるであろう。

② ゲート寸法をなるべく小型とし、その工事費を極

力安くする。又損失水頭も小とする。

この観点より、農業用水を主体とする水路の通水実態に合うよう、ある長期の期間内のある一定流量は「手動部」で調整を受け持たせ、変動流量は「自動部」で受け持たせることとした。この手動部ゲートの操作頻度はごく少なくてよい。

4. システムの企画

農業用水を主体とする水路での通水量計算は、一搬には5日単位であり、半旬別程度の期間で行っている。又取水操作の実態も、下流の要求量に応じて時々刻々と通水量を変化することは、まずあり得ない。少なくとも、長大水路といわれる10m³/s以上の通水で、数10kmの流路を持つ水路では、最大1日2回、よくあって1日1回、通常数日間~10日程度は取水量の設定変更を行うことはない。又その設定量も除々に増減し、大幅な変更は極めて少ない。

通水量の変化を模式的に表わしたものが図-1である。

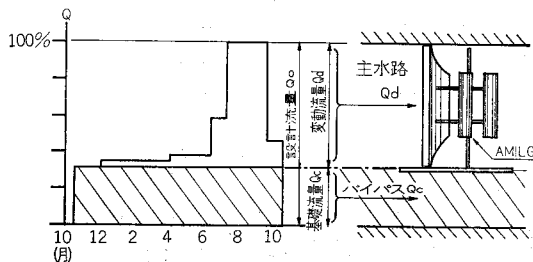


図-1 基礎流量 Q_c と変動流量 Q_d の説明
(香川用水の計画通水パターンによる)

ここでは、一般にある期間を通じて変動しない流量を基礎流量 Q_c とし、変動する量を変動流量 Q_d と表すと、設計流量 Q_0 は次式で表わされる。

$$Q_0 = Q_c + Q_d$$

したがって、変化のない Q_c に相当する流量をバイパス部(手動部)に通水させ、変動する流量 Q_d に該当する流量をAMILゲート(自動部)のある主水路に通水することにすればよい。

なお、管理手間をおしまないとすれば、通水期の任意の期間で考えると、 Q_c はこの期間の一定流量まで増大させることができる。例えば、6月に1回操作するとすれば6月~8月では約5割増の Q_c とすることができ、それだけ、自動部の変化容量に余裕ができる。この量をいくらにするかは水路の特性に応じて責任技術者の判断によればよい。

実際に Q_c はかなり大きい値になるので、この容量に相当するだけAMILゲート部の通水量は軽減されるので、採用すべきAMILゲートのサイズは小さく、損失水頭も少なくてよいことになる。

したがって各種のトラブルも少なく、かつトラブルが

生じて、事故の規模は小さくなることが期待される。

バイパスには、手動操作による小型のチェックゲートが必要になるが、この操作頻度は少なく、年に数回程度に減じることもできる。

現実的には1～2週に1回程度の監視は、水路の管理上不可欠であるから、この機会に操作を行えば管理上の負担とはならない。

5. システムの設計

5-1 AMIL ゲートとバイパスの通水容量の決定

AMIL ゲートが通水すべき容量 Q_d は、一般的には水路における最少流量 Q_{min} が既知である時は次式で表わすことが出来るが、この値は AMIL ゲートの最大容量となる。

$$Q_d \doteq Q_d = Q_o + Q_F - Q_{min} \dots\dots\dots ②$$

Q_F : 当該チェックより上流直近チェックまでの間の流入雨量および流入洪水量

又、最少流量が既知でない場合は③式による計算を目安にしている。

$$Q_d \doteq Q_d = (1-K)Q_o + K \sum Q_I Q_F \dots\dots\dots ③$$

$$Q_m = K \cdot Q_o \dots\dots\dots ④$$

Q_m : 平均流量

$\sum Q_T$: チェックより上流直近チェック (Reduction 地点) までの分水容量合計

バイパスが負担すべき容量 Q_c は⑤式を一応の目安とする。

$$Q_B \doteq Q_c = (Q_o + Q_F) - Q_d \dots\dots\dots ⑤$$

$$\text{又は } Q_B \doteq Q_{min} \sim (Q_m - K \sum Q_T) \dots\dots\dots ⑤'$$

ただし、ここでは豪雨時などの水路の突発的な最大通水量 Q_{max} を

$$Q_{max} = Q_o + Q_F \text{ と考える。} \dots\dots\dots ⑥$$

Q_A は対象地点の考えられる最大変化流量を含む最少値が望ましく、 Q_B は同じ地点での、各通水期間 (農水では一般に5日単位の水収支計算である) 毎の基礎流量を掴み、全期間を見通したうでなるべく大きな値が望ましい。

設計容量は当然次式を満足しなければならない。

$$Q_A + Q_B \geq Q_o + Q_F \dots\dots\dots ⑦$$

5-2 バイパスゲート部

幹線の通水量がバイパス設定容量より減少してくるとバイパスゲートが全開している限り、AMIL ゲートは上流側の水位を一定に維持しようとするため、だんだん全閉状態になり、稼働しなくなる。

更に上流側一定水位の低下防止のためには、バイパスゲートを閉操作して水位を調整しなければならない。

バイパス容量に見合うゲートの設定の為に、底上堰を設け、 Q_B に相当する流量でチェック水位を限界水位とするのも一便法で、ゲート寸法が小となるため経済的

である。

6. 計算例 (香川用水, 山田チェック)

6-1 設計条件

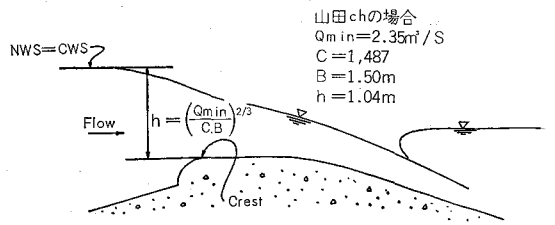
- ① 最小通水量 $Q_{min} = 2.35 \text{ m}^3/\text{sec}$
- ② 計画通水量 $Q_o = 7.50 \text{ m}^3/\text{sec}$
- ③ 流入洪水量 $Q_F = 0.40 \text{ m}^3/\text{sec}$
- ④ 最大通水量 $Q_{max} = Q_o + Q_F = 7.90 \text{ m}^3/\text{s}$
- ⑤ 自動ゲート (AMIL ゲート) に割当てられている大体の水頭 86 mm

6-2 バイパスの設計と AMIL ゲートのサイズ

バイパスの幅員は本地点の立地条件、上下流の一連のチェックの寸法上のバランスより1.5mとする。

最少流量 $Q_{min} = 2.35 \text{ m}^3/\text{s}$ の通水時においてチェックの上流側の水位が C. W. S. (自動チェック) であるので C. W. S. は、計画水位 N. W. S. と一致させる) を保持させるために、 $Q = 2.35 \text{ m}^3/\text{s}$ において N. W. S. を越流水位とする堰として設計する方法を採用した。

即ち堰の crest を図-3 に示すように、N. W. S. 越流水深 h に設定する。



山田chの場合
 $Q_{min} = 2.35 \text{ m}^3/\text{s}$
 $C = 1.487$
 $B = 1.50 \text{ m}$
 $h = 1.04 \text{ m}$

図-3 バイパスクレストの設定説明

$$Q_{min} = C \cdot B \cdot h^{3/2}$$

$$Q_{min} = 2.35 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B = 1.50 \text{ m}$$

$$C = 1.49$$

$$h = 1.04 \text{ m}$$

故に堰の Crest 高は N. W. S. : 1.04m に設定する。計画通水時のバイパス通水量 Q_B を計算する必要があるが、

$$Q_B \doteq Q_{min} = 2.35 \text{ m}^3/\text{s}$$

であるから、

$$Q_A \doteq Q_{max} - Q_{min} = 7.90 - 2.35 = 5.55 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

を、割当水頭 $J_m = 86 \text{ m}$ で通水可能な AMIL ゲートとして D400型を採用した。

山田チェックのレイアウトは図2のとおりである。

図2の各寸法による最大流量時の流量 (試算手続は割愛) は次のとおり、

$$Q_{max} = 7.90 \text{ m}^3/\text{s} \text{ の時}$$

$$Q_B = 2.15 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (バイパス通水量)}$$

$$Q_A = 5.75 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (AMIL D400通水量)}$$

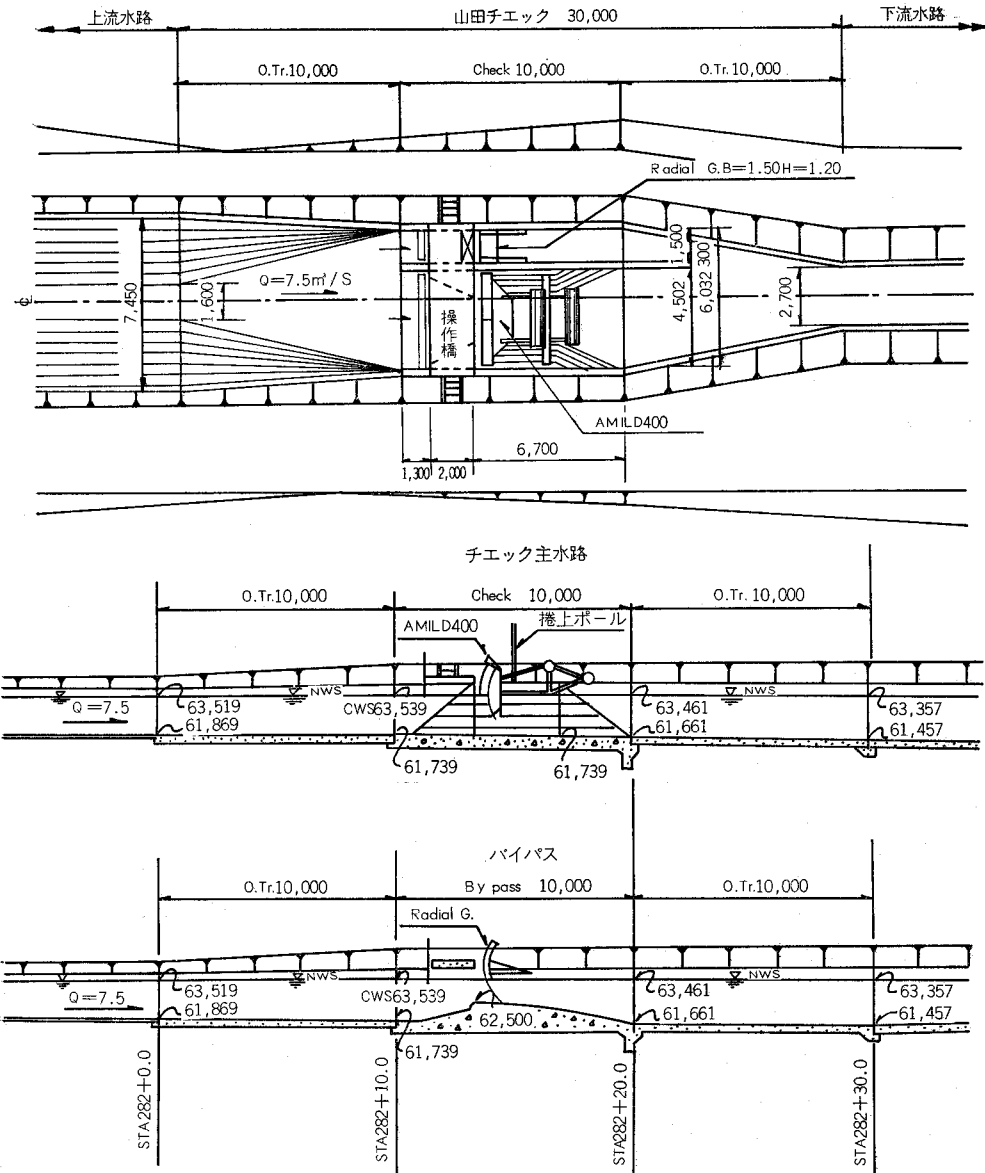


図-2 山田チェック

7. システムの作動

図-6は山田チェックの通水状況を試算したものでチェックの流況図である。

(1) 自動調整領域 (automatic zone) $Q=7.50\sim 2.35$ (m^3/s)

この流量領域では、チェックシステムは完全にC.W.S.を維持し、流量の変化に応じてAMILゲートは自動的に開閉し、流量の減少にともなって $Q=2.35m^3/s$ の時AMILゲートは全閉する。バイパスは全開である。なお、 $Q=7.90m^3/s$ までは設計上通水余力がある。

(2) 手動調整領域 (manual zone) $Q=2.35\sim 0(m^3/s)$

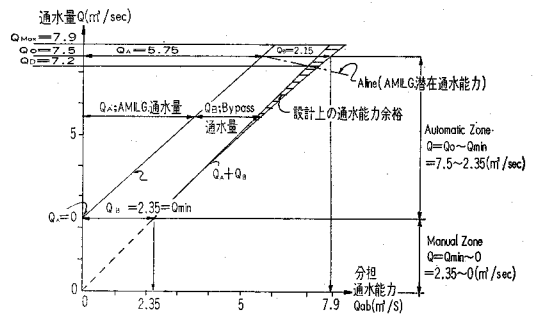


図-4 山田チェック通水模式図

この流量領域では、バイパスゲートで調整をしなければ、AMIL ゲートは全閉したままである。

この山田チェックの場合は、AMIL ゲート単独でも、 $Q=2.35\text{m}^3/\text{sec}$ を十分に上まわるので、バイパスを仮に全閉してもさしつかえない。

バイパスゲートでチェックすることにより、AMIL ゲートは作動を維持し、システムの機能を発揮する。

8. 操作と管理

計画書と全く同一の通水パターンが守られるとすると山田チェックの場合、流量が前項で説明した自動調整領域、手動調整領域の各領域にあることは年間を通じて各一度のみである。したがって単純に考えると、年度の初めに水田にかんがいを開始する時、バイパスゲートを開け、秋に水田のかんがいの終了時バイパスゲートを閉鎖することによって、通年にわたる自動チェックの機能は保証されると考えられる。

すでに前にも述べたが、本システムの管理は、最大5日に1度ないし10日に1度水路巡視の時、バイパスゲートを調整し、AMIL ゲートに流量が集中しないようにしてやる……と考えるべきであるが、特に数値的な根拠を求められるとすれば次のような考え方もあるので述べておきたい。

チェックシステムの通水量が減じて来ると、AMIL ゲートは、上流の水位を一定に保とうとし、下流の水位は低下するので、チェックの上下流の間に大きな水頭差を生じ、AMIL ゲートの潜在通水能力は増大する。図4の中で「A」で示したラインは、この間の事情を説明するものである。

したがって、通水量が AMIL ゲートの潜在通水能力と一致する流量 Q_D (山田チェックの場合 $Q_D=7.2\text{m}^3/\text{s}$) 以下になれば、バイパスの通水能力に依存しなくても、AMIL ゲート単独で全通水量の流下が可能である。

そこで、あえてバイパスゲートの開閉操作の時期を流

量で判断するとすれば、山田チェックの場合は、AMIL ゲートが単独で全通水量を流下できる流量 $Q_D=7.2\text{m}^3/\text{s}$ より小さく、バイパスが全開していても C. W. S. を維持できる最少流量である Q_{\min} より大きく取ることになる。

実際には Q_D より何がしかの安全流量 Q を減じた ΔQ 値でバイパスを開閉すると考えるべきである。

この安全流量 ΔQ の値としては、(1)取水工での1操作による許容増加量 (香川用水の場合約 $1.5\text{m}^3/\text{s}$) 程度(2)直上流マニュアルチェックのバイパス (Sido weir) の容量 (山田チェックの場合 $1.5\text{m}^3/\text{s}$) (3)直上流リダクション地点までの分水工容量の合計 ΣQ_r (山田チェックの場合 $\Sigma Q_r=0.095\text{m}^3/\text{s}$) (4)流入洪水量 Q_F (山田チェックの場合 $Q_F=0.4\text{m}^3/\text{s}$) などを勘案して決定するのが適当である。

香川用水の場合、この値 ΔQ を決めるとすれば、直上流マニュアルチェックのバイパス容量が妥当と考えられる。

したがって、バイパスを開閉すべき流量 $Q_{D'}$ (バイパス管理流量と仮称する) は次式となる。

$$Q_{D'} = Q_D - \Delta Q \quad \dots\dots\dots \text{⑧}$$

山田チェックの場合

$$Q_{D'} = 7.20 - 1.50 = 5.70 (\text{m}^3/\text{s})$$

このバイパス管理流量 $Q_{D'}$ は各チェック個々の値であるから、全てのチェックについてあらかじめ試算すると表1の $Q_{D'}$ 欄に示すようになる。

しかし、実際の通水管理で個々のチェックでの流量をいちいち把握することは繁雑でもあり、あまり実用的でないので、全線のチェックを一元的に検討して、取水量が、一定値を越えたらバイパスを開放し、この値を割ったらバイパスを閉鎖する…程度に合理化すべきである。

表一1は、香川用水全線での共通バイパス管理流量を求めるために作成したものである。

表一1中 $Q_{D'}$ の最小値は $4.92\text{m}^3/\text{s}$ であるので、ほぼ

表一1 香川用水自動チェック通水量諸元

No.	チェック名	設計断面 Q_0	$Q_{A\max}$	$Q_{B\min}$	Q_{\min}	Q_D	ΔQ	$Q_{D'}$	
1	岩瀬 Ch.	11.5	7.95	4.55	4.6	11.15	2.3	8.85	Q 最大 $4.60\text{m}^3/\text{s}$
2	岡田 Ch.	9.5	7.50	2.00	3.25	9.20	2.3	6.90	
3	大林 Ch.	9.0	6.40	2.60	3.25	8.70	2.3	6.40	
4	山田 Ch.	7.5	5.75	1.75	2.35	7.20	1.5	5.70	$Q_{D'}$ 最少 $4.92\text{m}^3/\text{s}$
5	鶴生池 Ch.	6.6	5.10	1.50	2.35	6.42	1.5	4.92	
6	古川 Ch.	6.6	5.00	2.35	2.58	6.45	1.5	4.95	

- 注1. $Q_{A\max}$: 計画通水時 AMIL G. の分担通水量
 2. $Q_{B\min}$: " バイパスの分担通水量
 3. Q_{\min} : バイパスを全開しても C. W. S. を維持できる最少流量
 4. Q_D : 単独でも通水可能な流量
 5. $Q_{D'}$: 管理上バイパスを開閉する目標流量
 6. ΔQ : $Q_{D'}$ に対する余裕

この値をもって香川用水のバイパス管理流量とすればよい。

すなわち、「取水量が $4.9 \text{ m}^3/\text{s}$ を割ったら全部のオートマチックチェックのバイパスゲートを閉鎖し、取水量が $4.9 \text{ m}^3/\text{s}$ をこえたらバイパスゲートを開放する」……と考えるのが最も単純化した管理であろう。

9. 考 察

これら一連のチェックシステムの設計は、管理面ではほんの僅かの手数をかけることで、各種のトラブルをさげまたはトラブルを小規模し、突発的な流量変化、事故にも対応出来るとともにゲートのサイズ、損失水頭の軽減、ひいては工事費の節約が期待できる。

この設計の基本には、

- (1) 一般には軽く考えられがちである水路の損失水頭を経済評価することの認識（43年試算でも香川用水で80～60万円/cmに相当）
- (2) 管理段階での溢水、ハンチングなどの事故が円滑な管理業務を根本的におびやかし、何としてもこれらを防止すべきであるという認識

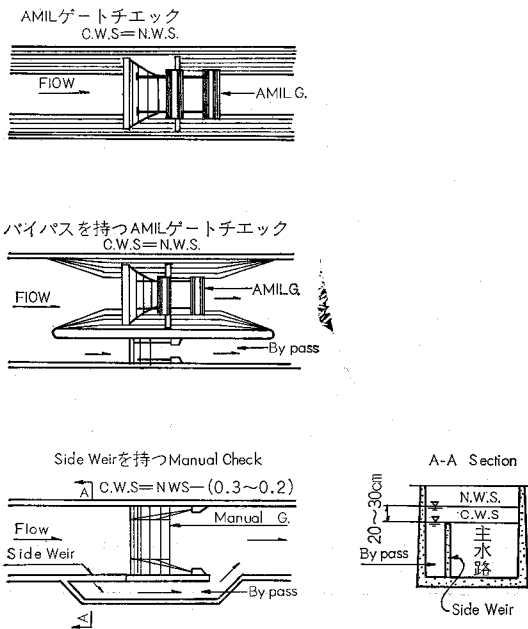


図-5 各種のチェックシステム

- (3) 一般に、チェックシステムは、計画最大流量に対しては、手厚い検討が行なわれるが、少流量時における分水管理の基本への反省は少ない。等々が作用した結果の現場管理安全化システムである。

10. おわりに

このレポートで述べた「バイパスを持つ AMIL ゲートシステム」は、純然たる「AMIL ゲートチェック」と従来からある「バイパス (Side weir) を持つマニュアルチェック」との中間的性格を持つものと考えても良いとはいえないか。

この3種のシステムは図-7に示すような構成である。「バイパスを持つ AMIL ゲートシステム」より「バイパスを除いたものが「AMILゲートチェック」であり、「AMILゲート」の代りに「マニュアルゲート」を持たせたものが「バイパス (Side weir) を持つマニュアルチェック」である。

特に、この「バイパス (Side weir) を持つマニュアルチェック」は、断面変更部 (Reduction部) チェックとして採用される例が多いが、従来 Side weir のクレストが N. W. S. より $20 \sim 30 \text{ cm}$ 程度低く設けられるため、その値だけ C. W. S. が低下することになる。

この断面変更部チェックとして、本案の「バイパスを持つ AMIL ゲートシステム」を新しく採用することによって、C. W. S. を $20 \sim 30 \text{ cm}$ 上昇させることは可能であり、又操作上も、管理上も、経済上も、非常に良く、その特性が生かされているので、ここに新しく提案する次第である。

本案の実施実例として群馬用水では、すでに12例におよぶ「バイパスを持つ AMIL ゲートシステム」が通水作動中であり、昭和43年の1部通水に始まり49年まで7シーズンの通水管理実績があるが、この期間を通じて、従来みられたチェック部の事故につながるトラブルは、完全に跡を断っている。

又管理担当者の評価は、非常に良いということであり、現在迄は一応所期の目的を十分達していると考えられるので、ここに発表させて頂いた。

さらに管理実績をつみ上げて、問題点を究明して行きたい。

戸面原ダムの設計施工について

岡崎 義雄* 尾形 嘉哉** 谷本 則明***

目 次

まえがき.....(13)

I 事業の目的.....(14)

II 一般計画.....(14)

III 戸面原ダムの設計と施工.....(14)

あとがき.....(22)

まえがき

千葉県は農業の盛んな所であるが、水不足に長い間、悩まされて来た。記録によると、水争いによる血生臭い話も残っている。然し最近では、大規模なかんがい事業がいくつか完成し、水争いの話も聞かなくなっている。

千葉県を北と南に分けて見ると、北半分は水源を利根川水系に依存している。これは農業用水、工業用水、上水いづれも同じである。農業用水の大きな事業としては、利根川用水、大利根用水などがあり、また畑地かんがい事業としては、北総東部用水、成田用水、東総用水が実施

されている。南半分については県内河川に依存し、頭首工、揚水機、溜池により取水されている。

本湊地区用水改良事業は、南房総の中間に位置している、約1,000haの水田にかんがいするため湊川の支流にダムを作ることになった。千葉県の大きな溜池（貯水量200万 m^3 ~500万 m^3 ）は、ほとんど南房総の中間につくられている。本事業の戸面原ダムもその中に含まれている。

このすぐ近くには、野生猿の生棲地として高宕山のニホンザルが有名で、野生猿の棲む条件として広葉樹の多いこと、身を守り風雨をしのぐために岩壁が多く美林が

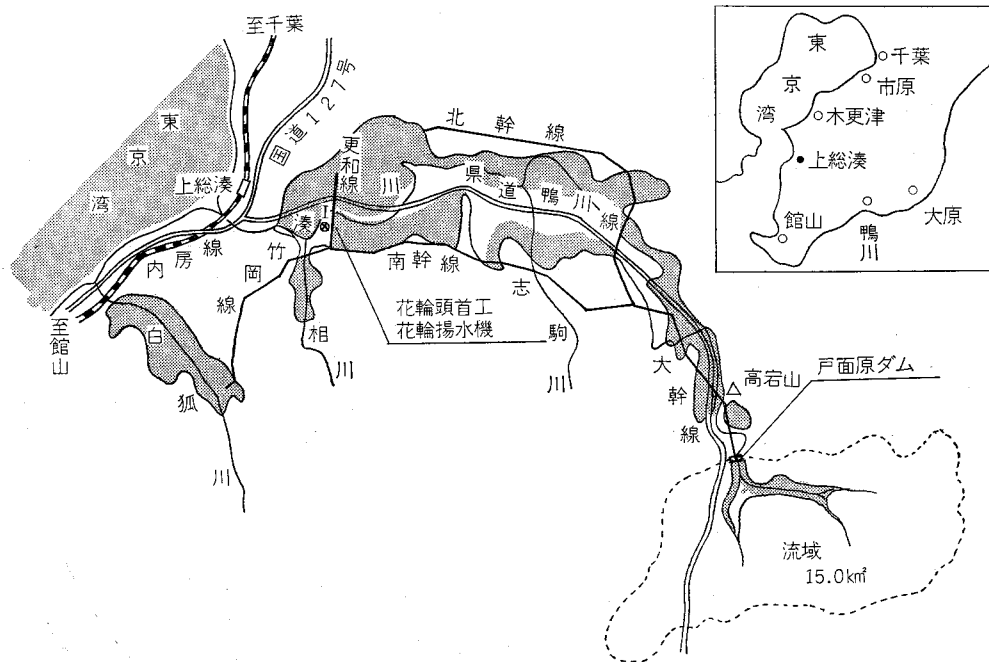


図-1 計画一般図

* 千葉県木更津土地改良事務所
 ** "
 *** "

あり食料の多いことなどの環境が良いためか、大部増えて現在では約1200匹が棲んでいると云われ、ダムの工事

現場などにも現われる。

ダム計画は、大部前からあったが水没地域の人達の反対で実現しなかった。46年に水没用地関係の交渉が妥結し、47年にバイパス、付替道路の工事に着手し、48年から堤体工事に取りかかった。

I 事業の目的

この地区は富津市(旧天羽町)の大部分を占める水田単作地帯で、水田単作から酪農、果樹、蔬菜を取り入れた近代的な農村地帯として新しい脱皮をはかろうとしている。然し本地区の現状は、水源絶対量の不足により毎年用水不足に悩まされ、夏期には約50ヶ所ある揚水機も間断運転をしている現状である。従って水不足のため基盤整備事業も行ふことが出来ず、都市近郊農村としても取り残されている。これらの諸問題を解決し、土地基盤整備を行ない乾田化、省力化をすすめ農業生産性の向上をはかり、近代化農業を目指し、農業経営の安定合理化をはかるために湊川上流に戸面原ダムを築造し、幹線用水路を新設する。

II 一般計画

計画の要旨

本地域の用水不足は水源絶対量に起因するもので、土地基盤整備の導入もこのためおくれしており、平地農村地帯との格差が広まりつつある現状なので、湊川上流戸面

原地先に溜池(中心コア型フィルダム、堤高30.5m、堤長115m、貯水量4.35万 m^3)を築造し最大通水量1.163 m^3/s を取水して竹岡地区を含む全受益面積942.3haに対して大幹線、北幹線、南幹線を新設してかんがいする。一方末端支配面積324.9haについては湊川下流花輪地先に頭首工(全自動堰、堰上高1.2m、堰長20m)を設けて揚水機(渦巻ポンプ、口径300mm 2台)で取水量0.643 m^3/s を揚水し、更和線、竹岡線を新設して用水の適正配分を行うものである。

III 戸面原ダムの設計と施工

戸面原ダムの目的、必要性は前述のとおりである。ダムの諸元は表-1ダムの概要表のとおり。

1 堤体の設計および安定計算

1-1 ダムタイプの決定

フィルダムのタイプは、ダムサイトの地形、地質条件およびダムの周辺で採取される築堤材料によって決定されるものであるが、本ダムの場合は次のとおりである。

1-2 地形、地質条件

本ダムは、前述のとおり、房総半島の中央付近に位置する。ダムサイト付近の地形は、左岸側は、河床からの比高3mから比高26m程度の2段の段丘面がみられ比較的平坦な地形を呈するが、右岸側では頂上まで急峻な地形をかたちづけている。

付近の地質は、新生代第三紀中新世の安房層群天津

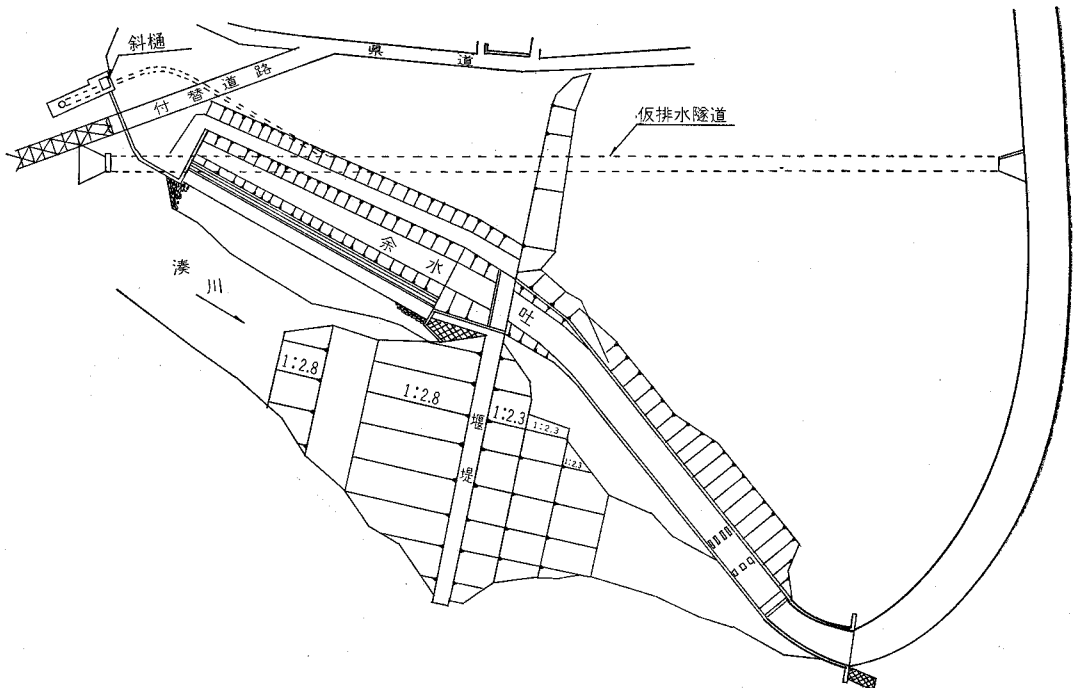


図-2 戸面原ダム平面図

表一 1 ダムの概要表

ダム名	戸原原ダム
型式	中心コア型フィルダム
高さ	30.50m
頂長	115.00m
堤幅	6.00m
堤体積	147,100m ³
満水面積	45ha
総貯水量	4,350,000m ³
有効貯水量	3,860,000m ³
斜樋型式	油圧バルブ φ600mm 6孔
斜樋取水量	1.163m ³ /s
余水吐型式	側溝流入シュート式
計画洪水量	310m ³ /s
計画満水位	E L 79.500m

層に属する堆積岩類を基盤岩とし、この第三紀層を覆って段丘堆積物、現河床堆積物及び崖錐堆積物等によって構成され、基盤は、砂質シルトを主体とし、泥岩、シルト岩、砂岩、凝灰岩の互層が分布している。基盤の透水係数は、 $k=2 \times 10^{-4} \sim 10^{-5} \text{ m/s}$ となっている。

1-3 材料、施工条件

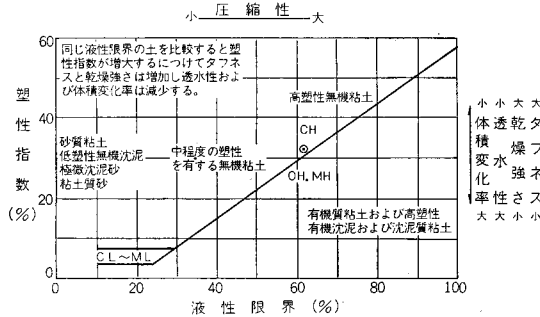


図-3 塑性図

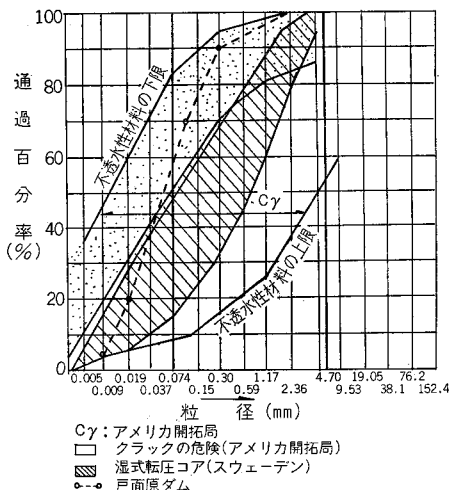


図-4 粒度分布とコア材としての適否

本ダムのダムサイト周辺で採取可能な築堤材料は、砂質シルト、泥岩、シルト岩、砂岩、凝灰岩、および粘性土、礫混り粘性土である。

これらの材料で粘性土は、不透水性材料として充分止水目的を果す材料であり、砂質シルト、泥岩等は透水性材料として使用可能である。

1-3-1 不透水性材料について

ダムサイトの選定及び築堤材料の検討に対しては、付近に存在する用土について試験した結果図-3, 4, 表-2の如きであった。これらを考察して、CHに属する土で一般に高含水比の粘性土であり、工学的特性も低く、ダムの材料としては、最適ではないが、含水比を低下させ、処理することによってダムの不透水性材料として利用することは出来る。

表-2 室内試験結果

自然含水比 (各土取場異なる)	最適含水比 (%)	最高乾燥密度 (g/cm ³)	透水係数 m/s
45%~60%	35%~47%	1,300t/m ³	$2 \times 10^{-7} \sim 10^{-8}$

土質試験と材料賦存量調査の結果からダムの設計を行なったところ、堤体積 147,100m³のうち、不透水性材料 18,000 m³、透水性材料 129,000m³ (フィルター材含む)の割合となったが、不透水性材料については、自然含水比が大きいため、含水比を人工的に低下させて改良しなければならぬ状態にあった。改良に対して、実用的に行なわれている改良法は、

- 1) 太陽熱と風を利用した乾燥
- 2) 生石灰、その他の添加物による処理
- 3) ストックパイル方式

等を検討したが、土取場補償の関係で、たまたま不透水性材料の一部を移動することとなり、これら仮置きした含水比を測定したところ図-5のように含水比の低下が見られ地山含水比を施工含水比近くまで下げることが可能となった。その後も引つづき同じ工程をとり仮置きすることにより含水比の調整を行った。その後も引つづき

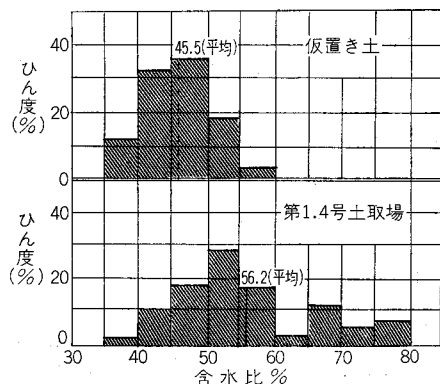


図-5 自然含水比と仮置き含水比

同じ作業工程を取り置きすることにより含水比の調整を行った。置きは、土取場と原石山の間にある水田を原石山の表土、風化岩を捨土した土捨場約10,000㎡を整地した場所を置き場とした。基盤には、原石山より採取した岩を敷き排水を考慮した。不透水性材料は、各土取場共、ブルドーザにより一層20~30cm程度と薄くはぎとり、トラクターショベルにより積込し約100m離れた置き場に運搬した。運搬した材料は、ブルドーザにより厚さ3m位に積み上げて転圧を十分にし、かまぼこ型に整形して雨水等の浸入を防ぐようにした。その上雨天、凍結防止のため、ビニールシートを用意し、毎日行った含水比測定の結果で施工含水比以内にあれば、ブルドーザにより薄くはぎとりトラクターショベルにより積込みダンプトラックで堤体に運搬し転圧を行った。期間は、昭和48年11月~昭和49年度6月であり、主に48年11、12月の天候に恵まれた時期に行ったことが好結果をもたらせた。



写真-1 ジャイアントリッパーによる岩掘削

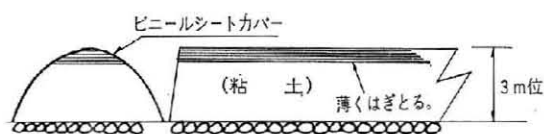


図-6

1-3-2 透水性材料

透水性材料は、堤体上流400mに位置する原石山と左岸の余水吐掘削岩を使用する。いずれも表土、風化土で約1~2.5m被覆されている。岩質は、砂岩、泥岩、シルト岩、凝灰岩の互層が分布している。比重は2.72、圧

縮強度は、一般に低く100kg/cm²程度示している。原石山、余水吐は表土はぎ取り後、築堤計画に合せて、原石の採取に着手した。原石の採取にあたっては、当初ベンチカット工法で検討していたが、ダムサイト、原石山共人家、県道に近い位置にあり、発破では危険が生じるためリッパー掘削を検討した。リッパー機種については、弾性波測定をもとに検討した。図-7、弾性波速度は平均2000m/s前後であったが、局部的に3000~4000m/s付近の値もみられた。岩質も外観では、節理が見られなかった。リッパーは強力な掘削力もあり、作業量も大きく、又、作業にも十分余裕のある40t級ジャイアントリッパーを使用した。

1-3-3 透水性材料に関する盛土試験

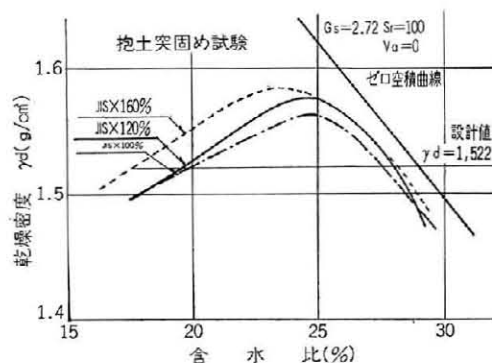
室内試験によって、設計条件ならびに施工管理基準等の資料は得られているが、実際施工に当り大型機械を使用した場合、それらの数値が妥当であるか否かを検証すること、さらには最適機種の選定等のために、盛立に先立ちダムサイトで盛土試験を実施した。

(a) 試験の目的

- (1) 締め固め機種の選定
- (2) まき出し厚さの決定
- (3) 締め固め回数の決定
- (4) 締め固め速度の検討
- (5) 施工方法の検討
- (6) 締め固められた盛土の力学特性

(b) 試験材料と使用機械

材料採取には、リッパー装置付ブルドーザを使用し、試験盛土造成および締め固め機械のけん引には、ブルドー



機種	岩質	弾性波速度 (m/S)						
		500	1,000	1,500	2,000	2,500	3,000	3,500
40t級	砂岩	[Shaded area indicating rippling range]						
30t級	"	[Shaded area indicating rippling range]						
20t級	"	[Shaded area indicating rippling range]						

■ リッピング可能
 ▨ リッピング限界
 □ リッピング不可能

図-7 各機種のリッピング可能限界と岩石

表-3 使用機械の一覧表

作業種目	材料掘削	敷均し	締 固 め	
機 種	D355A リップ付	D 6	タンピング ローラー	振動ロー ラー
製造会社	小 松 社	キャタピ ラ社	日本国土 開発	ダイハツ VRK45
出力(P.S)	410	142	—	—
自重 (t)	49.0	11.5	自重 3.5 (6 t)	3.5
走行形式	自 走	自 走	けん引	けん引
全長 (m)	9.83	3.73	1.05	
全幅 (m)	4.315	2.35	1.22×2	1.25

ザ11t, けん引式振動ローラーを使用した。

(c) まき出し厚さと転圧回数

まき出し厚さは、一層 40, 60, 80cm タンピングロー

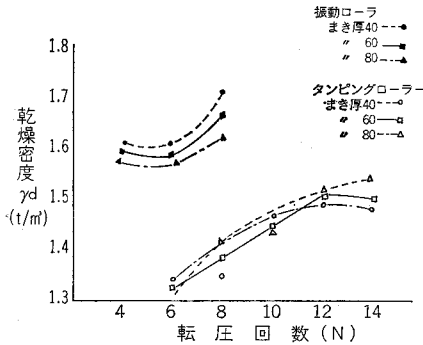


図-8 転圧回数～密度曲線

ラー, 振動ローラーともに3種とし, 転圧回数は, タンピングローラーの場合6, 8, 10, 12, 14回振動ローラーの場合4, 6, 8回で実施した。

(d) 試験結果

まき出し厚さは, 転圧後の求める密度と転圧回数との関連から決められるが, 密度 (rd) は転圧回数 (N) に比例し, まき出し厚さ (D) に反比例する。また所定密度に対する出来高量は, Dを大きくする程効率的であるが, rd はDに反比例するので自から限界を生じてくる。

試験の結果は図-8, 9のとおりで, タンピングローラーと振動ローラーを比較すると, 密度, まき出し厚, 転圧回数は, はるかに振動ローラーの有利性を示している。これらの結果から, 経済性, 施工速度を考えD=60cm, N=6回を採用することにした。これは, 当初計画, また過去の県内で施工されたダム D=25~30cmを

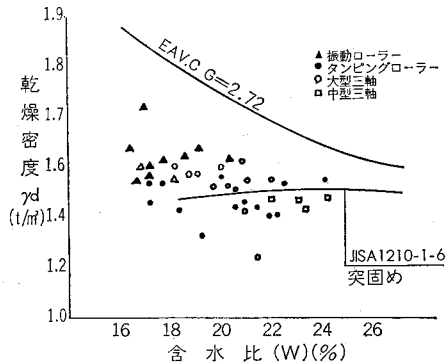


図-9 転圧時密度と含水比の関係

表-4 設計数値一覧表

区 分	乾燥密度	湿潤密度	飽和密度	水中密度	完 成 直 後		完 成 後		透水係数
					内部マサツ角	粘着力	内部マサツ角	粘着力	
コ ア	0.964	1.550	1.600	0.600	6°-00'	0.7	11°-00'	3.6	2×10^{-7}
抱 土	1.522	1.792	1.962	0.962	28°-30'	3.0	28°-30'	3.0	—
捨 土	0.964	1.550	1.981	0.981	15°-00'	0.0	15°-00'	0.0	—

表-5 安定計算一覧表

斜面	ケース	条 件	水 位	地 震	安 全 率				備 考
					R=84.00	R=45.00	R=93.00	R=105.00	
上 流	1	完成直後	—	50%	2.10	—	2.04		建設中の間隙圧残存 地震時水平震度 K=0.20 貯水による間隙圧残存
	2	異常洪水時	FHWL=80.840	50	1.97	2.06	2.01		
	3	満水時	FWL=79.500	100	1.29	1.60	1.24	1.24	
	4	中間水位時	IWL=68.000	100	1.23	1.60	1.21		
	5	低水位時	DWL=60.000	100	1.44	1.60	1.43		
	6	水位急降下時	FWL→DWL	100	1.41	1.60	1.33		
下 流	7	満水時	FWL=79.500	100	R=90.00	R=48.00	R=69.00		
					1.23	1.45	1.24		

