

水と土

No.111
1998

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



無動力（水力）除塵機（本文6頁）



無動力除塵機



（参考）他地区の無動力除塵機（農業工学研究所提供）

バックホウ（スーパーロングアーム）の極軟弱地盤掘削工法（本文9頁）



スーパーロングアームタイプの
BH掘削状況



大口径管理設部における
ジオテキスタイルを用いた補強土壁
工法について (本文25頁)

鋼製法枠設置状況

日和トンネル内円形水路におけるスリップフォーム工法 (本文36頁)



スリップフォーム機械



コンクリート打設中のモールド



笠コン据付

矢板護岸の笠コンクリートの二次製品化 (本文53頁)



笠コン完成

水 と 土

— 目 次 —

報文内容紹介

巻 頭 文

農業用水の価値を考える 谷 内 功……(1)

報 文

無動力(水力)除塵機

畑 山 元 晴 佐 藤 健……(3)

バックホウ(スーパーロングアーム)の極軟弱地盤掘削工法

綿 貫 善 治……(9)

高密度ポリエチレン製波付管

井 原 一 夫……(16)

大口径管埋設部におけるジオテキスタイルを用いた補強土壁工法について

山 口 誠 司……(25)

日和トンネル内円形水路におけるスリップフォーム工法

来 海 昭 雄……(36)

Fe石灰(サンドイッチ)工法による軟弱な地盤の路床改良

—Fe石灰工法による農道の長寿命化舗装—

久 保 田 雅 敏 土 師 清 介

森 田 敏 夫 東 時 則……(42)

矢板護岸の笠コンクリートの二次製品化

新 城 秀 清……(53)

小型浚渫・空気圧送工法による河床掘削工事について

春 日 文 夫 中 村 幹 洋……(58)

ダム基礎グラウトの注入仕様と改良実績の検証について

三 浦 英 樹 大 村 行 西 利 明

本 村 正 則 瀬 口 克 二……(63)

完成したダムの管理実態について

岩 淵 誠 竹 山 徹 松 田 吉 弘

門 間 信 浩 笠 井 泰 孝 石 黒 勇 次 郎……(77)

長良川用水地区におけるバルブ閉塞に伴う通気孔スタンドからの噴出水対策について

田 中 宏 治……(88)

投稿規定……(95)

農業土木技術研究会入会手引……(96)

会告……(97)

No. 111

1998

表紙写真：カタクリの群生地をまもる。秋田県西木村八津・鎌足

(PHOTO提供：農林水産省むらづくり対策室，第6回美しい日本のむら景観コンテストより)

水と土 第111号 報文内容紹介

無動力（水力）除塵機

畑山 元晴・佐藤 健

「新技術導入推進農業農村整備事業」の取り組みの一環として、平成8年度に東北農政局胆沢猿ヶ石農業水利事業所において導入された、用水路の水流を利用して除塵を行う無動力（水力）除塵機について紹介する。

（水と土 第111号 1998 P.3設・施）

バックホウ（スーパーロングアーム）の 極軟弱地盤掘削工法

綿貫 善治

既設湖沼の掘削を行うにあたり、普通バックホウの約2倍以上のアーム長があるスーパーロングアームタイプのバックホウを使用して、コスト縮減を図った事例。

（水と土 第111号 1998 P.9設・施）

高密度ポリエチレン製波付管

井原 一夫

ポリエチレンのもつ優れた物性を生かし、連続的にスパイラル波状化することで、耐外圧強度の向上を図る製品である。

高盛土下における排水工については、ボックスカルバートと比較し、施工性、経済性によく、メリットは大きいといえる。

（水と土 第111号 1998 P.16設・施）

大口径管埋設部におけるジオテキスタイルを 用いた補強土壁工法について

山口 誠司

六ツ美幹線のパイプライン工事に於いて、用地等の現場条件より、ジオテキスタイルを用いた補強土壁工法を採用している。

本工法は、道路及び宅地造成工事等で多数施工されているが、本工事においては、補強領域内に大口径が埋設されており、その設計から施工までを紹介した。

なお、変則的な施工となっていること等から、現在観測計器を設置して、挙動観測を行っている。

（水と土 第111号 1998 P.25設・施）

日和トンネル内円形水路における スリップフォーム工法

来海 昭雄

日和トンネルは、邑南2期地区広域営農団地農道設備事業の一環として実施し、延長2,485mと農道トンネルとしては日本一である。本稿では、トンネル内の円形水路をスリップフォーム工法（自走する成型機に鋼製型枠を取付け型枠内にコンクリートを投入し、その内部で締固め成型を行うと同時に、成型機を前進させることにより同一断面の構造物を連続して構築していく工法）により施工を行った結果について報告する。