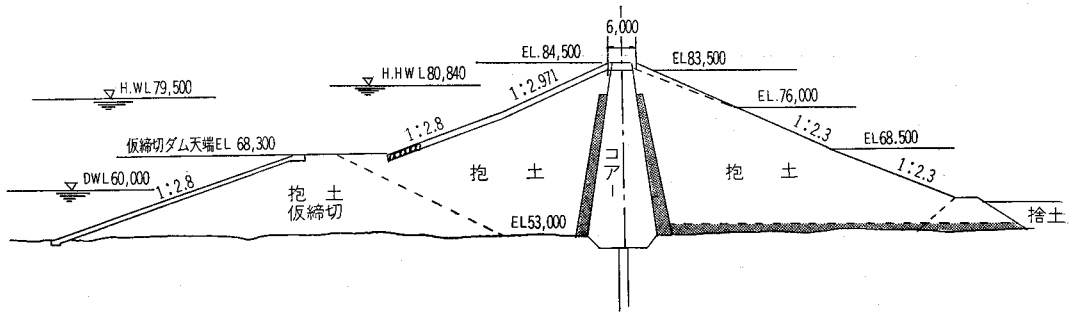


図-10 戸面原ダム標準断面図

大きく上回る値である。

2 堤体の安定計算

2-1 築堤材料設計数値

各ゾーンの設計数値は表-4のとおりである。

2-2 安定計算

滑動に対する安定性の検討は、円形スベリ面法により次の条件について、それぞれ行い、結果は、表-5のとおり。

堤体の滑動に対する安全性は十分である。

3 基礎処理

3-1 基礎処理計画

本ダムの基礎岩盤は、地質の項で述べたように、河床部は第三紀層が直接露出している。左岸側段丘地形の部分では、風化帯の厚さは1~2.5m、右岸側では断層等の影響による亀裂が発達しているため風化帯は地表面から5m前後の深である。

基礎岩盤の透水性は、 $2 \times 10^{-4} \text{cm/s} \sim 10^{-5} \text{m/s}$ である。

グラウトは、ダム軸に沿って、2列のカーテングラウトとし、右岸側は2列のコンソリデーショングラウトを付加した。

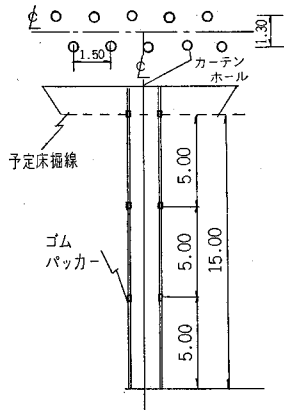


図-11 グラウトパターンと孔深およびステージ割
施工パターンピッチは、1.5m、列間隔1.3mの2列千鳥型配置とした。

グラウト工法は、表土はぎ後、コアトレンチ部に開

始する。予定床掘線までの岩盤をグラウトカバーとした。

注入孔径は66%とし、カーテングラウトの孔深度は、

$$D = H/3 + C$$

D：グラウトカーテンの深さ H：貯水水頭 C：5.0mで算定して、標準15mとしている。

注入はステージ工法で行い、5mまでを1ステージ、5~10mを2ステージ、10~15m以上を3ステージとして行っている。注入圧力は、第1ステージ5kg/cm²、第2ステージ7kg/cm²、第3ステージ10kg/cm²とした。注入材料は、C/W=1/10, 1/6, 1/4, 1/2, 1/1として濃度切替は、300φ注入して規定圧内において圧力上昇、または注入量の減少のきざしがあれば、濃度を変えず、そのまま注入続行し、5.0l/10min/stageになったら、最終圧、最終注入濃度で20分間仕上げ注入を行ない注入完了とする。

検査孔は、6mに1ヶ所とし、各ステージについて行い圧力を2種類使用し、2kg/cm²で20分間透水量を測定し、次にそのステージの規定圧力にて、20分間2回測定して、その後圧力を2kg/cm²で20分間測定として注入効果の判定を行った。注入効果の判定基準は、あくまで透水性の改良に主眼をおき Lugeon 値が2~3程度とした。セメントの注入は平均40kg/m前後を示した。

4 盛立および締固め

4-1 築堤計画

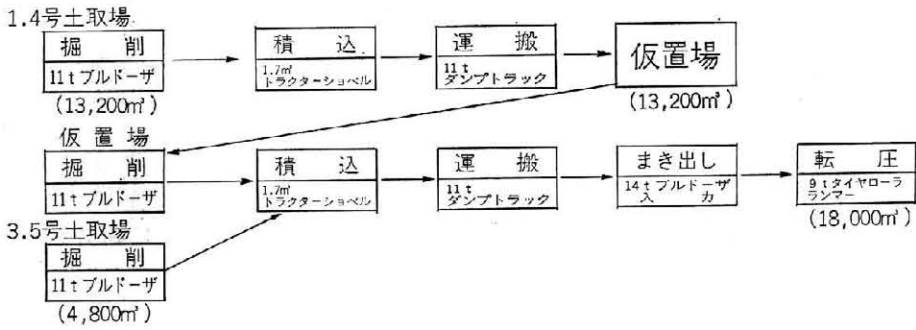
戸面原ダムの堤体積は、前述のとおり147,100m³である。従って、施工計画にあたっては、月間施工日数を不透水性材料では、13日、透水性材料では20日として、施工計画をたてている。

4-2 盛立、施工管理

4-2-1 不透水性材料

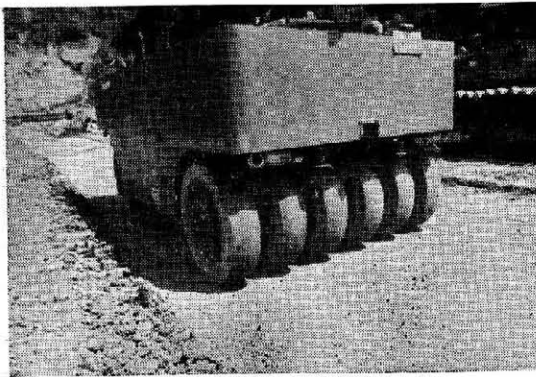
前項で特性等は述べた通りであるが、コア用土は、当初1号、2号、土取場(ダム軸上流400~500m)、3号土取場(水没地内)をあてていたが、用地交渉の結果土質の不良で、4号、5号土取場を新たに求めた。

1号、4号土取場で用土の大部分を採取したが、前述のとおり含水比低下のために仮置を行った。3号、5号



土取場においては、直接運搬することができた。

転圧に当って注意していることは、地山との接岸部を乱さないようによく清掃して、ランマーで転圧している。まき出しは人力にて入念に行なった。



写真一 2 タイヤローラによるコア転圧

日常管理試験は、直ちに施工に反映し、許容範囲以外にあるときは、盛土作業の再施工、及び改善等を行うことになるので、その試験作業は敏速に行わなければならない。不透水性ゾーンについて、土取場(仮置場)の含水比を毎日測定し、運搬された材料がどの程度含水比が低下したか調べた。この測定には、赤外線水分計及び乾

燥器を用いて行ない最終的には、乾燥器で24時間の数値によって管理した。なお作業は、赤外線水分計を用いて施工管理を行なった。現場密度の測定は、1層につき3ヶ所以上でコアサイド器(1,000cc)により測定し、D値 $\geq 90\%$ 以上で管理している。ここにいうD値は次のとおりである。

$$D = \frac{\text{盛土乾燥密度}}{\text{J I S 最大乾燥密度}} \times 100$$

また、堤体内には、間隙水圧計7ヶ所、三面体土圧計6ヶ所、加速度計5ヶ所を埋設しているので施工管理の指針としている。

なお、施工管理の基準は次の表一6のとおりである。

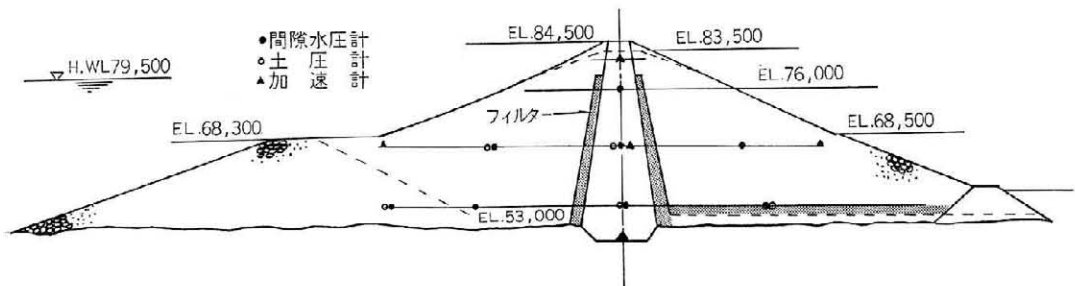
4-2-2 フィルター

フィルター材は、富津市六野で産する山砂利を水洗したもので、粒径は、図一14で、フィルターの法則に適合した材料である。まき出しは、幅が1.5mと狭く人力のみで行った。

4-2-3

原石山、余水吐掘削岩を利用したことは前項でのべた。材料は、低含水比で、地山掘削後直接運搬した。

転圧、まき出しに当って、特に注意したことは、当初地山掘削でオーバーサイズの岩を、いかに小割するか心配されたが、地山で、ジャイアントリッパーのキャタビ



図一12 観測計器埋設図

表一6 コア施工管理基準

乾燥密度(t/m³)	施工含水比(%) 各土取場異なる	D 値	最大粒径(%)	透水係数(m/s)	まき出し厚(cm)
1.170	35~47	90%	100	2×10^{-7}	30.0

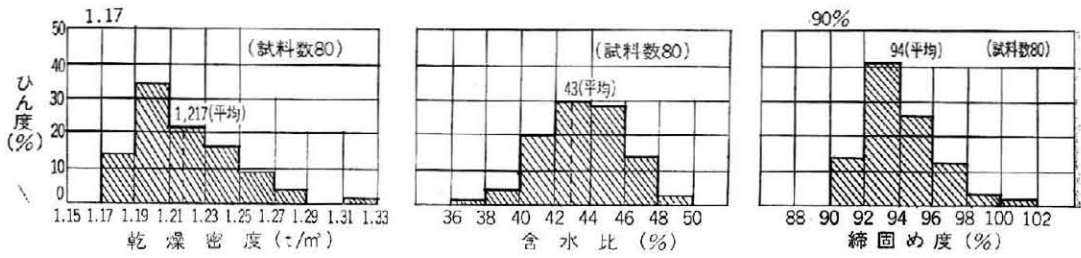


図-13 コア現場試験結果

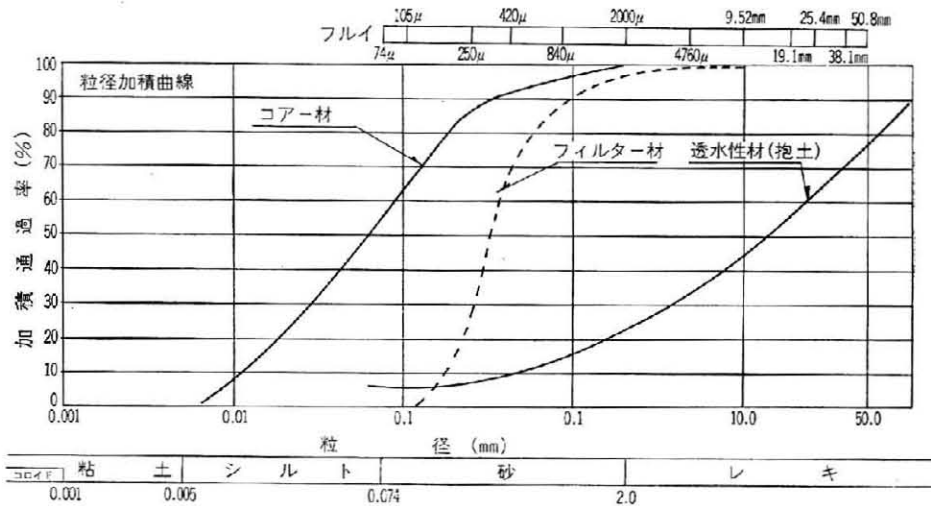


図-14 粒径加積曲線

地山

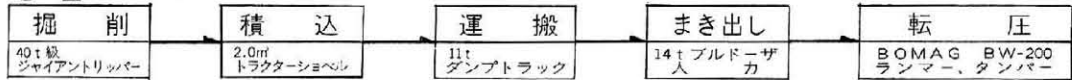


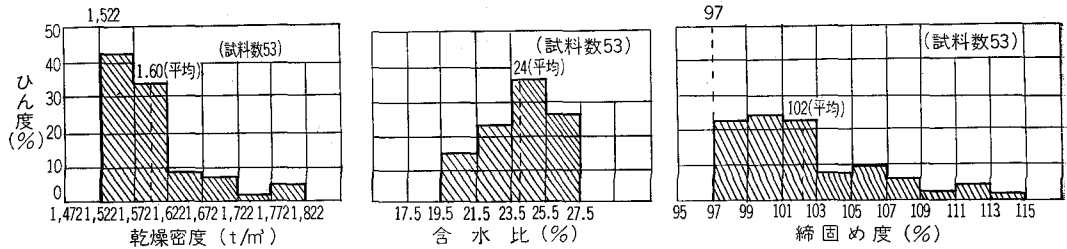
写真-3 BOMAG, BW-200 による転圧



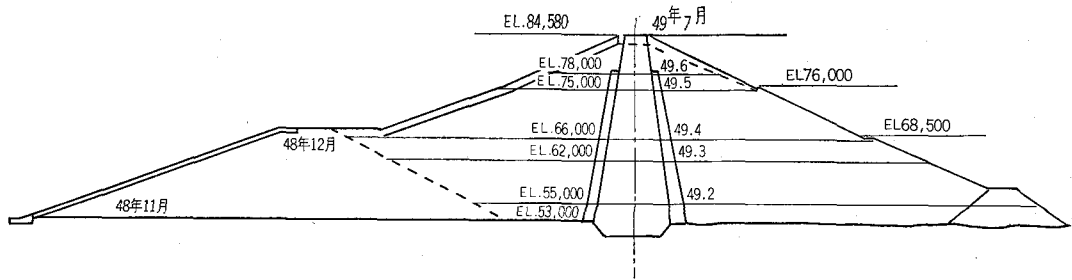
写真-4 エアータンパーによる接岸部の転圧

表-7 透水性材料施工管理基準

乾燥密度 t/m^3	施工含水比 (%)	D 値	最大粒径%	透水係数 cm/s	まき出し厚 cm
1.522	17~27	97%	400	2×10^{-2}	60



図一15 現場試験結果



図一16 月別盛土実績

ラで小割し、堤体内に運搬された岩はできるかぎりまき出しブルドーザ、ピック等で小割することにした。また撤出しに当り、接岸部にできるだけ細粒のものをまき出し、ランマー、エアータンパーで入念に転圧を行った。

試験転圧のとき、けん引式振動ローラー（3.5t）であったが、実施では、BOMAGBW-200を使用した。これにより当初計画の締固効果を大きく上回る値を示した。

日常管理試験は、不透水性材料の項で述べた通り、赤外線分水計と乾燥器をもって行った。密度の測定は、1層につき4ヶ所以上で約直径0.6m×深さ0.6m程度の孔を掘削し、水置換法により現場密度を測定し設計密度と比較した。

透水性材料のまき出し厚が過去の値を大きく上回るので、実施では懸念されていたが、図一15に示すように設計数値を上回り、効率的でかつ経済的な施工が出来た。

5 工事工程

当ダムは、昭和48年8月着工し、同年11月より仮締切ダム盛土に着手した。仮締切がほぼ盛上がった時点でグラウト工を開始し床掘を行った。第1回岩盤検査は、昭和49年2月12日に受け、本堤コア盛土に着手した。グラウトは当初計画より、請負業者の努力により早く進行し、気象条件に恵まれ、同年3月の予定計画盛土高EL 59.00mを上回った。同年4月11日に第2回岩盤検査を受けた。その後堤体も順調に上がり、現場条件、作業条件、気候条件等が良く同年5月が盛土のピークであった（図一16）。同年7月には、一部を残して盛土が完了した。その後、法面保護を行い、同年11月に本ダム堤が

戸原ダム工程表

工事名称	昭和48年				昭和49年													
	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
仮締切表土剥ぎ																		
堤体																		
第14号コア用土剥ぎ																		
第3号コア用土剥ぎ																		
第5号コア用土剥ぎ																		
原石山剥ぎ																		
余水吐剥ぎ																		
仮締切盛土工																		
グラウト工																		
床掘り工																		
水平ドレーン工																		
堤体盛土工																		
法面保護工																		
観測計器																		

完了した。

6 法面保護工

堤体上流斜面は、波浪の作用による破壊防止のための保護が必要である。

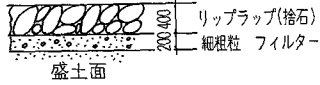
保護工には種々あるが、大別すると次の3種になる。

- (a) 捨石保護工
- (b) 張石保護工
- (c) コンクリート保護工

があるが、本ダムでは、張石保護工に近い捨石保護工を行った。千葉県には強固な石材が産出されず、あっても非常に強度、風化に弱く、使用できないものである。

そのため石材の単価が高く、純然たる捨石保護工を行うほど豊富に石材を使用できない。

以上の事からリップラップ用のロックを、君津市の新日鉄から産出される鉱滓を使用することとした。



捨石……………新日鉄スラグ 150~400%
 細粒フィルター… “ 0~100%

図-17 法面保護工

上流法面保護工は、図-17のとおりである。

あとがき

仮切堤の工事は、荒切の工事中に10月28日の豪雨により決壊されたが、その後は11月11日から続いた記録的な早天により順調に施工された。

本堤は2月上旬に床掘の基礎処理が終り、2月13日から盛土が開始された。床掘部の盛土は心配された湧水が少なく比較的楽に進められた。ただコア土の含水比を低下させることに悩まされたのは、前述のとおりである。

数年前迄の土堰堤工事は、2~3年の工期をかけて盛土するのが普通であった。これは、考え方によると長期

間かけて施工した方が自然圧密が行なわれてよいのかも知れない。本戸面原ダムのように短期間に完成してしまうとその点が心配にもなるが、堤体内には間隙水圧計、土圧計、地震計が埋設されているので今後の圧密状況の観測をし、その結果を得たいと思う。

計器の埋設については、完了後、地震計が3ヶ観測不能になり埋設しなおしたりしたが(1ヶ所は不能)計器会社の人が来て埋設したので、間違いのないものと信用していたが、不慣れによるものだった。今後の計器埋設には十分責任ある態勢が必要である。

コア土の含水比の低下には苦勞したが、当初3ヶ所の土取場を準備したが、山の斜面が多く、最も大量に取れる予定の水没地内の土が不良のため、外に2ヶ所の土取場を新たに求めざるを得なかったのがコア土で苦勞した一因である。必要土量に対し、十分なる余裕を見ておくことは常識であるが、この点、今後の計画については十分考慮しなければならないと反省している。

山梨県営かんがい排水事業御勅使川地区 溪流取水工の設計について

古屋 千人*

目 次

<p>1. まえがき.....(23)</p> <p>2. 事業の概要.....(23)</p> <p> (1) 取水工法.....(23)</p> <p> (2) 分土工 (フローデバイザー)(23)</p> <p> (3) 沈砂池.....(24)</p> <p>3. 溪流取水工水理模型実験について.....(24)</p> <p>4. 取水堰の設計について.....(27)</p>	<p>(1) 取水堰標準断面.....(27)</p> <p>(2) 取水工.....(27)</p> <p>(3) 導水路.....(27)</p> <p>(4) 流量調節施設.....(27)</p> <p>(5) 沈砂池.....(27)</p> <p>5. むすび.....(27)</p>
--	---

1. まえがき

南アルプスを源として流下する御勅使川は、昔から氾濫をくりかえし原七郷と呼ばれる大きな扇状地を形成して中巨摩郡八田村地内で釜無川に合流している。

この扇状地に開かれた210haの耕地は、水田を初め、柿、柿、ぶどう等の果樹地帯を形成している。

かんがい水は、御勅使川(中巨摩郡白根町駒場地先)に設けられた取水堰より自然取水している。しかし、取水設備が不備のため砂礫の流入が多く、地元民から改修の要望が以前から強かった。

これがため、昭和44年農林省中規模調査として取り上げられ、更に昭和46年4月御勅使川右岸県営かんがい排水事業として着工し、昭和48年度に完了したものである。

2. 事業の概要

(1) 取水工法

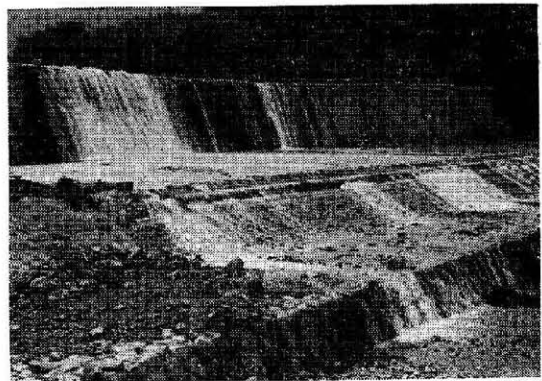
イ 位置及取水方法の決定

御勅使川は急流河川(勾配1/40)であり、流砂及び洪水時の転石も多いため、安定した取水量を確保するには緩流河川における取水方法と異った取水方法が必要であった。このため、立地条件、計画水量の確保、及び維持管理等を勘案し、砂防堰堤直下流にある副堤と副堤の間に斜流工を設け、パイプスクリーンで40%以上の流石を除き集水渠に取水し、沈砂池に導水する溪流取水工法を採用した。

ロ 設計諸元

東京教育大学における室内模型実験により各諸元を決

定し、さらに現地で原寸大二種類のスクリーン間隔(間隔40mm, 30mm)の模形実験を行い、その結果下表のように設計諸元を決定した。



写真—1 下流より取水工中央部のスクリーンを望む

集水渠長	L = 40m
集水渠断面	勾配 1/40, 幅 0.61m, H0.292m ~ 1.292m
取水量	最大 3.0m ³ /s
スクリーン傾斜度	30°
スクリーン長	70cm
スクリーン間隔	4 cm
パイプ径	ガス管φ100%

(2) 分土工 (フローデバイザー)

スクリーン40m間の集水渠に流入する水量は、スクリーンに目詰りをしない状態で 30 m³/s であり、計画取水量は 0.89 m³/s であるため、必要水量以上の水が集水される場合は、導水路内に分土工を設けて必要水量以外の水を分水路により河川に還元するものである。

* 山梨県中土地改良事務所

土砂流であるため、左右廻転軸により流水を縦分水し、土砂流を同時に分水する工法（フローデバイザー）を採用し、分水樋門は1.5mの水路幅の中央部に取付け、操作は自動制御方式で遠隔自動操作とした。

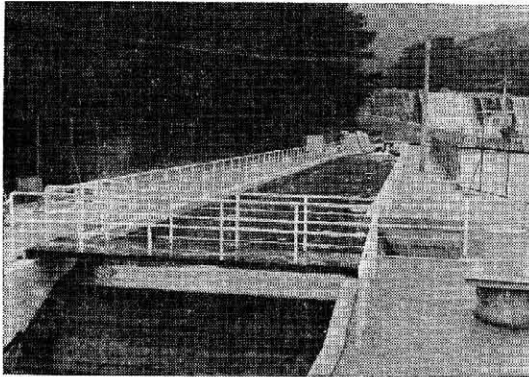


写真-2 沈砂池下流より上流を望む

(3) 沈砂池

現地実験によると沈砂量は $1.0\text{m}^3/\text{day}$ であり、かんがい期間100日に1回の排砂操作を行うものとし、沈砂処理量を 100m^3 とした。

このため、 $L=57\text{m}$ 、 $B=4.30\text{m}$ 、 $H=2.6\text{m}\sim 3.1\text{m}$ の沈砂池を施行した。

3. 溪流取水工水理模型実験について

御勅使川取水工は砂防堰堤の水叩き末端に集水渠と流入土砂を除去するための沈砂池とからなっている。

この計画により

- ① 集水渠の形式とその諸元決定に必要な基礎資料。
 - ② 出水時における土石流の流下状況。
 - ③ 集水渠の安全性に関する調査。
 - ④ 流量変化に対する適正な砂礫防除スクリーンの取付角度及びスクリーン間隔。
 - ⑤ 流入土砂量とその掃流機能。
 - ⑥ 計画取水量確保に関する水理構造。
 - ⑦ 沈砂池の水理構造とその機能。
- 等について水理模型実験を行った。

御勅使川の計画洪水量は $700\text{m}^3/\text{sec}$ であるが、取水工計画地点における洪水量は観測資料がないので詳細については不明である。

しかし、地形土砂及び転石の流下状況、砂礫の堆積、河床の洗堀状況等から推測すれば、最大洪水量は $400\sim 500\text{m}^3/\text{sec}$ 程度で、 $100\text{m}^3/\text{sec}$ 以上に達することは少なく、しかも出水時間は非常に短いようである。

一方、昭和34～43年にわたる過去9年間のかんがい期間中（5～10月）における現取水口地点の流量は、御勅使川右岸地区の半旬別流量資料によると、計画取水量をわずかに上廻る場合が殆んどである。

したがって、本実験の対象にした流量は最大 $100\text{m}^3/\text{sec}$ までであり、集水渠計画に対しては、 $10\text{m}^3/\text{sec}$ 前後の流量に重点をおき、砂防堰堤水叩き末端におけるナップの形状及びその到達距離を求めた。

次いで、それに基づいて、集水渠床固めの形状を決定し、集水渠水平幅及びスクリーンの長さとその取付け角度等について、各流量ごとに対する集水量を測定し、適切な諸元を求めることにした。

図-1は、砂防堰堤及び水叩き模型（縮尺1/7）の縦断面寸法を示す。

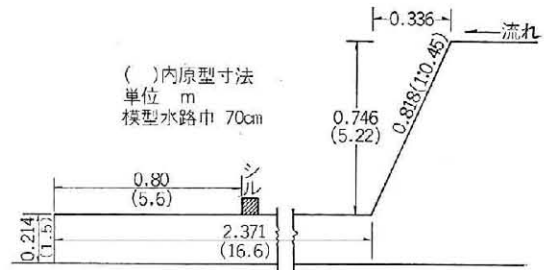


図-1

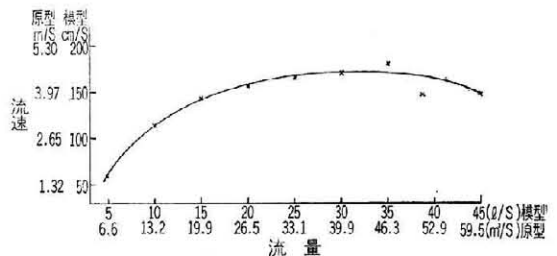


図-2

図-2は、水叩き原型（シルを設置しない場合）について御勅使川流量と水叩き端落ち口流速との関係を求めた結果を示したものであるが、御勅使川の流量が $46\text{m}^3/\text{sec}$ 附近で落ち口流速は最大になることが分かった。

図-3は、流量と水叩き末端におけるナップ到達距離との関係を示したものである。

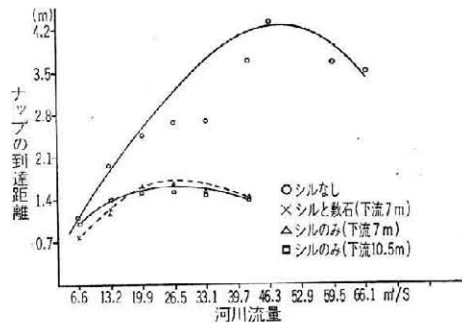


図-3

水叩き原型では流量 $46 \text{ m}^3/\text{sec}$ 付近でナップ到達距離は最大になるが、水叩き面上に、原型寸法で高さ 50 cm のシルを設置し、ウォータークッションを形成するとナップ到達距離は著しく短縮される。この場合の位置が水叩き中央付近より下流側であると、シルの位置を水叩き末端より 5.6 m (原型寸法) としたとき最大到達距離は最も短くなるのが、シルの位置によるナップ到達距離の差異はほとんどないようである。

又、シルの位置に関連してウォータークッション内に原寸直径 $20 \sim 30 \text{ cm}$ 程度の玉石を敷詰めウォータークッションが玉石で埋没したときの影響についての検討を試みたが、この程度の玉石では御勅使川の流量が $20 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以上になると、ほとんど掃流流下されてしまい、本模型実験の範囲内ではウォータークッション埋没による流況については、詳細な資料を得ることが出来なかった。

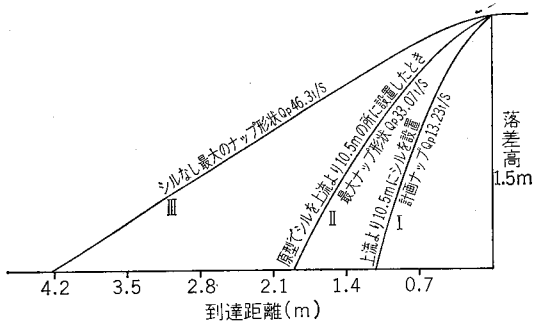


図-4

図-4は、原型水叩きとシルを設置した場合の水叩き末端におけるナップの形状曲線を示したものである。

曲線Iは集水渠計画対象流量のナップ形状を示し、曲線II及びIIIはそれぞれ、水叩きにシルを設置した場合と水叩き原型の場合におけるナップ到達距離が最大になる

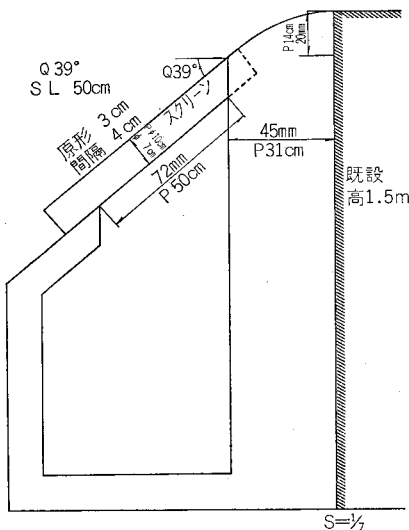


図-5

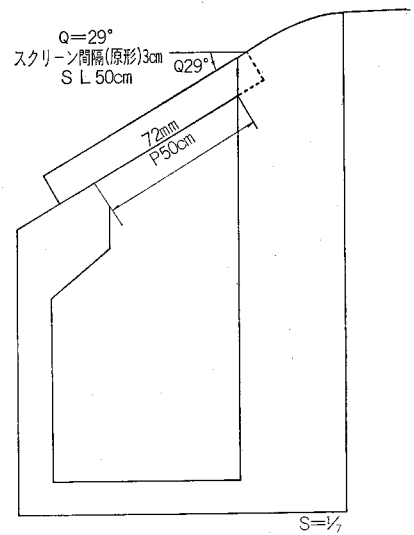


図-6

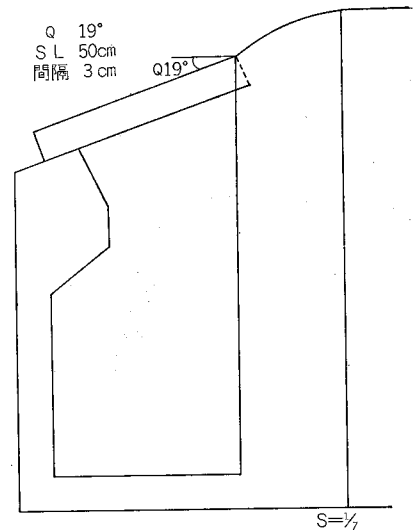


図-7

ときのナップ形状を示したものである。

上記の実験結果にもとづいて、集水渠の幅とスクリーンの寸法及び取付け角度について検討した模型の断面は、図-5～8に示すとおりであるが、それぞれの場合について、御勅使川流量に対する集水渠単位長当りの集水量と計画取水量を確保するために必要な集水渠の最小長さとの関係を示すと図-9のようになる。図-9から分かるように、スクリーンの取付け角度を緩やかにすると、集水路の幅は狭少であっても、各河川流量に対する集水量は十分安定して確保できることになるが、スクリーンの取付角度が緩やかな場合には転石の衝撃によるスクリーンの損傷が大きくなり、又、集水渠が狭少なために、維持管理上の面における不都合が生ずることが考え

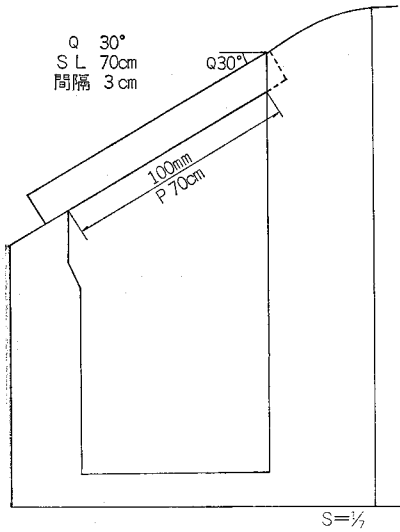


図-8

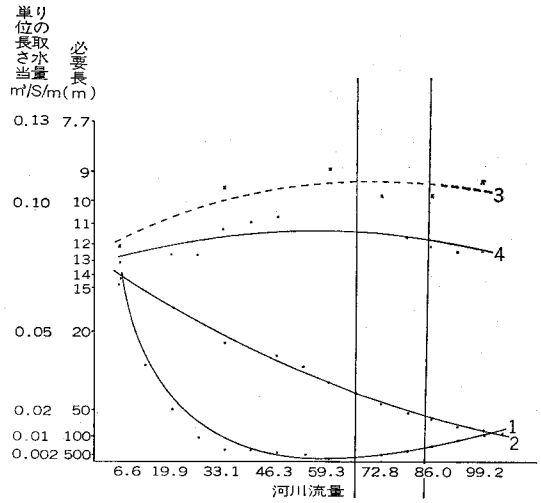


図-9 グララー

河川流量に対する取水路単位長さ当りの取水量
と計画取水量に対する取水路の必要の必要長さ

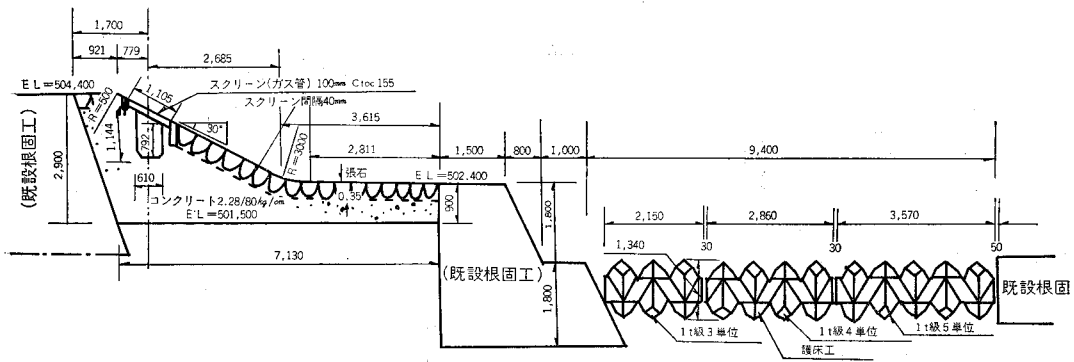


図-10 取水部並護床工部標準断面図

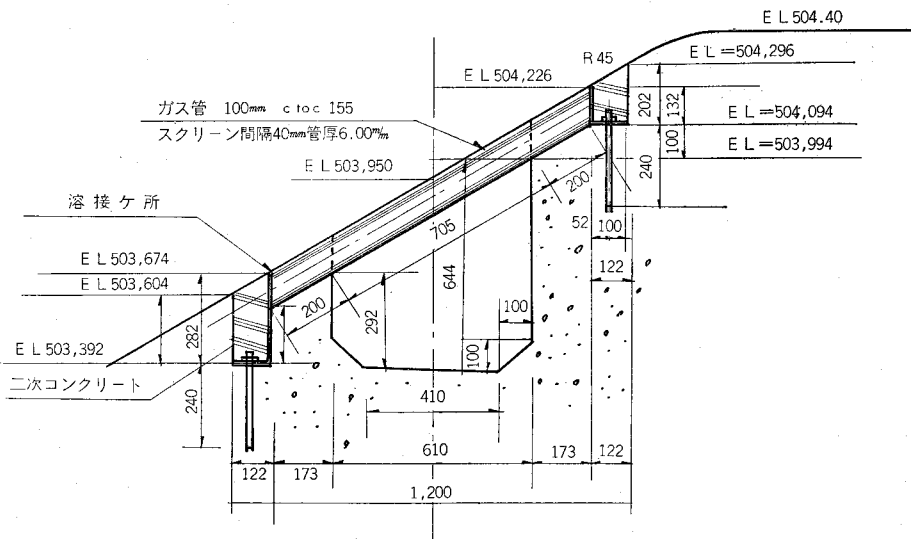


図-11 スクリーン断面図

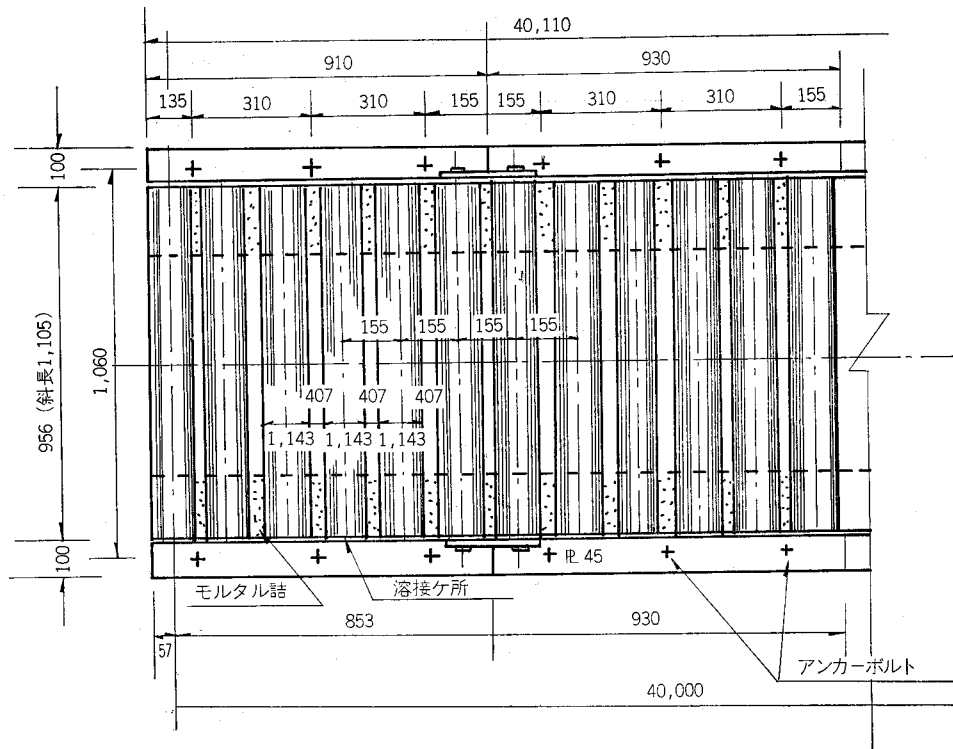


図-12 スクリーン平面図

られる。

したがって、御勅使川取水工現場実験のために原寸大模型の諸元としては、図-9 一曲线4に示すような集水量が安定し、スクリーンの傾斜がナップの形状に沿っている図-8の集水渠断面とするのが最も有利である。

4. 取水堰の設計について

(1) 取水堰標準堰面

取水部のスクリーン傾斜 30° とし、この面に合わせて下流法面を図-10のとおりにし、下流水叩き厚さ 0.9m として、 8m 区間を表面厚さ 35cm の石張とし、下流根固めまでブロック護床をすることにした。

(2) 取水工

スクリーン傾斜 30° 、スクリーン間隔 4cm 、バー径 $\phi 100\text{mm}$ として設計した。

単位流入量は、目詰りのない場合は $Q = 0.080\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ で、目詰りした場合は $Q = 0.025\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ である。

取水量は $Q = 0.89\text{m}^3/\text{s}$ であるので、集水渠の延長は 40m となる。

又、集水渠の勾配は $1/40$ とし、水脈の検討をしたところ限界勾配は $1/12.21$ となり側水路内は常流となるように設計した。

(3) 導水路

取水工部漸拡終点の幅員は 1.5m とし、水路底勾配を $1/40$ とした。流量調節施設までは射流で流下させ、流量

調節施設下流で常流になる様にし、沈砂池取水路に接続するように設計した。

(4) 流量調節施設

取水工では取水量の調節が出来ないので、フロードバイザーを設置して必要水量の制御を行うこととした。

フロードバイザーは水路敷勾配をそのままで流路幅を調節することによって流下量の配分が可能な機能を持つ機器である。装作は手動と電動とを併用して分水量の検知を行い、一定取得水量($0.89\text{m}^3/\text{sec}$)を確保出来るように設計した。

(5) 沈砂池

先に述べた堆砂量より決定した容量について、更に掃流力の検討を行い、排砂能力が充分になるように設計した。

余水吐けは沈砂池の最末端の左岸側壁部に設け流入量の増加等を考慮して、約 $3.2\text{m}^3/\text{s}$ の流下処理が可能となるようにした。

5. むすび

このように実験にもとづいて設計し、昭和47年度着工、昭和48年度完了の2ヶ年で完成し、昭和49年度はこの施設により完全取水した。

取水堰は、当初目詰りの心配もあったが、予想に反して目詰りもなく順調に取水している。沈砂池の容量算定で $1.0\text{m}^3/\text{day}$ にて算出したが、洪水期の土砂流はこれを-

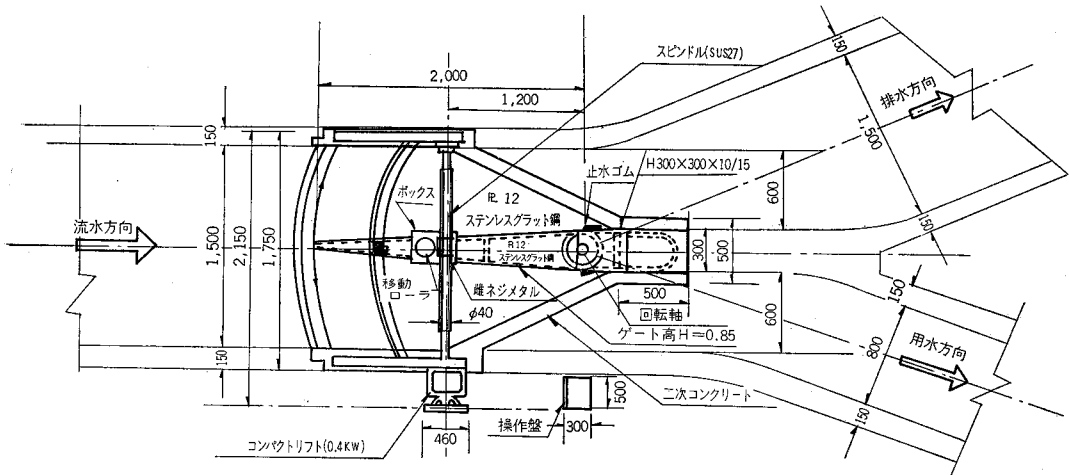


図-13 フローダイザー (分水工) 標準平面図

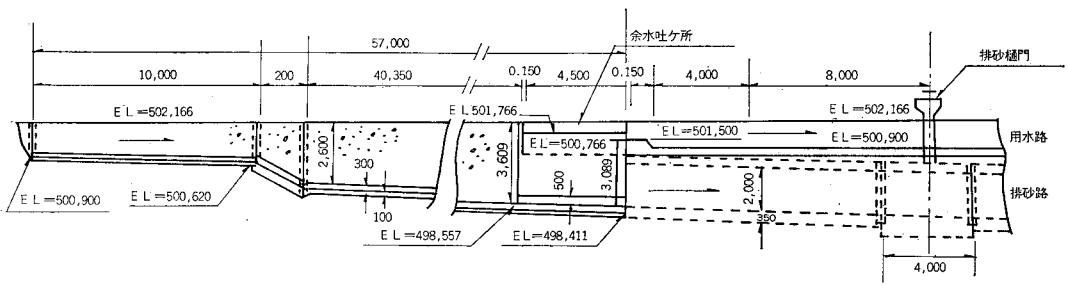


図-14 沈砂池 標準断面図

上廻り、土砂吐の開放は設計よりはるかに多く行われている。

しかしながら、これは洪水時のためかんがい用水等の支障はなく、何等の障害も感ぜられず今日に至っている。

おわりに本稿の取りまとめに当って東京教育大学へ山梨県より実験委託した資料の提供をうけたので感謝申し上げます。

無堰頭首工（急流小河川頭首工の1タイプについて）

佐藤 全良*

目 次

- 1. はじめに.....(29)
- 2. 異なる設計条件及びタイプの検討.....(29)
- 3. 本堰タイプ決定の理論.....(30)
- 4. 構 造.....(30)
- 5. むすび.....(31)

1. はじめに

ここに説明しようとするのは、水を堰止める形を無くして取水しようとする頭首工である。

頭首工を設計する場合、平坦部を走る緩流河川でも、山間部を走る急流河川でも、そのタイプは一定で安定計算方法も同じである。しかし緩流河川と急流河川では、堰に与える設計条件は、一般に考えられているのとは、下記に説明するように異なる。従って、同じ方法で計算を進めると急流河川の井堰では、安定計算は平坦河川を対象としたものであるため、受益面積は少く、かといって堰高も低くできないので不経済となる。また、緩流河川と異なり、水圧以上に急流のため、流木流石が堰の安定に作用するので不安定となる。そこで急流河川の地形条件に合ったタイプの堰がないものと検討し、下記のような理論とタイプで約20年前の昭和30年、大分県日田市の川下井堰で施工したが、現在でも取水に支障がないので参考までに紹介します。

2. 異なる設計条件及びタイプの検討

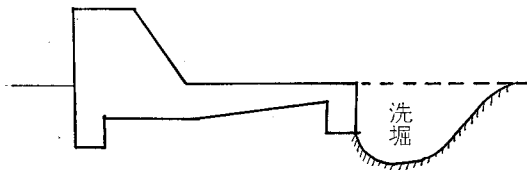


図-1

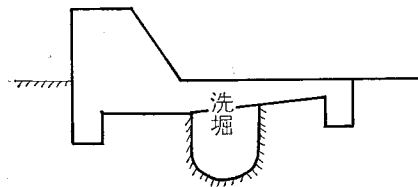


図-2

* 大分県耕地課

緩流河川の堰と、急流河川の堰との設計条件の比較を列記すれば、次の通りである。

表-1 急流河川と緩流河川の設計条件の違い

名 称	緩 流 河 川 (S : 1/300以下)	急 流 河 川 (S : 1/50以上)
河 床	土砂及び砂礫	転石及び玉石砂利
堰の安定計算の対象	水圧	水圧及び流木転石
取 水 量	多い	少ない
勾 配	緩（堰地点を上流に上げても堰高は低くならない）	急（堰を上流に上げることで堰は著しく低くなる）
受益面積	多い（反当負担金割安）	少ない（反当負担金割高）
堰 高	急流河川と大差ない	緩流河川と大差ない

上表に見るように、緩流河川と急流河川は設計条件は異なる。このため、急流河川で普通のタイプの堰を設置した場合の破壊状況を説明すると次のようである。

一般に図-1のように、水叩き下流護床部分が洗掘され、遂には、堰まで破壊されると考えられるが、そうではなく図-2のように堰直下の水叩き部分が流木流石で摩滅され、薄くなった水叩き部分は揚圧により増々破壊され、遂には流水でコンクリート部分は無くなってしまふ。次にこの部分は堰から落下する流水により洗掘される。かつて大分県玖珠郡の恵良井堰ではその深度は7.00mにも達し、堰下流をえぐり、遂に、堰は昭和30年に倒壊した。一般に、急流河川での倒伏はこのような例が多い。

従って、急流河川井堰のタイプの決定にあたっては次のことを考慮する必要がある。

- ① 水圧とともに転石にも対処させる構造でなければならない。従って、転石に耐える構造にするか堰高を思いきって低くして、河床より出来るだけ柱部分として

出さないようにする。

- ② 水量が少ないので取水を立体的でなく、平面的に極端に言えば河床砂利の間からでも取水出来るようにする。
- ③ 急勾配であるので堰を上流に登らせることで堰高は容易に低くすることが出来る。
- ④ 堰高を低くすることで取水口、及び水路内で土砂が堆砂しないようにする。

3. 本堰タイプ決定の理論

一般に、急流河川に高さ1.00m~1.50mの堰を施工していても図-3のように2~3年すると上流側は土砂に埋もれてしまう。埋って取水が出来なくなっているかといえばそうではなく、取水は十分行われている。

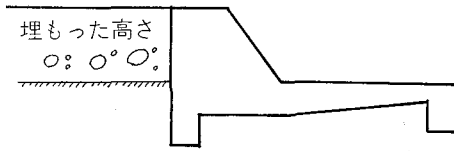


図-3

これはどういう理由かという、引水流速によるものと考えられる。一般に、土砂吐けが完備されれば土砂吐けの個所のみ土砂を吐かせることが出来るが、小井堰では巻揚機の完備は困難である。

取水の確保、及び土砂流入を防ぐため、河床及び水路敷居高より井堰天端を高くしても、結果は井堰前面に土砂が埋まってしまうので、その役を果たせないことになる。堰高を河床とはほぼ同じ高さに出来れば前述した急流河川の設計条件の①の条件（堰高を低くし、水圧を減じ転石に対処させる）は満足しうる。

① 水の取水について

では、このように堰高を河床面と同じ高さにした場合の取水方法は、図-4のように河床と同じ高さにス

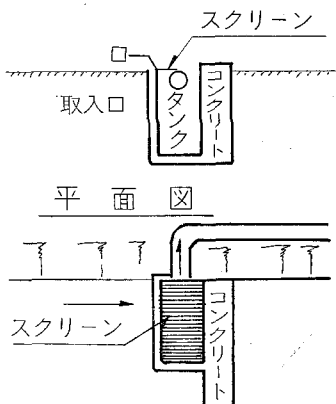


図-4 側面図

クリーンを設け、スクリーンを通り平面的に取水しタンクに水を落し、このタンクより水を取水するようにすれば、タンクに土砂が埋もらない限り取水に支障は生じない。（なお、スクリーン面積は必要水量がとれる面積とする）

② 土砂の搬出について

①の取水計画ならば、タンクに土砂が流入し、取水口を防ぎ、取水が出来なくなってしまうのではないかと考えられるが、これは既往の小井堰を調査してみると解るが、急流河川小井堰では、井堰上流側は殆んど天端高まで埋ってしまっているが、その取水口前面が埋って取水が出来なくなっているかというところではない。取水口前面は目詰りせず、取水は充分出来ている。これは取水口の前面は水路の引水流速により土砂は此処に沈砂する事なく水路内に流れ込んでいると考えられる。この考えが進むと、取入れ水路に相当な流速を持たせることが出来れば土砂は堆砂する事なく、水路内に流入し取入れに支障を来すことがないのが解る。そして、流速を持つ水で引水した後、水路内の適当な地点で沈砂池を設け、土砂を沈澱させ排除させれば良い。この論を言いかえると、河川の流速より大なる流速を常に取入れ水路に与えれば、取水口前のタンクに沈砂することはないと云うことである。

4. 構造

では20年前に設置した川下頭首工について説明する。河川全幅に帯工を設け、その一部に取水口を設ける。取水口の構造を説明すると、

- ①は第1タンクで河床とはほぼ堰高を同じ高さとしたために直接第2のタンクに土砂がこないようにした防砂壁である。
- ②は一般に堰と云われるもので取水上の安全のため河床より5cm高くしている。
- ③はスクリーンタンクで、②の堰頂より5cm低くしている。この面積は取水量に依って大小加減する。このスクリーンを通り水は④のタンクに集る。
- ⑤は取入れ水路である。④のタンクよりサイホンで通った水を取水する。この水路は沈砂池まで落差の許す限り急勾配とする。
- ⑥は帯工で、河床が変化して取水が出来ないようになることを防ぐものである。

土砂のうち大粒は第1のタンクでさえぎられ、次に第2のタンクのスクリーンでさえぎられ、これを通った土砂は管路内で管内流速を多くつけて流す。なお引水流速で取水口は堆砂しないようにする。これは前述した理論と同じであるが、ここでは最小管路内流速は1.20m/sはつけるようにしている。

河川流量が少ない急流河川では、殆んどの水が取入れ

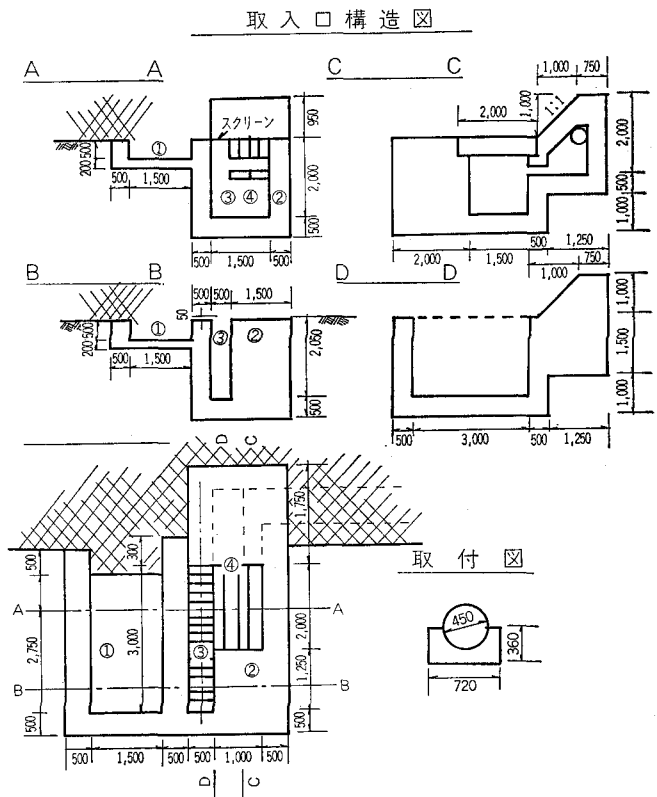
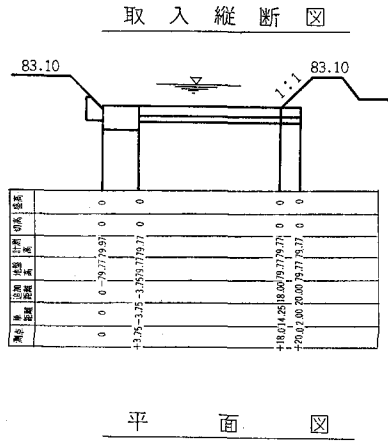


図-5 川下頭首工計画図

水路内に流れ込むので、堰頂を越す河川流速より取入れ水路流速が常に大となる。なお、洪水時には両者の流速が大となるので堆砂条件はないわけである。

5. むすび

このような構造で数10年前施工したが、現在まで取水に支障はない。実は5年に1度か2度堆砂した場合は除去しようとして、タンクは土砂が排除出来るよう暗渠蓋式にしたが現在まで除去した形跡はない。

当時、一般的なタイプで施工すれば、834千円を要したこの堰が、堰高がないのでその約6割の585千円で完

成した。また、土木事務所の要望に応え、堰上げ背水を生じないように施工することが出来た。

急流河川では平坦河川と異り、流木流石が流下し、堰に多大の被害を与える短所があるが、勾配があるのでこの勾配をうまく使用すれば堰高は低くなり、また、河川幅も狭いのでこの立地をうまく利用することが出来ればより経済的で安全な頭首工が出来ると思う。

また、災害を防止する観点からも、急流小河川では、緩流河川で一般的に採用されている井堰のタイプの概念にこだわらず、このようなタイプの井堰をもっと採用すべきだと思います。

三和地区農免農道整備事業の橋梁工事について

国 府 新 治*

目 次

1. まえがき.....(32)	4-4 ケーソン工事.....(37)
2. 地域の現況.....(32)	4-5 今後の方向.....(39)
3. 事業計画の概要.....(32)	5. 橋梁上部工について.....(39)
4. 橋梁下部工事について.....(33)	5-1 設計に関して.....(39)
4-1 設計の概要.....(33)	5-2 工事の施工.....(41)
4-2 施工計画.....(35)	6. あとがき.....(42)
4-3 施 工.....(36)	

1. まえがき

今回の実施例は、県営農林漁業用揮発油税財源身替農道整備事業として三重県熊野耕地事務所が所管している橋梁の新設工事で、昭和48年度に着工し昭和50年度に完了する予定で現在下部工事が完了し上部工事の準備中である。この橋梁は1スパンの長さ94.6mの3スパンよりなるトラスドラムが一橋で、橋脚の基礎にニューマチックケーソン工法の実施例と、ケーブルエレクション工法及びトラッククレーン工法によって架設する計画について紹介致し御批判を仰ぎたい。

2. 地域の現況

本事業地域は三重県と和歌山県の県境を熊野灘に流下する熊野川（漕八丁とウォータージェット船で有名）を河口より遡ること約20軒に位置する三重県紀和町の南部と、対岸の和歌山県熊野川町で、両町とも共通した過疎化に対する悩みを抱えている農山村である。この熊野川には河口部に、国道42号線が横断する熊野大橋がある外は、上流50軒地点の大沼橋までなく、両町間の交通は至って不便である。にも拘らず古くから両町の交流は盛んですべて「渡し舟」により行われて来た。又農産物の出荷を始めとして、各種生産物の市場は、熊野川河口の新宮市を中心として成立しており、紀和町より新宮市へは三重県側の旧態依然たる危険な県道を利用する外なく、2時間余を費している。

この様に僻地なるがため、過疎化が進行し老令化が甚しく農業の前途も危ぶまれる状態になりつつある。

又対岸の熊野川町は国道168号線が走り新宮市への交通は甚だ便利である。このような状態から紀和町住民は過疎化の歯止を図り、更に地域開発のためにも両町の交通を架橋によって成就したいという父祖三代に亘る宿願である（図-1参照）。

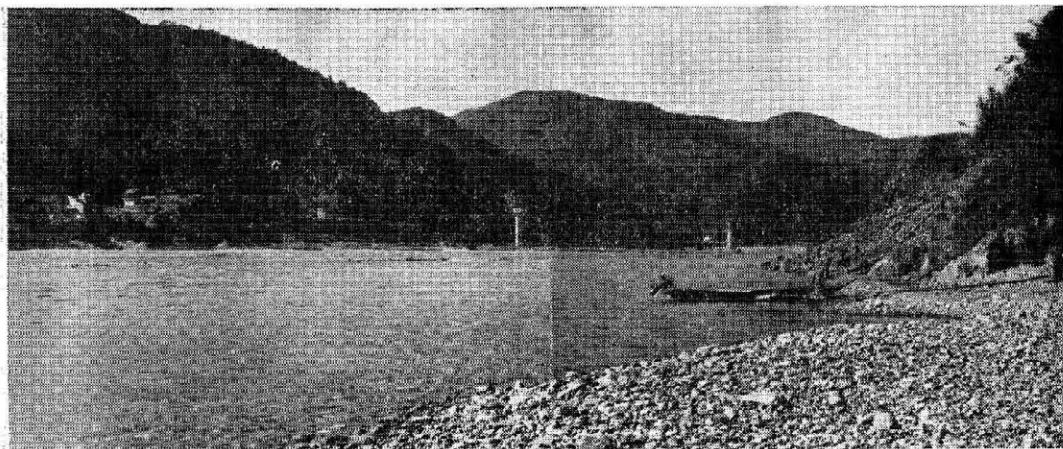


図-1

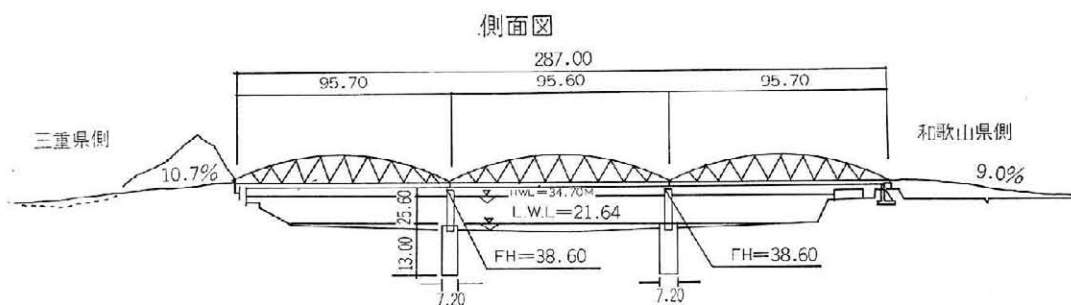
3. 事業計画の概要

このような地域の農業を根本的に立て直すため、紀和町の既耕地に対する近代化営農と南部上川地区を中心に地域の立地条件にかなった基幹作物を導入した農地開発事業を実施する。又畜産振興の一環として、すでにSPF豚（特定病原菌不在豚）の養豚センターが開設され、年間1万余頭を目標に現在経営が進められている。こうした振興計画を達成するために下記のとおり農免事業による架橋を実施するものである。

* 三重県熊野耕地事務所



写真一 架橋地点の現況



図一 三 和 大 橋

3-1 位置 三重県南牟婁郡紀和町和気地内
和歌山県東牟婁郡熊野川町日足地内

3-2 事業主体 三重県

3-3 受益面積 現況 46.7ha
将来 109.2ha

3-4 総事業費 590,000千円

3-5 工事内容

a) 橋梁工 (図一 2 参照)

橋種	鋼道路橋
型式	下路式トラスドラムゲージ
橋長	L = 287.0m
支間	3条径間 (1径間L = 94.6m)
橋格	2等橋 (TL = 14.0t)
幅員	5.5m
鋼材総重量	610. t

b) 取付道路

延長	L = 213m
左岸	L = 133m
右岸	L = 80.0m
幅員	全幅5.5m 有効幅4.5m
路面	アスファルト舗装

4. 橋梁下部工事について

工事の概要

橋脚 はり出し式橋脚2基 3.2×6.0×25.60m

橋脚基礎 ニューマチックケーソン基礎2基
7.0×14.0×18.0m

橋台 扶壁式橋台2基 A₁ 7.5×9.1m

A₂ 10.5×9.1m

上記工事の内ケーソン工事について以下に述べるものとする。

4-1 設計の概要

1) 現場条件

図一 4 に示すとおり、架橋地点は玉石交り砂礫層からなっており、TP-20mではN値50以上でよく締まっている。また熊野川 (新宮川) は洪水流量19,000m³/sec、洪水流速5.45 m/sec の日本有数の急流河川である。こういう条件下において施行すべき基礎工として、オープンケーソン基礎、ニューマチックケーソン基礎、杭基礎等、いろいろな基礎が考えられたが、橋梁の規模、工期、及び施工の確実性よりニューマチックケーソン基礎とした。

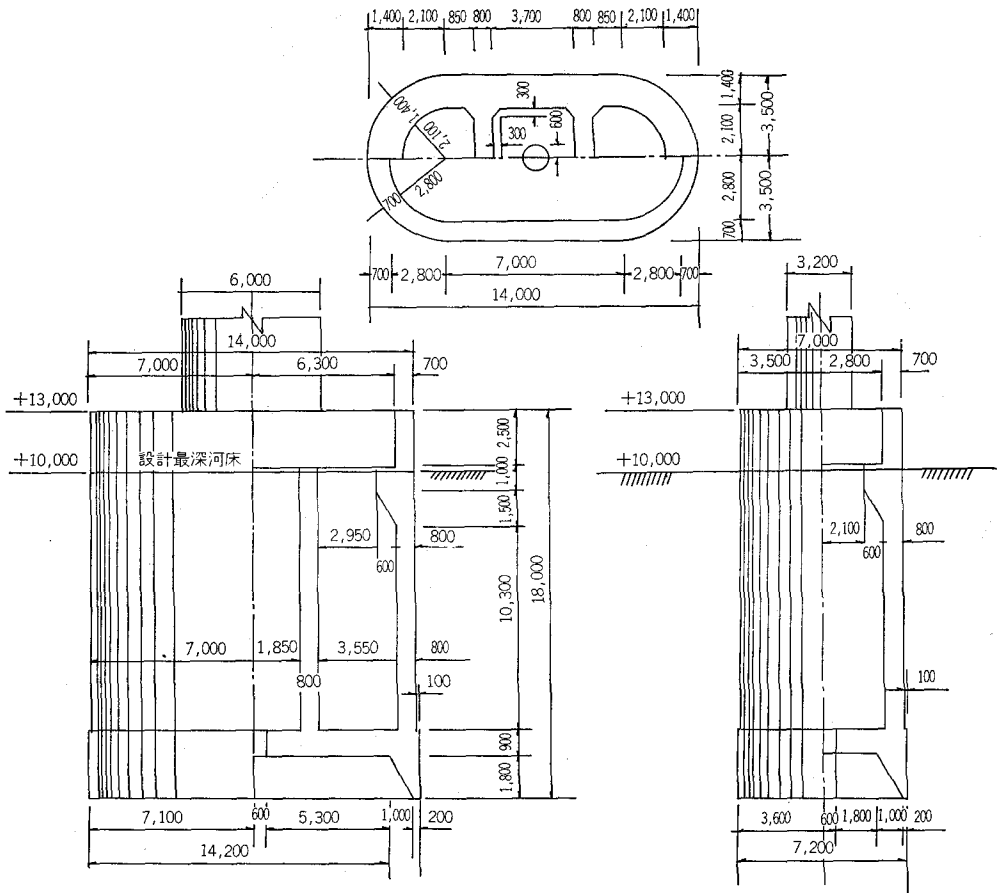


図-3 ケーソン構造図

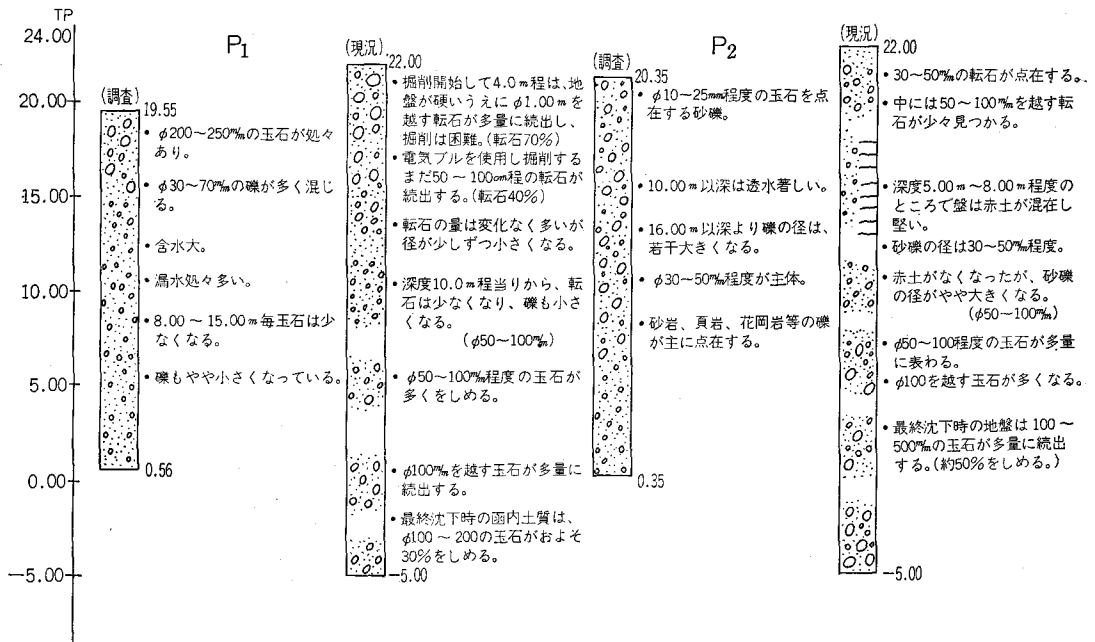


図-4 潜函沈下掘削土質柱状図

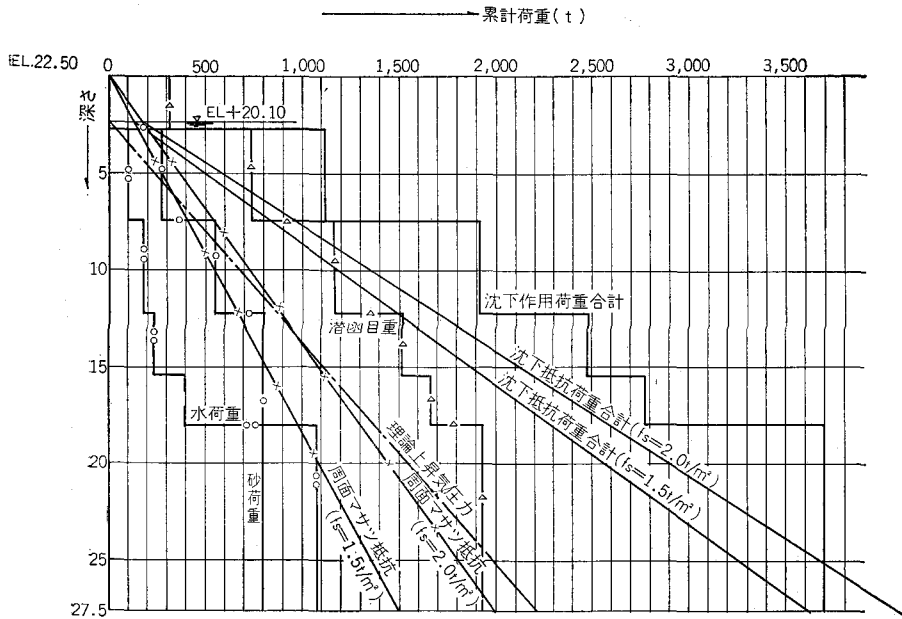


図-5 理論沈下図

表-1 下部工事行程表

工程	3月					4月					5月					6月					7月					8月					9月					10月					11月					12月							
	5	10	15	20	25	30	5	10	15	20	25	30	5	10	15	20	25	30	5	10	15	20	25	30	5	10	15	20	25	30	5	10	15	20	25	30	5	10	15	20	25	30	5	10	15	20	25	30	5	10	15	20	25
準備工	P1, P2 (various symbols)																																																				
掘削	P1, P2 (various symbols)																																																				
コンクリート	P1, P2 (various symbols)																																																				
沈下	P1, P2 (various symbols)																																																				
橋脚	P1, P2 (various symbols)																																																				
橋台	P1, P2 (various symbols)																																																				

2) ケーソンの設計

ケーソンの断面形状は根入れ長と前面支持力との関係により、7×14×18mの小判形とした。

ケーソンの設計においては、特に水平地盤反力、鉛直地盤反力、沈下荷重、周面摩擦力、及び計画河床高が、考慮すべき主な諸元である。

以上の計算結果により得られた理論沈下図は図-5のようになる。

4-2 施工計画

ケーソン工事においてはその性質上、大規模な設備と

周到な労務管理、安全管理が必要である。

その為、現場事務所は交通及び連絡の便宜上、和歌山県側の熊野川町に設けた。現場との距離は約100mである。現場と耕地事務所及び他の関係官庁との連絡は、電話によって常に保たれた。特に急流河川という特性により上流にある5つのダム管理所とは放水量の変化がある毎に電話連絡を受けた。

工事設備については、電力、コンプレッサー設備は洪水対策及び管理の運営上、事務所上流約100mの空地(河川敷より約10m高い)に設置した。

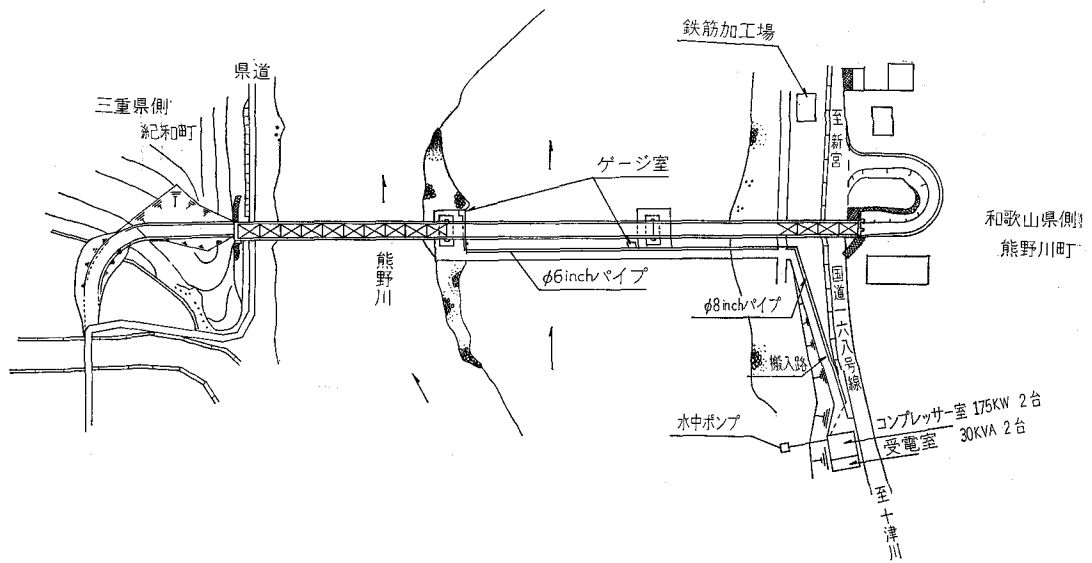


図-6 仮設平面図

工程は表1のとおり計画した。
 労務管理についてはその性格上請負者に多くをまかせ
 施主サイドでは各パート毎の責任者の掌握までにとどめ
 た。
 安全管理については、毎日の朝礼及び月1回の安全会
 議の実施を行った。

4-3 施工

1) 仮設備 (図6 参照)

a) 電力設備

受電電力 6,600V
 契約電力 450KW

受電設備 150KVA×3台
 30KVA×2台

専任管理者を1名おき、3重安全構造のスイッチを使用
 して万全を尽くした。

b) 潜函送気設備 (図7 参照)

コンプレッサー、低圧用 175KW×2台
 ディーゼル 30KW×1台

自動調圧装置 2台

ホスピタルロック 1基

送気管 8インチ、6インチ、3インチ管

潜函設備 φ1200mmのシャフト使用

スペシャルシャフトの据え付け、各シャフトの連結に
 注意した。

c) 築島工

ケーソンを陸上ケーソンとする為に築島を行った。三
 重県側築島工は、河川流心に設置しなければならなかつ
 た。しかし、ダム放水を行う平日には、流速が2m/sec
 近くもあり施工不能であった。そのため、工事は日曜日
 の午前中に集中して行われた。これは施工前には予想し
 ていなかったできごとであった。

d) 棧橋工

延長120m、幅4m、耐荷重30tの棧橋工を設置した。
 構造はH300×300の上に鋼製覆工板をボルト締めした。
 8m杭で根入れ長4mとったが、覆工板を越える出水に
 よって一部流失した。これは10mピッチに控え杭各2本
 をとる事によって解決することができた。

e) 掘削機械

現場が異常降雨、ダム放水等急激な増水に常に脅かさ
 れている為、定置式三脚デリックでなくクローラークレ
 ーン25t吊を使用した。また掘削土砂による河川の汚濁、

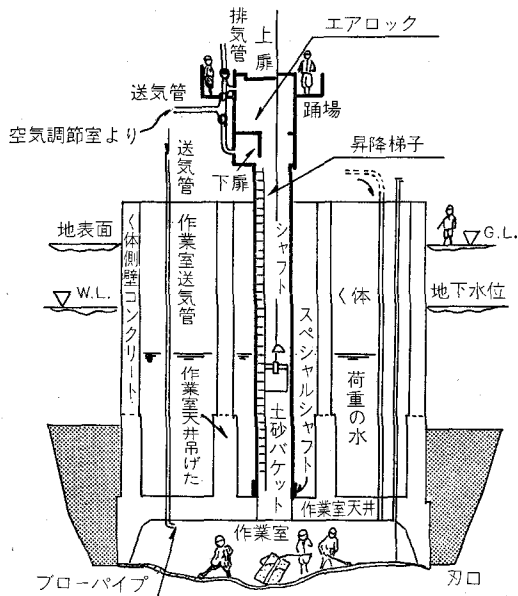


図-7 ニューマチックケーソンの構造

を防ぐ為ホッパーを使用した。

4-4 ケーソン工事

本体工事について述べるのに先立って特筆したいのは測量の重要性ということである。なにをいままさらといわれるかもしれないが、鉄杮据え付け前の芯出し、施工中のチェック等は、業者、監督者双方共是非とも2系統以上の方法ですべきである。本現場においては、セオドライトによる直接測距、三角測量による間接測距を実施した。

1) 刃口の据え付け

刃口は水平に均らされた敷砂の上に皿板を並べその上に据え付けを行なった。作業室重量を含めれば300 t近くもあるので不等沈下を起こさない様に注意した。幸い作業室の沈下中には大きな洪水を受けず、所定の位置に沈下できたことで以後の沈下誤差を小さくするのに大いに助けとなった。

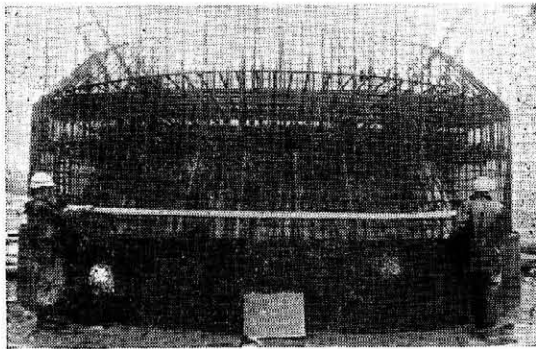


写真-2 作業室鉄筋

2) 沈下掘削

沈下掘削は昼夜2交代、各15名で行ない掘削進度は表のとおりであった。

計画時には、日掘削進度0.6 m、1ロッド4 m、1サイクル所要日数7日と考えていたが、実際の施工では、2交代、日平均進度0.5 m、1ロッド3.4 m、1サイクル7日となった。これは、鉄筋組立、型枠組立、コンクリート打設、養生と一致するものである。

工事は雨天による中断を除いて順調に進み、和歌山県側橋脚（以下 P₂ と書く）6ロッド、三重県側橋脚（以下 P₁）4ロッドまで沈下終了した。

しかし、7月に入ると梅雨による降雨とそれに伴う増水とで工事の能率は急激に低下した。ケーソンの潜函機器、棧橋も災害を受け、河川工事は事実上停止してしまった。いわゆる手待ちの状態になってしまったわけである。現場では、橋台工事と復旧作業でこの状態を乗り越えて脱することができたが、請負者、監督共に手待ちのつらさを身にしみた時期である。

その後は順調に進み、P₂ は8月20日沈下終了、同21

表-2 P₁ P₂ 潜函沈下実績表

		P ₂			
月	日	沈下量	異加沈下量	備 考	
S 49.	4. 11	1.740	1.740	作業室終了	
	13	.754	2.494		
	15am	.630	3.124		
	pm	.539	3.663		
	16	.107	3.770		
	17	.176	3.946		
	18	.606	4.552		
	19am	.592	5.144		
	pm	.278	5.422		
	20	.363	5.785		
	21	.580	6.365		
	29	.929	7.294		1 ロット終了
	30	.294	7.588		
	5.	6	.696		8.284
7		.464	8.748		
8		.542	9.290		
17		.506	9.796		
18		.546	10.342	2 ロット終了	
20		.577	10.919		
21		.686	11.605		
6.	1	.697	13.026	3 ロット終了	
	2	.694	13.720		
	10	.647	14.367		
	11	.492	14.859		
	25	1.240	16.099	4 ロット終了	
	26	.550	16.649	5 ロット終了	
	28	.962	17.611	6 ロット終了	
	7.20	.386	18.007	7 ロット終了	
7.	21	.299	18.306	7月19日	
	72	.792	19.098	最終沈下	
	23	.442	19.540		
	24	.677	20.217		
	25	.296	20.513		
	26	.345	20.858		
	27	.589	21.447		
	8.	4	.607	22.054	
		6	1.015	23.069	
		7	.577	23.646	
8		.405	24.051		
10		.704	24.755		
20	.734	25.500			

月 日	沈下量	異加沈下量	備 考
S49. 5. 3	1.314	1.314	
5	.646	1.960	
9	1.044	3.004	
10	.441	3.455	作業室終了
11	.289	3.734	
12	.477	4.211	
13	.544	4.755	
14	.588	5.343	
15	.526	5.869	
16	.507	6.376	
24	.618	6.994	1 ロット終了
26	.730	7.724	
27	.566	8.290	
28	.738	9.028	
29	.508	9.536	2 ロット終了
6.13	.404	9.940	3 ロット終了
16	1.262	11.202	
21	1.043	12.245	4 ロット終了
22	.632	12.877	5 ロット終了
7. 3	1.064	13.941	
5	.530	14.471	6 ロット終了
29	1.178	15.649	7 ロット終了 7月22日 最終沈下
8. 1	.555	16.204	
2	.608	16.812	
12	1.211	18.023	
15	1.192	19.215	
16	.681	19.896	
17	.595	20.491	
22	1.259	21.750	
23	.755	22.505	
25	.786	23.291	
10. 7	0	23.291	
8	.623	23.913	
9	.364	24.279	
10	.299	24.573	
11	.908	25.500	

表-3 P₂ 地耐力試験

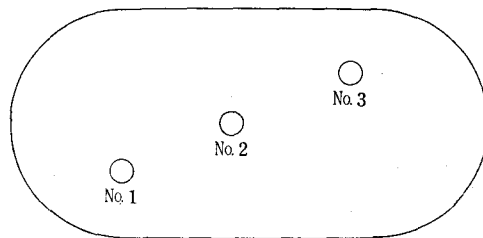
使用器械 30 t 油圧ジャッキ, 載荷板, ダイヤルゲージ
2 個, 荷重受柱ポスト
ケーソン深度 TP-5,000
函内気温 22.5°C
設計許容耐力 潜函許容沈下量20%として常時60 t/m²,
地震時90 t/m²
測定箇所 右図参照

時 間	荷重 t	荷重強度 t/m ²	ダイヤルゲージ 読 (左)	(右)	平均
4 ;	0	6	0	0	0
22'	5	50	62	57	60
24'	10	100	99	83	91
27'	15	150	150	127	137
30'	20	200	203	195	199
34'	25	250	276	230	253
39'	30	300	388	377	383

時 間	荷重 t	荷重強度 t/m ²	ダイヤルゲージ 読 (左)	(右)	平均
5 ;	0	0	0	0	0
12'	5	50	52	49	51
14'	10	100	113	77	95
17'	15	150	161	110	136
20'	20	200	202	178	190
24'	25	250	266	215	241
29'	30	300	340	358	349

時 間	荷重 t	荷重強度 t/m ²	ダイヤルゲージ 読 (左)	(右)	平均
6 ;	0	0	0	0	0
02'	5	50	61	58	60
04'	10	100	91	87	89
07'	15	150	133	142	136
10'	20	200	199	200	200
14'	25	250	257	272	265
19'	30	300	379	371	375

(三重側)



(和歌山側)

日地耐力試験(表3)を行ない, 同22日作業室中埋コンクリートを打設した。最終沈下は50 cmを3回に分けて行なった。沈下誤差1 cm 1 ローリング 6 cm, スライド 2.8 cm, 傾き±0.5 cmにおさまった時は土方の面目躍如という所で思わず口笛を吹きたくなる程であった。同様にして P₁ も10月12日に中埋のコンクリートを打設した。

現在 P₂ 橋脚は終了し、最後のつめ P₁ 橋脚の施工に全力をあげている今日この頃である。



写真—3 橋脚完成写真

3) 施工管理

測量については前述のとおり重視したので、沈下量については毎日一基当り4点調査し、傾きの生じるのを防いだ。スライド、ローリング及び偏心については、各ロード終了毎に測定を行なった。

コンクリートについては J I S 工場製品を用い、約 50 m³に 1 回 6 個のテストピースを採取し、品質のバラツキの低下に努めた。

鉄筋については、全て J I S 製品 S D 30 を使用した。

型枠については、できるだけ既製品のセパレータを用い、省力化に努力した。

4-5 今後の方向

ケーソン工事においては、設備費の占める割合が大きいので、より良いものを、より安くつくるために、より

短い工期で施工しなければならない。その為には、電気の採用等新しい技術の吸収と共に、ネットワークによる工程管理等技術者自身の革新に努めなければならない。

また小人数の不注意が重大事に連がる危険が大きいため、労働安全衛生規則、高気圧障害防止規則の遵守等、とかく軽視しがちな諸法規の衆知徹底に努めなければならない。

また設計面では不確定要素が多いので、困難ではあるが、比較設計を行なってから実施に移行されたい。このことは後になって必ず役立つものである。

最後に、河川内には種々の権利関係が入り込んでいることが多いので、事前にその調整を十分にしなければならない。

5. 橋梁上部工について

5-1 設計に関して

橋梁の架設位置は農産物の流通経路、橋と道路の取付、経済性、河川及橋台地点の地質、河床の移動変化のない直線部等の条件より決定され、橋長は 287 m、幅員は 5.5 m で計画した。熊野川の計画洪水量は 19,000 m³/s であるので、支間長は河川管理施設等構造令より 60 m 以上でなければならない為、橋脚数は 3 個以下に制限される。橋脚と桁の組合せは 1 スパンから 4 スパンの 4 通り考えられ、この各々について比較設計した結果一番経済的なタイプとして 3 スパンと決定した。橋の構造上のタイプには吊橋や補剛桁橋、アーチの型式のように下弦材で引張力をうけもち、上弦材で圧縮力をうけもち型式のものが考えられるが最終的に桁とトラスの組合せ型式の補剛桁橋（トラスランガー橋）が選定された（図—8 参照）。比較設計によると吊橋は鋼材が 1,600 t になり、一番不経済であった。トラスランガー橋とランガー橋の長所、短所の比較は表—4 の通りであり、トラスランガー桁を採用した理由は経済的見地以外に美観を呈す

表—4 トラスランガー橋とランガー橋との長短所比較

	トラスランガー橋	ランガー橋
1 製作架設	リベット使用の為複雑 山間部、船舶往来ヶ所では不適	溶接でよいので容易
2 重量	軽い、幅員 6 m で 1 m ² 当 330 kg ~ 340 kg	重い、幅員 6 m で 1 m ² 当 350 kg
3 床版施行	部材多く施行困難	容易
4 構 造	軸方向の力が働くのでよい。	曲げの力が働く。
5 風 圧	少 しい。	抵抗多い。
6 適用 範囲	100 m ~ 130 m のとき有利	100 m 内外
7 施行 実績	1	2
8 経 済 性	多少高い。	多少安い。
9 揺 れ 振 動	非常に少い。	多 しい。
10 架 設	同 じ	同 じ

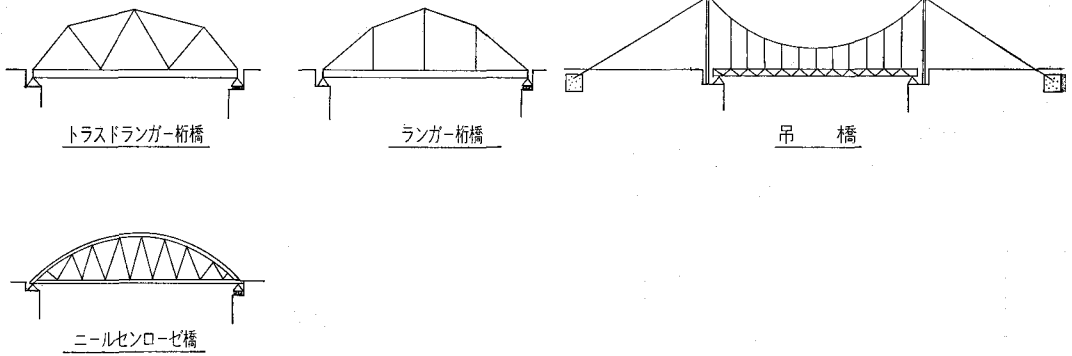


図-8 構造上のタイプ

る、揺れ、振動が非常に少ないこと等による。

三和大橋は右岸側に国道、左岸側は県道を跨いでいる長大橋である。熊野川の洪水時の計画標高はHWL 34.70mであり、国道標高GL 33.90mを0.80m上回る。その為国道上の建築限界4.50mを確保できる桁下空間をとって桁下高をEL 38.40として国道を跨がざるを得なかった。