（水と土 第111号 1998 P.36設・施）

Fe石灰(サンドイッチ)工法による軟弱な地盤の路床改良 —Fe石灰工法による農道の長寿命化舗装—

久保田 雅敏・土師 清介・森田 敏夫・東 時則

本稿は、特にコスト縮減効果が大きく軟弱路床上での供用性が高い農道舗装の新技術工法として、Fe石灰工法をここに紹介したものである。論述は、2路線の適用区間に対する実証調査を主に行い、従来工法との新設及び維持費の比較と、施工直後と供用1年後に実施した、ベンケルマンたわみ量試験他による、供用性解析（舗装寿命予測等）を行い、本工法の有効性を証明し、設計法と本工法の成立や将来性について概説した。

（水と土 第111号 1998 P.42設・施）

矢板護岸の笠コンクリートの二次製品化

新城 秀清

鋼矢板護岸工の笠コンクリート工の従来からの施工方法は、鋼矢板護岸の前面が水面（海、川、湖等）に面することがほとんどであることから、前面のコンクリート打設用型枠の組立を行うには、鋼矢板にL形鋼等を溶接した支保工を設置しなければならなかった。本工法においてこのような笠コンクリートに係る仮設備を省略し、施工工期の短縮化、品質の安定化を図るため、笠コンクリート自体を二次製品化した事例の紹介。

（水と土 第111号 1998 P.53設・施）

小型浚渫・空気圧送工法による河床掘削工事について

春日 文夫・中村 幹洋

河床掘削工事に於いて、用地上の制約があり工事用道路の確保が出来ないため、小型浚渫・空気圧送工法により施工した。その概要は、台船上に設置した掘削機（バックホウ）及び送泥施設（ホッパー+圧力タンク+送泥管）により、河床の土砂を浚渫し、空気圧送により所定の場所に搬送するものである。

（水と土 第111号 1998 P.58設・施）

**ダム基礎グラウトの注入仕様と改良実績の
検証について**

三浦 英樹・大村 行・西 利明
本村 正則・瀬口 克二

本報文は、平成9年度 農業土木 第3回専門技術研修(フィルダム)の一環として行った、フィルダム工事の基礎処理工の改良目標値に対する注入及び改良について、あるダムの施工実績をもとに考察するものである。

(水と土 第111号 1998 P.63設・施)

完成したダムの管理実態について

岩淵 誠・竹山 徹・松田 吉弘
門間 信浩・笠井 泰孝・石黒 勇次郎

ダム事業は計画・調査・設計・建設・管理に大別される。一般的に計画から建設までは、多大の時間と労力を費やし検討されるが、管理については、所有者が管理していない場合が大部分である。しかしダムの事故は甚大な被害を及ぼす恐れがあり、管理はダムの事故を防ぐ上でも大切である。そこで本報文では、堤体の安定管理を対象に、完成したダムの管理実態について、アンケート調査に基づき述べるものである。

(水と土 第111号 1998 P.77設・施)

**長良川用水地区におけるバルブ閉塞に伴う
通気孔スタンドからの噴出水対策について**

田中 宏治

通気孔スタンドから噴出する水について、その原因がバルブ操作による水撃圧にあるものとして、バルブ閉塞時間を緩和することとした。バルブを緩閉塞した時の水撃圧と脈動波を、現地調査及び水撃圧計算から求め緩閉塞をどの程度で行えばよいかの検討をすると同時に、輪中という地域の特殊性から、取水した水は必ず排水しなければならないことより、地区全体でのバルブ操作時間をどのように行えば短時間で済むのかの検討を行った。

(水と土 第111号 1998 P.88設・施)

農業用水の価値を考える

谷内 功*
(Isao TANIUCHI)