国道を嵩上げて本計画橋梁と平面交叉した場合、橋長は短くなり上部工は安くなるが、下部工及び国道の嵩上げ工事が高くなる。比較設計によると国道を跨ぐ工法の方が安くなった。

照明設備の設置位置について下記の3案がある。

- (1) 照明設置用に地覆を一部拡幅する案
 - 長所 1. 高欄が現設計のままで行ける。
 - 2. 車道の建築限界を確認できる。
 - 3. オーバーハングの量が少ない。
 - 短所 1. 地覆が補剛桁の上にくるため設置する場所が限られる。
- (2) 高欄の縁を切って照明灯を設置する。
 - 長所 1. 地覆を拡幅する必要がない。
 - 2. 設置場所はかなり自由である。
 - 短所 1. 高欄を設計変更する必要がある。
 - 2. オーバーハングの量が若干多くなる。
 - 3. 高欄の位置と同じにすれば建築限界を侵すため取付位置をずらす必要があり、したがって安定性があまりよくない。
- (3) 腹材に取付ける。
 - 長所 1. 設置する場合一番容易である。
 - 2. 高欄地覆を変更する必要がない。
 - 短所 1. 設置位置が限定される。
 - 2. 照明灯の寿命が短くなる可能性がある(復材の振動のため)

検討した結果(1)案を採用した。照明灯は6基で蛍光水銀ランプHF 400 Wとした。計算の結果照明灯の間隔は

表-5 照明灯の間隔の計算例

基準照度	$E = 7 \ell x$
保守率	$M = 0.65$
光源光束	$F = 18,000 \text{lm}$
車道幅員	$W = 5.5 \text{m}$
灯具の高さ	$H = 8 \text{m}$
	$W/H = 55/8 = 0.688$
照明率	$U = 0.20$
間隔	$S = \frac{F \times U \times M}{W \times E}$
	$= \frac{18,000 \times 0.20 \times 0.65}{5.5 \times 7} = 60.8 \text{m}$

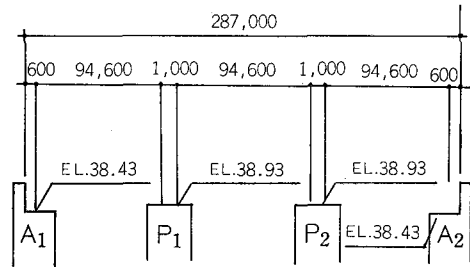


図9-1 橋梁側面図

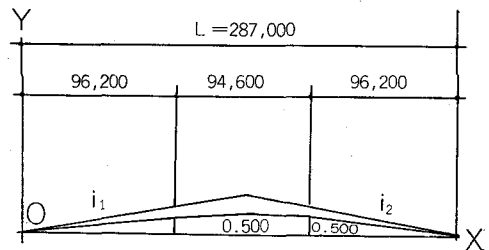
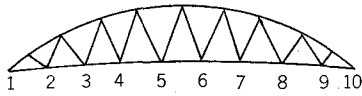


図9-2 キャンバーの説明図

放物線の式

$$y = i_1 x - \frac{i_1 - i_2}{2L} x^2$$

$$i_2 = -i_1$$



格点	縦断 キャンバー	死荷重による タワミ	製作例 計
	Y_1	Y_2	
1	0	0	0
2	0.024	0.057	0.081
3	0.042	0.090	0.132
4	0.055	0.108	0.163
5	0.061	0.117	0.178
6	0.061	0.117	0.178
7	0.055	0.108	0.163
8	0.042	0.090	0.132
9	0.024	0.057	0.081
10	0	0	0

図9-3 ランガー桁側面図

60m以下に設置すればよい(計算例は表一5参照)。計画では51.40mとしたので「照明設置基準」日本道路協会を満足する。

上部工の縦断キャンバーは橋台 A_1 と橋脚 P_1 との高低差を50cmつけ、放物線とし、その勾配を3.9パーセントとした。次に死荷重の撓みは図-9に示す通りで縦断キャンバーと死荷重の撓みの合計が製作反りとなる。

5-2 工事の施工

工事の工程について一番大切なことは現場架設の時期である。熊野川一帯は全国で有数の多雨地帯であり架設工事は雨期をさけて渇水期に行う計画となっている。現

在上部工の進行状況は工場で原寸図を書き、これを定木及び型板に写し、鋼材をカットして仮組立の工程にある。最近下部工施工者と上部工施工者の間でテープ合せを行い現場の引継ぎがなされた。

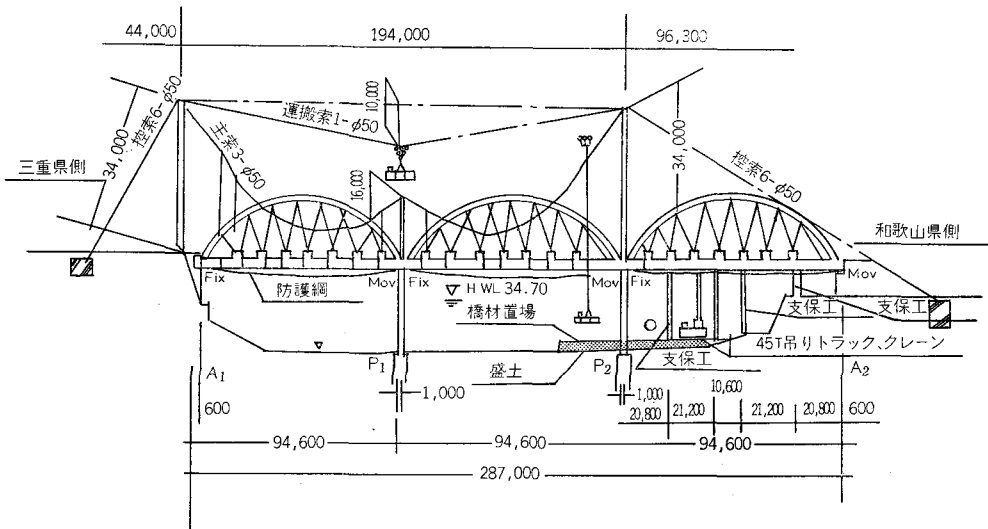
架設方法は次の2案が考えられ比較検討した結果(1)案が経済的であるので採用されることとなった(図-10参照)。

- (1)案 A_1 から P_2 まで2スパンをケーブルエレクション工法で、 P_2 から A_2 の1スパンをステージング工法で行う。
- (2)案 A_1 から A_2 まで3スパンをステージング工法で行う。

ステージング工法は補剛桁2ブロック毎にベントを組み立て、45t吊りのトラッククレーンで補剛桁を2ブロック毎に地組みしその上に吊りあげ既設の桁とサービスボルト及びドルフトピンで接合する。補剛桁に引き続き横桁、縦桁、上弦材等を取りつけていく工法である。

ケーブルエレクション工法は各橋台、橋脚に門型鉄塔をトラッククレーンで建て、次に橋軸方向にケーブルを張る。そして主索を張り、吊り索を吊る。吊り索に直角方向に吊りビームを流し、これにケーブルクレーンで補剛桁、その他の部材を架設する工法である。架設場所は吉野熊野国立公園内にあるので現場塗装の色は環境庁より周囲の景色とよく調和するようなグレー系統にするよう行政指導をうけている。

桁下の防護工については橋台及び橋脚に埋めこんであるアンカーフックより橋軸方向にワイヤーを張りわたしこれと直角方向に足場パイプをわたし全面に金網をはる工法である。



$A_1 \sim P_2$ 迄ケーブルエレクション、 $P_2 \sim A_2$ はステージング工法で架設する。

図-10 三和大橋上部工架設工法図

16. あとがき

以上で橋梁工事の実施内容と施工の経過について申し述べましたが、施工中であって実例として発表出来ない

部分もあることをお詫び致したい。

この工事は株式会社間組と宮地鉄工所が当っており、両者の努力により順調に進んでいる。無事に完成することを願っています。

農林省構造改善局制定

土地改良事業標準設計(第3,4)

土地改良事業標準設計(第3,4)の発刊が大変遅れましたが、昨年の11月下旬に印刷を完了し、直ちにお申込に応じて発送をいたしたところではありますが、未だ在庫がありますので、早めにお申込み下さるようお願い申し上げます。

遅延のお詫びかたがたお送らせいたします。

〔発行〕 全国農業土木技術連盟
〔体裁〕 A3判, オフセット印刷, バインダー綴, ビニール表紙, 全300ページ, 2分冊。

〔頒価〕 2分冊 1セット 15,000円(送料込み)

〔主な内容〕

矢板護岸工(土留工)

コンクリート矢板護岸工(土留工) 自立式・アンカー式

鋼矢板(軽量鋼矢板) 護岸工(土留工) 自立式・アンカー式, 切梁式

コンクリートブロック護岸工

ブロック練積護岸工・ブロック空積護岸工・ブロック張護岸工

トンネル工

その他

小水路 水路付帯工 道路付帯工

〔申込先〕 全国農業土木技術連盟

〒105 東京都港区新橋5-34-4 農業土木会館内

電話 03(434)5407 振替口座 東京54171

白川取水口の設計と施工について

岩 月 曠 孝*

目 次

はじめに.....(43)	4. 工事施行.....(47)
1. 木曾川総合用水(上流部)事業概要.....(44)	4-1 仮締切工の施工および撤去.....(47)
2. 受益対象.....(44)	4-2 取水トンネル部の施工.....(48)
3. 取水計画.....(45)	5. まとめ.....(49)

はじめに

名古屋市を中心とした中部経済圏の飛躍的な発展に伴

い、農業用水、上水道、工業用水の需要が著しく増大してきたので、木曾川水系の水資源を高度に開発し利用するためさきに愛知用水、濃尾用水の両事業が完成した。



図-1 位 置 図

* 水資源開発公団木曾川総合用水第二建設所

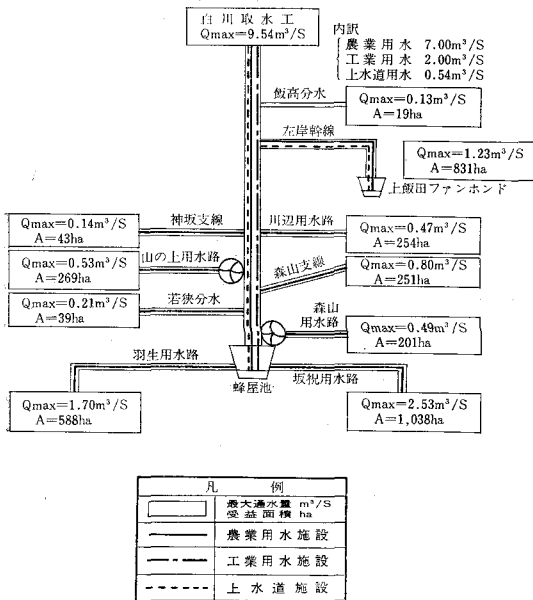
木曾川総合用水事業は、木曾川水系の水資源開発基本計画の一環として、当初、農林省が調査を進めてきたが昭和44年12月25日水資源開発公団に事業が継承されたものである。

この事業は、岐阜県美濃加茂市を中心とした2市5ヶ町にまたがる木曾川右岸の上流地帯、同じく岐阜県各務原市周辺の中流地帯及び愛知県海部郡一帯と中島郡祖父江町、三重県桑名郡の一部を含む下流地帯の三地域を対象としたもので、水源施設として飛騨川支流馬瀬川筋野野原地点に、治水、発電を含む多目的ダム（岩屋ダム）を建設して、各用水の必要水量を確保する。

1. 木曾川総合用水（上流部）事業概要

当建設所が担当する、上流部事業のうち、木曾川右岸地区工事は、岐阜県加茂郡白川町所在の中部電力上麻生発電所取水堰堤を利用して取水し、導水路9.8kmを経て川辺町下麻生地点で、左右両幹線水路に分水する。左岸幹線水路は、延長5.4km、飛騨川を水管橋で横断し、山麓に沿って八百津町上飯田まで導水する。一方、右岸幹線水路は、延長8.2kmをもって美濃加茂市北部の蜂屋地域まで導水し、坂祝用水路6.3km、羽生用水路5.2kmに分水する。このほか用水路5路線10.7km、支線水路56.9kmがあり、これらの施設によって3,533haがかんがいされる。

受益地は木曾川、飛騨川に沿った段丘地帯で、気候は年平均15.2度を示すが寒暖の差が大きい。年降雨量は1,800mmで、特に4月から9月期が少いのが目される。地質は主として第4紀層で、丘陵台地は新第3紀層、一部山間部は古成層からなっている。表土は一般に褐色の



図一 計画用水系統模式図

砂壤土で、一部赤色の壤土、植壤土からなる。一般に平均耕地率22.4%、林野率60%のいわゆる農山村型で、特色として樹園地特に桑園が多く、中濃の繭の生産地域に指定されている。

交通は国鉄高山線、越美南線、太多線をはじめ、名古屋鉄道、国道21号、41号、248号線等により、名古屋、岐阜、多治見、富山等に結びつき便利である。

このような条件のなかで3,500haの農地を控えながら木曾川を目のあたりにして水利施設に乏しく、久しく無水地帯として放置されてきた。戦後、県営として施工された川辺、米田、森山の三用水事業が唯一のかんがい施設であるが、いつれもポンプアップによる補給水で、老朽化がはげしく他は天水、小溪流、小溜池による零細な田越しかんがいによって成り立っている。これらの耕地面積はあわせて1,700haになるが、年平均1,500万トンの水量不足をきたしている現状である。

当事業の完成によって、安定したかんがい用水が確保され生産性の高い近代農業経営の発展が期待される。

2. 受益対象

表一 農業関係地域

地区名	市町村名	受益地積 (ha)		
		用水補給田	畑かんがい	計
上流部	七宗町	10	15	25
	川辺町	250	282	532
	八百津町	123	78	201
	美濃加茂市	968	1,036	2,004
	坂祝町	135	100	235
	富加町	226	129	355
	関市	145	36	181
	小計	1,857	1,676	3,533
中流部	各務原市	190	130	320
	小計	190	130	320
	計	2,047	1,806	3,853

表二 工業用水供給計画

系統名	地区名	新規取水量 (m³/day)	業種
木曾川右岸	美濃加茂市、関市、川辺町、七宗町、富加町、八百津町、可児町、御嵩町、兼山町、坂祝町	172,800 (2.0 m³/s)	食料品、繊維、パルプ紙、化学、金属、機械、その他
	各務原市、羽島市、川島町、岐南町、笠松町、柳津町	270,432 (3.13 m³/s)	食料品、繊維、パルプ紙、化学、金属、機械、その他
計		443,432 (5.13 m³/s)	

表一三 水道用水供給計画

系統名	市町村名	計画給水人口(人)	1日最大取水量(m³)	同左内訳	
				自己水源分(m³)	木曾川総合用水(m³)
木曾川右岸	美濃加茂市	46,500	23,500	5,400	18,100
	富加町	6,000	2,774	1,440	1,334
	坂祝町	5,700	2,635	735	1,900
	川辺町	9,500	4,392	—	4,392
	八百津町	12,800	5,918	2,500	3,418
	可児町	38,800	19,608	2,560	17,048
	計	119,300	58,827	12,636	46,192
河川直接	各務原市	129,000	45,081	12,000	33,081

この事業は前述のとおり農業用水および都市用水を供給することとしている。農業用水の関係地域および面積は表一に、工業用水の供給地域、供給水量および関係業種は表二に、水道用水供給計画は表三にそれぞれ示すとおりである。

3. 取水計画

白川取水口は岐阜県加茂郡白川町坂之東、木曾川水系飛騨川に所在する中部電力上麻生発電所取水ダムを利用したの取水である。取水量は最大9.54 m³/secでそのうち農業用水7.00 m³/sec、上水0.54 m³/sec、工水が2.00 m³/secである。取水地点における河川水位は最湯水位E L. 153.156m、常時水位E L. 157.667m、3年洪水水位E L. 161.157m、計画洪水水位E L. 166.370mで13m以上の変動がある。この諸条件のなかで湯水時に所定の流量を取水し、洪水時には流下水流の持つエネルギーを十分減勢できるような適切な減勢池を設計するため、水資源開発公団試験所で次の水理模型実験を行った。

- (1) 減勢池内の流速分布、水位の測定。
- (2) トンネル内(水位計設置点)の流速分布、水位の測定。
- (3) 減勢池内流況の観察。
- (4) 最湯水位における可能取水量の判定。
- (5) 以上より最適な減勢池を決定する。

図一三は取水口の一般図、表一四は、その諸元であるが、これにより縮尺 $\frac{1}{10}$ の模型を調節ゲートより90m下流まで透明な塩ビ板で製作し、ゲート上流は所定の外水圧をかけるため鉄板製高水槽を取り付け、下流水位は $n = 0.015$ の等流状態で計算した水深と一致するように、それにみあう抵抗分として縦格子を水路末端に取り付け下記条件によって実験を行なった。

- (1) 減勢池は次の5種類について実験を行った。
 - ① 設計原案
 - ② 台形シル
 - ③ 台形シル改良型
 - ④ 台形シル改良Ⅱ型
 - ⑤ ブロック改良型
- (2) 河川水位については次の4種類とした。
 - ① 自由流。
 - ② 常時水位。
 - ③ 3年洪水位。
 - ④ 計画洪水位
- (3) 取水量については2.54 m³/s、3.54 m³/s、9.54 m³/sの3種類とした。ただし計画洪水時における取水量は2.54 m³/sを超えないものとした。
- (4) 水位および流速分布の測点は縦断方向に次の5点をとった。
 - 測点① バッフルブロックまたはシルの上流1.0 m
 - 測点② ゲートから14.0 m下流
 - 測点③ ゲートから21.0 m下流
 - 測点④ ゲートから41.2 m下流(水位のみ測定)
 - 測点⑤ ゲートから60.0 m下流(水位計設置点)
 測点①、②、③は減勢池内にあり流速分布は横断方向に3点、深さ方向に3点小型プロペラ式流速計により測

表一四 白川取水口諸元

位置	種目	取水位(m)	最大取水量(m³/sec)				備考
			農業	上水	工水	計	
岐阜県加茂郡白川町坂之東	取水工トンネル式	E L. 155.167 敷高E L. 152.067	7.00	0.54	2.00	9.54	中電発電所上流280m飛騨川右岸
	最湯水位	E L. 153.156	中電発電所取水堰堤固定堰天端E L. 151.967m				
	常時水位	E L. 157.667	中電発電所取水堰堤ローリングゲート天端E L. 157.667m				
	3年洪水位	E L. 161.157					
	計画高水位	E L. 166.370	堰堤築造後の最大洪水位E L. 165.498m				
	調節ゲート	幅1.8m×2門	取水口地点に非常用ゲート幅4.600×1門				
	減勢池幅	幅4.600					
	減勢池路床高	E L. 152.024					
	トンネル形状	標準馬蹄形 Zs=2,820					
	水位計設置点	ゲート下流60.00 E L. 151.965					
トンネル勾配	1 : 1,500						

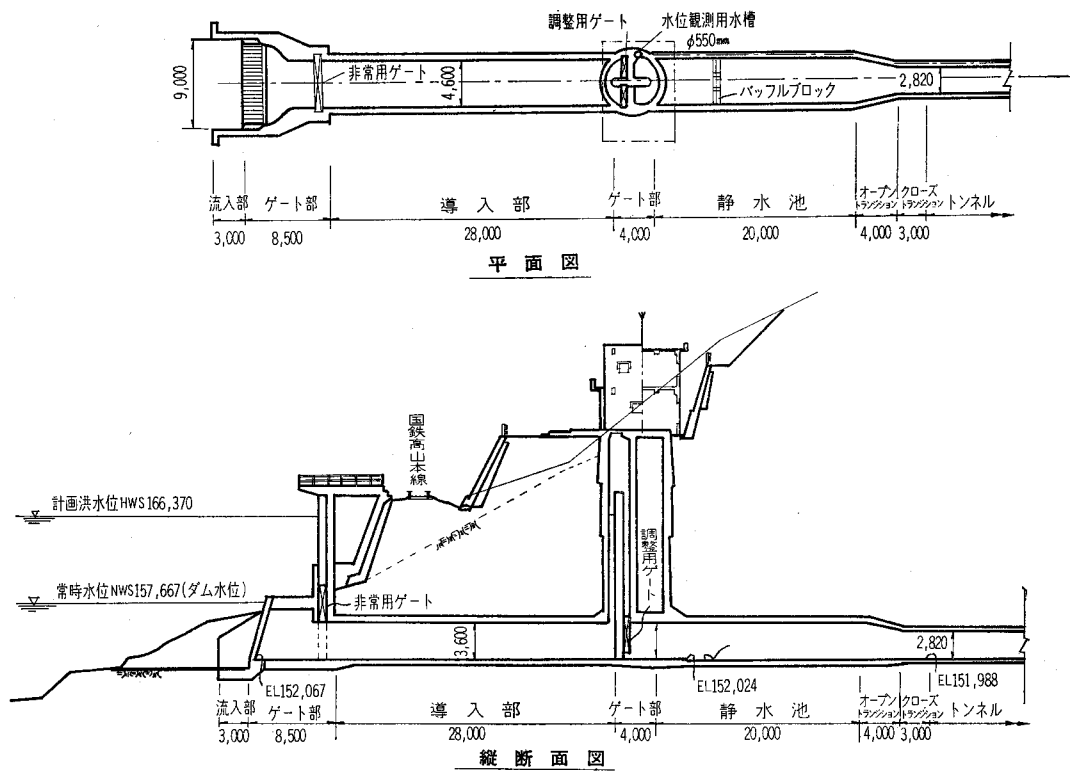


図-3 白川取水口構造図

定した。また水位測定はすべて水路の中心線でポイントゲージにより行なった。

これらの実験による測定結果の詳細は省略するが、この実験で次の3点が結論として得られ基本設計に考慮さ

- れた。
- ① 減勢池のシルは改良Ⅱ型でゲート下流12.3mが最適と思われる。
 - ② キャピテーション等による、コンクリートの浸食

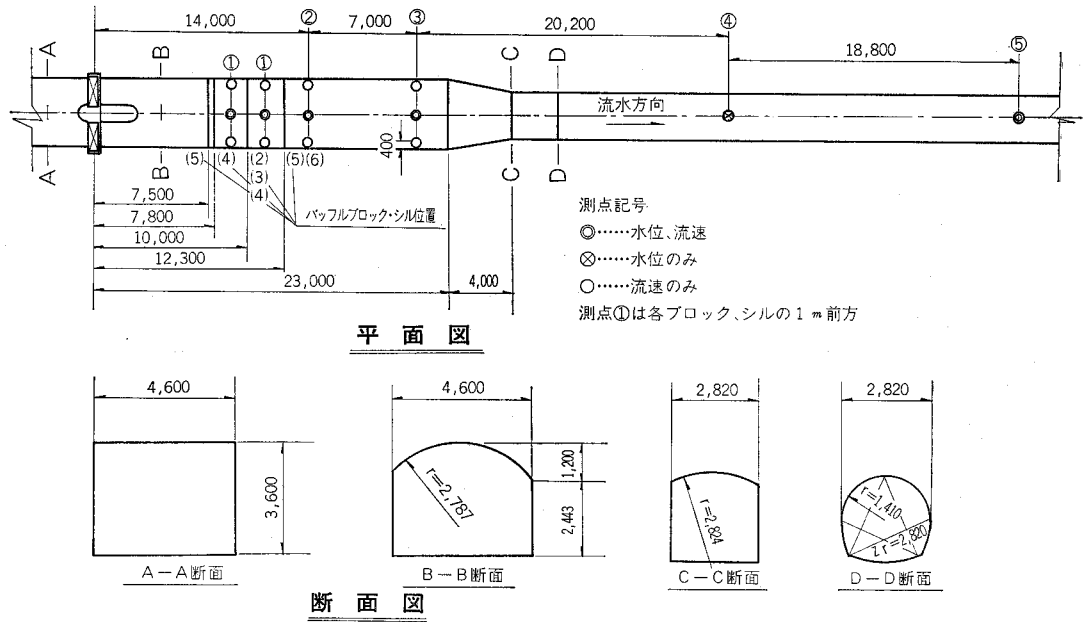


図-4 模型実験図

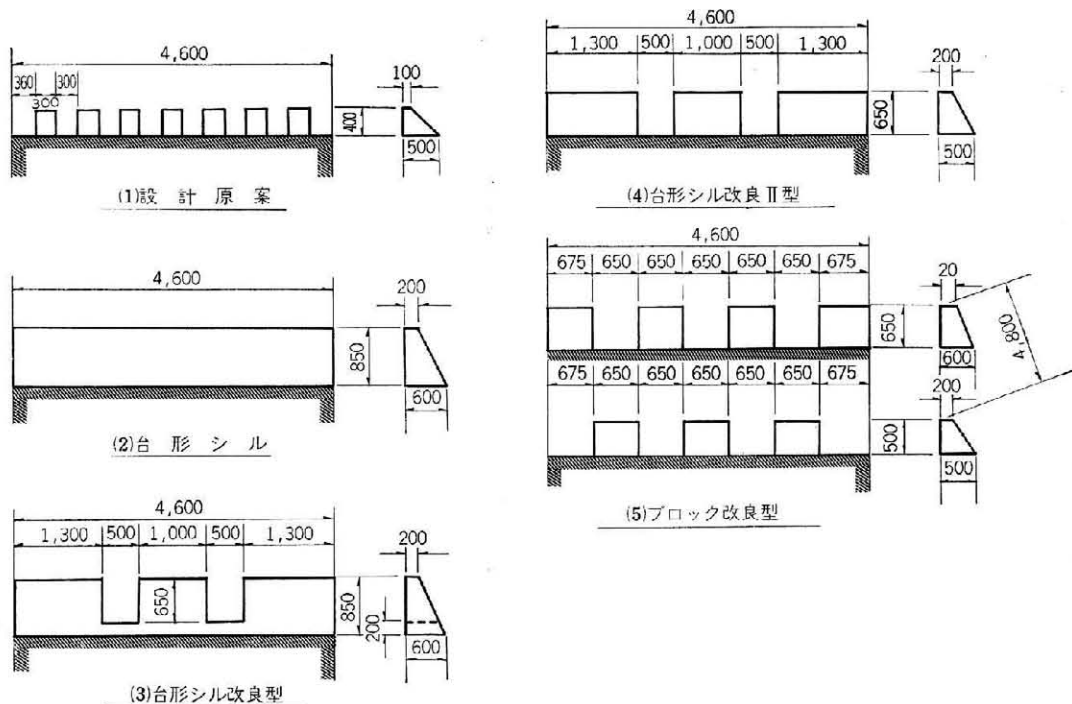


図-5 シル実験構造図

を防止するためゲートより下流5m~6m(側壁は高さ0.5m~1.0m)まで鋼板のようなもので保護する必要がある。

- ③ 水位設置の際には細かい水面変動を吸収させるために連通管のようなものを設けるとよい。

4. 工事施工

4-1 仮締切工の施工および撤去

当取入口地点は既設ダム湖内の施工であり、基礎地盤より常時水位までの深さは約6mである。仮締切工の構造はシートパイル二重締切で中間を砂詰としている、基礎地盤は岩盤のため打込工法がとれないので基礎コンクリートを打ちこの上にシートパイルを建込み締切工を施工した。

この工事は、昭和47年1月9日から昭和47年2月10日までの1ヶ月間中電ダムゲート補修工事によるダム落水期間を利用して施工した。落水前にできる限り滞積土砂等の掘削と常時水位迄のコンクリート打設を完了しておき、減水と同時に基礎上の土砂掘削を行なった。

又、岩掘削に関しては、火薬類の消費許可は勿論のこと、国鉄の発破作業に依る閉塞工事の打合せ、方法および、国道41号線の発破時の交通規制、方法等については事前に関係官庁と打合を充分したうえで実施した。

また仮締切工撤去に伴う近接保安物件におよぼす発破振動、および水中衝撃圧等による被害を充分考慮し、爆薬装填は分離装薬とし電気雷管トロージャンプラスト、

タイマー(30段25/1000秒)装填器を使用し爆破時の振動、水衝圧等の軽減を図った。なお魚類および取水工ゲートに対する水衝圧をも軽減するよう、エアバブルカーテンを設置し防護に努めた。

エアバブルカーテンの使用空気量は、安全工学協会の実験資料によれば、 $1\text{m}^3/\text{m}/\text{min}$ の使用実績が最も多いとされているのでここでもこの値を採用した(写真1参照)。



写真-1 水中発破の瞬間、気泡はエアバブルカーテン

仮締切の撤去は図-6のようにあらかじめ仮締切工の内部からクローラードリルによって①岩盤踏については1.5m、上段は2.0m、②基礎コンクリート部は1.5mの間隔で長さ3.5~8.0mの穿孔を行なった。そのあと仮締切内に水を留め、シートパイルを取除き(写真2、3参照)透明ホースに分離装薬したダイナマイトを潜水夫が

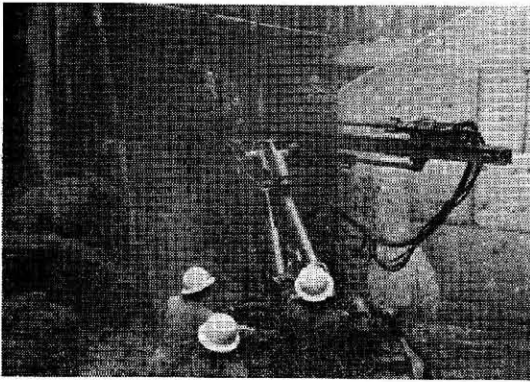


写真-2 仮締切の穿孔状況

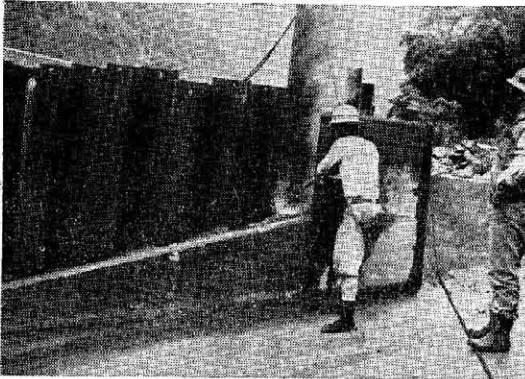


写真-3 ジェットランサーによるシートパイル切断

装孔して爆発した。

この水中発破による、1回の最大爆発薬量は8.4kg(ダイナマイト3号桐)である。爆発の際の下記近接保安物件におよぼす発破振動の影響は次のように推定される。保安物件までの巨離は次のとおりである。

- (イ) 取水口非常用ゲート……………10m
- (ロ) 国鉄高山本線……………15m
- (ハ) 中電上麻生堰堤……………280m

変位速度を次の式によって推定すれば

$$V = K \cdot W^{2/3} \cdot d^{-n} \quad \text{但し } V: \text{変位速度 (cm/sec)}$$

W : 装薬量 (g)

d : 巨離 (m)

K : 定数 2.5~5.0

n : 定数 粘土質 2.5~3.0
岩質 2.0

- (イ) $d=10\text{m}$ 地点

$$V = 2.5 \times 8400^{2/3} \times 10^{-2} \\ = 10.330\text{m/sec}$$

- (ロ) $d=15\text{m}$ 地点

$$V = 2.5 \times 8400^{2/3} \times 15^{-2} \\ = 4.591\text{m/sec}$$

- (ハ) $d=280\text{m}$ 地点

$$V = 2.5 \times 8400^{2/3} \times 280^{-2}$$

$$= 0.013\text{m/sec}$$

この各変位速度を通常の民家に対する震度階で表示すればそれぞれ次のとおりとなる。

10m地点 (10.33m/sec)

壁等に亀裂が入る程度の被害が生じる。

15m地点 (4.59m/sec)

注意は必要であるが被害はない。

280m地点 (0.01m/sec)

全く被害はない安全限界内である。

さらに魚類対策と合せ、発破振動を軽減するためエアーバブルカーテンを設置したことによって、変位速度を½に軽減できる(本四連絡橋発破実験データより)。

10m地点 (5.17m/sec) ……………。

注意は必要であるが被害はない。

15m地点 (2.30m/sec) ……………。

被害がない安全限界内である。

280m地点 (0.006m/sec) ……………。

全く被害がない安全限界内である。

4-2 取水トンネル部の施工

取水トンネルは、国鉄高山本線直下の掘削であり、路盤の沈下等の危険性が考えられるので掘削に先だち擁壁補強工(グラウトロックボルト、 $D=25\%$ 、 $l=10\text{m}$)を施工し路盤固めを行なった(写真-4、5)。

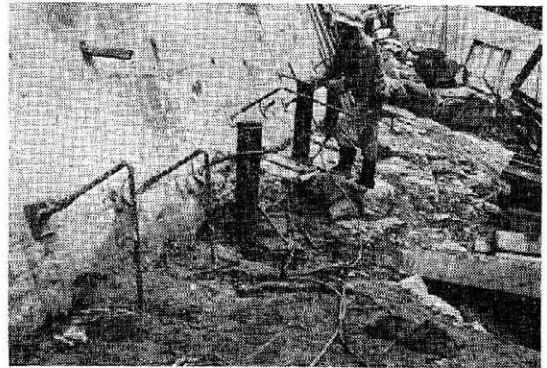


写真-4 グラウト、ロックボルト

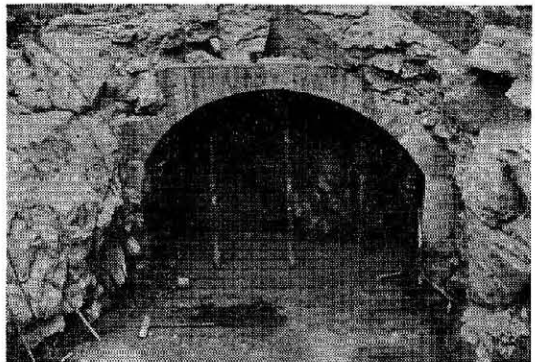


写真-5 国鉄擁壁補強工鋼管パイル

国鉄擁壁補強上の構造は、図-7のとおりであるが、この目的は取水トンネル掘削発破振動による既設石積の崩落、および可動等の防止である。

トンネル部の掘削は国鉄保線区係員と緊密なる打合せおよび、立合の上施工した。国鉄線路直下については、上部半断面の掘削を先行し、捨巻コンクリート打設後下部掘削を行なった。又この部分の穿孔は、 m^2 当り4本とし1孔当り火薬量を最大500g (100g×5本)とし導火線発破とした。

掘削諸元

タイプ	捨巻部上半	捨巻部下部	その他
延長	17.00m	17.00m	9.00m
断面	14.44 m^2	15.38 m^2	27.60 m^2
一発破進行	1.00m	1.00m	1.00m
一発破掘削量	14.44 m^3	15.38 m^3	27.60 m^3

この取水トンネル貫通により工事中（非常用ゲート取付前）に万一仮締切工をオーバーする洪水があった場合の安全対策とし、トンネル閉塞扉（写真-6）を施工しトンネル下流部内の作業員の安全を図った。



写真-6 トンネル閉塞扉

5. まとめ

水中掘削は明り掘削と違って、発破による岩盤のおき

方がわからないため、どうしても装薬量を多く使用しがちであった。今までの水中発破では必ず20m~30mの水柱が上っているのが常識である。これは一発爆破による吹飛ばし方式であり、不要な装薬量を使っているのである。昨今の社会情勢では、公害対策を第一に考えなければならない。近接保安物件等のある場合には、一つの飛石をも許されないのである。

ここ白川取水工水中岩掘削工事においては、段発分離装薬による発破振動の軽減、またニアバブルカーテンによる水中衝撃圧の軽減により、魚類および既設ゲートに対する影響を最少限におさえ、工事を完了したことは成功と言える。

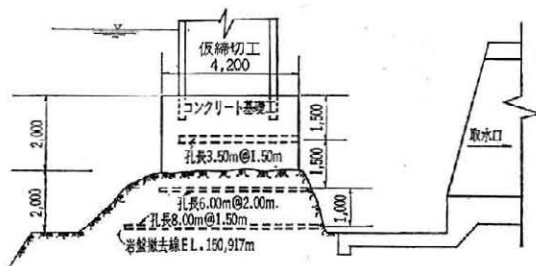


図-6 穿孔位置略図

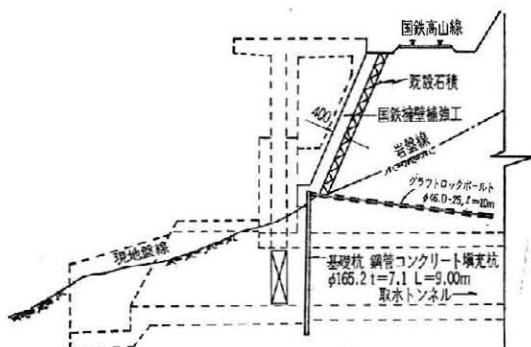


図-7

しろがねダムの基礎処理について

東海林 盛 夫*

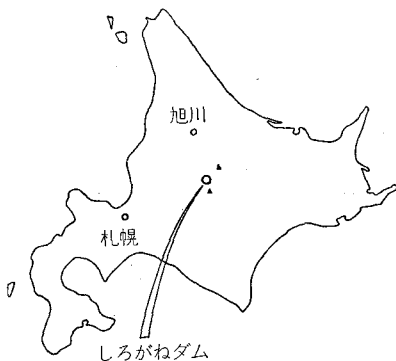
目 次

1. しろがねダムの計画……………(50)	6. 砂礫層グラウトについて……………(55)
2. ダムタイプについて……………(50)	7. 基礎処理の実施……………(56)
3. 基礎処理の概念……………(51)	8. 砂礫層地盤改良の效果的判定について……………(56)
4. ダムの安定計算について……………(52)	9. あとがき……………(57)
5. 浸透流解析と透水性の改良について……………(53)	

1. しろがねダムの計画

しろがねダムは国営しろがね地区土地改良事業にて建設する農業用フィルダムである。

しろがね地区土地改良事業は北海道上川支庁管内の中央から南寄りにひろがる約 6000ha の畑地帯に畑地かんがいを導入し、これを主体に本地域の農業基盤整備の確立を図ることとしている。本地区は大雪山の西側裾野に位置しているが、その地形は火成堆積と洪積によって形成された摺曲地帯で、土壌は軽しょうな火山灰性であり、また一方北海道気象の特性とも云える降雨量の少ない潜在的旱魃地帯であるため農地保全上、作物生理上畑地かんがいが希求される地域のひとつである。また、農業用水源となる河川では絶対水量が不足な上に酸性水質のものが多く、既水田用水も万全でない。こうした実情を背景にして農業用水を確保する目的で、本ダムが計画されたものである。



図一 しろがねダム位置図

ダムサイト附近は新三紀末期～四紀初期、大雪火山群

からの噴出溶岩を母材として形成された緩い傾斜をもつ凝灰岩台地が、洪積期にサメ状に浸蝕されて出来た地形である。また地質は表層の未固結火山灰土とその下層の固結度の高い溶結凝灰岩で構成されているが、ダムポケットと目される箇所での河床低部では凝灰岩の風化岩碎が崖錐層や洪積層として堆積しており、ダム基礎としての新鮮岩盤面は河床から一般に深い位置にある。

こうした地形的地質的特性を見極めダム盛土材料の分布、取付地山と基礎地質の状況等を判定して、美瑛川支流沢に中心コアタイプのフィルダムを建設することとしてダムサイトを選定した。本ダムの計画諸元は表一のとおりである。

表一 しろがねダム計画諸元

△水系及所在

石狩川水系美瑛川支流オヤウエンナイ川
(上川郡美瑛町)

総貯水量	6,800,000m ³
有効貯水量	6,664,000m ³
堤高(原地盤上)	63.00m (51.50m)
堤長	518.00m
型式	中心コア型フィルダム
堤体積	1,313,000m ³
利用水深	37.00m
最大取水量	8.50m ³ /sec
余水吐・洪水量	90.00m ³ /sec
集水面積	直接 6.0km ² 間接 67.0km ²

2. ダムタイプについて

ダムセンターの地質断面は図二のようにになっている。このように、基礎および取付地山の岩盤面は表層から10m～20mの深さにあり、表層も含めて全体がやや透

* 北海道開発局旭川開発建設部天塩川上流かんがい排水事業所技術副長

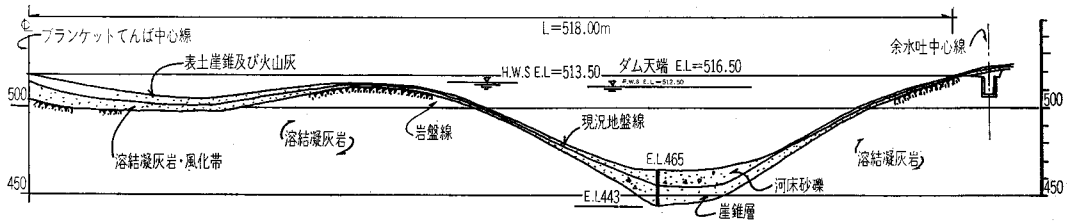


図-2 堤体地質断面図

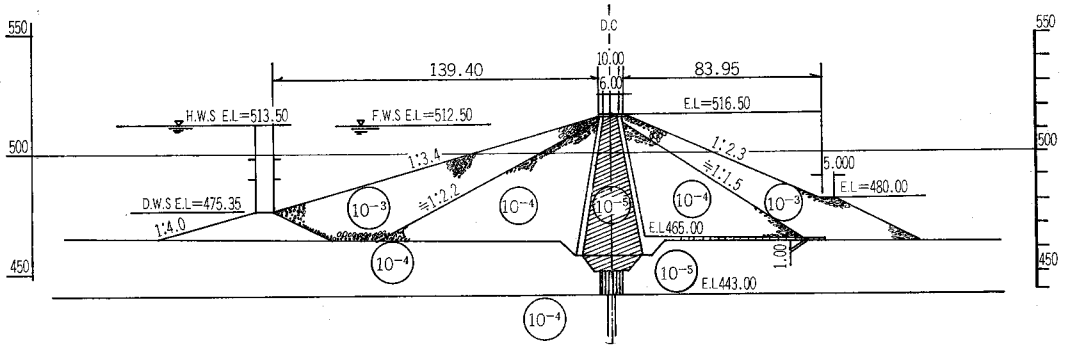


図-3 堤体標準断面図

水性でこの傾向はダムサイト上下流ともに同様である。

表層土を盛土材料として使用することとして突固めテストを行ったところ、最大乾燥密度は 144 t/m^3 であった。このときの透水係数は $1 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ であったが、本ダムではこれをコア材として使用することとした。

また下層の岩盤部は軟質の溶結凝灰岩で、いわゆるルーブロックとよばれ、採取時の爆破や転圧によって細粒化することがあるため、鮮明なロックフィル材とは言い難いが盛土材料としては充分使用出来る経験をもった材質である。

こうしたダムサイト附近の地山を利用し、図-3のようなダムタイプを定めた。

堤体断面が最大となる基礎低部の地山取付は、中心コアの下部に当る砂礫層についてその1部を掘削し、残る1部を岩盤と共にグラウト処理を行ってコア埋戻しをする。また、左右両岸への取付はコア下部に当る地山を岩盤まで掘削し、グラウト処理後、コア土にて埋戻しをする。

3. 基礎処理の概念

ダムと地山の取付工法を定める過程で河床部基礎処理工法の選択が最も重要な課題であった。河床部の現地盤面と基礎岩盤面の間には図-4のような20m以上の砂礫層があり、透水性であることから通常行っている床掘→コア埋戻しによるオープンカット工法は湧水のため施工が困難であろうと予想される。

このような透水性地盤上に設けられるダムの基礎処理には種々の特殊工法が用いられるが、ここでは一応オー

ブンカット工法、グラウト工法、コンクリート遮水壁工法等が適していることから、この3工法について工費比較を行ない、オープンカット工法とグラウト処理工法を併用することとした。

最近のフィルダムの設計では施工中、または地震時のダムの挙動について動的安定性の確認が要請されているが、本ダムのような基礎地盤状況では特にその検照が必要であろうと思われる。その解析手法として有限要素法が提案されているが、これはフィルダム規模の巨大化と盛土材料や基礎地盤特性の多様化に対応しながら動的安定性を解析するのに有効な手法とされているので、その適用によって、本ダム基礎処理の意義が明確化されるであろうと考える。

本ダムは原地盤上の最大盛高が51.5mとなり、この位置での基礎岩盤面は原地盤下22.0mの深さにある。したがって堤体の構成は図-5のように基礎岩盤上の自然盛土部分と原地盤上の人工盛土部分から成っていると想定されるので、基礎岩盤上の砂礫層も含めた堤高73.5mのダムが外力をうけてもその内部安定が保たれることと、この構成材料(堤体材料)が貯水圧をもつ浸透流に抵抗出来る材質であることが確認されれば本工法の撰択が可能となる。一方本ダムで盛土される遮水ゾーンには $1 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ の透水係数をもつ材料を使用することとしており、したがって基礎となる砂礫層の透水性をこれと同程度に改良すれば本ダム遮水性は均一化される。

この概念と背景を基にして、本ダムの基礎処理工法を設定したものである。

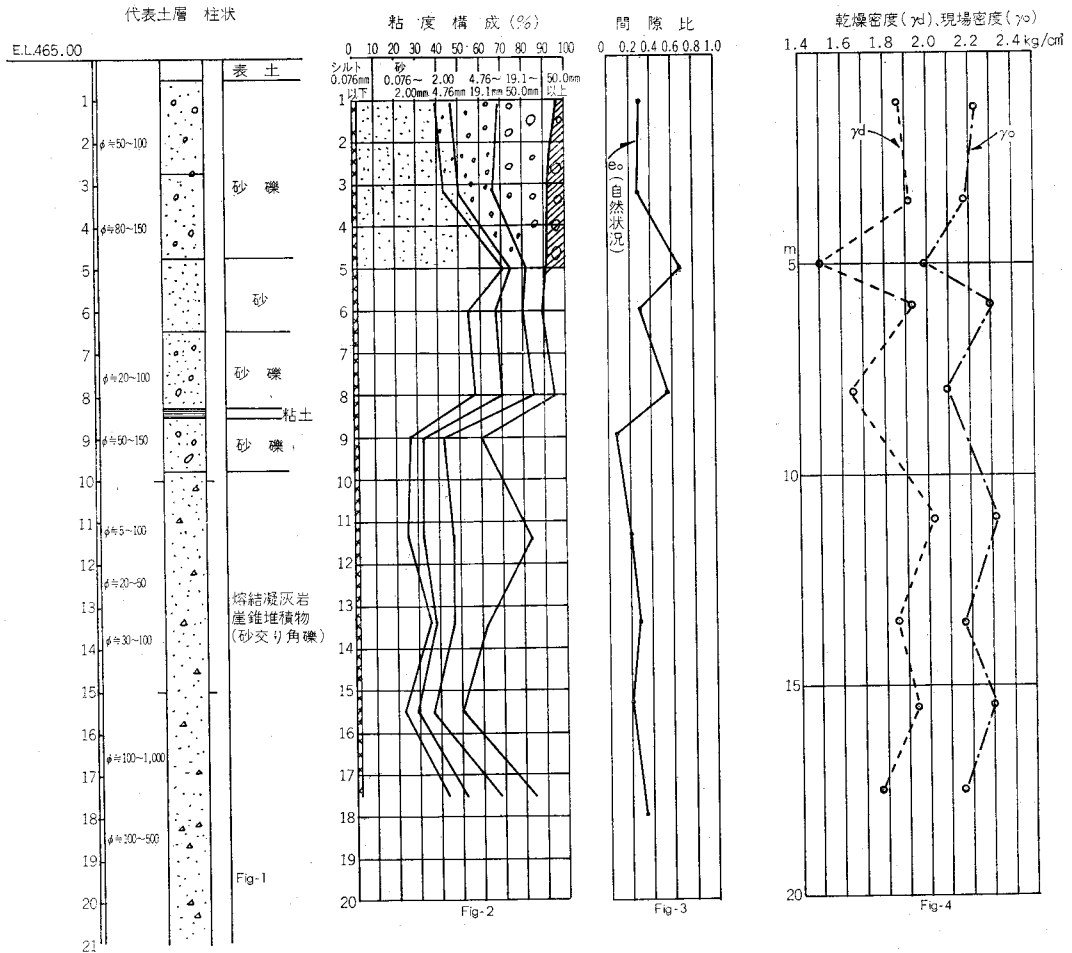


図-4 河床推積層柱状図

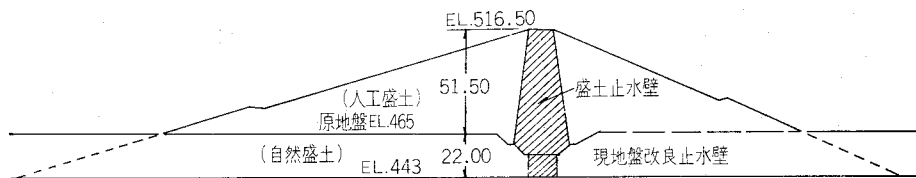


図-5 しろがねダムの堤体の構成

4. ダムの安定計算について

前項で設定したフィルダムについて盛立完了直後、貯水位満水時、満水位地震時の3ケースにおける挙動を、有限要素法により解析するのであるが、その手法と結果表示を簡単に説明すると次のようになる。

まずダム断面をいくつかの元素に区分しその元素に外力が加わったときその内部に起る主応力が算出されて表示される。次に主応力から計算されるせん断応力とその材料のもつせん断抵抗応力との比が安全率として表示される。またこの過程で各元素の歪み

が算出され、その累積としてダム全体の歪みが表示される。この3種の結果を読みとって安全性を確認するのである。

その解析仮定は次のように要約される。

- (i) 各元素となる土は塑性体であるが外力の微小変化に対しては弾性体とみなす。
- (ii) 全元素は、各節点においてヒンジ結合であり、連続体である。
- (iii) 各元素の断係数、ポアソン比は応力の函数で表されるとし、変形は二次限平面内に起るものとする。

表-2 安定計算設計数値表

諸元	記号単位	①コアゾーン	②ロックゾーン	③フィルターゾーン	④堆積層
比重	G_s (t/m ³)	2.62	2.38	2.38	2.63
乾燥密度	γ_d (γ)	1.44	1.65	1.65	1.60
湿潤密度	γ_t (γ)	1.82	1.79	1.79	1.93
飽和重量	γ_{sat} (γ)	1.89	1.95	1.95	1.99
水中重量	γ_s (γ)	0.89	0.95	0.95	0.99
含水比	ω (%)	26.5	8.5	8.5	20.5
内部摩擦角	ϕ ($^\circ$)	30.0	35.0	35.0	35.0
粘着力	C (t/m ²)	0.25	0	0	0
弾性係数初期値	E (t/m ²)	1,040	1,050	5,500	3,800
弾性係数非線型表示	"	$500\sigma_3^{0.597}$	$400J_3^{0.588}$	$3,500\sigma_3^{0.782}$	$3,000\sigma_3^{0.156}$
ポアソン比	ν (-)	0.40	0.40	0.30	0.40
透水係数	K (cm/s)	1×10^{-5}	1×10^{-3}	1×10^{-3}	1×10^{-4}

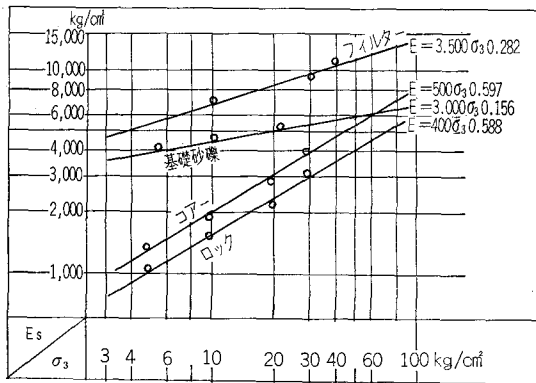


図-6 堤体材料の応力～弾性係数相関

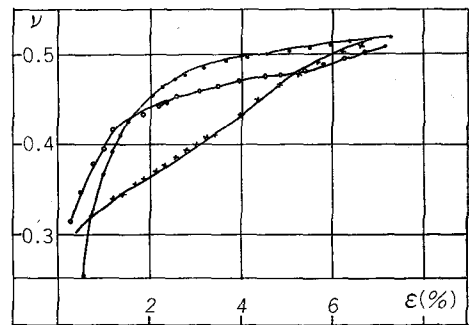


図-8 ポアソン比～歪み曲線

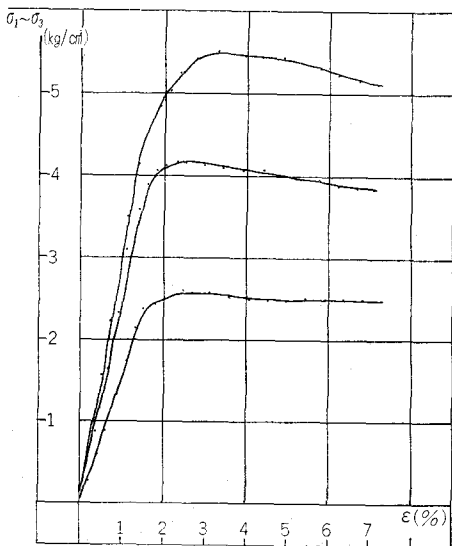


図-7 基礎堆積層の主応力差～歪み曲線

計算に用いる堤体材料の諸元は表-2のとおりであるが、この数値は三軸圧縮試験によって求めたもので、このうちの基礎堆積層について入力データを定めた経過

を図-6～図-8に示す。

なお、コア直下の堆積層は後にグラウト処理をすることになるが、この部分も原地盤の物性と同一に扱った。(このことは最終的に妥当な扱いとして確認される)

以上の整理の後、演算を行ったがその結果として、前記の各ケースごとの安全率は図-9のようになる。これによると堤体の1部と考へた砂礫層内部の破壊に対する安全率はいずれも1以上であり、原地盤上の堤体盛土を支える基礎として充分安全である。また、砂礫層の沈下量(歪み)は、盛立完了直後にコア直下で約20cm、貯水満水時に上流側法先で約15cm、満水位地震時に上流側法先で約20cmがそれぞれの最大値である。

さらに従来の円形すべり面法による安定計算を、砂礫層も含めて演算したが、その結果は図-10および表-3にまとめられているとおり充分安全であり、また、最小安全率となる円形すべり面は砂礫層を通らずこれを通るすべり面上の安全率は1.79以上と高くなって前記の安全性を追認する結果となった。

5. 浸透流解析と透水性の改良について

本ダムのゾーン別透水係数は図-3の標準断面図に示したが、これに基づきダム満水時の浸透流をダルシー

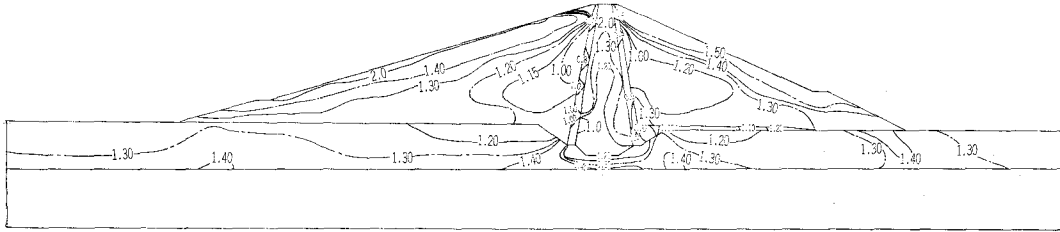


図-9(イ) 盛立完了直後 安全率図

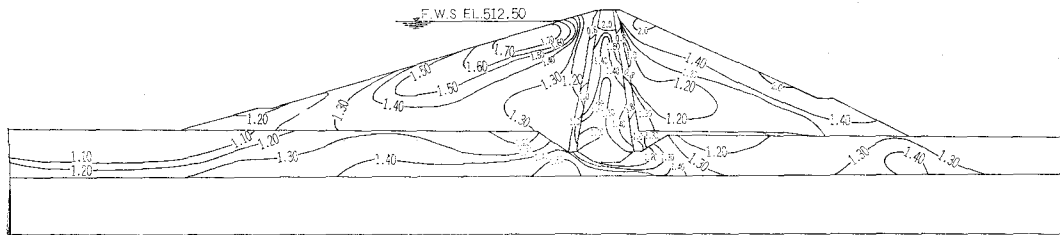


図-9(ロ) 貯水位満水時 安全率図

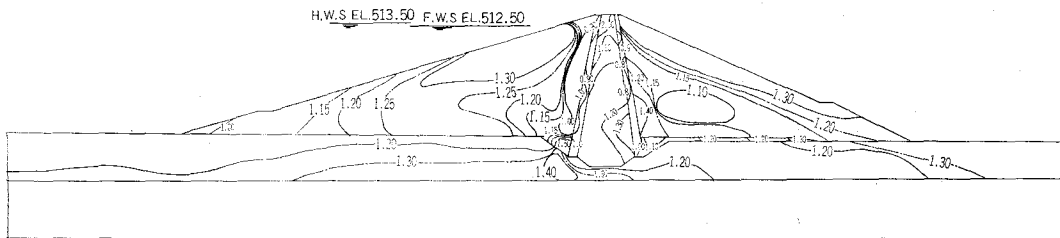


図-9(ハ) 満水時地震時 安全率図

表-3 円形すべり面による安定計算結果

JASE No	記号	条件	上下流別	貯水位	地震力	備考	安全率
1	C ₁ -U	常時	上	満水位	100%		1.23
1'	C ₁ -D	常時	下	満水位	100%		1.27
2	C ₂ -U	完成直後	上	空虚	50%		1.99
2'	C ₂ -D	完成直後	下	空虚	50%		1.46
3	C ₃ -	常時	上	中間水位 (494.00)	100%		1.27
4	C _A -4	常時	上	水位急降下時	100%		1.98

の法則によって解析した。

演算はダム断面について任意のエレメントに区分し、それぞれのエレメントが持つ透水係数と節点座標、自由境界面を入力して行い、各節点のポテンシャル、流速ベクトルを求め、浸入量、浸出量の検照を行った。

この結果、①浸透量は全体で1.43 l/secである。②その浸透水の約半量は堤体基礎を通過して堤体下流側ベッドに、約半量はコア背面に各々浸出する。③基礎堆積層を通り自由境界面に浸出する流速は最大 4×10^{-5} cm/sで

その動水勾配は0.4である、等が検出された。

農林省農地局フィルダム設計基準によれば、クイックサンド現象に対する検照基本式が次のように示されている。

$$\text{限界動水勾配} : S_e = (G - 1) / (1 + e)$$

G : 浸透水の通る地盤の比重

e : 浸透水の通る地盤の間隙比

基礎となる砂礫層では、 $G = 2.63$ 、 $e = 0.3$ であり、これによると $S_e = 1.25$ となるので浸透水の浸出する自

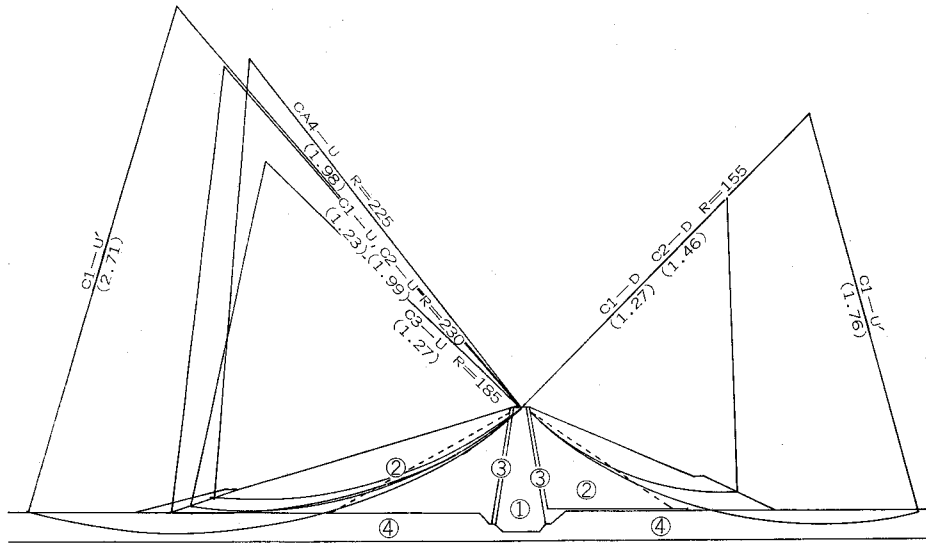


図-10 円形すべり面法による安定計算集計図

由境界ではこの現象は起らないと推定される。

以上の解析は、コア下部にある砂礫層の幅8mを、 1×10^{-5} cm/sの透水係数とするとしており、したがってこれが砂礫層改良の目標値となる。

6. 砂礫層グラウトについて

ダムセンターに沿った河床部の砂礫層をグラウトにて改良するが、本工事に先立ち、試験工事を行った。

試験位置はその1部を原地盤面から12m余り掘削し、グラウトキャップ面をE L 458 mに決め、これと岩盤面までの間にある砂礫層15m深×8m幅×8m長を対象にした。まず注入孔は縦横断方向に1mの千鳥ピッチで設け、センターから上下流に4列対称に配置し、その深度は中心寄り4列を15m、その外側4列を10mとした。材料は現地盤状況から判断し、微粒子セメントを主材とした。注入圧力はステージ毎列毎に4～8 kg/cm²とした。

これによって実施したところ、①透水係数は注入前の $5 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-4}$ cm/s が $5 \times 10^{-4} \sim 1 \times 10^{-5}$ cm/s となった。②使用セメント量は全体120 t (改良対象土量1 m²当り125 kg), グラウト1 m当り40～320 kg, 平均180 kgであった。③注入時間は1ステップ当り2時間×2～3回, グラウト延1 m当りの平均は1.5時間である。④注入されたセメント量と施工後の透水係数はそれぞれバラツキが多く効果が明確でない, 等の結果を得た。

そこで施工パターンを変え、前回と同様の試験規模で前回の位置に隣接して再び試験を行った。その考え方として「前回は横断方向に深度の変化はあったが、コンソリデーションとして施工したもので注入もややラフであり、したがって効果が分散した。そこで今回は外側4列

については中心4列の予備壁となるようストレナーパイプをセットして注入することとし、この部分のステージを細分化して注入すればミルクの分散が防止される」としたものである。

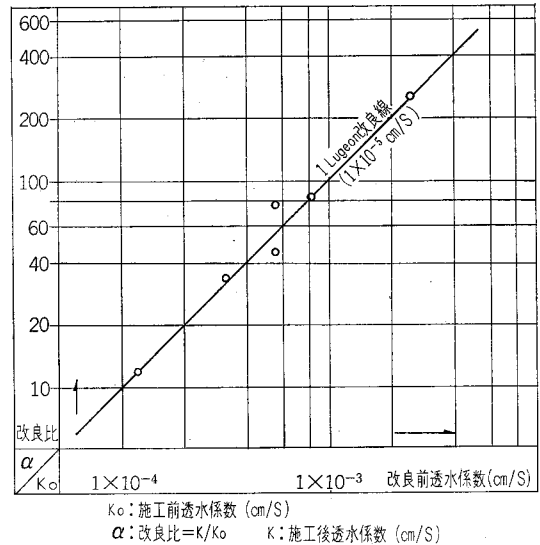


図-11 試験工事における透水性の改良実績

その結果は①透水係数は 1×10^{-5} cm/s に改良された(図1-11)。②使用セメント量は全体約37 t (改良対象土量1 m²当り40 kg), グラウト1 m当り50～100 kg, 平均80 kgであった。③注入時間はグラウト1 m当り20～30時間施工した。④注入絶対量が著者に減少し、グラウト1 m当りの注入量は外側から内側50→60→90→60 kg/mへと比較的整然と変化している, 等となった。

なおこの試験工事では、砂礫層以下の岩盤グラウトに

ついても併せてテストを実施したが、特に問題はなかった。

7. 基礎処理の実施

試験工事の経験に基づいて注入仕様を定め、本工事を実施すれば、砂礫層グラウトによってその地盤改良を求めることは可能であると判断される。

また、この実績によって予想工費が明らかになったこと、試験工事では現地盤面から12m余りを掘削したが地下水湧出は予想ほど多くはなかったこと等を考慮して、ここでオープン掘削の敷高(=グラウトキャップ基面高)の工費的適正位置を確認する意味で、改めて岩盤面までの全層掘削も含めて比較設計を試みた(図-12)。

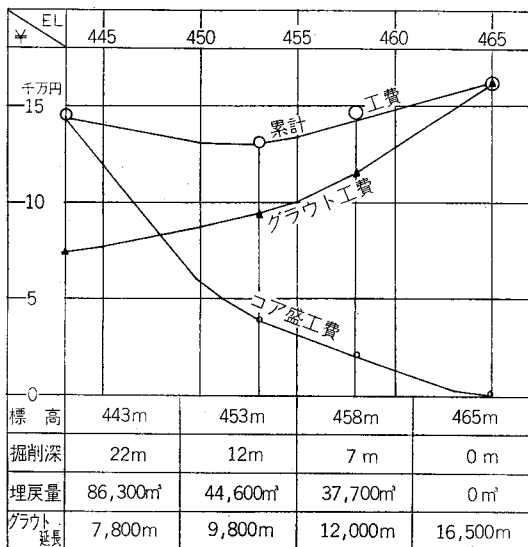


図-12 グラウト基面標高～基礎処理工費曲線

これによってグラウト基面標高をEL 453 mに定め図-13のような断面を設定して本工事に着手した。

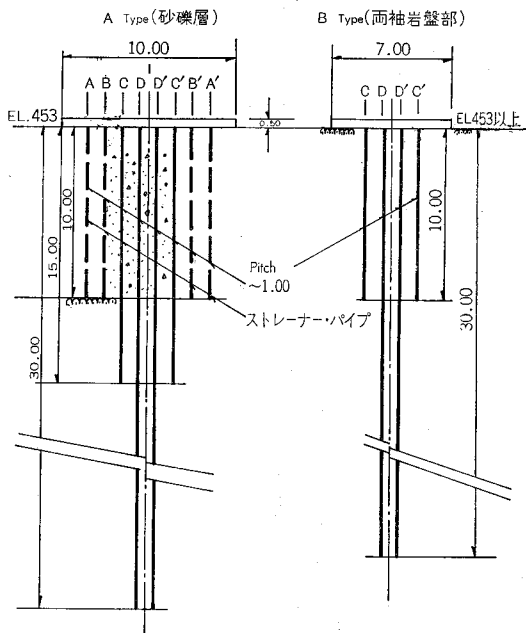


図-13 グラウト配置図

本工事では試験工事の実績にしたがって仕様を定め、砂礫層以下の岩盤も同時に施工した。工事完了後ダムセンターに沿って10～20m毎に加圧送水による透水試験を行い、これを解析して最終的に完了ルジョン値を描いたが、これに示すとおり、砂礫層、岩盤層共各ステージにおいて貯水位相当の直接圧力に耐え、透水係数もおおむねその目的を達成することが出来たのである(図-14)。

8. 砂礫層地盤改良の効果的判定について

砂礫層現地盤の透水性改効果るを先づ透水試験で確認したが、更に砂礫層について改良前後の力学的物性を比較して効果を判定することとし横軸載荷試験、高密度地震

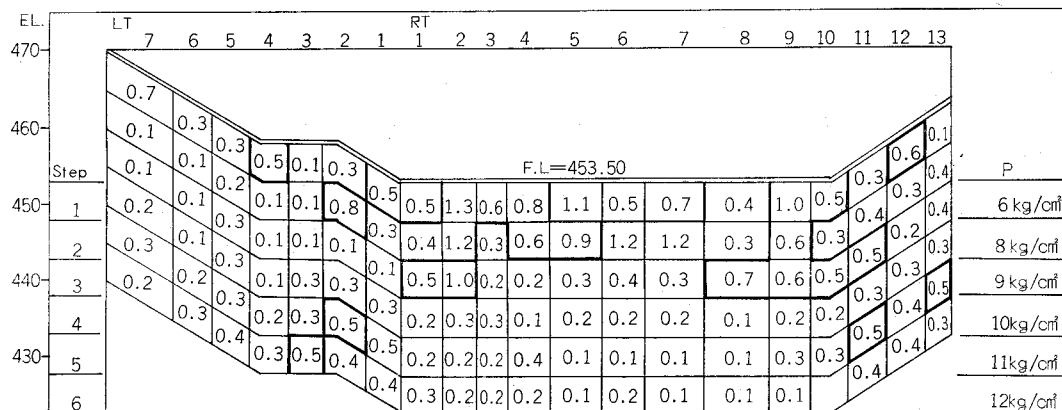


図-14 完成ルジョン値一覧図

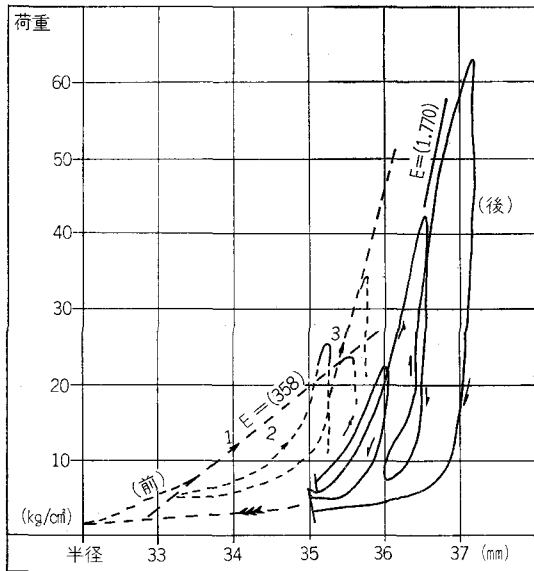


図-15 水平荷重～変位曲線

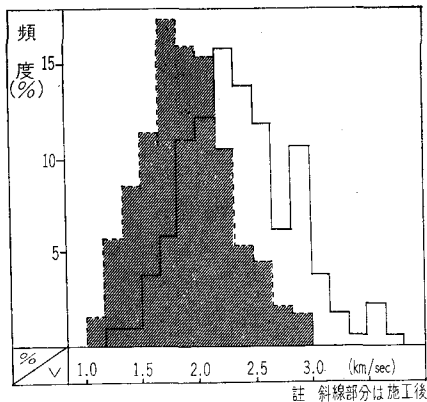


図-16 地震波速度頻度分布図

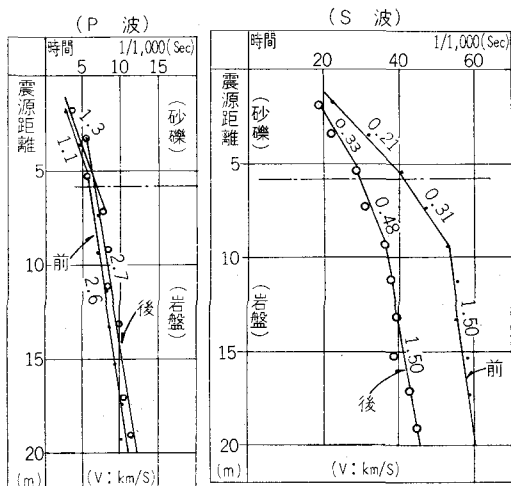


図-17 P S波走時曲線

波測定、これによる弾性諸係数の解析等を行った。

その結果は図-15~17に示すとおりであるがこれから次のようなことが読みとられる。

- ① 載荷試験によればグラウト後の地盤は初期変化が大きい静弾性係数 (E_s) の絶対値は前に比べ増大しており荷重変化による分散は小さい。このことは地盤物性が均一化されたものとみられる。
- ② 地震波速度はグラウト後が前に比べ一般に小さくなっているが頻度分布幅はせばまり、①と同様地盤物性が均一化されたとみられる。
- ③ 今回、特殊測定で縦波 (P波)、横波 (S波) を顕著にとらえることが出来たが、総じてグラウト前後に大きな速度変化はない。
- ④ P波、S波の速度からポアソン比、動断性係数を類推出来たが同様に前後の変動はないものと思われる。

なお、動弾性係数 (E_d)、ポアソン比 (ν) はP S波速度 (V_p, V_s) および密度 (ρ)、剛性率 (G) を介して求められる。

$$\nu = (A^2 - 2) / A2(2 - 1) \quad A = V_{p1}V_s$$

$$G = \sigma V_s^2$$

$$E_d = 2(1 + \nu)G$$

また、地耐力を表す指標となるN値はS波速度と相関が高いとされているが、N値も地盤改良による変動はないと考えられるだろう。

以上、総合的な結論として、現地盤は透水性と物性の均一化と云う点では改良されたと見ることが出来る。

また、改良前後の物性変化が少ないと云うことは、改良後の地盤と自然地盤が連続的ななじみをもったことになり、この点で好ましい現象であって、本ダムの基礎処理工法と調和していると評価して良いであろう。

9. あとがき

最近のフィルダムの設計は立地条件の多様化に伴ない色々な課題が多く、また、その取組み方も複雑化している。しりがねダムもこうした例に数えられるダムであろうことを指摘する意味もあって拙筆をとった。本稿では本ダムの設計概念と、設計過程で試験または実施した項目のみを簡単に紹介したが、その内容についてもまた、今後の課題についても吟味する価値が高くこの点、大方の御認識を頂ければ望外のよろこびである。

また本稿のデータは現在実施中の現場の仕様から提供頂いたもので、担当者各位に深甚の謝意を表すと共に、各種の問題点処理に当たられた各界の諸氏に対し、誌上から謝辞を申上げる次第である。

石炭採掘に伴う土地の移動現象

芝 田 精 一*

目 次

1. まえがき.....(58)	6. 鉱害理論の変遷.....(59)
2. 石炭採掘の沿革.....(58)	7. 地表沈下に対する Lehmann の理論.....(59)
3. 石炭採掘による鉱害.....(58)	8. 土地移動の予定計算.....(62)
4. 地下採掘に伴う土地の移動.....(59)	9. 鉱害防止措置.....(65)
5. 石炭採掘に伴う土地移動による 農地農業用施設鉱害.....(59)	10. 鉱害測量.....(66)
	11. あとがき.....(67)

1. まえがき

わが国における鉱害は、明治・大正年間には、主に金属鉱山からの鉱毒水、鉱煙によるものであった。

しかし昭和初期からは、炭鉱による鉱害が急速に拡大し、広い産炭地域に関する深刻な社会問題、政治問題を生じた。戦後においても、現在まで各鉱害関係法の成立をはじめ各種の賠償、復旧関係の措置が施されている。

石炭採掘による鉱害は、土地の沈下移動に関するものが大部分を占める。

これは地下採掘に伴って生じた地下の空所に向って、土地が移動した結果であり、通常最も大きな被害を及ぼしている。

これらの現象は、地表面の沈下、傾斜（不等沈下）、彎曲、水平移動および伸縮（ヒズミ）などが、からみ合って生じている。

本文は、この土地移動の発生機構、現象の予察方法、および防止方法等について、内外の研究、実測の結果などから、鉱害復旧に関係のある概要をとりまとめたものである。

2. 石炭採掘の沿革

石炭は地質時代の植物が水底などに集積し、その後地下深く埋没、地熱や圧力の作用によって変質してできた可燃性堆積岩である。

人類が石炭を発見し、これを使用した歴史は古く、石器時代にすでに採炭されたことが想像されている。

もっとも、採掘がやや本格的に行われるに至ったのはイギリスの Henry 3 世 (1207~1272) 時代、New-

castle に大炭坑が開発されたのが始めとされる。この頃から欧州各国で石炭開発がはじまった。

更に1769年 James Watt による蒸気機関の発明をはじめとする利用面の各種の発明、また、各国における石炭乾溜関係の発明は、石炭を広範囲な産業の原動力とした。

わが国での鉱業としての採炭は明治維新後に開始された。とくに数次の戦争を契機に需要が飛躍的に増大し、石炭は生産増強の根本要件となった。

大太平洋戦争後においても増産が総力を揚げて行われた時期もあったが、この十数年来は、昨年秋にエネルギー危機が起こるまで、衰退の道を辿ってきた。

3. 石炭採掘による鉱害

広範囲にわたる採掘により、各地に大小様々な規模の鉱害が発生したが、その発生原因はつぎのように大別される。

- 1) 地下採掘に伴う地表の移動
- 2) 地下採掘に伴う地下水面の低下、流水量および方向の変化等
- 3) 坑水または廃水の放流、湧水によるもの（坑水・廃水中に含まれる有毒物質の流入、微粒の土砂鉱物の流入堆積）この結果農作物、かんがい用水、飲料水その他用水の汚濁、酸性化、川底の上昇による排水不良、氾濫等をもたらす。
- 4) 捨石、または鉱さいの堆積によるもの（ボタ山の崩壊、地すべり、流出またはボタ山から出る有害ガス、酸性の悪水）
- 5) 鉱煙の排出によるもの
- 6) その他景観等に対する害等

* 石炭鉱害事業団復旧部復旧課課長代理

4. 地下採掘に伴う土地の移動

沈下、傾斜、彎曲、水平移動、伸縮の5つを「鉱害5要素」とよんでいる。被害現象は地表物件の構造、種類によっても異なるが、一般的にはつぎのように現われる。

1) 沈下によるもの

沈下によって家屋や地表構造物などの浸水を招き、農地の排水不良等が生じる。採掘が地下の浅い所で行われた場合は、陥没、ツボ抜けなどの現象を起こし、家屋の瞬間的倒壊を生じたりする。

2) 傾斜によるもの

構造物の骨組等に悪影響を及ぼす。

3) 彎曲によるもの

彎曲によっても構造物の骨組の変化、ガス管等の導管類では漏れを生じる。またダム等のコンクリート構造物では、彎曲により亀裂が発生し、漏水や破壊の原因となっている。

4) 水平移動、伸縮によるもの

地表面の水平移動そのものによる被害は少ないが、移動量は各点によって異なる。そのために土地に起る伸縮により、家屋等では骨組に変形を来し、壁や扉に亀裂を生じる。道路では亀裂や押上げなどの現象を呈する。田畑の亀裂は農業に大きな被害をもたらす。

5. 石炭採掘に伴う土地移動による農地農業用施設鉱害

上記3の鉱害現象のうち、農地および農業用施設について、もう少し詳しく記すとつぎのようである。

地下採掘に伴い地表が沈下すれば低地帯の耕地は湿潤となり、土地の理化学的性質を悪化させてその生産力を減退させる。また排水を困難または不可能にして、降雨時だけでなく常時にも湛水させ、さらに水没させて池沼化し、不毛地と化することもある。地下採掘に伴って田面が傾斜すれば、傾斜肩部は乾水涸渇するので、「手畦」と呼ぶ小畦畔を多数必要とする。この畦畔築造のために田面を潰さなければならず、1枚の田の面積が狭小となり、耕作に多大の労力を要し、収穫は減少する。

一方地下採掘により採掘個所の水位の低下を来し、また田面に亀裂を生じ、地表水の地中への浸透度を増加させ、地表水を減少涸渇せざるばかりでなく、地中の浸潤水をも減少涸渇させる。したがって水田のかん水を必要以上に増加させ、肥料施用量の増加または肥料の分解不良による肥料成分の損失となって減収を招く。畑地においては、乾燥過度のため作物の登熟を不十分にす。採掘区域が地表下浅い場合は、陥没、ツボ抜け等の現象を起こし、人畜に危害を与えることもある。

農業用施設としては、かんがい用ため池、コンクリー

トダム、井堰、農道、用排水路等があるが、地下採掘に伴う引張現象がため池等に及べば、これらに亀裂を生じて漏水を起こし、危険化、取水不能、涸渇等の状態となる。用排水路では、不等沈下による部分的な水路勾配の変化による水の停滞、亀裂による漏水等からの通水量不足通水不能を生じ、ため池の涸渇等と相伴って、耕作を不可能にする。用排水の水利系統と地下水脈の攪乱は、陥落を来たしていない耕地や諸施設にまで、影響することもしばしばである。

6. 鉱害理論の変遷

ベルギーでは100余年前、鉱害委員会を設けて鉱害理論の確立に努め、沈下測量を行って賠償問題に役立てていた。これは今日「Vertical Jheory」と呼ばれ、沈下による地中の破壊線は鉛直であるという説である。その後研究の進展に伴い、以下の推移のよう改良された。

1858年 Gonot : 直角説を称えた。

1867年 Schulte : 天盤が頁岩の場合、破断面は鉛直で、砂岩の場合は層面に直角の方向に接近するとした。

1871年 Dumont : 直角説であるが、炭層の傾斜がある角度以上になると、これに制限を加えた。

1884年 Jicinsky : 限界角が炭層に直角方向と、鉛直方向との中間にあるとした。また無害深説(岩石が破碎されると、その容積を増す結果、採掘による地下の空間が充満し、一定の高さ以上には影響が及ばないとする説)を称えた。

1885年 Fayol : 一種のドーム説(ドームの頂上が地表に達すると沈下がる)を発表した。

1859年 Dickson : Gonot 等が直角説を称えていた頃、自然現象による大地の運動と、地下採掘による土地運動との類似性を指摘した。ドイツにおいては、19世紀から20世紀にかけて鉱害問題が脚光を浴び、主に Ruhr 地方の紛争解決のため、鉱害測量が行われ、その解析によって現在の鉱害理論の基礎が確立された。

K. Lehmann 沈下現象理論はその根本を成す。

沈下予定計算の創始者は Kohne であると言われる。後出の Markscheider の1人であった Lohne は、明治40年に当る1907年、自分の鉱区の測量結果から水平層における沈下計算を行なった。その後 H. Keinhorst がこれを受継いで水平層の計算方法を発表した。次いで、R. Bals が他の方法による水平層の計算方法を考案し

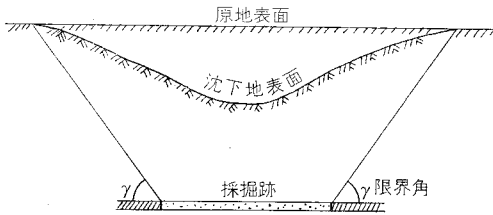
た。さらに O. Schleier はこの Bals 法を傾斜層に適用して傾斜層における沈下計算方法を確立した。H. Fläschenträger はこの方法を改善した。F. Perz は傾斜層における沈下計算方法を簡略化した。つぎに水平移動量の計算については、H. Schulte が提案し、K. Lehmann, K. Neubert, および K. Schafstein 等がその方法を確立した。

以上はいずれも実測結果の解析から土地運動諸要素を決定し、作図によって沈下及び水平移動量を算出する方法であるが、水平層のみについては、Beyer が全く数式だけ用いた数理的計算方法を発表している。

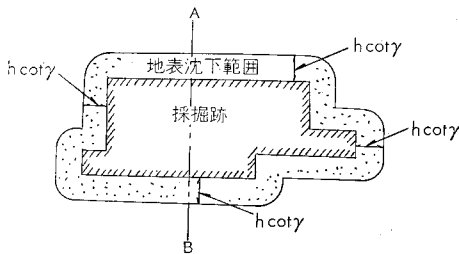
7. 地表沈下に対する Lehmann の理論

1) 限界角 (Grenzwinkel)

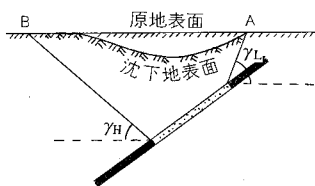
地下の採掘範囲に対して地表の影響範囲を規定する角で、採掘端と地表の沈下端とを結ぶ面が水平面となす角を鋭角で表わした角をいう。水平層では限界角は第1図および第2図に示すとおり1つだけであるで、傾斜層では、第3図、第4図のように、肩側限界角 (γ_L)、深側限界角 (γ_H)、走向方向の限界角 (γ_S) の3つがある。この間には $\gamma_L > \gamma_H > \gamma_S$ の関係が成立する。限界角は地層の性質、充填の有無、古洞の有無などに支配される。



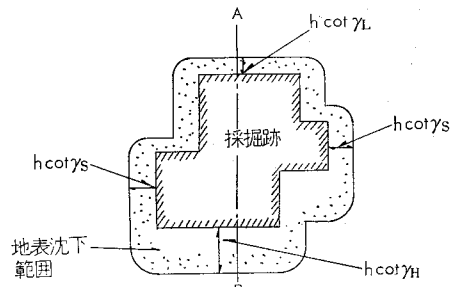
第1図 水平層の場合の限界角断面図



第2図 水平層の採掘跡と地表沈下範囲との関係



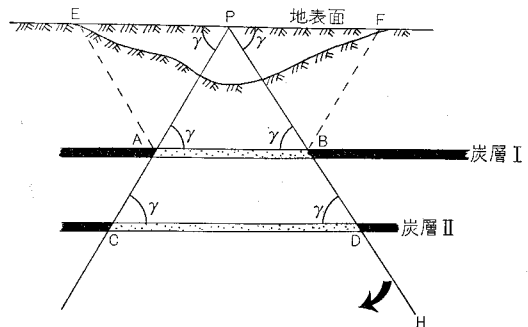
第3図 傾斜層の場合の限界角 (A—B断面図)



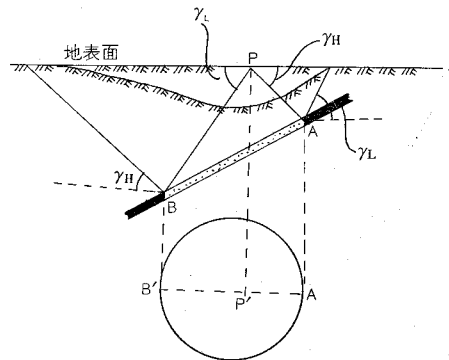
第4図 傾斜層における採掘跡と沈下範囲との関係

ドイツの Ruhr 地方の急傾斜炭層では、肩部で 75° 、深側では炭層の傾斜によって $75^\circ \sim 55^\circ$ の範囲にあるといわれる。わが国では水平層の場合で通常 $50^\circ \sim 60^\circ$ である。限界角には多くの諸因子が影響するので、実測によって定める。限界角は鉤角とも呼ばれる。

2) 完全面, 部分面, 超過面

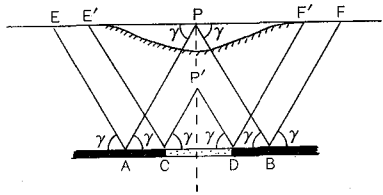


第5図 水平層における完全面



第6図 傾斜層の場合の完全面

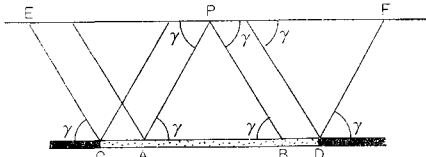
第5図において、水平層の場合地表上の点Pに影響する炭層の範囲は、P点を通る水平面と限界角 γ とのなす直線PHが、鉛直軸のまわりに回転して炭層上に作る円で示される。これを完全面 (Vollfläche) という。完全面は水平層の場合は円形であるが、傾斜層では第6図のように隋円に類似した形となる。