埼玉県の主な農業用水は、徳川家康が江戸に幕府を開いてから、地域の生産と江戸を水害から守るために、大規模な治水対策が行われた結果開発されたものである。代表的なものとしては、全国的にも屈指の用水で延長約80kmの見沼代用水、東京都までに達する延長約55kmの葛西用水、備前渠用水、羽生領用水などがあり、特に中川水系ではこれらの用水と河川が網の目のように配置され、相互に有効に機能し水の効率的利用が行われ今日に至っている。

これらの用水は、比較的地形の高い場所に作られ、高台に位置する集落の中や近くを通過しており、その結果、用水が生活の一部として活用され、村社会の中に溶け込んでいたものと考えられる。このように昔の集落は、水と共にその土地の文化を育み、維持発展されてきたもので、現在のように農業用水の多面的機能を言う以前の問題であった。

しかし、昭和30年代後半からの急激な都市部への人口集中や産業の発展は、集落のバランスを失わせてしまい、その結果、生活用水の不足、農地のスプロール化、混住化、水質汚濁、ゴミ投棄、地盤沈下などの都市型の問題が生じている。本来農業用水は地域に密着した利用がなされてきたものであり、水を汚す、ゴミを流すということは考えられないことで、昔の集落では不文律、不道德となっていた。

最近では地域用水、環境用水などという言葉が多く使われているが、農地の減少やそれに伴う用水量の減量などから、結果として水質汚濁や景観の破壊などとなって現れ農業用水の果してきた役割や機能に気づいたり、農業用水に地域の役割を新たに求めることなどの動きが各地で起きている。

そこで改めて農業用水について、考えてみることにする。

1つには、河川法の農業用水の使用目的をかんがいに限定することについては、農業用水は多くの目的や効用を含むなかで地域としての水の考え方を失わせ、農業用水を生産の道具としてのみの見方になってしまうこととなる。一方農業用水の利用者である農家は、水を取水、配水するための施設の造成、維持管理に直接参加することが少なくなる傾向にある。水利費を支払えば土地改良区が水を配水してくれるものと思うように変化しつつあり、この意識変化が農家自ら施設の管理から遠ざかることで荒廃を助長することとなる。この結果土地改良区は、効率のよい維持管理のしやすい施設（例えば3面コンクリート水路）の造成という悪循環となる。さらに地域としての水の価値観が薄れてくると、他の水利権者や新規利水希望者からは、農地が減少したのだから減量しろ、水を使いすぎているとの議論が出てくることであり、もっと広い観点から農業用水を考える必要がある。

2つには農業の水利用は、河川等からの取水→導水→分水→かんがい（水田等）→排水路→河川という循環で、地下水涵養も含めて高次元の還元利用がなされている。その利用過程で各種の機能が評価されるものである。例えば中川水系では、多いもので4回の反復利用を行うなど高度な水利用を行っている。またその水源のほとんどが農業用水であることから、農業用水の取水で河川の基底流量を3倍以上に増加させることやそのことで汚濁源の希釈水となり、水質保全にも大きく寄与することなど量、質両

面において水環境の保全や地域環境の形成に大きく寄与している。一方土地改良を考える時、事業計画は単一目的別に地区毎に樹立されることが一般的であり、かつ計画、建設、管理段階で主体者が異なることもあり、広範囲での農業用水の特性や機能が十分認識されない面がある。従って、循環利用を基本と考えると、水利用（利水、排水、水質）については、下流に目を向けた対応が必要である。さらに土地改良は自然との係わりのなかで成立、発展してきた歴史的な経緯があり、対象も面的広がりを持つことから、農業主導型の対応が必要である。

3つには、先般、歩いて現地調査を行った時に考えさせられたのは、扇状地の農業用水路で当時は用水の浸透を防ぐ目的で3面舗装したものが、最近における周辺の開発で家庭雑排水が直接農業用水路に流入されることで、その汚水がそのまま流下させることとなってしまう、当時の考え方の逆の結果となってしまう。また当時は用排兼用水路で台地の排水も受入れながら少ない水を有効活用する水利形態であったものが、周辺の都市化が進行するとそれらの受け皿となり、地域にとって最も有効な水利形態が逆に裏目に出て農業用水の水質汚濁が進行したり、降雨時は排水の受け皿となるなどの問題が生じている。このため、地域特性を踏まえた土地利用、水利用を一体とした考え方を強く認識する必要があるとともに、農業用水の多目的機能を考える場合、水利施設や管理にも十分な配慮が必要と考えられる。