第7図 部分面

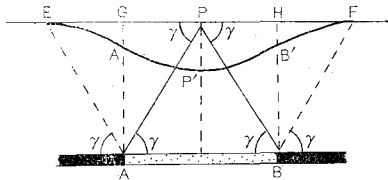
つぎに完全面より小さい範囲内の炭層を採掘するときは、地表はその限界角で陥落を起すが、地表上の点Pは最大の沈下を起すことがない(第7図)。このように完全面に対して部分的な被害を与える範囲を部分面 (Teilfläche) という。また逆に、第8図のように完全面を超えて採掘が進むと、P点は完全面の外側の採掘に対しては全く影響を受けなくなる。この完全面の外側の採掘部分を超過面 (Überfläche) という。

3) 鉱害5要素の Lehmann 理論



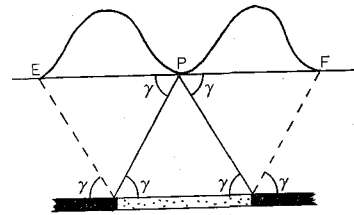
第8図 超過面

Lehmann が鉱害測量を通じて、鉱害の5要素を理論的に解明した。わが国でも、九州大学における模型実験によってその成立が確かめられている。水平層の場合はつぎようになる。

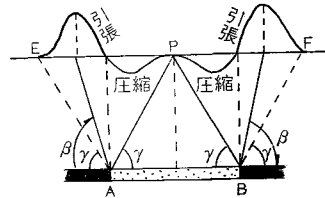


第9図 沈下曲線

- (1) 沈下 (Senkung) : 第9図に示すとおり、A Bの採掘による影響範囲は限界角 γ で切ったE Fであって、A BがPの完全面のときは、最大沈下はA Bの中点Pに生じる。また採掘端A、Bの沈下量は最大沈下量のほぼ $\frac{1}{2}$ である。
- (2) 傾斜 (Schefflage) : 傾斜量は2点間の沈下量の差で示され、完全面採掘であれば、第10図A Bの中点Pにおいて傾斜は0である。またA Bの中点Pと沈下端の間で最大傾斜を示す2点がある。傾斜曲線は点Pに対し、左右対称となる。
- (3) 引張圧縮 (Zerrung und Pressung) : 引張圧縮は、



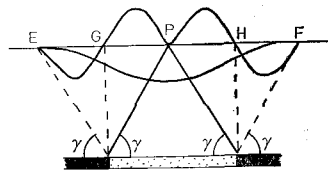
第10図 傾斜量曲線



第11図 引張及び圧縮量曲線

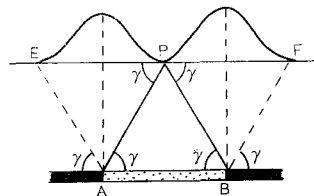
2点間の水平移動の差で示される。第11図に示すように、完全面採掘の場合、A Bの中点Pおよび採掘端上で0となる。採掘区域の直上では圧縮が、周辺区域では引張が作用する。A Bの中点Pと採掘端との間で最大圧縮を示す2点がある。採掘端と沈下端との間で最大引張を示す2点がある。

引張の最大点と採掘端とを結ぶ面が水平面となす角を破断角 (Bruchwinkel) と呼び、この点における亀裂、破断はもっともひどい状態を呈する。



第12図 彎曲量曲線

- (4) 彎曲 (Krümmung) : 沈下曲線の曲り具合、すなわち曲率である。沈下端、採掘端直上、沈下盆の中心(第12図ではE、G、P、H、Fの5点)で0、最大値はその中間の4点に現われる。彎曲方向は、沈下盆の中央部と周辺部では逆になる。
- (5) 水平移動 (Verschiebung) : 水平方向の移動量は沈下端と、沈下盆の中央部では0となり、採掘端の直上で最大となる(第13図)。



第13図 水平移動量曲線

8. 土地移動の予定計算

(Die Vorausberechnung von Bodenbewegen)

上記の鉱害5要素のうち、傾斜および彎曲量、引張および圧縮量はそれぞれ沈下量、水平移動量から誘導されるので、以下、これらの量の予定計算法について略記する。

1) 沈下の予定計算

Keinhorst, Bals, Perz 氏などの方法があるが、その基本となる式は次式である。

$$S = e \cdot m \cdot a \cdot z$$

ここで S : 沈下盆内の任意の1点における沈下量

e : 影響係数

m : 炭層の採掘厚さ (Flözmächtigkeit)

a : 沈下係数

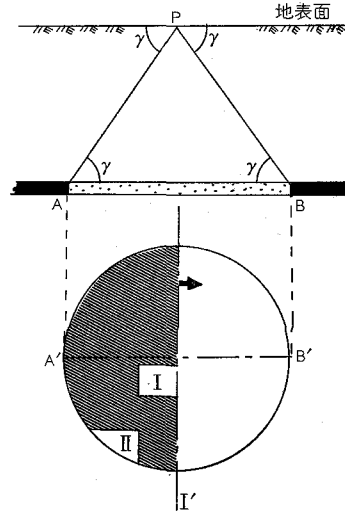
z : 時間係数

(1) 沈下係数 (Absenkungsfactor) a は、採掘厚さに対する沈下盆内の任意の点の沈下量の比率で表わされる係数である。例えば、採掘の厚さが1 mで、これが完全に沈下した時の沈下量が0.5 mであるとする、 $a = 0.5$ となる。沈下係数は地域の地層、採掘方法のほか、特に充填方式あるいは充填密度などによって異なる。

(2) 時間係数 (Zeitfactor) z は、採掘時期と沈下時期との関係を規定する係数であって、沈下終結時の時間係数は100%すなわち1である。例えば1年後の沈下量が、実測の結果完全沈下量の50%であれば、 $z = 0.5$ として計算する。

(3) 影響係数 (Einwirkungsfactor) e は、以上の沈下係数、時間係数が実測から求められるのに対し、主として作図によって求められる。この方法に水平層の場合 Keinforst 法、Bals 法、傾斜層においては、Schleier 法、Fläschenträger 法、Pelz 法などがある。e とは地下の採掘が、地表上の任意の点 P に対して、どれほどの影響を与えるかを示す係数である。地表上の1点に影響を与える範囲は限界角で区切られた完全面の範囲である。いま第14図において採掘が P 点に対して影響を与える度合は、P 点の直下の採掘部分 [I] と辺縁 [II] の採掘部分とは異なる。もし I と II の面積が同じであっても、P 点に対する影響力は当然 $I > II$ である。したがって影響係数 e は、完全面に対する採掘された面積の比率を求めるだけでなく、それぞれの採掘位置によって異なる影響度合を表わすウェイトを乗じて求める。

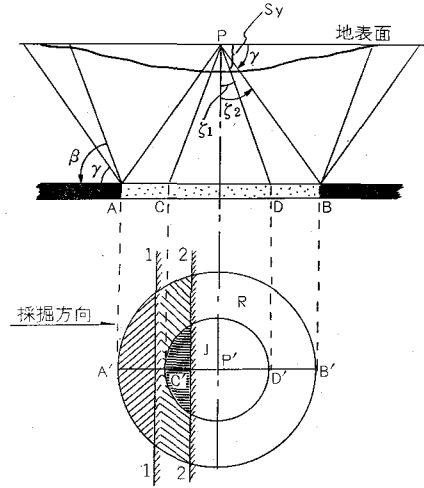
このウェイトを表わす方法として Keinhorst は破断角 β を用い、完全面内を2地帯に分割し、Bals は P 点に対する影響の等しい5地帯分割 (各地帯の面積は等しくない) によっている。



第14図

(ア) Keinhorst の方法

Keinhorst は完全面を破断角で2地帯 J, R に分割し、J 地帯は R 地帯の2倍の影響力を持つとした (第15図)。

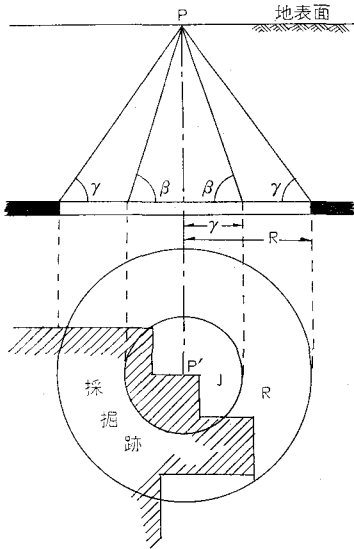


第15図 Keinhorst の沈下予定計算

完全面全体の影響度合を1とすれば、J 地帯は $\frac{2}{3}$ 、R 地帯は $\frac{1}{3}$ の影響度合を持つことになる。今第15図において、1~1の面まで採掘されていたとし、プランメーターで採掘面積を測定した結果、R 地帯の $\frac{1}{6}$ になっていたとすれば、 $e = \frac{1}{3} \times \frac{1}{6} = 0.055$ となる。また2~2面まで採掘されていたとして、その採掘面積測定の結果、R 地帯の $\frac{1}{3.5}$ 、J 地帯の $\frac{1}{5.1}$ だけ採掘されていたならば、 $e = \frac{1}{3} \times \frac{1}{3.5} +$

$\frac{2}{3} \times \frac{1}{5.1} = 0.23$ となる。採掘が P' をとおる完全面の中央近くまで来れば、 $e = \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} + \frac{2}{3} + \frac{1}{2} = 0.5$ となるのは当然である。

例えば、いま或る炭鉱の限界角 θ 、破断角 β 、炭層傾斜 0° であるとし、A層（採掘高1.5m）を採掘した場合、沈下係数が0.4であるとして、地表上の1点Pにおける完全沈下量はつぎのように求められる。ただし採掘地域は第16図のとおりであり、深度 $h = 500\text{m}$ とする。



第16図

$S = e \cdot m \cdot a \cdot z$ において、 $m = 1.5\text{m}$ 、 $a = 0.4$ 、 $z = 1$ である。

沈下量 S を知るには、プラメーターで先ず採掘跡を測定する。 $h = 500\text{m}$ であるから、完全面の半徑 R と J 地帯の半徑 r とは次式から求められる。

$$R = h \cot \theta$$

$$r = h \cot \beta$$

$$\therefore \text{J 地帯面積} = \pi r^2$$

$$\text{R 地帯面積} = \pi(R^2 - r^2)$$

解を求めるには、一般に次のような表を用いると便利である。

この結果、約 30cm の沈下が P 点で起ることがわかる。なお、採掘面積だけの比率では、

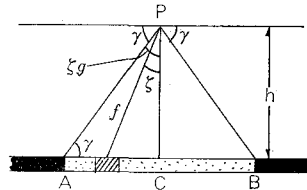
地帯	地帯の面積 (A) (m ²)	採掘面積 (a) (m ²)	(a)/(A)	影響係数 e
J	71,000	36,000	0.508	$\frac{2}{3} \times 0.508 + \frac{1}{3} \times 0.487 = 0.499$
R	314,000	153,000	0.487	
計	385,000			$S = e \cdot m \cdot a \cdot z = 0.499 \times 1.5 \times 0.41 \times 1.0 = 0.299\text{m}$

$$\frac{36,000 + 153,000}{385,000} = 0.49$$

となり、影響度合を考慮した 0.499 とは異なっている。

(i) Bals の方法

同じく水平層の場合の Bals の 5 地帯分割による方法は、つぎのようである。地表上の 1 点 P に作用する力 K というものを考え、この K に比例する係数を求め、これを 5 分割して、各分割単位毎の力の集計は皆等しいようにする。すなわち第17図において



第17図 Bals の沈下予定計算, P 点に対する作用力

完全面内の微小な採掘片 i が P 点に及ぼす力 K_i は、この採掘片 i と P 点との距離 f の自乗に逆比例し、且つ採掘片 i の大きさに正比例すると仮定する。この $K_i \propto \frac{i}{f^2}$ について考えれば、 f の最小値は h

(深度) であり、最大値は $\frac{h}{\sin \theta}$ である。したがって、もし完全面体を採掘したときの力の全集計は、 K_i を全部集計すればよい。左右対称であるから、 ΔPCA だけについてみると、集計の力 K は個々の力 K_i を積分すればよく、積分変数として鉛直線 PC となす頂角 ζ を用いると、

$$K = \int_0^{\zeta_0} \frac{i}{f^2} d\zeta$$

となる。 ζ_0 を地帯角と呼び、鉛直線 PC と採掘片となす角である。 ζ_0 は限界角の余角、すなわち $\zeta_0 = 90^\circ - \theta$ であって、これを限界地帯角と名付けている。任意の 1 点では $f = \frac{h}{\cos \zeta}$ であるから、

$$K = \int_0^{\zeta_0} \frac{\cos^2 \zeta}{h^2} i d\zeta = \frac{i}{h^2} \int_0^{\zeta_0} \cos^2 \zeta d\zeta$$

$$= \frac{i}{h} \left[\frac{1}{2} (\sin \zeta \cdot \cos \zeta + \zeta) \right]_0^{\zeta_0}$$

$$= \frac{i}{4h^2} (\sin 2\zeta_g + 2\zeta_g)$$

ここで、つぎのとおりおくこととする。

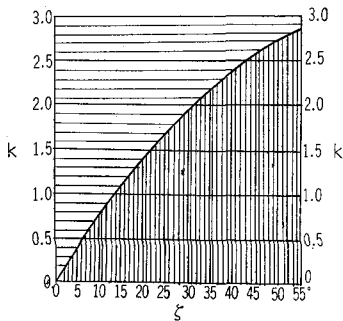
$$\sin 2\zeta_g + 2\zeta_g = K$$

なお ζ_g はラジアンであらわす。

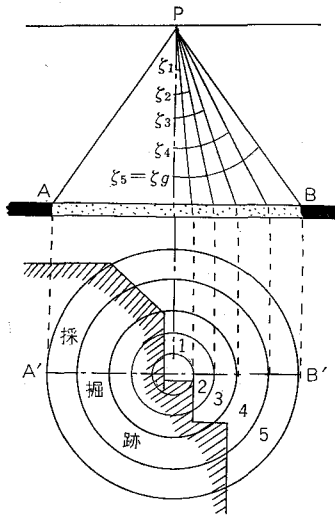
いま例えば $\theta = 35^\circ$ とすれば、 $\zeta_g = 90^\circ - 35^\circ = 55^\circ$ となり、

$$k = \sin 110^\circ + \frac{110^\circ \cdot 2\pi}{360^\circ} = 0.94 + 1.91 = 2.85$$

である。



第18図 Bals による限界地帯角 ζ と K の関係図



第19図 Bals の地帯分割と採掘図

地帯	地帯の面積 (A) (m ²)	採掘面積 (a) (m ²)	(a)/(A)	影響係数 e
1	9,300	2,500	0.27	m·a = 1.5 × 0.4 = 0.6
2	80,000	8,300	0.61	
3	55,200	29,200	0.53	
4	101,500	63,100	0.62	
5	189,000	126,500	0.67	
計	385,000	(239,600)	2.70	S = e·m·a·z = $\frac{2.7}{5} \times 0.6 \times 1.0 = 0.325\text{m}$

すなわち Bals 法では、作用力の集計に比例する K を 5 等分して、この各数値に対する地帯角 ζ を求め、これにより完全面を 5 分割する。したがって各分割地帯の面積は等しくはないが、それぞれの地帯は P 点における沈下の $\frac{1}{5}$ を引受けることになる。

例えば、或る炭鉱の限界角 55° 、A 炭層の採掘高は 1.5m、沈下係数は 0.4、深度 500m、第 19 図の位置まで採掘を行なった場合、P 点の沈下量はつぎのように求まる。

S = e·m·a·z において、m = 1.5m、a = 0.4、z = 1 である。 $\theta = 55^\circ \therefore \zeta_g = 35^\circ$ 、第 18 図から $K = 2.15$ 、

$$\therefore \frac{K}{5} = 0.43 \text{ である。}$$

地帯番号	k	ζ
1	0.43	6.2°
2	0.86	12.6°
3	1.29	19.3°
4	1.72	26.6°
5	2.15	35°

上表において、 $k/5$ 毎に地帯を 5 分割し、それぞれの k に対する地帯角 ζ を第 18 図から求め、図面上に第 19 図のように各 $\zeta_1, \zeta_2, \zeta_3, \zeta_4$ をとって、5 地帯に分ければよい。各地帯はそれぞれ P 点における沈下量の $\frac{1}{5}$ を分担するから、各採掘面積の比率を、下表により求める。

約 33cm の沈下をすることになる。面積比のみで求めると $\frac{239,600}{385,000} = 0.62$ となり、 $\frac{2.7}{5} = 0.54$ と相当差がある。

Bals の計算方法は、必ず 5 地帯分割とは限らず 2 分割、3 分割、10 分割でもよいわけであるが、Lahmann の説によると 5 分割以上の必要がないと云っているし、また、殆んど 5 分割が用いられている。Keinhorst 法と Bals と法とは、Ruhr 地方では後者がよりよく実測結果と一致しているようである。

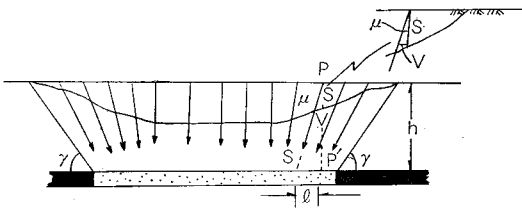
(7) 水平層における簡易計算法

影響係数の簡易計算法には、(ア) 完全面を面積の等しい、影響力の異なる格子に分割した図を作っておき、これに完全面内の採掘区域を示す図をかぶせて、その中に入る格子の影響力を加えて、影響係数を求める等分割法、(イ) 完全面をそれぞれ1/1000の影響力を持つ100個の扇形部分に区分した図を作っておき、これを利用する等ウェイト百分割法、(ウ) 等影響力曲線法などがある。

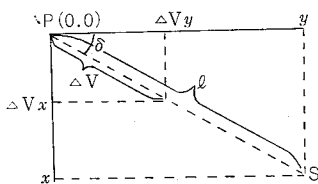
(エ) 傾斜層における Perz 法

傾斜採掘の場合の影響係数の代表的計算方法に Perz 法がある。傾斜層の場合は完全面がほぼ階円形となる。また水平層のときと異なり、Pに最も強い影響力を与える地帯は肩側に片寄るが、Perzはその中心となる点を作用重心と名付け、これを中心として完全面を5地帯に分割し、完全面の作図、5地帯に分割するための作図に近似法を与えている。作図後の影響係数の求め方は、Bals法と同じく、採掘面積と地帯面積の比率から求める。

2) 水平移動の予定計算



第20図 地表沈下に伴う水平移動



第21図 水平移動量の平面図

第20図のとおり、地下の採掘は地表の諸点にはほぼ矢印の方向の移動を与えると考えられる。Keinhorstはこの地表上の各点の運動方向は、1点すなわち採掘重心に集中するものと仮定した。結局地表上の任意の1点Pの水平移動はP点の完全面内における採掘跡の中心に向かって動くこととなる。そして沈下量Sと水平移動量Vとの間にはつぎの関係が成り立つ。

$$V = S \tan \mu = S \cdot l / h$$

ここに、 μ , l , h は第20図参照。

さきの8.1)の式 $S = e \cdot m \cdot a \cdot z$ において、 $m \cdot a \cdot z = K$ とおけば、 $S = e \cdot k$ となる。これを、いまの式 $V = S$

l/h に代入すれば、

$$V = l \cdot e \cdot k / h$$

第20図のような1断面についてはVの方向は明らかであるが、実際には採掘区域は平面的な広がりをもつから、水平面内での水平移動の方向を定める必要がある。そこで第21図のようにP点を原点とする直角座標を水平面内に考え、採掘部分の1小区画(完全面を5地帯8扇形40区画に分割する)をとって、その重心の座標を x , y とし、Pがその重心の方向へ ΔV だけ移動したとするとP点のX軸およびY軸上の移動量を ΔV_x , ΔV_y とすれば、上式 $V = l \cdot e \cdot k / h$ から

$$\left. \begin{aligned} \Delta V_x &= x \cdot e \cdot k / h \\ \Delta V_y &= y \cdot e \cdot k / h \end{aligned} \right\}$$

完全面内の全採掘部分についてのP点の移動量 V_x , V_y は小区画ごとの移動量の総和であるから、

$$\left. \begin{aligned} V_x &= \sum \Delta V_x = \sum x \cdot e \cdot k / h \\ V_y &= \sum \Delta V_y = \sum y \cdot e \cdot k / h \\ V &= \pm \sqrt{V_x^2 + V_y^2} \\ \delta &= \tan^{-1} V_x / V_y \end{aligned} \right\}$$

ここに δ はY軸からの偏位角である。

以上のようにして、水平移動量を予め求めることができる。

9. 鉱害防止措置

地表における鉱害を許容限度内に止めるには、地表物件の種類、大きさ、重要性、地表からの深度、地質条件等に応じて、つぎのような採掘方法と対策が考えられる。

1) 残機式採掘法による鉱害防止

残機 (Rest Pfeiler) 式採炭が、現在多く採用されているのはつぎの理由による。

- (1) 影響係数の減少により、沈下、傾斜、引張圧縮が小さくなる。
- (2) 影響係数 e が或る大きさ以下では、上部に古洞が無い限り、ほとんど沈下しない。
- (3) 長壁式採炭に比較し、沈下の発生時期が遅れ、徐々に沈下するから、影響が緩和される。

2) 保護炭柱による鉱害防止

地表物件保護のため、地表物件に影響する区域を保護炭柱として残す方法である。保護炭柱の大きさ、すなわち、保護炭柱の区域を決定する限界角のとり方を誤ったり、保護炭柱周辺の採掘状況によっては、傾斜および引張、圧縮を生じて地表に悪影響を及ぼす。

3) 採掘跡の充填による鉱害防止

充填は沈下の基本式 $S = m \cdot a \cdot e \cdot z$ において、沈下係数 a を減少して沈下量に比例する傾斜、引張、圧縮などの鉱害諸要素を減少させて鉱害を防止する方法である。しかし、どのような充填を行なっても、地表の沈下が避け

られないが、これは充填物の圧縮性のためである。沈下係数 a は、その地域の地層、採掘方法のほか、特に充填密度によって異なる。ドイツでは水面完全充填で0.45前後、気力完全充填で0.55前後、手詰充填で0.66前後、無充填で0.95前後の値である。また充填密度がわかれば、沈下係数 a は次式であらわされる。

$$a = 0.95(\vartheta_0 - \vartheta) / \vartheta_0$$

ここに、 ϑ_0 ：主要充填材料の一塊の乾燥密度

ϑ ：充填乾燥密度（見掛乾燥密度）

ϑ が上層からの圧縮により、しだいに ϑ_0 に近づき、最後に ϑ に等しくなれば、圧縮は起こらないと考える。また係数0.95は、総ばらしの場合の沈下係数の最大値をとったもので、十分な安全率をもつ。

4) 調和採掘 (Harmonische Abbuführung) による 鉱害防止

地表の構造物に対しては、一般に沈下よりも引張圧縮が有害な影響を及ぼすことが多い。調和採掘はこのような構造物の地下採掘に際して採用され、地表における応力の均衡または減少を目的とする方法である。

西ドイツでは調和採掘によって、地表の鉱害を最少限度にとどめるとともに、坑内採掘においてもより安全で経済的な採掘を実施しつつある。わが国ではまだ完全な調和採掘を実施した例はなく、現在研究過程にある。

いま採掘する炭層が単一の場合について、地上のP点を考えると、採掘によりP点附近に或る方向の傾斜を与える範囲が地下にあり、またそれと反対の傾斜を与える範囲も存在する。調和採掘はP点に対するこのような影響が逆に現われる範囲の採掘を同時に行ない、影響を互いに消去させる方法である。また炭層が何枚か存在する場合にも、同時採掘により影響を消去することが可能で、Lehmann は累層の調和採掘の場合の沈下及び応力の平衡は、より規則正しく行えるとして、その理想的な場合を例示している。

ただし調和採掘は、沈下そのものの防止は不可能である。したがって、地表面の沈下も許されない場合には、上記3)の採掘跡の充填によらなければならない。

(5) その他の鉱害防止対策

地表の構造物は地下採掘が行われる限り、その影響を受けやすい。そこで採掘の範囲内の地表物件に、鉱害に耐える強度を持たせるのも重要な方法の1つである。

その技術は西欧ではかなり発達し、ドイツのRuhr地方で建築物の長さを40m以下に制限したり、イギリスで教会建築の美観を損なわないで強化するため、内部にジュラルミン管の支柱を支えたり、色々工夫をしている。これらの補強は、地下採掘の影響が現われないうちに行われている。

わが国では諸種の事情の相違から、このような強化はほとんど行われていないが、限られた石炭資源を開発す

るため、今後普及する方法の一つではないかと思われる。

10. 鉱害測量

鉱害問題の解決にとって、土地移動現象の実態把握は重要である。この移動現象は地域的にその趣が異なるので、鉱害測量によって捕えなければならない。

土地移動測量は、地表の測量 (Die messungen über Tage) と坑内の測量 (Die messungen unter Tage) とに区別される。また土地移動把握を目的とした精密測量と、鉱害区域全般の変化を把むための鉱害地形測量とに分類される。

鉱害測量はドイツ、イギリス等の諸外国で盛んに実施されてきた。殊にドイツの有名な markscheider と呼ばれる鉱山測量技師制度は、炭鉱側と被害者側との中立の立場にあって、国に対して責任を持つ。markscheider による精密で組織的な測量が昔から続けられている間に、地下採掘と地表移動との相関関係が、一定式をもつて書き現わされるようになり、鉱害理論が築き上げられる基礎となった。

わが国で鉱害問題が国家的見地から取上げられたのは戦後のことである。また土地移動測量の歴史は浅く、若干の炭鉱で本格的に行われるようになったのは昭和27年以降である。昭和29年からは国の予算による各種の鉱害測量が実施され、現在までにつきのように活用されている。

行政面では、鉱害紛争の解決、鉱害復旧計画の策定、鉱業監督、保安の危害防止、合理化事業買上鉱区の鉱害処理、石炭鉱業と社会公益との調整等に役立っている。

鉱害理論面では、採掘と地表沈下の因果関係究明に必要な諸要素に関し、現在までに下記のような結果が得られている。勿論これらはわが国の炭田のうち、土地移動測量が実施された地域独自の結果であるから、他の未測定の箇所等では、また異った係数その他も得られることと思われる。なお、これら成果の理論体系化と、別の各炭田の地質条件の相違からくる特性の究明も逐次行われようとしている。

1) 限界角について

- (1) 限界角は採掘方法、深度に影響されず、水平層で $50^\circ \sim 60^\circ$ ある。
- (2) 地区別 (炭田別) による差異は余りない。
- (3) 限界線附近の傾斜量は、大体 $0.1 \sim 0.3 \text{ mm/m}$ 附近にあり、これより採掘側は傾斜が急に大きくなっている。
- (4) 第四紀層の厚いところ、または周辺が古洞で均等沈下が長く続いているところでは、沈下量にとらわれず、傾斜量によって限界角を判定して支障なが

い。

(5) 採掘区域周辺に古洞があると、見かけの限界角は小さくなる。

(6) 限界線附近においても、僅少ではあるが、沈下、傾斜が発生しており、地質的条件の変化のあることも考えると、限界線外であるから、全く鉱害が発生しないという考えは誤りである。断層等の地質的弱線部があった場合は、限界線外でも、亀裂、段落ち等が発生する。

しかし原則的には限界線外は無被害として取扱って差支えない。

2) 沈下係数について

(1) 長壁式採掘で、充填率10~20%以下の充填を実施した場合、沈下係数は80~90%である。ただし、抗道維持または断層などのため、炭柱が残った場合には、炭柱の大きさと地表からの深度により、沈下係数は60~75%となる。

(2) 採掘率100%の採掘で、水力または気力充填を実施した場合の沈下係数は、30~35%である。

(3) 長壁式採掘でも、天盤が堅牢で、50%の手詰充填を行うと、沈下係数は55~60%となることもある。

(4) 採掘率60%の残柱式採掘で、気力完全充填を実施した場合、沈下係数は10~20%となる。

(5) 採掘率50%残柱式採掘で、気力完全充填した場合、沈下係数は1~3%となる。

(6) 残柱式で累層採掘を実施した場合は、1層の採掘による沈下係数より大きくなる。

3) 時間係数について

(1) 深度100m未満では、約6~9ヶ月、深度100~200mでは約1ヶ年、深度400m前後で14~15ヶ月で沈下は完了する。

(2) 古洞内の採掘、および古洞に接近した個所の採掘は、沈下が急激である。

(3) 残柱式で制限採掘をすると、長壁式採掘に比し、初期の沈下は少ない。

(4) 沈下の完了時期は、地質的条件にあまり左右されず、主として深度によって変化する。

11. あとがき

石炭をはじめとする地下採掘の、土地移動現象理論の発展には、多くの長年月にわたる努力が貢献してきたことと考えられる。さらに測量による現象把握と、その解析が進められ、わが国における鉱害の防止、復旧その他の鉱害問題に対して、大きく寄与することが望まれる。

最後に本文について御指導を頂いた、京都大学農学部 沢田敏男教授に感謝の意を表します。

1. Oskar Niemczyk : Bergschadenkunde
2. 佐山総平ほか: 採鉱学ハンドブック
3. 山田稷ほか : 鉱山保安ハンドブック
4. 西田正: 石炭採掘による地表沈下現象の研究, 生産科学研究所報告, 第38号
5. 西田正: 地下採掘による地表沈下の研究, 鉱害時報No. 6
6. 三菱鉱業九州事務所鉱害部鉱害研究課: 土地運動予定計算概要
7. 通商産業省鉱山保安局: 鉱山保安教本, 第1巻
8. 萩原義一, 林裕貴: 鉱山読本, 第3巻第20集(下)
9. 通商産業省資源エネルギー庁石炭部鉱害課: 石炭鉱害入門(第3版)
10. 佐藤与助: 石炭, 生活科学新書47
11. 伊木貞雄: 石炭
12. H. Saul and J. J. Gill, Working of Seams in Close Proximity, The Colliery Guardian No. 4872
13. 全国鉱害量調査報告書, 通商産業省
14. 鉱害復旧基本調査報告書, 石炭鉱害事業団
15. 農地計画報告書, 石炭鉱害事業団
16. 農地計画設計報告書, 石炭鉱害事業団

DEMOS—Eによる工事費積算システムについて(その1)

黒川 義孝* 小沢 勇**

目 次

はじめに.....(68)

I. システムの概要.....(68)

1. 開発経過.....(68)

2. システムの機能.....(68)

3. " の構成.....(70)

4. " の運営.....(74)

II. システム開発にあたっての留意事項.....(74)

以下次号

III. システムの作成方法

IV. " の使用方法

V. " の評価

はじめに

関東、東海、近畿の各農政局では、昭和49年10月以降管内国営事業所で実施する工事を対象として、同一の積算システムによる積算の電算処理を開始した。

このシステムは、システムの標準化と短期開発とを旨として、3農政局が共同で開発したものである。他の農政局においても、北陸農政局をはじめとし、夫々個別にシステム開発をすすめて既に実行の段階に移っており、これでは全ての農政局で積算の電算処理が一応軌道に乗ったことになる。

この機会に、この共同開発による積算システムについても報告し、今後の業務の参考に供したい。とくに、県等地方自治体において、今後積算システムの開発を行う場合の参考になれば幸いである。

I システムの概要

1. 開発経過

このシステムの開発業務は、各農政局とも全て施工調査事務所で担当した。その経過は概ね次の通りである。

(1) 個別検討期間(昭46.4~昭48.4)

- ① 電算化のための体制づくり
- ② 積算業務の現状分析
- ③ " の標準化、標準化、簡素化
- ④ 統一単価表の作成及び電算処理
- ⑤ システム構成の検討

(2) 共同開発期間(昭48.5~昭49.3)

- ① 上記(1)の結果の調整
- ② システム構成の概要決定

③ システム設計

コード設計、ファイル設計、プログラミング、ドキュメント作成等

④ 施工単価条件表、基礎データ表の作成

(3) 試行期間(昭49.4~昭49.9)

- ① テストラン(手計算との比較)
- ② システム利用のための手引及び利用事務規準の作成
- ③ 積算業務担当者への説明及び実習

(4) 実行期間(昭49.10~)

- ① 設計書作成
- ② システムの管理更新

2. システムの機能

1) 適用工種

このシステムを適用出来る工種は、

- ① 水路及び道路工事
- ② 農用地造成及び圃場整備工事
- ③ その他土木工事

であり、

- ④ トンネル工事
- ⑤ 浚せつ盛土工事
- ⑥ ダム工事
- ⑦ 鉄鋼構造物の製造据付工事
- (⑧不可分、国債工事)

等については、工事価格の構成内容に多少の相異があるため、今のところこのシステムは適用出来ない。従って今後、逐次適用工種の拡大を図らねばならないが、先ず50年度には、上記④、⑦、⑧についてシステムの拡大を行う予定である。

2) 機能

このシステムには、次の6つの機能がある。

* 東海農政局名古屋・施工調査事務所

** " "

- ① 当初設計書（積算書）の作成
- ② 変更設計書（積算書）の作成
- ③ 入力データのチェック
- ④ 労、資材、機械損料集計書の作成
- ⑤ 基礎データの管理更新
- ⑥ （統一）単価表の作成

このほか中間払いのための出来高設計書の作成等今後逐次機能の拡充を図っていく予定である。

(1) 当初設計書の作成

従来の積算では、積算者は、数量計算に引き続いて、積算方針の決定、単価表の組立と計算、明細書の組立と計算、主要既成品費の計算、現場経費等の計算、コピー、製本等一連の作業を行なわねばならなかった。このシステムでは積算者は、従来同様の数量計算や積算方針の決定を行ないその結果（数量と積算の条件等）を所定のルールに従って入力データ表に記入しさえすれば良い。即ち、従来の単価表、明細書の組立に相当する作業までが積算者の役割である。

以降の作業は、全て電算機が処理し、最後に計算結果を設計書として、従来同様の様式で出力する。

但し、電算機は、積算者が定めた条件に基づき計算するだけであって今のところ最適積算を求める作業は出来ない。従って、必要な場合には、積算者が種々条件を入れ換えて、そのつど電算機に入力し、出力結果により判断するしかない。勿論、簡単なものについては、施工単価の金額一覧表を作成しておくことにより、又施工単価を標準化することにより、ある程度は対処出来る。

(2) 変更設計書の作成

積算者は、当初設計時に作成した入力データ表に、変更事項（数量、積算の条件等）を追加記入しさえすれば良い。以降は全て電算機が処理して、最後に計算結果を変更設計書として、従来同様段書の様式で出力する。

(3) 入力データのチェック

このシステムでは、積算処理に先だち入力データ表が所定のルールに従って作成されているか否か、電算機により機械がチェックを行う。その結果は、入力データチェックリストとして出力される。積算者はこれを見て、エラーの修正を行う。

但し、記入数量、積算の条件等自体の適否のチェックは、電算機では出来ないので、従来同様に積算者又は審査担当者が行なわねばならない。

(4) 労務、資材、機械損料集計書の作成

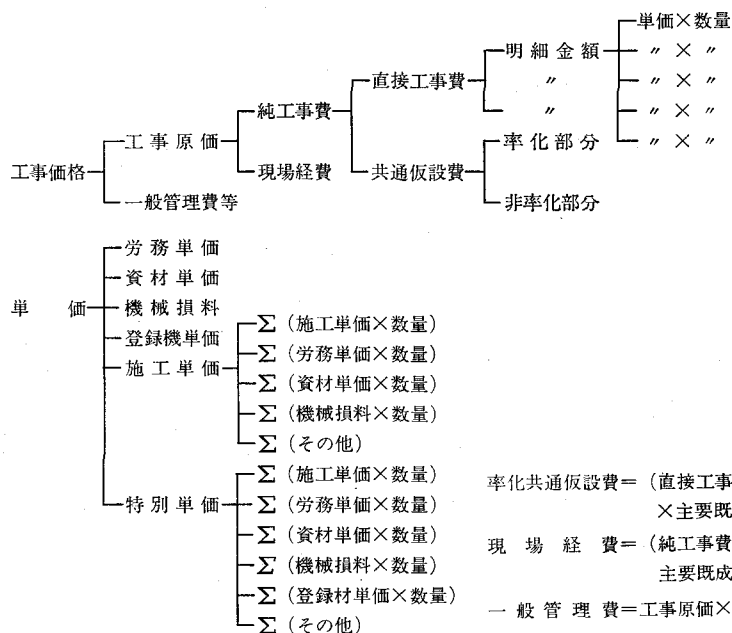
当初設計、変更設計の際には、電算機に特別の入力をしなくても、自動的に①労務集計表、②材料集計表、③機械損料集計表を設計書と併せ、積算資料として出力する。

(5) 基礎データの管理更新

このシステムでは、システムに登録されている労務単

表一 基礎データの範理更新

区 分	適用地域	単価数	単価更新	備 考
労務単価	地域	ケ/地域	回/年	当該年度内は更新前データも全て記憶している。
	最大 6	約 65	4	
資材単価	地域	約 2,000	4	
	最大 6			
機械損料		約 1,300	1	
	歩掛等	—	1	



図一 工事価格の構成

価、資材単価、機械損料及び歩掛等の基礎データは全て最新の状態で管理されている。

(6) (統一) 単価表の作成

電算機に記憶されている基礎データを利用して、設計書作成とは別のプログラムにより、あらゆる施工単価の内訳を出力させることが出来る。

3. システムの構成

1) 工事価格

このシステムでの工事価格の計算は、全て、土地改良事業等請負工事価格算定要綱(46農地D第165号(設)昭和46年3月13日農林事務次官通達)以下各種現行諸基準にもとづいている。

一般に工事価格は(単価×数量)または(対象額)×(係数)という単純な計算式の組み合わせとしてあらわされる。

(単価)には、労務単価、資材単価、機械損料と全国統一単価表をもとにシステムが用意する既成の施工単価及び積算者がこれらの単価を任意に組み合わせてつくる特別単価、並びに積算者が任意にその金額を直接システムに登録出来る登録材単価がある。

(係数)として主なものは、従来通りの現場経費、一般

管理費等率に加えて、共通仮設費算定のための共通仮設費率がある。

計算処理上の要点は、施工単価の取り扱い方である。即ち、施工単価は、労務単価、資材単価、機械損料等より構成されるものと、その組み合わせにより無数に考えられる。このようなものを、そのままシステムに組み込むことは、出来ないなのでこのシステムとは、次のよう処置を構じている。

① 施工単価の標準化

既に、全国统一単価として標準化されたものがあるのでこれをもとに施工単価を定めている。

② 特別単価の作成

①で全てを満足させることは出来ないので、例外的なものについては、積算者が自由に特別単価として作成出来る。

③ 条件処理方式の採用

施工単価が標準化されても、その数はやはり膨大なもので、このシステムで用意されているものでもコードで約280種、サブコードで約2,300種ある。

従って、これを前もって計算し、電算機に記憶させるとすれば、膨大な施工単価一覧表を必要とし、積算者の

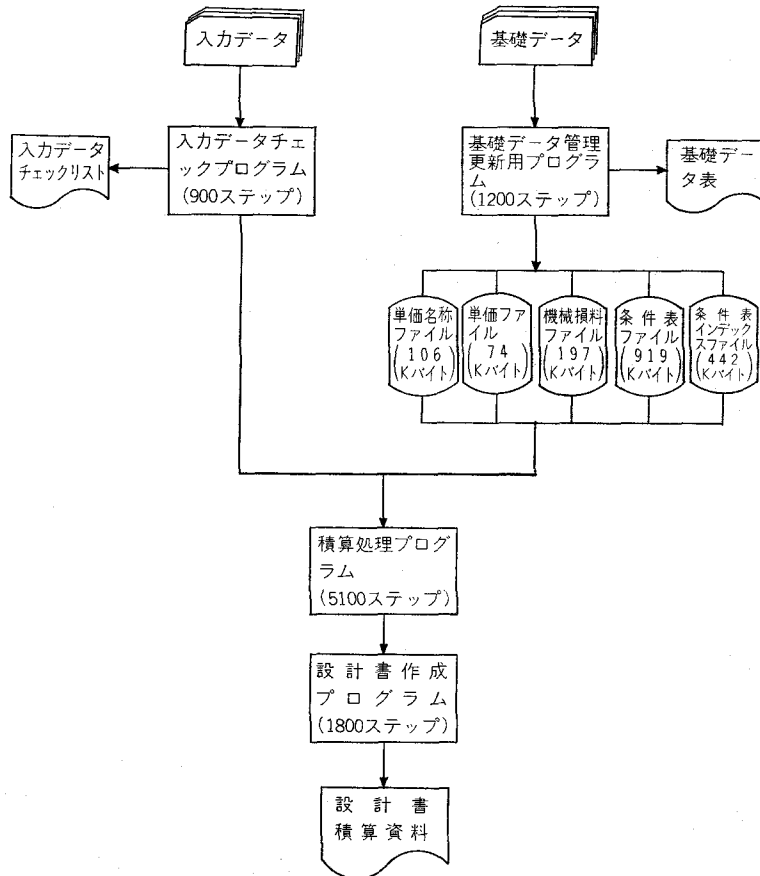


図-2 プログラム及びファイルの構成

索引の不便も予想される。また、電算機にも膨大な記憶容量を必要とし、電算機の利用方法としてあまり効率的なものとは言えない。

そこで、施工単価の計算に必要な各種基礎データのみを、前もって電算機に記憶させておき、積算者が定めた最大4個の条件にもとづき、そのつど施工単価を計算する方法（条件処理方式）を採用している。

2) プログラム・ファイル

このシステムは、4つの独立したプログラムから構成されている。夫々の相互関係は、図-2のとおりである。

将来のシステムの維持更新に便利のように、①積算処理プログラムは、工種別（人力土工、機械土工等）にサブプログラム化されており、このサブプログラムとこれらを総制御するメインプログラムとから構成されている、②歩掛等は、条件表ファイルとして、プログラムとは別にファイルを作成してある。従って、施工単価の構成等を変更する場合には、プログラムには関係なく条件表ファイルのみを修正すれば良い。

なお、プログラム言語としては将来の使用機種変更、他の組織でのシステムの利用等を考慮し、FORTRAN (7000) を用いている。

3) 機器類

このシステムによる積算業務の流れと機器類の構成は概ね下図のとおりである。

1) 入力データ書作成のための資料

① 施工単価条件表（図-4）

積算にしばしば用いられる単価は、既に統一単価として全国又は、農政局管内で統一されたものがある。これらの単価に機械土工、仮設電気設準等の単価を追加したものを施工単価としてシステムに組み込んでいる。施工単価条件表は、入力データ表のなかに施工単価を引用する場合に必要なコード、サブコード、条件等と施工単価条件表ファイルに収録されている出力名称、出力単位、数量等を注意事項とともに記載してある。

② 基礎データ表（図-5）

常時電算機に保存されている単価名称ファイル、単価ファイル、機械損料ファイルの内容（コード割当、集計区分、労務単価、資材単価、機械損料等）を労務・材料表、機械損料表の形式で出力したものでこれらの単価を直接、入力データ表に記入する場合に使用する。