農業用水は、農地と同様、食料の安定供給の基であり、かつ将来の国民生活を支える基でもある。1度失われた農業用水や農地は元に戻ることはできない。次世代へつなげるためにも農業用水は循環利用を基本としたものであり、「地域の水利用」を考えながらそこに存在する水利施設や技術を評価した上で、社会性にも十分配慮した農業用水の保全、利活用を考えるべきものとする。いずれにしろ我々の先祖が長い時間をかけ、造りあげ守ってきた農業用水と農地を荒廃させることのないよう、新たな地域づくりの構築に取り組む必要がある。

*埼玉県農村整備課長

無動力（水力）除塵機

畑 山 元 晴*
(Motoharu HATAKEYAMA)

佐 藤 健*
(Ken SATO)

目 次

1. はじめに	3	5. 従来工法との比較	5
2. 地区の概要	3	6. 無動力（水力）除塵機の設計	6
3. 無動力（水力）除塵機の導入理由	3	7. 実証調査試験結果	7
4. 無動力（水力）除塵機の概要	4	8. 今後の課題	8

1. はじめに

本稿は、平成8年度に創設された「新技術導入推進農業農村整備事業」の取り組みの一環として、東北農政局胆沢猿ヶ石農業水利事業所において導入された無動力（水力）除塵機について報告するものである。

2. 地区の概要

猿ヶ石地区は、岩手県の中南部に位置する江刺市外1市1町にまたがる水田約4,000haの農業地帯で、昭和28年から、昭和45年にわたり国営猿ヶ石川農業水利事業及び同猿ヶ石開拓建設事業により整備開発された県内有数の穀倉地帯である。

この地区の主水源は、田瀬ダムに依存しているが、稲作技術の進歩等営農形態の変化により用水量が増加しており、また、厳しい気象条件下での基幹用水施設の老朽化による漏水等が著しく、不安定な水利用を余儀なくされるなど、農業生産性が阻害されている。

このため、国営猿ヶ石農業水利事業では幹線用水路等を改修して用水の安定的供給と用水管理の合理化を図るとともに、併せて関連事業により末端用水路の整備及び区画整理等の土地基盤整備を実施して、水田の高度利用を促進し農業生産性の向上と農業経営の安定を図るものである。(図1-1 位置図、図1-2 一般平面図)

3. 無動力（水力）除塵機の導入理由

山間部に位置する延長約38kmの用水路は、開水

路、サイホン、トンネル等が錯綜し、管理道路も不十分であり、更に除塵施設の箇所数も13ヶ所と比較的多いことから、維持管理に苦慮している。

これらの維持管理費の節減と造成工事費の縮減を図るため、動力によらない水力式除塵機を設置することになった。

施設管理に関わっている地元管理人の多くは、高齢化が進んでおり、管理要員の確保が難しくな

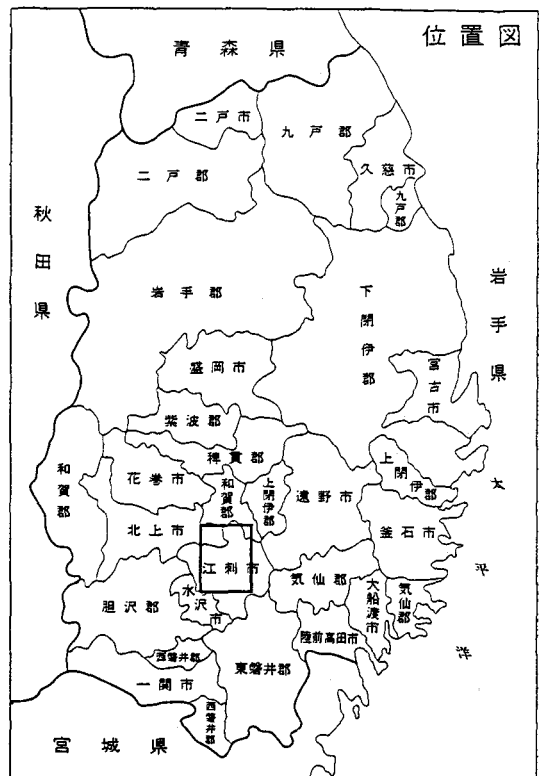


図1-1 位置図

*東北農政局土地改良技術事務所

猿ヶ石用水地区計画一般平面図

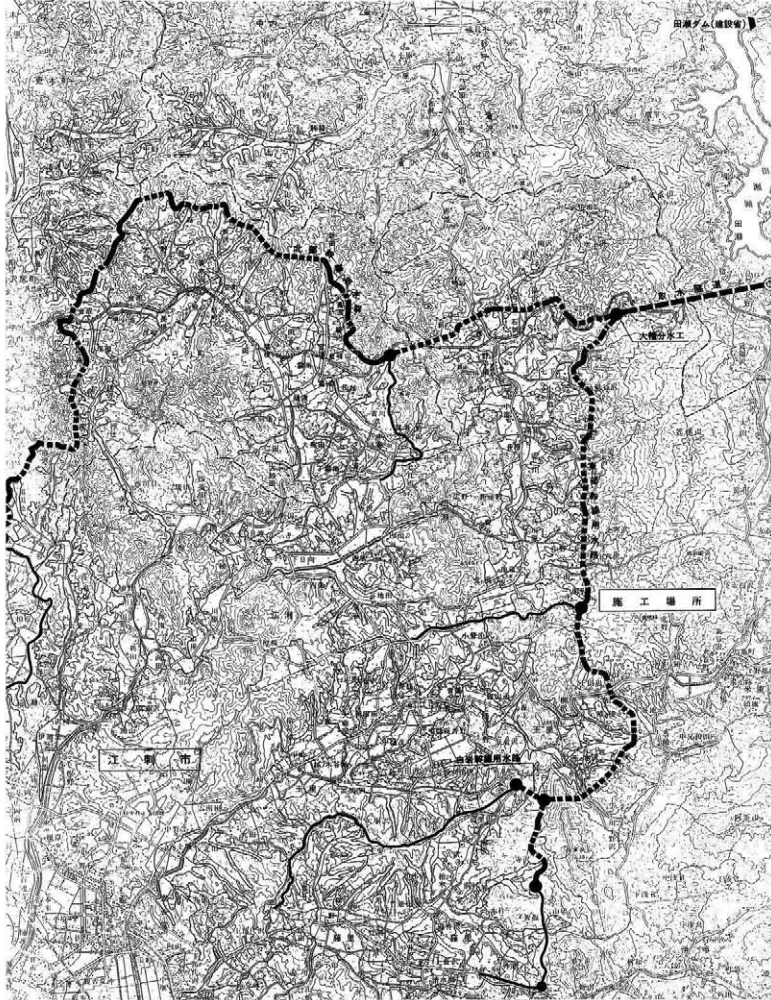


図1-2 一般平面図

ってきている。無動力（水力）除塵機の設置により、造成工事費の縮減のほか、管理内容の軽減・簡素化が図られ、あわせて維持管理費の節減につながるものと想定された。

4. 無動力（水力）除塵機の概要

無動力（水力）除塵機は、水路を流下する水を利用し、スクリーンに漂着する塵芥を連続的に排除するものである。

構造は、流下する水を使用するためスクリーンの直下流に設けた水車により、(フロート2個で吃水を保つ) 水流を回転エネルギーに変換後、減速機構をを介し、レーキ駆動軸へ伝達される。この駆動軸に取り付けられたレーキがスクリーンを回

動し、塵芥を掻き上げるものである。(図-2 無動力（水力）除塵機構造図、写真-1)