③ 電算機による積算システム説明資料

積算システムの概要、データ表記入方法等を記載してある。

(2) 入力データ書

① 入力データ書の構成

入力データ書は全体データ表、共通単価データ表、特別単価データ表、明細データ表の順に構成される。

② 全体データ表

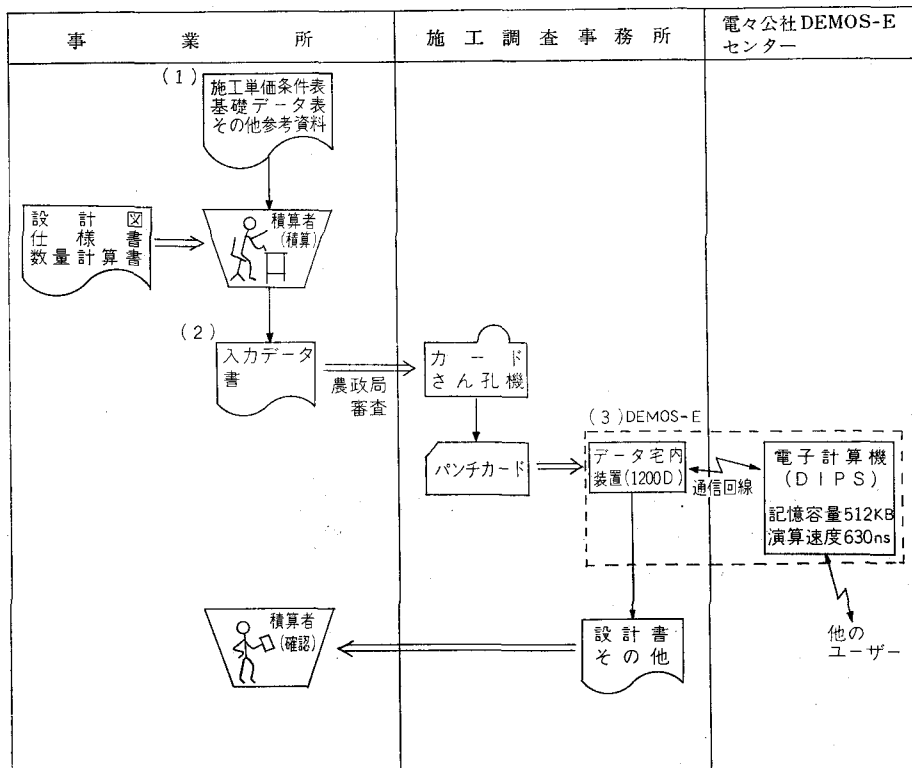


図-3 積算業務の流れと機器類構成

施工単価コード 6425-01~12

サブコード

(表-2)

サブコード	作業区分	規格区分
01	A	0.4 m ²
02		0.8
03		1.1
04		1.3
05		1.6
06		1.8
07	B	0.4
08		0.8
09		1.1
10		1.3
11		1.6
12		1.8

注1 作業区分Aは地山を掘削する場合に適用し、作業区分Bは他の機械で切り崩しあるいは集積した場合などで地山がゆるんでいる場合に適用する。

Z 1 トラクタショベルの作業効率(E)を記入する。

(表-3)

作業区分	現場条件		
	良好	普通	不良
A	0.50~0.40	0.40~0.30	0.30~0.20
B	0.60~0.50	0.50~0.40	0.40~0.30

注1. 作業現場が広く、作業の妨害がなく掘削高が最適(1~3m)、空隙が少ない材料等の条件が揃っている場合は良好の上限値をとる。

注2. 作業現場が狭く、作業の妨害が多く掘削高が最適な高さをとられず、バケット内で大きな空隙を残すようなかさばった材料等の条件が揃っている場合は不良の下限値をとる。

注3. 上記諸条件が、ほぼ中位と考えられるような場合は中位の数値をとる。

Z 2 空欄(記入しない)

Z 3 土量換算係数(f)を記入する。ただしf=1.00の場合は記入しなくてもよい。

(表-4)

土質	自然状態	掘りゆるめた状態	締固めた状態
砂	1.00	1.20	0.95
砂質土	1.00	1.25	0.90
粘質土	1.00	1.35	0.90
砂利	1.00	1.20	1.00
小割した岩石	1.00	1.50	1.20
岩石の大塊	1.00	1.60	1.30

施工単価コード 6425-01~12

施工単価名称 **トラクタショベル(クローラ)掘削** 単位 m²

規格 クローラ式トラクタショベルによる掘削、積込に適用する。
規格 0.4m² 0.8m² 1.1m² 1.3m² 1.6m² 1.8m²

適用範囲

サブコード 規格・作業区分 表-2

入 力 Z 1 作業効率 表-3

条 件 Z 2 空欄

(Z 3) 土量換算係数 表-4

Z 4

出力名称 **トラクタショベル クッサク** 出力単位 M3

Qm³当り算出

名称	規格	コード	数量	単位	単価	備考
トラクタショベル	運転経費	6145-01~12	1.0	hr	施工単価	
合計			Q	m ³		
単価			1.0	m ³	施工単価	合計/Q

概要

1. 機械の作業能力Qは下記算定式より求める。

$$Q = \frac{3600 \times q \times f \times E}{Cm} \quad (m^3/hr)$$

q: 1サイクル当り掘削量(m³)=0.75×(公称容量)

f: 土量換算係数 表-4参照

E: 作業効率 表-3参照

Cm: サイクルタイム(=42秒)

2. 土質区分は下表による。

(表-1)

土質区分	内 容
砂	砂
砂質土	砂質ローム、ローム(普通土)、シルト質ローム
粘質土	粘土、粘土質ローム
砂利	砂利、砂礫、礫(玉石、砂利)まじりの土砂
岩	岩を破碎したもの

図-4 施工単価条件表(事例)

コード区分	資材名称	規格	登録名	単位	月単価	月単価	月単価	月単価	
3001	遠心力鉄筋コンクリート管 普通管A形	150 26 2.0	ヒュームカン Aガタ	D=150MM	ホン				
3002		200 27 "	ヒュームカン Aガタ	D=200MM	ホン				
3003		250 28 "	ヒュームカン Aガタ	D=250MM	ホン				
3004		300 30 "	ヒュームカン Aガタ	D=300MM	ホン				
3005		350 32 "	ヒュームカン Aガタ	D=350MM	ホン				
3006	遠心力鉄筋コンクリート管 普通管A形	400 35 2.43	ヒュームカン Aガタ	D=400MM	ホン				
3007		450 38 "	ヒュームカン Aガタ	D=450MM	ホン				
3008		500 42 "	ヒュームカン Aガタ	D=500MM	ホン				
3009		600 50 "	ヒュームカン Aガタ	D=600MM	ホン				
3010		700 58 "	ヒュームカン Aガタ	D=700MM	ホン				
3011		800 66 "	ヒュームカン Aガタ	D=800MM	ホン				
3012	遠心力鉄筋コンクリート管 普通管A形	900 75 "	ヒュームカン Aガタ	D=900MM	ホン				
3013		1000 82 "	ヒュームカン Aガタ	D=1000MM	ホン				
3014		1100 88 "	ヒュームカン Aガタ	D=1100MM	ホン				
3015		1200 95 "	ヒュームカン Aガタ	D=1200MM	ホン				
3016		1350 103 "	ヒュームカン Aガタ	D=1350MM	ホン				
3018		1500 112 "	ヒュームカン Aガタ	D=1500MM	ホン				
3019		遠心力鉄筋コンクリート管 普通管A形	1650 120 "	ヒュームカン Aガタ	D=1650MM	ホン			
3020	1800 127 "		ヒュームカン Aガタ	D=1800MM	ホン				
3021	2000 145 "		ヒュームカン Aガタ	D=2000MM	ホン				
3022	ローレル転圧鉄筋コンクリート管 普通管A形	各 種	ロツクラー カン Aガタ						
3023									
3024									
3025									
3026									
3027	遠心力鉄筋コンクリート管 普通管B形	150 26 2.0	ヒュームカン Bガタ	フツウ D=150MM	ホン				
3032		200 27 "	ヒュームカン Bガタ	フツウ D=200MM	ホン				
3033		250 28 "	ヒュームカン Bガタ	フツウ D=250MM	ホン				
3034		300 30 "	ヒュームカン Bガタ	フツウ D=300MM	ホン				
3035		350 32 "	ヒュームカン Bガタ	フツウ D=350MM	ホン				
3036		遠心力鉄筋コンクリート管 普通管B形	400 35 2.43	ヒュームカン Bガタ	フツウ D=400MM	ホン			
3037			450 38 "	ヒュームカン Bガタ	フツウ D=450MM	ホン			
3038			500 42 "	ヒュームカン Bガタ	フツウ D=500MM	ホン			
3039			600 50 "	ヒュームカン Bガタ	フツウ D=600MM	ホン			
3040			700 58 "	ヒュームカン Bガタ	フツウ D=700MM	ホン			
3041	800 66 "		ヒュームカン Bガタ	フツウ D=800MM	ホン				
3042	遠心力鉄筋コンクリート管 普通管B形	900 75 "	ヒュームカン Bガタ	フツウ D=900MM	ホン				
3043		1000 82 "	ヒュームカン Bガタ	フツウ D=1000MM	ホン				
3044		1100 88 "	ヒュームカン Bガタ	フツウ D=1100MM	ホン				
3045		1200 95 "	ヒュームカン Bガタ	フツウ D=1200MM	ホン				

図-5 基礎データ表(事例)

各データ表に共通する工種区分、電力区分、共通仮設費区分等の工事条件データによって積算上の基本的事項を定めるとともに、出力書のとりまとめを行う。又上記諸条件と工事名、施工場所、工事内容データによって設計書カガミの作成を行う。

③ 共通単価データ表

一件の入力データ書の中で同一条件の施工単価、同一金額の登録材をたびたび用いる場合には、このデータ表によりその条件、金額を定める。そうしておけば、あとは全て単価コードのみで引用出来る。

また、機械損料の補正、超勤補正等は、原則として全てこのデータ表で行う。

④ 特別単価データ表

積算者が、施工単価、労務単価、資材単価、機械損料等を任意に組み合わせて特別単価を作成する場合に記入する。

⑤ 明細データ表

積算者が任意にまとめる明細名称ごとに、これを構成する施工単価、特別単価、労務単価、機械損料等とその施工数量及び条件を記入する従来の明細書に相当するデータ表である。

(3) DEMOS-E

このシステムでは、電々公社の科学技術計算サービス

DEMOS-E を利用している。これは、複数の利用者が任意の時間 (am 8:00~pm 8:00) に各自が保有するデータ宅内装置を使って遠隔操作により、センターに設置された大型電算機 DIPS を利用するオンラインシステムである。

DEMOS-E; Dendenkosha Multiaccess Onliue-System
DIPS ; Dendenkosha Information Processing System

① DEMOS-E のサービス

利用者は、データ宅内装置を使って、次のサービスを受けることが出来る。

- ・ プログラム (FORTRAN, COBOL) の作成及び実行
- ・ ファイルの利用
- ・ 電々公社が用意するライブラリプログラムを利用する処理
- ・ カリキュレータによる計算

このシステムでは、①, ②により積算処理を実施している。

このサービスを利用者が受ける方法には、次の2つの方法がある。

- ・ 即時処理

タイムシェアリング方式による処理で、入力に対して結果がただちに得られるので、プログラムの作成等に利用している。

一括処理

必要なデータの入力が終わったら一旦通信回線を切っておくと、センターで受付順に処理がなされ、結

果が自動的に端末機に出力されるものである。設計書の作成はこの方法によることを原則としている。

② データ宅内装置

データ宅内装置としては、次の4機種が用意されている。

機種	特徴	機器構成	伝送速度	入出力装置
100A	小形、軽量で低コスト	一体形	100ビット/秒 (600字/分)	(入) キーボード、テーブリーダー (出) プリンター、テープパンチ
200B	会話的通信に好適	一体形	200ビット/秒 (1200字/分)	同上
200C	各種機能を備え高性能	ビルディング ブロック方式	同上	(入) キーボード、テーブリーダー カードリーダー (出) プリンター、テープパンチ カードパンチ
1200D	高速度、高性能	同上	1200ビット/秒 (7200字/分)	(入) キーボード、テーブリーダー カードリーダー、カセットMT (出) プリンター、テープパンチ カードパンチ、ラインプリンター

この積算システムでは、積算処理時間の短縮という観点から、1200Dを使用することにした。

変更設計等により作業が集中した場合には、少なくとも1日当たり5～10件程度の設計書が処理出来なくてはならない。設計書1件1処理に要する時間は、設計内容によりかなりの幅があるが、一応の目安としては、5千万～1億円程度の標準的な水路工事で、電算機の演算時間は30～60秒、ラインプリンターによる出力時間30分～1時間程度である。

4. システムの運営

このシステムでは、「土地改良事業の電子計算処理要領」、「電子計算による工事費積算の照合審査指針」という運営のための事務規準を定めている。この事務規準に基づき、入力データ表の作成、照合審査、積算処理の業

務を、事業所、農政局、施工調査事務所の3者で分担実施している。

施工調査事務所（電算機部門）では、プログラムとファイルの維持管理を行う以外は、パンカードの作成、データ宅内装置による設計書の作成等の機械的作業のみを担当する。積算の条件その他入力データ表記入事項の適否の審査及び入力データ表の修正は、今のところ一切担当しないことにしている。

II システム開発にあたっての留意事項

積算システムを、新に開発する場合に留意していたが、良いと思われる事項は、次頁の通りである。

なお、参考までに、このシステムでとった対応策を併記する。

留意事項	内 容	DEMOS—E による工事費積算システム																	
(準備段階) システム化のための体制づくり	① システム開発のための組織づくり	○国営事業関係者による技術業務合理化促進のための ■委員会設置 (関東;昭46-11 土地改良事業合理化委員会 東海;昭47-6 土地改良事業実施合理化委員会) 近畿;昭47-6 積算電算化推進委員会 (昭48改組) 設計積算施工技術検討会																	
	② システム化要員の確保	○施工調査事務所の拡充強化 (昭46事業所発足 昭47電算機担当係設置 昭48システム開発課設置) ○システム開発担当者(係長,係員) <table border="1" data-bbox="734 479 1026 660"> <tr> <td>施工調</td> <td>47</td> <td>48</td> <td>49</td> <td rowspan="4">※積算処理プログラム中メインプログラムの作成を外注受注者側の担当 3人×5ヶ月</td> </tr> <tr> <td>東京</td> <td>2人</td> <td>※4人</td> <td>4人</td> </tr> <tr> <td>名古屋</td> <td>3</td> <td>4</td> <td>5</td> </tr> <tr> <td>京都</td> <td>2</td> <td>3</td> <td>4</td> </tr> </table> ○システム化関係研修への参加 (技術管理システム化研修(上級,中級,初級) 農業土木技術連盟による通信教育,電々公社研修会等)	施工調	47	48	49	※積算処理プログラム中メインプログラムの作成を外注受注者側の担当 3人×5ヶ月	東京	2人	※4人	4人	名古屋	3	4	5	京都	2	3	4
施工調	47	48	49	※積算処理プログラム中メインプログラムの作成を外注受注者側の担当 3人×5ヶ月															
東京	2人	※4人	4人																
名古屋	3	4	5																
京都	2	3	4																
積算業務の標準化,簡素化の促進	③ 関係者へのPR,啓蒙 ① 積算基準の統一 ② 施工単価の統一 ③ 乗率化の促進等	○所長会議,工事課長会議等で機会ある毎にPR,意見交換 ○技術系職員全員を対象とした説明会及び実習 ○土地改良事業等請負工事の価格算定要領等による全国統一事項の制定 ○積算基準等による細部事項の農政局管内統一 ○全国統一単価表の制定 ○農政局管内統一単価表の制定 ○共通仮設費算定のための係数の制定等																	
(開発段階) 電算担当部門と積算担当部門との連絡調整 システムメインテナンスへの配慮	① 単価改訂対策 ③ 歩掛改訂対策 ③ 施工単価改訂対策	○上記の合理化委員会等で連絡調整 ○労務単価,資材単価は年4回まで改訂可能,その他は年1回 ○歩掛は,プログラムとは別に条件表ファイルに収録してある。 ○積算処理のプログラムは,工種別にサブプログラム化してある。 ○電算機により,自動的にチェックする。																	
入力データ書のチェック体制 プログラミングテクニック	① 入力データ表記入方法のチェック ② 入力データ表記入事項(数量,条件等)のチェック	○入力データ書,設計書について,事業所,農政局施工調査事務所の3段階のチェック及び確認を行う Ⅲ システムの作成方法で詳述する。																	

農道舗装の設計、施工 (4)

鈴木 康 一*

目 次

V 施工	
1. 路盤工.....(76)	3. 品質管理試験.....(81)
2. アスファルトコンクリート表層工.....(80)	4. むすび.....(83)

V 施 工

1. 路 盤 工

(1) 施工前の準備

農道舗装には、現道をそのまま利用して路盤とする場合と、盛土または切土によって造られた路床の上に路盤を設けて表層を施工する場合とがあるが、いずれの場合にも在来路面の整正準備を行わなければならない。

この準備作業としては、

- 1) 地下排水、支持力の確認
- 2) 不良部分の入換
- 3) 横断勾配の修正
- 4) 仮排水の設置

などがあげられる。これらの作業を実施しておかないと降雨や地下水による含水比の増加によって路床が軟弱化し、路盤の破壊など工事の手もどりを生じ不利となる場合がある。

(2) 路盤工の代表的工法

路盤工法としては、土地改良事業計画設計基準第12編農道(その1)舗装 p.70~90 にそれぞれの工法が紹介されている。

ここでは農道舗装として広く実施されている主要な工法について説明する。

- 1) クラッシュラン工法
- 2) 粒度調整砕石工法
- 3) セメント安定処理工法
- 4) 石灰安定処理工法
- 5) 乳剤安定処理工法

(3) 路盤工の使用機械

各工法によって多少施工手順が異なるが、作業内容別に主な使用機械とその諸元を記すと、表-1のごとくである。

(4) クラッシュラン工法

クラッシュラン工法は、岩石をクラッシュで割り放し

たままの砕石を現場に搬入してグレーダなどで敷きならし、ローラで締固めて路盤として仕上げる工法であり、通常、下層路盤として使用されている。その厚さは5~15cmが標準である。

(i) 材 料

クラッシュランについてはJIS A5001-1970によって粒度、品質が規定されている。しかし、砕石場の状況によっては生産されるクラッシュランの粒度が片寄ったり、採石場の表土が混入して0.074mmフルイ通過量が多く、また*PIが高くなる場合がある。このような不適当な材料を用いて路盤を施工するとその粒度が不良のため、路盤の支持力が不足したり、また細粒分が含水して軟弱化するので施工中あるいは舗装が完成してから破壊を生ずることがある。したがって、あらかじめ砕石場のクラッシュランの材質を調査したり、施工時に搬入してくる同材料の品質をチェックして悪い材料が入らないように注意しなければならない。

(ii) 施 工

現場に搬入した材料をグレーダで所定の厚さに敷きならす。材料が乾燥している場合には締固めにくく、分離を生じやすいので、散水を行って締固め時に最適含水比附近になるように調節する。逆に湿り過ぎている場合には材料をかき起こすなどして曝気乾燥させる。

*PIとは塑性指数(液性限界-塑性限界)のことである。

転圧には、一般に8~10tのマカダムローラが用いられる。農道の規模によっては、マカダムローラとタイヤローラの組合せが用いられる場合もある。また路肩部、狭小部などの転圧用として、小型の振動ローラ、振動コンパクタを用いる場合もある。

(iii) 施工例

- ① 在来路面をグレーダで整形。
- ② 30~0クラッシュランをグレーダで敷きならす。敷きならし厚は、仕上り厚10cmに対して余盛り20%を見込み12cmとした。
- ③ 搬入材料の含水比は4.5%であり、この材料の最適含水比7.5%にするため、散水車による散水を行

* 日本舗道株式会社 技術部長

表-1 路盤工の使用機械と主要諸元

作業内容	使用機械	形式	製作会社	主要諸元			
敷きならし 整形	グ レ ー ダ	MG-3	三 菱	ブレード長さ×幅 (mm)		重量 (kg)	爪数(本)
		GD-30	小 松	3100×500		9200	9
		GD-31		3050×425		7800	7
				3100×520		9370	9
混 合	スタビライザ	HS-20	* 住 友	重量 (kg)	幅 (mm)	混合幅 (mm)	爪数(本)
		PM-203	**酒 井	8370	2200	0~200	72
				7600	2066	0~200	72
締 固 め	タイヤローラ	TS-5309	酒 井	重 量 (kg)	全 長 (mm)	全 幅 (mm)	
		WP-15	渡 辺	15000	5150	2050	
		TV-30	酒 井	15000	4500	2240	
				3100	2920	1295	
	マカダムローラ	WN-10	渡 辺	10000	5050	2024	
振 動 ロ ー ラ	VRT-2.4E		ダイハツ	2500	2570	1315	
			小 松	2500	2520	1290	
			酒 井	3900	2920	1380	
散 水	散 水 車			重 量 (kg)	タンク容量 (ℓ)	散布幅 (mm)	
				1500	4000		
	タイヤローラ	締固め作業用のものを併用					
乳剤散布	トラックプレヤ			4250	1500	3000	
	ディストリビュータ	ND-40	新潟鉄工	7000	4000	2900~4700	
	ロードスタビライザ	HS-20	* 住 友	8370	3500		
備 考	* 住友製スタビライザはアスファルトタンクを装備しているので、セメント安定処理、石灰安定処理、乳剤安定処理のいずれの工法にも使用できる。 ** 酒井製スタビライザはアスファルトタンクを装備していないので、セメント安定処理、石灰安定処理には使用できるが、乳剤安定処理には使用できない。						

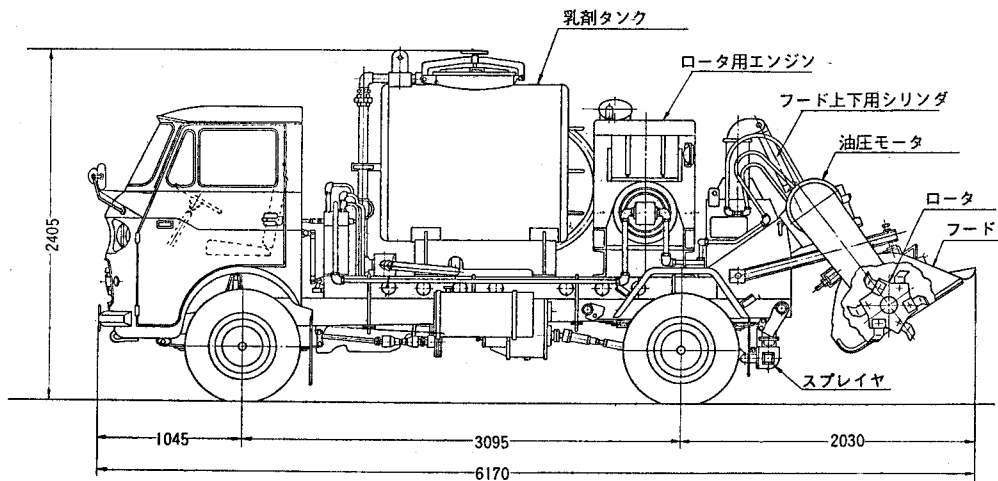


図-1 ロードスタビライザ (住友製 HS-20) の機構

った。

$$\text{散水量 } Q = q \times v \times \ell \quad \dots\dots\dots(1)\text{式}$$

$$\text{所要水量 } q = \gamma_d \times h \times \frac{w}{100} \quad \dots\dots\dots(2)\text{式}$$

ここで Q : 散水量 (ℓ/min)

q : 所要水量 (ℓ/m^2)

v : 散水速度 (m/min)

ℓ : 散水幅 (m)

γ_d : 仕上り密度 (t/m^3)

h : 仕上り厚 (m)

w : 最適含水比 - 材料含水比 (%)

$\gamma_d = 2.2 \text{ t}/\text{m}^3$, $h = 0.1 \text{ m}$, $w = 3\%$ であるから,

$$q = 2.2 \times 0.1 \times \frac{3}{100} = 0.0066 (\text{t}/\text{m}^2) = 6.6 (\ell/\text{m}^2)$$

$$Q = 280 \ell/\text{min}, \ell = 2.45 \text{ m} \text{として}$$

$$v = \frac{280}{6.6 \times 2.45} = 17.32 (\text{m}/\text{min}) = 1.0 (\text{km}/\text{hr})$$

したがって不足含水比 3%を散水するため、散水車が同一地点を 10km/hr の速度で 10 回往復する。

④ 転圧は 10 t マカダムを使用し、10 回程度行った。

(5) 粒度調整碎石工法

粒度調整碎石工法は、碎石場で製造された粒度調整碎石を現場に搬入してグレーダなどで敷きならし、ローラで締固めて路盤として仕上げる工法である。その厚さは 5~15cm が標準である。

(i) 材料

粒度調整碎石は単粒度碎石またはクラッシュランにスクリーニングスなどを加えてその粒度を所定の範囲に合成するとともに締固めに適切な含水量に調節した材料である。

粒度調整碎石はクラッシュランと異なり、生産過程における粒度調整によって締固めやすい粒度構成となり、かつ品質のパラッキも少ないので、均一な路盤を造ることが可能であり、上層路盤として最も広く使用されている。

その粒度、品質については J I S A 5001-1970 に規定されている。

(ii) 施工

材料の敷きならし、混合、締固めはクラッシュラン工法に準じて行う。ただし含水比の調節については、碎石場で粒度調整を行う際に、締固め時において最適含水比附近になるよう調節することが肝要である。

また現場に搬入し、敷きならされた材料を長い間放置し、乾いてしまったまま転圧することは好ましくない。

(6) セメント安定処理工法

セメント安定処理工法は、骨材あるいは土とセメントとをミキシングプラントで混合し、現場に搬入して仕上げる場合と、現道の土とセメントをスタビライザで路上混合して仕上げる場合とがある。

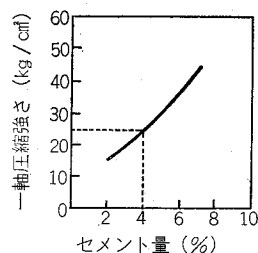
いずれもグレーダで整形し、ローラで転圧する。当工法は下層路盤あるいは上層路盤に用いられる。その厚さは 12~15cm が標準である。

(i) 材料

表一 2 セメント安定処理に用いる材料の望ましい粒度範囲

フルイ目 (mm)	フルイ通過重量百分率 (%)
40	95~100
20	50~100
13	40~100
2.5	20~70
0.074	0~20

一般的には工事現場附近にある山砂利、山砂、マサ土などの現地材料がプラント混合あるいは路上混合に用いられる。在来砂利道の砂利層 (レキ混じり砂質土) はそのままか、あるいはこれに碎石、砂などを補充して用いる。これらの品質は、表一 2 の粒度に入ることが望ましく、0.4 mm フルイ通過量の P I が 9 以下のものとされている。添加するセメント量は、使用材料に対し通常 4% 程のセメントを加えて最適含水比を求め、この含水比で、2% づつセメント量を変えて供試体を作り、6 日養生、1 日水浸後に一軸圧縮試験を行い、圧縮強さ 25~30 kg/cm² に相当するセメント量が標準とされている。



図一 2 セメント量の決定の例

(iii) 施工 (路上混合)

在来路面をセメント安定処理する場合には、前もってかき起こしを行って土をほぐすとともに、玉石などスタビライザの混合作業を阻害するようなものを取りのぞく。在来路面上に現地材料を搬入して路上混合する場合にはグレーダで所定の厚さに敷きならす。

搬入材料の含水比が最適含水比より湿潤側にある場合にはセメントの混合が不十分となり、団粒やペースト状になる危険があるので曝気乾燥させてからセメントの敷きひろげを行う。処理する材料が塊状のものを含んでいる場合にはグレーダで敷きならし後、スタビライザで粉碎作業を行う。かき起こしまたは敷きならし、粉碎の終わった材料の上に所定の間隔でセメント袋を配置し開袋し

てレーキなどを用い均一に敷きひろげる。つぎにセメントが土中に良く分散混合するようにスタビライザで1～2回空練りを行ってから最適含水比になるよう加水しながら混合を行う。混合の際には、前もって混合深さを正確にきめておかなければならない。なお、混合作業中においては各作業の所要時間について十分注意する必要がある。セメントを敷きひろげてから混合までを30分以内に、散水から転圧までを3時間以内に行うことが望ましい。また、タイヤがまもうしていたり、欠損していると混合不良となるので、スタビライザ通過後の混合深さとともに常にチェックしておかなければならない。混合状態の良否は仕上り面の色ムラによって判定する。

混合が終了したならばグレーダで所定の断面形状に整形した後、タイヤローラ、振動ローラなどで転圧を行う。仕上げ転圧はマカダムローラを使用する。転圧作業所要時間は2時間以内が望ましい。したがって、セメントを添加、混合を開始してから転圧終了までの全所要時間は5時間以内を目標とする。

転圧が終了したならばアスファルト乳剤、カットバックアスファルトなどを $1\theta/m^2$ 程度散布して表面をシールしなるべく早い時間に表層を舗設するようにする。

セメント安定処理路盤を施工後、すぐ交通に開放する場合はシールを行った上に粗砂を散布し、タイヤへの付着を防ぐ。しかし耐まもう性の面からあまり長期間の供用は好ましくない。

(iii) 施工例 (路上混合)

- ① 在来路面をグレーダで整形。
- ② 現地材料 (マサ土) をグレーダで敷きならす。敷きならし厚は、仕上り厚 12cm に対して余盛り約 30% を見込み 16cm とした。
- ③ スタビライザの混合深さは従来の経験により 16 cm とした。
- ④ セメントの敷きひろげはまず下式によって m^2 当りのセメント量を求めた。

$$m^2 \text{ 当りのセメント量 } C = H \times \gamma_a \times C$$

ここで H : 仕上り厚 (m)

γ_a : 仕上り密度 (t/m^3)

C : 添加セメント量 (%)

$H=0.12$, $\gamma_a=1.86$, $C=0.05$ であるから

$$C = 1 \times 0.12 \times 0.86 \times 0.05 = 0.0112 (t/m^3) \div 11.2 (kg/m^2)$$

スタビライザの混合幅は 2.2 m なので延長 1.6 m 間隔に 1 袋ずつセメントを配置し、人力で敷きひろげた後、スタビライザで 1～2 回空練した。

搬入時のマサ土の含水比は 8.3% であり、最適含水比 13% に対する不足分の散水を行った。

- ⑤ スタビライザによる混合回数は 3 回、タイヤローラで仮転圧し、グレーダで所定の形状に整形した後タイヤローラで 10 回、仕上げとしてマカダムローラ

で 2 回をそれぞれ標準として転圧を行った。

- ⑥ アスファルト乳剤を $1\theta/m^2$ 散布して表面をシールした。

(7) 石灰安定処理工法

石灰安定処理工法を路盤工として使用する場合には、セメント安定処理工法と同様にミキシングプラントおよびスタビライザにより、骨材あるいは土と石灰とを混合し、ローラで転圧して仕上げる。

当工法は安定処理する土の粘土質鉱物と石灰との化学反応を利用するもので、セメント安定処理に不適な粘性土などに適用される。その効果は遅効性であるが、長期的な安定性、耐久性が期待できる。通常は現道のローム分、シルト分を比較的多く含む砂利層と消石灰とをスタビライザにより路上混合して、下層路盤あるいは上層路盤に用いる。その厚さは 10～13 cm が標準である。

(i) 材料

当工法に用いる材料は、粘土、粘土質シルトを含む砂質土あるいは粘土、シルトまじり砂利などであり、その品質は表-3 の粒度に入ることが望ましく、0.4 mm フレイ通過分の P I が 6～18 とされている。

表-3 石灰安定処理に用いる材料の望ましい粒度範囲

フレイ目 (mm)	フレイ通過重量百分率 (%)
40	95～100
20	50～100
13	40～100
2.5	25～70
0.074	5～20

添加する石灰量は、セメント安定処理の場合の方法に準じて供試体を作り、9日養生、1日水浸後の1軸圧縮強度 $7 kg/cm^2$ に相当する石灰量が標準とされている。

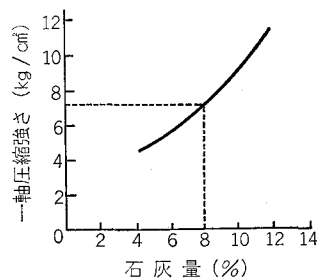


図-3 石灰量の決定法の例

(ii) 施工

材料の敷きならし、混合、締固めはセメント安定処理工法に準じて行われている。施工にあたってはつぎの諸点に注意しなければならない。

- 1) 寒冷期においては石灰の反応が遅いので、強度が発現しないうちに車輛が通行すると処理した路盤が

破壊することがある。

2) 施工直後に降雨を受け、含水した状態で車輛が通行すると路盤が破壊するので、乾くまで交通をシャ断することが必要である。

(8) 乳剤安定処理工法

乳剤安定処理工法は、一般に現道の砂利層に粒度改良として碎石またはクラッシュランを補充して、これとアスファルト乳剤とをスタビライザで混合するか、または在来路面上に新しく碎石またはクラッシュランを敷きならしてこの層を同様に混合することも行われている。いずれの場合も敷きならしにはグレーダを用い、ローラで転圧して仕上げる。通常は上層路盤として用いられている。その厚さは5~7cmが標準である。

(i) 材料

アスファルト乳剤はカチオン系のものが使用されている。この乳剤の特徴は骨材と混合しやすく、しかも混合舗設後の分解、硬化が速い。使用する骨材が粗粒の場合はMK-2、細粒の場合はMK-3が有効である。

骨材は現地材料、碎石、クラッシュラン、砂利、砂、スラグなどを用いても良いとされているが、一般的には前述の碎石、クラッシュランが主として用いられる。その品質は表-4の粒度に入ることが望ましく、0.4mmフルイ通過分のPIが6以下のものとされている。

表-4 乳剤安定処理に用いる材料の望ましい範囲

粒径の範囲 (mm)	フルイ目 (mm)		
	40~0	30~0	20~0
40	95~100	100	
30		95~100	100
25	60~90	60~90	95~100
13		30~75	
2.5		20~60	
0.074		0~10	

注) クラッシュランを単体で用いる場合には2.5mmフルイ通過量10%以上、0.074mmフルイ通過量5%以下のものが望ましい。

乳剤量は通常6.0~7.5%の範囲内でマーシャル試験あるいは従来の経験によって決められている。たとえば安定処理する材料の粒度が粗いものであれば下限側に、細かいものであれば上限側近くにとる。また吸水性の大きい骨材を使用する場合や寒冷地での施工では上限側近くの量が良い。

(ii) 施工 (路上混合)

材料の敷きならし、整形、含水比調節のための散水などの作業は、クラッシュラン工法、粒度調整碎石工法と同じ要領で行う。在来砂利層を安定処理する場合にはかき起こし、粉碎を十分に行っておく必要がある。

乳剤はスタビライザによって散布され、同時に混合が行われる。散布の際は所要量を半分に分け、散布混合を2回繰返して行うのが普通である。混合が終了したらグレーダ、レーキなどで所定の形状になるように整形する。整形が終わったらただちに締固めを行う。ただし、混合物の含水比が多過ぎてすぐ転圧できない場合には2~3時間曝気させておく。

転圧の順序は、まずタイヤローラで10回転圧し、仕上げとしてマカダムローラで2~3回転圧してタイヤローラのわだちを消去することが標準として行われる。

引続いて表層を施工する場合は別として、転圧作業終了後乳剤を0.005m³/m²程度散布して表面を保護する。

2. アスファルトコンクリート表層工

農道舗装の表層には通常、加熱混合式工法、浸透式工法が主として実施されているが、ここでは加熱混合式のアスファルトコンクリート表層工について述べる。

アスファルトコンクリート表層工は、アスファルトと粗骨材、細骨材および石粉とを適正な配合により、きめられた温度条件でアスファルトプラントによって加熱混合し、これを現場に運搬して、アスファルトフィニッシャにより敷きならし、マカダムローラ、タイヤローラによって十分転圧し仕上げる工法である。

表-5 表層用混合物の標準配合と規格

種 類	密粒度	修正		トベカ
	アスファルト コンクリート	トベカ	トベカ	
仕 上 り 厚 cm	3~5	3~5	3~4	
最 大 粒 径 mm	13	13	10	
フルイ通過重量百分率 (%)	20	100	100	
	13	95~100	95~100	100
	10			85~100
	5	55~75	65~80	75~90
	2.5	35~50	50~65	65~80
	0.6	18~29	25~40	35~60
	0.3	13~23		25~49
	0.15	6~16	8~20	15~30
0.074	4~8	3~8	6~12	
アスファルト量範囲%	5.0~7.0	6.0~8.0	7.0~9.5	
アスファルト針入度	60~80, 80~100	100~120	40~60 60~80 80~100	
マーシャル基準試験値	安定度 kg	500以上		
	フロー値 1/100cm	20~40		
	空げき率 %	3~6	3~7	4~8
	飽和度 %	75~85	70~85	70~80

(アスファルト舗装要綱および土地改良事業計画設計基準第12編より抜すい)

道路舗装工事の進展にともない、アスファルトコンクリートの製造、舗設は一般に標準化されている。

(1) 材料と配合

アスファルトコンクリートに用いる材料にはつぎの規格がある。

粗骨材および細骨材 J I S A5001-1970

石 粉 J I S A5008-1969

ストレートアスファルト 日本道路協会規格

アスファルトコンクリートとしては通常、密粒度アスファルトコンクリート、修正トベカ、トベカが用いられる。

混合物の配合は通常マーシャル試験によって定められるが、その場合アスファルト量は表-5に示す基準値を満足するアスファルト量範囲の中央値と上限値の範囲内から選ぶ。過去に同一材料を使用して良好な結果を得ている実施例がある場合には計算によってアスファルト量を求めることもある。

(2) アスファルトコンクリートの施工

(i) 混合

混合はアスファルトプラントを使用して行う。混合作業の詳細については省略する。

(ii) 舗 設

a) 舗設前の準備

舗設前の路盤面が交通車輛の持込んだごみや泥によってよごれている場合には入念な清掃を行わなければならない。清掃後もなおよごれのひどい場合にはタックコートとしてアスファルト乳剤、カットバックアスファルトなどを0.3~1.0ℓ/㎡散布してから舗設を行う。

b) 舗 設

混合物の敷きならしにはアスファルトフィニッシャを使用する。アスファルトフィニッシャは敷きならしと同時に軽い締固めができるようになっている。

舗設作業に要する人員は、各機械のオペレータのほか、レーキマン2~3名、補助作業員5~10名の編成となる。

c) 転 圧

敷きならし作業が終了したら、ただちに転圧を行う。転圧は通常、初期転圧、2次転圧、仕上げ転圧の3段階に分けられる。初期転圧は混合物の温度がなるべく高いうちに行って転圧効果を高めることが望ましいが、あまり高い温度でローラが進入するとヘアクラックが生じて仕上げ転圧後でも消えないことがあるので注意しなければならない。ローラの転圧温度、転圧回数についての標準的な一例としては表-6のようになる。

現場における舗設作業で不良混合物がまじっていたり舗設機械に故障が生じたり、操作を誤ったりすると表-7に示すような欠陥が表われてくる。

たとえば転圧中にヘアクラックが発生した場合、その

表-6 転圧温度と転圧回数の一般的な例

方法	条件		ローラ機種	転圧回数
	アスファルト針入度	転圧温度 °C		
初期転圧	60~80	125以上	8~10t マカダムローラ	2
二次転圧	80~100	100~125	12~15t マカダムローラ タイヤローラ	8
仕上げ転圧	90以上	80以上	8~10t マカダムローラ タンデムローラ	2

※転圧回数とはある定められた点をローラが通過する回数をいう。

原因が混合物、敷きならし作業、転圧作業、その他のいづれによるものかを表-7に示される各項によってチェックし、原因をつきとめて処置するなどの使い方があ

3. 品質管理試験

品質管理とは、設計図書や仕様書に示す規定を満足する舗装、すなわち検査に合格するような舗装を経済的に作るための手段のことである。このため、施工にあたっては所定の品質管理試験を行うことが必要とされている。品質管理試験の項目、頻度、規格値の一例を表-8に示す。

これらの品質管理試験は、良い舗装を作り出すための一つの手段であるが、試験の際のちよとした不注意やミスによって正しく作られたものが不良品として扱われてしまうことがある。したがって実際の品質管理試験においては、たとえばつぎのようなことに注意しなければならない。

① 路盤の締固め度 測定用の砂は必ず一定のものを使用し、砂を注ぐ際には外部から振動などを与えないように注意する。試験孔の深さは必ず施工厚全厚まで掘下げる。

② アスファルトコンクリートの締固め度 アスファルト舗装要綱によればつぎのように規定している。

$$\text{締固め度} = \frac{\text{採取コアの密度}}{\text{標準密度 (プラント混合物によって求めた締固め密度)}} \times 100$$

標準密度のきめ方としてはプラント試験練の時の混合物のマーシャル密度を基準とする場合と、工事初期3日程度の平均マーシャル密度を基準とする場合とがあるようである。要するに実際に使用するプラント混合物の密度を基準としている。設計書に記載されている密度をそのまま標準密度とした場合、設計密度は必ずしも標準密度と一致しないので締固め度に過不足を生

表一七 舗設作業中に生ずる欠陥とその原因

欠陥原因		敷きならし時					転圧時					仕上り面			
		ベタベタした斑点あり	縁端部に表面クラック発生	不同の表面クラック発生	全幅に深い横断クラック発生	舗設面に波あり	縦ジョイント仕上り悪い	混合物の落着き悪い	表面の石が割れる	ローラマーク消えない	大きく長いクラック発生	ヘアークラック発生	平坦性が悪い	表面の仕上り悪い	ジョイントの仕上り悪い
混合物	混合物温度低すぎ					○			○			◎	◎	◎	
	混合物温度高すぎ						◎		○		○				
	アスファルト過多	○					◎		○						◎
	アスファルト過少						◎				◎				
	細粒分過多			○			◎		○		◎				
	粗粒分過多												◎	○	
	混合物中に水分含む	◎				○	○	○		○		○	○	○	○
敷ならし作業	タンバの位置不適當		○		○	○					○				
	クローラの締めすぎ					○					◎	○			
	スクリード操作しすぎ					○	○					○		○	
	スクリード板のまもう		◎	◎	○		○					○	○	○	
	タンバのまもう		○	○		○	○					○	○	○	
	スクリーコンベア荷の重すぎ					○						○			
	仕上げ速度早すぎ											○	○		
	混合物の分離					○						○	○	○	
	ハンドレーキかけすぎ					○						○	○	○	
転圧作業	ローラー重量過大						○	◎	○	○		◎			
	転圧不十分						○		◎			○	◎	◎	
	転圧時期不適當						○				○	○	○	○	
	転圧過剰							◎			○	○	◎		
	ハンドルのきりすぎ						○		○	○		○			
	前後進切替急すぎ										○	○	○		
その他	プライムコート過剰	○					○				○	○			◎
	路盤支持力不足				○		○			○	○	○			
	ダントラックブレーキきすぎ					○						○			
	寒冷時・強風下での施工											○	○	○	

◎は特に関連が深いと考えられる原因

表一八 路盤工・表層工における品質管理試験の基準
(簡易舗装要綱より抜粋)

工 種	項 目	頻 度	規 格 値
路 床	※ブルーフローリング	随 時	
下 層 路 盤	含 水 比 度 粒 度 ※ブルーフローリング	随 時 全 面	
上 層	粒 度 調 整 石 含 水 比 度 粒 度 2.5mm フルイ 0.074mmフルイ 締 固 め 度	随 時 1～2回/1000m ² または随時 1ヶ所/1000m ² または随時	±15.0% ± 6.0% 93.0%
	セ メ ン ト 安 定 処 理 粒 度 2.5mm フルイ 0.074mmフルイ セ メ ン ト 量 締 固 め 度	1～2回/1000m ² または随時 随 時 1ヶ所/1000m ² または随時	±15.0% ± 6.0% 93.0%
路	石 灰 安 定 処 理 締 固 め 度	1ヶ所/1000m ² または随時	93.0%
盤	乳 劑 安 定 処 理 温 度 粒 度 2.5mm フルイ 0.074mmフルイ ア ス フ ァ ル ト 量 締 固 め 度	随 時 1～2回/1000m ² または随時 随 時 1ヶ所/1000m ² または随時	±15.0% ± 6.0% 93.0%
	加 熱 混 合 物 温 度 ホットビン2.5 mmフルイ 粒 度0.074mmフルイ ア ス フ ァ ル ト 量 締 固 め 度	随 時 1～2回/日 または随時 " 1ヶ所/1000m ² または随時	±12.0% ± 4.5% ± 1.5% 94.0%

ずることになり、正しい混合物を標準的な方法で施工したにもかかわらずコアによる締固め度が品質管理の規格値をはずれ、品質管理上のトラブルが起こるかも知れない。

4. むすび

農道舗装は年々その工事量を増しています。施工に当る者としては原則を誤らず、その上に貴重な経験を重ねお互により良い柳工を心がけて行きたいものです。

お詫びと訂正

前号(第19号)掲載の〔講座〕“加熱アスファルト混合物の配合設計について(3)”——農道舗装の設計、施工——(田中忠次著)について、編集の手違いにより主題と副題が逆になって印刷されました。ここに謹んでお詫び申上げまして訂正させていただきます。

大浜 文彦著 「土木材料学」

朝倉書店, 昭和49年,
311ページ, 3,600円

土木材料として現在使用されている主なるものは、鋼材、コンクリート、アスファルト、天然材料、非鉄合金、合成樹脂のような高分子物質等であるが、これらは土木技術の進歩と共に増々発展しつつある。

周知のように著者はコンクリート工学の専門家で、長年コンクリートの諸性質について研究されている方である。本書は安全で経済的な設計を行なうために、適切な土木材料を使用するための基本的知識と使用材料の強度、耐久性および施工管理について、学生の教材ならびに現場技術者向きに要領よくまとめられている。

内容は第1章「総論」で土木材料の分類、規格、性質について一通り示したあと、材料を使用する際にかかせない力学的、物理的な性質についてその概要を述べ、品質管理に必要な品質変動の扱い方、実験計画法について述べている。第2章「木材」では、土木材料としての木材の特徴についてふれたあと、設計に必要な諸性質について述べ、土木材料として木材の性質改善をねらった木材処理、加工板について紹介している。第3章「石材」では、岩石の分類と土木材料として使用されている代表的な岩について説明し、設計に必要な諸性質を要領よくまとめている。第4章「セメント」では、セメントの成分、性質について触れたあと、各種セメントについて解説している。第5章「コンクリート」では、コンクリートをフレッシュコンクリートと硬化したコンクリートに分け、その性質をくわしく説明したあとコンクリートのクリープ、乾燥収縮、耐久性、透水性、熱特性、表面粗度等の諸性質について一通り説明し、コンクリートを構成する材料とその配合設計について実務者向けに説明している。さらに最近特に重要視されているコンクリートの品質管理についても説明を加えている。第6章「コンクリート製品およびセメント製品」では、近年利用度の多くなったコンクリート製品およびセメント製品のうちから

パイプ、ポール、パイル、かんがい用製品について、その概要を述べ、第7章「プラスチックおよびコンクリート」では、高分子物質の土木分野における用途について触れたあと、プラスチックコンクリート、ポリマーセメントコンクリート、レジンコンクリート、ポリマー含浸コンクリート等を紹介している。第8章「金属材料」では、金属材料を土木材料として使用するための特性に触れ、代表的な金属材料についてくわしく説明している。そのあと金属製品の規格について述べ使用に便をはかっている。第9章「歴青材料」では、土木材料として使用されている主な歴青材料、アスファルトとタールについて述べている。まずアスファルトについては、その分類、製造および性質を説明したあと各種のアスファルト特性と製品について、タールについては、その用途と性質について説明している。

安全で経済的な設計には適切な土木材料の使用とそのため基礎的な知識が必要であるが、この点本書はこれらについて一通り述べ、土木設計に必要な各語を簡潔に示している。著者はコンクリートが専門であるだけに、コンクリート材料については相当くわしく述べられている。これは土木材料としてのコンクリートの占める割合を考えたとき、当を得たものと考えられる。

最後に本書は、昭和49年9月に改訂されたコンクリート標準示方書直前に出版されたためか、コンクリート関係の大部分の図表は新示方書に合せた新しいものになっているものの、細骨材の粒度の標準、無筋コンクリートとダムコンクリートに関する第5.19表、および材料の計量誤差の許容値に関する第5.20表は、旧示方書の数値がのっているのは残念である。しかし総合的にみて教科書としてはもちろん、現場技術者にとっても使いよい本である。

軟弱地盤における遮水工法について

—— ミズシート工法の有効性 ——

1. まえがき

貯水池用水路などの遮水材として現在多く用いられているのは瀝青質材料（アスファルトなど）である。しかし、軟弱地盤などの大きな地盤変動に対しての順応性は低く亀裂発生による漏水の悩みは絶えない。

この悩みを解消する工法として、地盤沈下にも追従可能なミズシート工法（E. P. T. ゴムを基材にしたゴムシート工法）が開発された。

ゴムシートの種類には、ブチルゴム系、クロロプレンゴム系、EPTゴム系があるが物性、耐候性などで、EPTゴム系シートが優れている。ミズシート工法の主な特徴としては、地盤沈下に追従できること、短期間に安い工費で施工できること、耐久性、耐候性、耐薬品性などに優れることである。

農業用貯水池、揚水発電の貯水池、農業用排水路、用水路、工業廃水処理池など利用範囲は大きい。



農業用調整池 貯水能力16,000 t

2. ミズシートの規格

厚 さ mm	1.5	2.0
重 量 kg/m ²	1.8	2.4
幅 m	6.0, 5.0, 4.0, 3.0, 2.0	
長 さ m	10.5（特注寸法も可能）	
材 質 %	E. P. T. / ブチル=70/30	

3. 性 能

3-1 物 性

項目	ミズシート	規格値(※)
引 張 強 さ (kg/cm ²)	85~100	75以上
300%モジュラス (kg/cm ²)	48~58	30以上
伸 び (%)	480~550	450以上
引 裂 強 さ (kg/cm)	32~38	25以上

(※) JIS A 6008による。

3-2 耐 候 性

耐候性を判定するのは非常に難しい問題で、オゾン、熱、光による劣化だけでなく、種々の要因が考えられるが、ゴムシート類の劣化の最大要因はオゾンであり、この種の遮水材料としては、耐オゾン性の優れたものを使用するのが第一条件になると考えられる。

試験項目	条 件	ミズシート	ブチルゴムシート
(1) オゾン試験	オゾン濃度 1000pphm	8,700hr 以上	0.8hr
	温 度 50°C		
	伸 張 率 100%		
屋外暴露試験	伸 張 率 100%	35,040hr 以上	240hr
(2) Weather-O-Meter 試験	伸 張 率 100%	2,000hr 以上	250hr

(※) 結果は全て亀裂発生時間で表わす。

試験は JIS A 6008による。

注1. オゾン試験 3,280hr, 5,800hr がそれぞれ自然暴露10年, 15年に相当する。

注2. Weather-O-Meter 240 hr が自然暴露1年に相当する。

このように、ミズシートは、オゾン・酸素・紫外線・水分・熱等に対して安全度の高いEPTゴムを主原料としているので、従来のブチルゴムシートより、はるかに耐候性にすぐれている。

3-3 温度依存性

温度依存性については、ミズシートは他のシートに比べ安定性がある。特に樹脂系シートは、低高温時の硬化現象、軟化現象のため著しい伸びの変化を示し、クリープ現象も大となる。

ミズシートが安定しているのは、加硫により分子間に三次元の結合が行なわれて弾性を有するためであり、伸びの回復力も大きい。

3-4 耐薬品性

ミズシートは、強酸、脂肪族溶剤、石油類を除けば、すぐれた耐薬品性を有している。

薬品名	濃度 ⁽¹⁾ (%)	評価 ⁽²⁾
塩酸	10	○
塩酸	Conc.	××
硫酸	10	◎
硫酸	Conc.	×
硝酸	10	◎
硝酸	Conc.	×
水酸化ナトリウム	10	◎
水酸化ナトリウム	Conc.	◎
水酸化カリウム	10	◎
水酸化アンモニウム	10	◎
水酸化アンモニウム	Conc.	◎

注(1) 試験温度：70°C

注(2) 評価の基準 ◎, ○：使用可能
×, ××：使用不適



農業用水路

3-5 耐圧性

種別	ミズシート	アスファルト製品
水圧		
0.2kg/cm ²	伸び30%で漏水なし	ふくらみ開始
0.3kg/cm ²	伸び60%で漏水なし	キレット発生
0.5kg/cm ²	伸び260%で漏水なし	漏水破壊

この表は、直径20cmで水圧試験を行なった場合の結果である。ミズシートは1.5mm厚、アスファルトシートは15mm厚の製品を使用し、ミズシートでは中央部の標線間の伸びを測定した。ミズシートは500%以上の伸びを持っており、まだ十分に余裕がある。更にFig-1のような水圧試験を行ない下表に示すような結果を得た。これらのデータは地盤の部分的な不等沈下又は部分崩落等の不測事故に対して、ミズシートの耐久力が大きいことを示している。

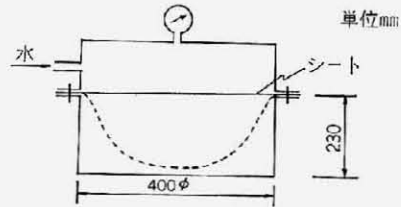


Fig-1

○結果

	結果
1.5mm厚ミズシート	2.3kg/cm ² 破断せず。
2.0mm厚PVCシート	1.0kg/cm ² 以下の圧力で破断。
0.4mm厚 "	1.0kg/cm ² 以下の圧力で小さな穴が発生

4. 遮水工法の比較

工法名	価格	材料の特徴	工法の特徴
ミズシート	(ミズシートを1として)	<ul style="list-style-type: none"> 耐熱性に優れている 透水係数0 地盤の沈下に対する追従性大 油に弱い 鋭利なもので破れる 	<ul style="list-style-type: none"> 基盤処理費が安い 施工期間が大幅に短縮される 施工の均一化がはかれる
塩ビシート	多少安い	<ul style="list-style-type: none"> 価格が安い 耐候性に劣る 地盤沈下に対する追従性が乏しい 	<ul style="list-style-type: none"> 熱熔着 シートの表面に保護層が必要 基盤処理費がかかる
アスファルトパネル	多少高い	<ul style="list-style-type: none"> 重量感がある 耐候性に劣る 温度依存性大 地盤沈下に対する追従性無し 	<ul style="list-style-type: none"> 熱熔着 基盤処理費がかかる
コンクリートブロック	相当高い	<ul style="list-style-type: none"> 強硬 大きな地盤沈下に対する追従性無し 	<ul style="list-style-type: none"> 法面の浸食防止効果大 施工目地が多い
コンクリート	"	<ul style="list-style-type: none"> 強硬 地盤変動によりクラックを生ずる 	<ul style="list-style-type: none"> 用地の有効利用 工期が長い

(文責：三ツ星ベルト㈱ 建材部 営業課長 林 恭一)

会

告

農業土木技術研究会役員

会 長 福沢 達一 構造改善局建設部長
 副 会 長 緒形 博之 東京大学教授
 理 事 井上 弘 茨城県農地部長
 “ 岡部 三郎 構造改善局設計課長
 “ 小川 孝 鹿島建設株式会社技師長
 “ 木村 幸雄 構造改善局整備課長
 “ 高嶺 進 三祐コンサルタンツ取締役
 “ 茶谷 仁 農業土木試験場土地改良部長
 “ 永田 正董 土地改良建設協会専務理事
 “ 内藤 正 大豊建設株式会社常務取締役
 “ 中島 哲生 構造改善局水利課長
 “ 馬場 博 関東農政局建設部長
 “ 藤塚 太郎 農業土木事業協会専務理事
 “ 宮城 好弘 水資源開発公団第二工務部長
 監 事 泉 敏郎 近畿農政局建設部長
 “ 岡本 勇 日本農業土木コンサルタンツ理事
 常任顧問 杉田 栄司 構造改善局次長
 “ 住吉 勇三 全国農業土木技術連盟委員長
 顧 問 井元 光一 水資源開発公団理事
 “ 小川 泰恵 八郎瀧新農村建設事業団理事
 “ 梶木 又三 参議院議員
 “ 金子 良 日本大学教授
 “ 小林 国司 参議院議員
 “ 桜井 志郎
 “ 佐々木四郎 日本農業土木コンサルタンツ理事
 “ 重政 庸徳
 “ 清野 保 愛知工業大学名誉教授
 “ 高月 豊一 京都大学名誉教授
 “ 田村徳一郎 明治大学講師
 “ 中川 一郎 衆議院議員
 “ 野知 浩之
 “ 福田 仁志 東京大学名誉教授
 “ 山崎平八郎 衆議院議員
 参 与 伊勢村正治 東北農政局設計課長
 “ 武田 清 北陸農政局設計課長
 “ 長野 孝夫 東海農政局設計課長
 “ 金津 昭二 近畿農政局設計課長
 “ 伊藤 久弥 中四国農政局設計課長
 “ 柴田巳千夫 九州農政局設計課長

参 与 吉富 和男 北海道開発局土地改良課長
 “ 皆川美智也 北海道農業水利課長
 “ 山瀬 俊一 青森県土地改良第一課長
 “ 主浜 吉章 岩手県耕地建設課長
 “ 小林 俊昭 宮城県耕地課長
 “ 藤原 光平 秋田県農業水利課長
 “ 末松 雄祐 山形県耕地第一課長
 “ 佐藤 英明 福島県農地建設課長
 “ 松村 進 茨城県農地建設課長
 “ 高橋 秀男 栃木県土地改良第一課長
 “ 佐藤 茂 群馬県耕地開発課長
 “ 大木 知幸 埼玉県耕地計画課長
 “ 宮地 寛 千葉県耕地第一課長
 “ 仲田 真己 東京都農地課長
 “ 飯塚 晴信 神奈川県農地整備課長
 “ 葉袋 茂雄 山梨県耕地課長
 “ 下村 達男 長野県耕地第一課長
 “ 山崎弘二郎 静岡県営企企画課長
 “ 須藤良太郎 新潟県農地建設課長
 “ 嘉藤章太郎 富山県耕地課長
 “ 服部 弘昌 石川県耕地建設課長
 “ 吉川 汎 福井県耕地課長
 “ 木村 英夫 岐阜県農地計画課長
 “ 勝又 讓 愛知県耕地課長
 “ 鈴木 領 三重県耕地課長
 “ 広瀬 義雄 滋賀県耕地建設課長
 “ 片山 啓二 京都府耕地課長
 “ 吉岡 孝信 大阪府耕地課長
 “ 谷岡 恒男 兵庫県農地課長
 “ 窪田 博 奈良県耕地課長
 “ 小川 力也 和歌山県耕地課長
 “ 中野 保男 鳥取県耕地課長
 “ 岡 喜康 島根県耕地課長
 “ 村上 澄雄 岡山県耕地課長
 “ 市原 正義 広島県耕地課長
 “ 中村 源三 山口県耕地課長
 “ 池田 実 徳島県耕地課長
 “ 杉平 銀雄 香川県土地改良課長
 “ 檜垣潤一郎 愛媛県耕地課長
 “ 山崎 正仁 高知県耕地課長
 “ 印藤 勝文 福岡県農地整備課長
 “ 天ヶ瀬理弥 佐賀県土地改良第一課長
 “ 宮本 安一 長崎県耕地課長
 “ 近藤 阪衛 熊本県耕地第一課長
 “ 馬淵 正行 大分県耕地課長
 “ 瀬尾 悟 宮崎県耕地課長
 “ 百元 和夫 鹿児島県農地整備課長

幹事	浅井喜代治	東京農工大学助教授	東京	技研興業(株)	1口
"	荒井 聡	構造改善局整備課係長	東京	久保田建設(株)	"
"	一川 保夫	国土庁計画調整局調整課専門調査官	"	五洋建設(株)	"
"	小泉 恵二	構造改善局技術課課長補佐	大分	(株) 後藤組	"
"	近藤 勝英	構造改善局水利課係長	"	(株) 佐藤組	"
"	立花 貴	" 開発課係長	愛知	塩谷組	"
"	中島 均	" 防災課災害査定官	東京	世紀建設(株)	"
"	寺沢 貢	水資源開発公団計画部調査課副参事	青森	田中建設(株)	"
"	高村 紀夫	構造改善局技術課係長	東京	(株) 武井工業所	"
"	山村 宗仁	" 開発課係長	東京	(株) 田原製作所	"
"	吉田 良和	企画調整室課長補佐	香川	大成建設(株)高松支店	"
常任幹事	秋山 貞義	全国農業土木技術連盟事務局長	大分	高山総合工業(株)	"
"	谷山 重孝	構造改善局整備課課長補佐	東京	中央開発(株)	"
"	中西 一継	" 設計課農業土木専門官	岡山	アイサワ工業(株)	"
"	八木 直樹	" 設計課課長補佐	香川	(株) チェリーコンサルタンツ	"
編集委員長	前田 修	" 水利課首席農業土木専門官	東京	帝国ヒューム管(株)	"
編集委員	幹事及常任幹事		"	東急建設(株)	"

49. 11現在(五十音順)

賛助会員

東京	(株) 荏原製作所	3口	東京	日本鋪道(株)	"
"	(株) 大林組	"	"	日本海上工事(株)	"
"	鹿島建設(株)	"	"	日本国土開発(株)	"
"	(株) 熊谷組	"	"	日本プレスコンクリート工業(株)	"
"	久保田鉄工(株)	"	"	日本エタニットパイプ(株)	"
"	佐藤工業(株)	"	"	日曹マスタービルダーズ(株)	"
愛知	(株) 三祐コンサルタンツ	"	"	日兼特殊工業(株)	"
東京	大成建設(株)	"	"	パシフィックコンサルタンツ(株)	"
"	(株) 電業社機械製作所	"	"	羽田コンクリート工業(株)	"
大阪	(株) 西島製作所	"	福岡	藤増総合化学研究所	"
東京	西松建設(株)	"	東京	(株) 圓井製作所	"
"	(財)日本農業土木コンサルタンツ	"	"	(株) 丸島水門製作所	"
"	(株) 間組	"	石川	真柄建設(株)	"
"	(株) 日立製作所	"	東京	水資源開発公団	"
"	(株) 青木建設	2口	京都	山品建設(株)	"
"	株木建設(株)	"	愛知	若鈴コンサルタンツ(株)	"
大阪	(株) 奥村組	"	東京	I NA新土木研究所	"
東京	勝村建設(株)	"	福岡	新日本コンクリート(株)	"
大阪	(株) 栗本鉄工所	"	茨城	日本電信電話公社茨城県電気通信研究所	"
東京	三幸建設(株)	"	東京	日本技術開発(株)	"
"	住友建設(株)	"			68社 105口
"	大豊建設(株)	"			
"	前田建設工業(株)	"			
山形	前田製管(株)	1口			
東京	旭コンクリート工業(株)	"	北海道	財団法人農業近代化コンサルタンツ	1口
大分	梅林建設(株)	"	岩手	東北ブルドーザー工業(株)	"

賛助会員 (新規加入)

9月5日 現在

岩手	菱和建设(株)	1口	新潟	新潟ヒューム管(株)	1口
"	丸伊工業(株)	"	富山	(株) 婦中興業	"
"	高弥建设(株)	"	"	八田工業(株)	"
宮城	丸か建设(株)	"	石川	(株) 豊蔵組	"
"	上田建设(株)	"	福井	九頭竜川鳴鹿堰堤土地改良区	"
"	北越ヒューム管(株)	"	"	福井県土地改良事業団体連合会	"
山形	東洋開発(株)山形支店	"	岐阜	岐阜県ベンチ・フリューム協議会	"
"	佐藤興業	"	兵庫	姫路設計(株)	"
"	菱和建设山形営業所	"	岡山	蜂谷工業(株)	"
茨城	社団法人茨城県建設業協会	"	"	(株) 大本組	"
"	茨城県調査測量設計研究会	"	広島	金光建設(株)	"
栃木	第一測工(株)	3口	"	農林建設(株)	"
"	(有)八汐コンサルタンツ	1口	徳島	佐々木建設(株)	"
群馬	大和設備工事(株)	"	"	(株) 安原建設	"
"	高橋建設(株)	"	香川	青葉工業(株)	"
埼玉	(株) 古都工務所	"	"	宮本建設(株)	"
千葉	堀内建設(株)	"	愛媛	安藤工業(株)	2口
"	京葉重機開発(株)	"	高知	須崎工業(株)	1口
東京	旭化成工業(株)	"	"	(有)西沢組	"
神奈川	神奈川農業土木建設協会	"	福岡	福岡県農林建設企業体岩崎建設(株)	"
山梨	峡中土地改良建設協会	"	"	(株) 古賀組	"
長野	小林建設工業(株)	"	佐賀	佐賀農業土木試験場佐賀支場	"
"	(株) 木下組	"	熊本	ブルドーザー建設(株)	"
静岡	社団法人静岡県畑地かんがい事業協会	"	"	旭測量設計(株)	"
"	静岡コンクリート製品協会	"	鹿児島	九建コンクリート(株)	"
新潟	山崎ヒューム管(株)	"	"	(株) 土佐屋	"
"	藤村ヒューム管(株)	"			55社 58口

農業土木技術研究会会員数

地方名	通常会員							賛助会員		地方名	通常会員							賛助会員		
	県	農林省	学校	法人	団体	個人	合計	会社数	口数		県	農林省	学校	法人	団体	個人	合計	会社数	口数	
北海道	273	286	4	94	3	16	676	1	1	北陸	新潟	301	104	3	5	-	7	420	4	4
東	青森	165	47	2	1	-	215	1	1		富山	130	9	1	2	-	-	142	2	2
	岩手	105	19	3	3	-	130	4	4		石川	90	92	4	3	-	1	190	2	2
	宮城	103	87	7	24	-	229	2	2		福井	109	7	-	-	-	-	116	2	2
北	小計	879	265	17	51	31	1,254	12	12	東	岐阜	55	12	5	3	17	1	93	1	1
関	茨城	118	25	0	4	7	156	4	4	愛三	75	85	1	86	60	9	316	3	3	
	栃木	79	22	5	3	2	113	3	5	重	46	28	1	1	24	1	101	-	-	
	群馬	57	20	-	-	6	83	2	2	海	小計	176	125	7	90	101	11	510	4	4
東	小計	757	381	24	298	135	73	65	99	近畿	滋賀	66	22	-	4	6	-	98	-	-
東	茨城	79	22	5	3	2	113	3	5	京大	60	67	9	24	2	1	163	1	1	
	栃木	57	20	-	-	6	83	2	2	都	50	-	6	41	18	7	122	3	8	
	群馬	74	16	-	8	5	110	1	1	阪	98	45	3	1	-	2	149	1	1	
	千葉	120	27	2	-	68	10	227	2	2	庫	70	11	-	-	-	3	84	-	-
	神奈川	1	187	13	276	42	30	549	47	79	良	58	18	-	-	-	1	77	-	-
山梨	47	29	-	5	-	17	98	2	2	和歌	58	18	-	-	-	1	77	-	-	
長野	2	11	-	1	-	1	15	1	1	畿	小計	402	163	18	70	26	14	693	5	10
静岡	110	11	4	-	5	3	133	2	2											
東	小計	757	381	24	298	135	73	65	99											

中 国	鳥取	55	3	4	-	-	-	62	-	-	福	岡	54	22	10	29	21	8	144	3	3
	島根	39	18	6	-	-	-	65	-	-	九	岡	63	20	2	2	-	3	90	1	1
	岡山	80	98	5	2	-	1	186	2	2	佐	本	12	2	1	-	-	1	16	-	-
	広島	38	-	-	1	-	1	40	2	2	長	分	122	86	-	4	-	4	216	2	2
	山口	51	-	-	-	-	-	51	-	-	熊	崎	117	24	-	-	-	-	141	4	4
	徳島	36	19	-	-	6	-	61	2	2	大	島	78	19	3	-	-	-	100	-	-
	香川	56	15	4	3	15	3	96	4	4	宮	羅	98	18	1	-	-	-	117	2	-
	愛媛	33	10	5	4	1	2	55	1	2	鹿	州	-	14	2	1	-	-	17	-	2
	高知	25	-	1	-	-	2	28	2	2	沖	小	544	205	19	36	21	16	841	11	11
	小計	413	163	25	10	22	9	644	13	14	内地計	4,074	1,800	122	659	339	158	7,152	-	-	
										外 国	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
										合 計	4,095	1,800	122	659	339	158	7,173	123	163		

編 集 後 記

第20号を手にした御感想いかがですか。「水と土」という名称で再スタートしてから約5年たちましたが、この間農業土木技術も社会経済の大きな変動の中にあつて、色々と新しい分野の技術を開発し吸収してきました。しかし、一方では業務の忙しさに追われて、先輩諸氏が過去に開発した優れた技術を忘れがちであったようにも思います。

御存知のように昭和49、50年度と土地改良事業関係予算は、他の公共事業並みに厳しく抑制されてきていますので、私達農業土木技術者としては、従来以上に技術的

に創意工夫をこらし、受益者の要望に沿う努力が必要に思います。この意味で今回20号記念として載せました「総目次」を大いに活用していただきたいと思います。また編集委員会においても、現場で埋れている貴重な技術を極力掲載したいと考えておりますので、会員の皆様の御協力をお願いします。

さて、今回より新刊紹介のページと講座「DEMOS-Eによる工事積算システムについて」が新しくスタートしましたので、御批判・御意見がいただければ幸いです。

なお、第4回研究会賞につきましては、副賞は該当編がなく正賞1編と決定致しました。(一川保夫記)

水 と 土 第 20 号

昭和50年3月31日発行

発 行 所 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 2891

印 刷 所 東京都新宿区下落合2-4-12

一 世 印 刷 株 式 会 社
TEL (953) 4461 (代表)

「水と土」創刊号～第20号総目次

【特集号】

ダムについて.....	第7号
海外技術協力.....	第9号
土地改良施設の管理.....	第10号
環境問題.....	第13号
特殊工法.....	第15号
深山ダム.....	第16号, 第17号
自動管理施設.....	第18号

【グラビア】

	号
永源寺ダム.....	2
北海幹線用水路.....	2
下流水位制御用ゲート.....	3
大口径ポリエチレンパイプの施工.....	3
完成した岩尾内ダム取水塔.....	4
ロサンゼルス地震におけるファン・ノーマンダム欠潰.....	4
新川河口排水機場全景.....	5
釜無川農業水利事業工事写真.....	5
中海干拓事業.....	6
天竜下流農業水利事業工事写真.....	6
大迫ダムの打設状況.....	7
完成近い「幌新ダム」.....	7
内の倉中空ダム.....	7
水資源開発公団両筑平野用水事業（江川ダム）.....	8
勝浦ダムコンクリート吹付工事.....	8
利根導水路.....	10
愛知用水.....	10
利根川河口堰.....	11
完成近い農業用ダム.....	11
高峰地区地すべり災害と復旧.....	12
完成近い農業用ダム(2).....	12
農業用水路の汚染状況.....	13
河北潟干拓事業.....	14
本号記載の新工法.....	15
深山ダム.....	16, 17
釜無川地区の配水管理自動化施設.....	18
完成した取水塔.....	19
石灰杭の打設状況.....	19
排水管の伏設状況.....	19
完成したパイプ橋の全景.....	19
完成した香川用水の取水口.....	20
貯水を目前にした池田ダム（上流より）.....	20
木曾川総合用水（上流部）白川取入口.....	20
完成した吉野川北岸取水口.....	20

あいさつ.....杉田 栄司...創刊号： 1

【巻頭文】

TERRA・ROXA.....住吉 勇三 9：1
 愛知豊川用水その後.....佐々木四郎 10：1
 水利権協議についての雑感.....内山 則夫 14：1
 最近の基礎工の動向と今後の課題.....山田伴次郎 15：1
 多目的畑カンの現況と将来.....竹中 肇 18：1

【論 説】

農村地域の再開発について.....中川稔, 谷山重孝, 山本勝三 創刊号： 3
 水田農業の改造.....石川 英夫 2：1
 環境問題と農業.....川村 浩一 3：1
 農業水利合理化の問題点.....斉藤 文郎 4：1
 農林省における電子計算機の共同利用と今後の問題.....築林 昭明 5：1
 海外技術協力を考える.....坂本 正 9：2
 農業水利施設管理の基本問題.....佐竹 五六 10：2

— 計 画 —

【報 文】

水資源の開発とその利用について一紀の川の事例を中心として.....中嶋 善治 4：45
 農村環境整備とシステムアナリシス.....笹野 伸治 5：5
 広域農業開発調査地域における農業開発適地選定の手法について.....塚本 真一 5：13
 かんがい受益地の決定と面積の分類集計について.....伊藤 光 8：5
 有効雨量の算定法について.....戸原 義男, 伊藤 光 11：11
 畑地かんがいの計画日消費量について.....伊藤 光 12：30
 かんがいの計画基準年について—かんがい計画技術のシステム化—.....伊藤 光 13：71
 水路の適正管理基本計画手法について.....寺沢 貢 14：5
 畑地かんがいの多目的利用（静清庵・牧之原両地区の計画から）.....鈴木 譲 14：10
 土地改良施設の多目的利用.....羽木 朗 20：1

【資 料】

地表排水計画のたて方.....緒形 博之 12：73

— ダ ム —

【報 文】

深山ダムの設計および施工計画.....村田定彦, 井上幸一 創刊号： 43
 永源寺ダム基礎グラウトについて.....近畿農政局愛知川農業水利事業所 2：9
 厚真ロックフィルダムの設計と施工結果.....黒木 建 2：23
 建設中のアースダム内の間げき庄の解析方法.....鳥山 暁司 3：7
 最近におけるフィルダム設計上の問題点.....勝俣 昇 4：9
 取水塔結水防止試験について.....成田保彦, 成田彰雄 4：21
 大迫ダムの設計施工について.....内山 則夫 7：17
 深山ダムの設計施工について.....井上 幸一 7：33
 日新ダムの地下しゃ水壁の施工について.....荻原 成元 7：41
 幌新ダムの施工と堤体安定計算について.....手島 茂 7：47
 西原ダムの設計施工について.....渡辺 恭雄 7：55
 フィルダムの安定解析（コンピューターによる）について.....堀部 孝一 8：23

ダムの管理基準について	八木 直樹	10 : 66
地すべり地帯におけるため池工法について	緒方 斉	12 : 60
双葉ダムカットオフ及びグラウトの設計施工について	杉井 勲, 駒村勝善, 有川通世	12 : 64
ロックフィルダムの安定解析簡易化による基本断面形状の決定について	佐々木正次, 谷畑 実, 橋本稔威	14 : 19
笹ヶ峰ダム余水吐基礎工について	高木悦郎, 竹内 魁, 竹内兼蔵	15 : 18
グラウチングによる基礎処理の問題点	日根 修三	15 : 61
ソレタンシュ注入工法の特長と注入効果について	酒井文雄, 多久実, 木下吉友, 鈴木次郎	15 : 73
表面アスファルト舗装型ダムについて	中村 武夫	16 : 1
深山ダムの計画と工程	山内一郎, 秦 明, 谷山重孝	16 : 5
深山ダムの地形, 地質の特徴	大野 勝次	16 : 21
アスファルト遮水壁の設計と施工	谷山重孝, 江口文夫, 加藤重男	16 : 29
深山ダムの施工二題	中島 哲生	17 : 1
深山ダム余水吐の設計と施工	西陽二郎, 石堂隆憲, 大和田幸彦	17 : 9
深山ダムにおける道路トンネルの閉塞と緊急放流施設	阿久津 弘	17 : 39
深山ダムの管理施設について	山下 進, 落合信義	17 : 60
深山ダムの基礎処理について	好光 雅, 武藤光次	17 : 71
深山ダム取水塔の設計	小林 一成	19 : 1
戸面原ダムの設計施工について	岡崎 義雄	20 : 13
しるがねダムの基礎処理	東海林盛夫	20 : 50

【資 料】

プチルシートと農業用貯水池	米戸 靖彦	6 : 51
不透水性材料により舗装された池敷の貯水による変形について	沢田敏男, 篠 和夫	8 : 59

【座 談 会】

最近のダム技術について		7 : 1
-------------	--	-------

— 取 水 施 設 —

【報 文】

サイフォン式取水工について	大月洋三郎, 沢井亮治, 宮田貞生	2 : 43
頭首工の魚道に関する水理設計について	川合 亨	6 : 25
取水施設等の門扉の自動制御操作について	塩谷 泰文	11 : 1
十津川紀の川農業水利事業下淵頭首工について	日置克己, 四方田穆, 上川豊男, 藤井洋治	11 : 37
愛本頭首工改築事業について	堀田 稔	11 : 45
小櫃堰地下連続壁の設計と施工	宮崎雄二, 梅木敏弘	11 : 54
災害における頭首工復旧計画について	高野政文, 斉藤三代吉	14 : 32
シールド工法による取水施設の設計施工について (東郷調整池から東郷浄水場へ)	早乙女昭三, 平松道良	14 : 52
サイホン式取水による魚野川水管橋工事について	野崎 正, 米山勝男, 小谷 俊	19 : 12
白川取水口の設計と施工について	武藤 肇	20 : 43
溪流取水工の設計について (山梨県営かんがい排水事業御勅川地区)	古屋 千人	20 : 32
無堰頭首工 (急流河川頭首工の1タイプについて)	佐藤 全良	20 : 23

【資 料】

頭首工の護床工に関する新しい水理設計法	川合 亨, 岩崎和巳	8 : 41
---------------------	------------	--------

【報 文】

阿讃トンネルのRTM工法について……………稲田長徳, 菊地正伍, 大西康則, 西岡 公 創刊号: 17
 泥炭地帯における開水路ライニング工法について (道管かんがい排水事業幌向地区開水路
 のコルゲートシートライニング施行例) ……………太田 豊治 創刊号: 37
 北海幹線通水能力調査報告 (大流量水路の水理特性) ……………斉藤三哲, 赤池勇作, 田村 亮 2: 35
 湧水地帯におけるトンネル工法について……………中嶋 善治 3: 19
 下流水位制御方式による水路組織の設計例 (石岡台地地区) ……………風間 彰, 辻井徳一, 樋口隆志 3: 29
 大口径ポリエチレンパイプの施工方法……………丸山武志, 西沢三男 3: 35
 落差工下流水路における流速測定の一事例 (模型と実物との流水の比較) ……………
 石野捷治, 中山駿男, 本田勲夫, 田村亮造, 早川 智 4: 35
 フルーム型水路にかかる土圧の現場試験……………仲野 良紀 6: 11
 H_RP, H_PR および R_RP, R_PP の管種選定について……………藤原 福男 6: 39
 吹付コンクリートライニングの設計と施工事例について…近藤秀次郎, 霞 恒, 山口武, 杉山茂樹 8: 31
 フロンテジャッキング工法による暗渠の施工について……………田窪久夫, 森川正雄, 木村陽一 11: 63
 北海道における水路の凍上対策について……………宗 好秀, 山本義弘 12: 1
 管理上からみた設計施工上の留意点 (管水路について) ……………塩谷 泰文 12: 37
 現場打ち鉄筋コンクリートフルームの施工法……………小野 英雄 14: 65
 泥水圧推進工法によるサイホン管の伏設について……………大竹宏祐, 半田 勇 15: 6
 土砂トンネルの機械掘さくと湧水処理工法……………稲葉延寿, 加川 清 15: 44
 ペーパーナイ導水路トンネルの掘削工法について……………杉井 勲 19: 22
 管水路埋設工事における生石灰杭による地盤改良工法……………宮下公正, 谷 宏則, 木村陽一 19: 44
 長大水路の自動堰の1工夫 (バイパスをもつAMILゲートチェックシステム) ……………
 渡辺光史, 寺沢 貢, 西岡 公 20: 7

【資 料】

鉄筋コンクリートフルーム標準設計について……………西口信成, 柴原寿一 創刊号: 67
 等流水深計算図表……………農地局設計課 6: 59

—自動管理施設—

【報 文】

新川排水制御システム……………堀 俊郎, 中村和也, 岩崎 豊 5: 39
 釜無川畑地かんがい事業について (自動制御方式をとり入れたパイプラインシステム)
 茂野啓一, 松島武司 5: 47
 水田用自動給水弁 (流体素子利用) について……………渡辺清六, 加藤達郎 8: 1
 かんがい用水管理の自動化……………井上 美彦 12: 27
 自動管理施設の現状と問題点……………久保 七郎 18: 3
 水管理システムの一手法……………早乙女昭三 18: 10
 矢作川第二地区用水遠方監視制御システムの概要について……………福岡 忠宏 18: 15
 矢作川総合地区北部幹線水路遠方監視制御装置について……………大竹 宏治 18: 22
 出水平野農業水利事業の水管理施設について……………中野 藤登 18: 38
 埋設管水路取水の遠方集中制御……………武上成比古 18: 46
 配水管理の自動化施設の事例 (釜無川地区) ……………長谷川 隆 18: 53
 静岡県における配水管理の自動化多目的の事例について…鈴木和可, 太田建寿, 大沢芳男, 石井崎夫 18: 61
 県営下津地区の配水管理の自動化施設について……………西村 恵次 18: 75

—基礎—

【報 文】

- 軟弱な砂質地盤の締め杭工法（河北潟干拓・内灘橋基礎工について）……………田仲喜一郎，山本寅吉 14：44
刈谷田川右岸排水機場の基礎について（基礎地盤の流動化問題と載荷試験を中心にして）
高林 稔，田内 堯，村松雄介 15：25
軟弱地盤の基礎処理矢板かこい工法……………齊木一雄，末永 博，瓶子敏行 15：35

—道 路—

【報 文】

- サンドアスファルト廃材利用の道路舗装……………桜井 滋郎 3：45
三和地区農免事業の橋渠工事について……………国府 新治 20：32

【資 料】

- 農業交通における荷重と舗装のあり方……………B. クレムベルト，H. メーゼル 訳増本 新 3：61
湿潤密度による盛土の施工管理方法（現場技術者のための指針）……………荒ヶ田国和 4：53
土の化学的安定処理について……………河野 成 4：61

—環 境—

【報 文】

- 農業用水の水質問題について……………平野 昌三 6：1
中海干拓における水理，水質調査（水質汚濁を中心として）……………古屋 修 6：29
農業土木技術者のための公害ノート……………岡本 雅美 13：1
水質管理の現状と問題点……………駒村 三義 13：6
土壌汚染について……………戸塚 理光 13：10
土地改良と水質……………掛川 正司 13：21
農村環境と水質保全……………山内 一郎 13：27
都市近郊の農業と基盤整備について……………吉岡 孝信 13：43
水路コンクリートの腐食と防食について……………中谷三郎，尾崎毅司，葛上 久 13：51
水質調査の実例（都市近郊の水質汚染）……………許斐健次郎 13：63

—電算機の利用—

【報 文】

- 工事価格積算の電算化……………北陸農政局設計課 5：25
宮城県における工事積算のシステム化について……………広島和夫，齊藤克己，三浦誠一 19：60

【資 料】

- 農地局のプログラム開発とその体制……………貝通丸 明 5：59

—そ の 他—

【報 文】

- 水利構造物におけるコンクリートの劣化および破損の実態……………行方文吾，白滝山二 4：25
境水道における副振動の解明について……………伊勢村正治，福田 守 12：48
高峰地区地すべり災害に対する復旧工法について……………林 忠一 12：55
布製型わくによるコンクリート法覆工について……………鶴見 充，原 紀男 15：54
地すべり抑止工としての鋼管杭工法について……………緒方 齋 19：31
ほ場整備施工の一事例（小排水路の管による排水について）……………南場 邦夫 19：38

石炭さいくつに伴う土地の異動現象	芝田 精一	20 : 58
------------------	-------	---------

【資料】

航空写真測量の水文学への応用について	田浦 秀春	3 : 51
その他		
ピラミッドの建設の謎をめぐる新たな論争	抄訳 武田 建策	3 : 17
土質工学関係の情報検索		4 : 71

— 施設管理 —

【報 文】

わが国の農業水利の管理の現況と問題点	太田 更一	10 : 33
用水管理に関するいくつかの問題点	岡本 雅美	10 : 43
管理面からみた水利用計画のあり方	宮野 能典	10 : 46
愛知用水・豊川用水における水路施設管理からみた設計上の問題点について	野崎 伸也	10 : 51
土地改良施設の維持管理の現況	石堀 俊夫	10 : 60
ダムの管理基準について	八木 直樹	10 : 66
大夕張ダム管理について	中川 秀夫	10 : 74
利根大堰の管理について	永井 正	10 : 88
群馬用水の管理について	長浜 通夫	10 : 93
広域管理事業方式の課題と展望	早乙女昭三	10 : 102
利根川河口堰の管理について	君塚 昂	11 : 25

【座談会】

土地改良施設の管理について		10 : 10
---------------	--	---------

— 海外問題 —

【報 文】

A D Bから日本農業土木への注文	高瀬 国雄	9 : 8
O T C Aの紹介とその活動—海外を志す人のために—	木村隆重, 田内 堯	9 : 14
熱帯農業研究センターの活動	八島 茂夫	9 : 22
インドネシアの土地改良事業と技術協力	北村 純一	9 : 30
フィリピンナウハン地区の技術協力について	大久保善隆	9 : 39
セイロン国デワフワ・プロジェクトの実施状況について	堀江 実信	9 : 47
ラオス, タゴン地区の技術協力について	近藤 荘	9 : 59
インド・ダンダカラニヤ地区技術協力について	大口美喜男	9 : 64
日韓技術協力をめぐる話題	石川 明	9 : 73
タンザニアにおけるかんがい排水技術に協力して	井上 淳二	9 : 80
トリニダードのかんがい開発	平井 慎介	9 : 85
日本政府主催F A O協力かんがい排水セミナー	農林省農地局設計課	9 : 93

【講 座】

有限要素法の利用 (I)	萩原 靖之	創刊号 : 61
” (II)	萩原靖之	2 : 55
最適化手法の考え方 (第1回)	中道 宏, 山口保身	4 : 73
” (第2回)	中道 宏, 山口保身	5 : 69
” (第3回)	中道 宏, 山口保身	6 : 67

〃	(第4回)	中道 宏, 山口保身	7 : 71
〃	(第5回)	中道 宏, 山口保身	8 : 67
P P B S	とシステム分析	那須 丈士	5 : 83
フィルダム	のアスファルトシヤ水工法 (その1)	伊藤 勤	6 : 75
フィルダム	のアスファルトシヤ水工法 (その2)	伊藤 勤	7 : 77
エコロジ-		上床 一義	11 : 73
エコロジ-		上床 一義	12 : 87
エコロジ-		上床 一義	13 : 75
農業水利計画	コンピューター(1)	白石英彦, 中道 宏, 岩崎和巳	12 : 91
農業水利計画	コンピューター(2)	白石英彦, 中道 宏, 岩崎和巳	13 : 80
農業水利計画	コンピューター(3) (排水路系における問題を中心として)	白石英彦, 中道 宏, 岩崎和巳	14 : 73
新川農業水利事業	の排水制御システム	高木義雄, 中村和也, 岡 久二雄, 江頭 輝	15 : 83
農道舗装	の設計, 施工(1)-アスファルト舗装-	三品直樹, 田中忠次, 牛腸一男	14 : 31
農道舗装	の設計, 施工(2)-アスファルト舗装-	三品直樹, 田中忠次, 牛腸一男	15 : 94
農道舗装	の設計, 施工(3)-加熱アスファルト混合物の配合設計について-	田中 忠次	19 : 76
農道舗装	の設計, 施工(4)-		
DEMOS-E	による工事積算システム(1)	黒川 義孝	20 : 68

【文献紹介】

海外専門誌	の紹介-Wasser and Boden-	増本 新	3 : 34
土木材料学		浅井喜代治	20 : 84

【新製品の紹介】

新しい時代の新しいパイプ	FRPM管テカイトパイプについて		18 : 83
軟弱地盤	における遮水工法について		20 : 85