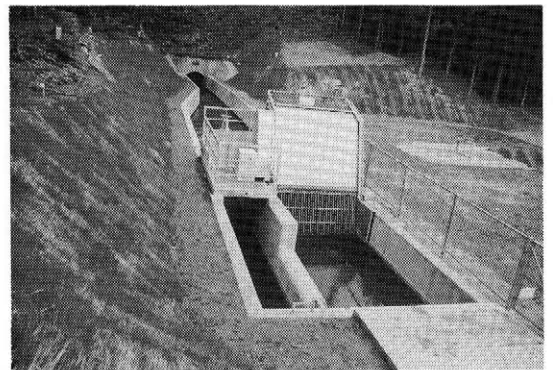
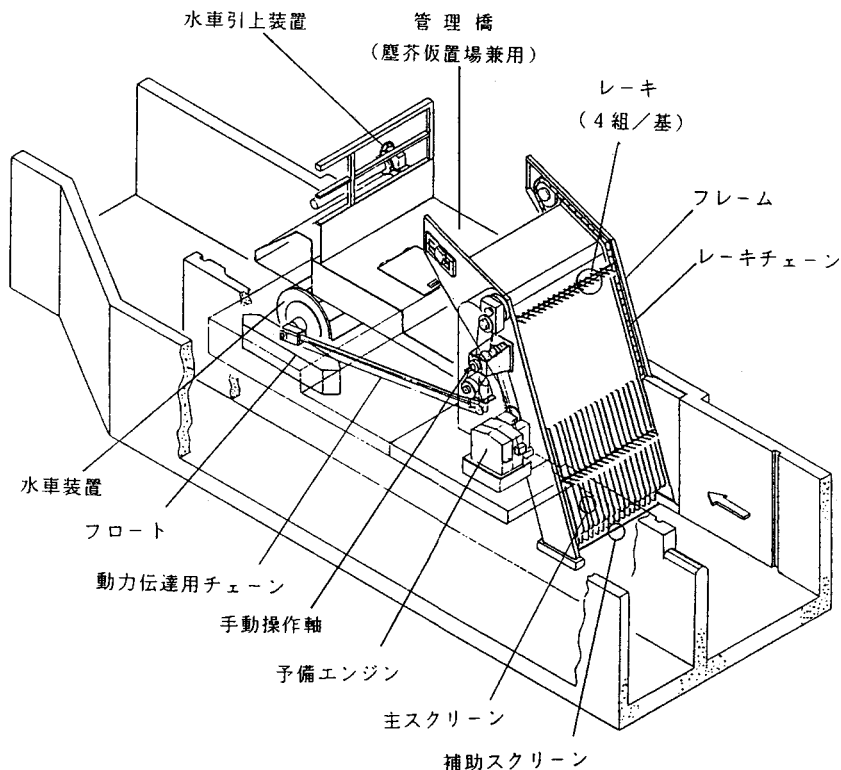


写真-1



図一 2 無動力（水力）除塵機構造図

5. 従来工法との比較

駆動方式を電動とした従来工法の除塵機との比較を下記表に示す。

従来工法（駆動方式：電動）	新技術による工法（駆動方式：水力）
<p>1. 工事費(単位：円)</p> <p>(1)製作価格： 13,044,000</p> <p>(2)据付工事価格： 4,093,000</p> <p>計 17,137,000</p> <p>(3)消費税： 513,000</p> <p>合計 17,650,000</p>	<p>(1)製作価格： 10,660,000</p> <p>(2)据付工事価格： 3,345,000</p> <p>計 14,005,000</p> <p>(3)消費税： 421,000</p> <p>合計 14,420,000 (△3,230)</p>
<p>2. 維持管理費(単位：円) …30年間分</p> <p>(1)電気料(1.5kw) : 340,000 (2時間毎10分運転)</p> <p>(2)点検料(10万円×30年)：3,000,000</p> <p>合計 3,340,000</p>	<p>(1)燃料費(3.8ps) : 50,000</p> <p>(2)点検料(5万円×30年)：1,500,000</p> <p>合計 1,550,000 (△1,790)</p>
<p>3. 施工性</p> <p>電気品（モーター、操作盤等）の据付、配線等電気工事が必要である。</p> <p>又、電気に関する電力との協議が必要である。（受電地点が遠い場合、電柱布設負担金が嵩む）</p>	<p>水車の回転力を上げるためフロート等の調整が必要である。</p>
<p>4. 施設の機能</p> <p>(1)タイマー設定（機側）により自動的に除塵作業が行われる。 (但し、設備費及びランニングコスト大)</p> <p>(2)流速が遅い場合でも除塵が可能である。</p>	<p>(1)無人で連続除塵作業が可能である。</p> <p>(2)流速により除塵効率が左右される。</p>

6. 無動力（水力）除塵機の設計

無動力（水力）除塵機の設計に当たっての適用条件及び構造諸元等は下記のとおりである。

(1) 適用条件

- ①水路幅：1.0～2.5m程度
- ②水路高：1.0～3.0m程度
- ③水深：0.3～2.0m程度
- ④流速：0.45～1.0m/s
- ⑤スクリーンの目幅：50mm程度
- ⑥スクリーンの傾斜角：70°
- ⑦掻き上げ能力：100～200kgf/1レーキ程度
- ⑧水車の水叩音：流速が早く(1.0m/sに近い流速) 民家に近い場合は注意を要する。
- ⑨設置場所：除塵機直下流（約50m以内）で取水のため堰上げすること避ける。

(2) 構造諸元

- ①使用材質：（除塵機本体）スクリーン等水中部はステンレス（SUS304）、陸上部は一般鋼材（SS400）の垂鉛メッキ処理を施す。

部は一般鋼材（SS400）の垂鉛メッキ処理を施す。

：（管理橋等）

塵芥貯留部は、ステンレスPL、歩廊部は、ステンレスchPLとし、それ以外は一般鋼材に垂鉛メッキを施す。

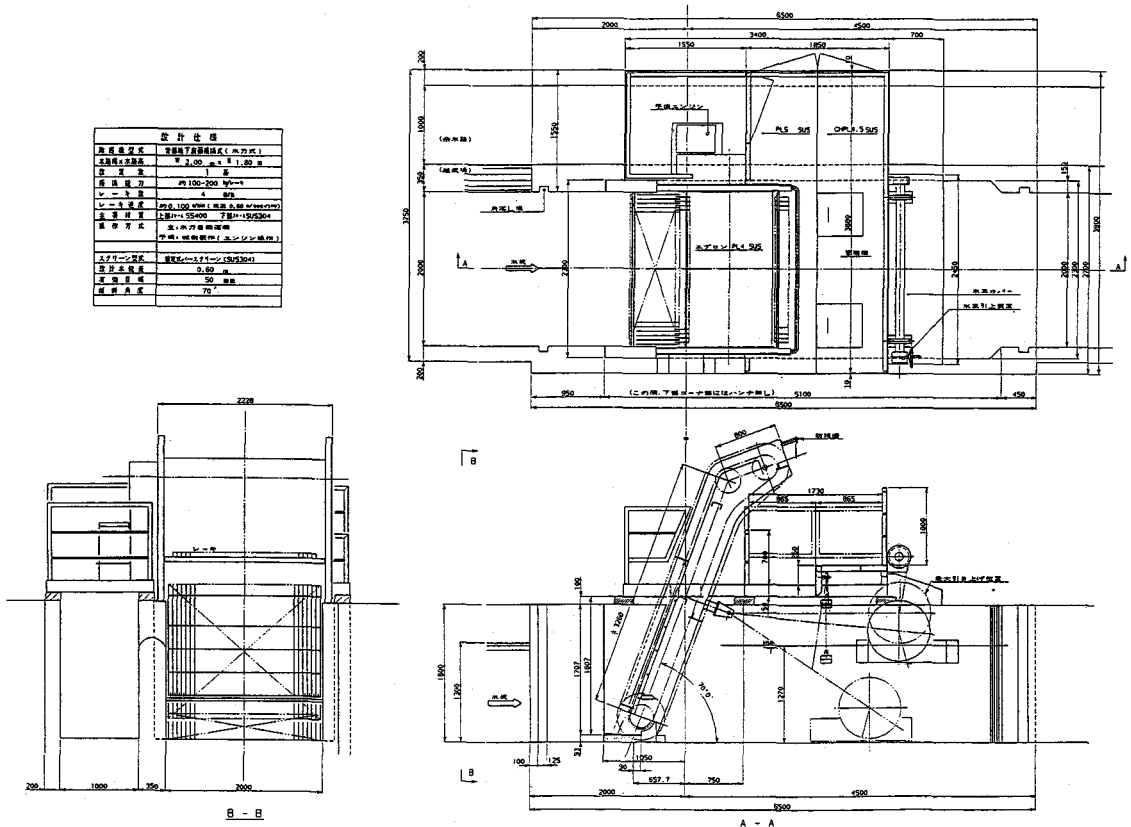
- ②補助スクリーン：スクリーン下部の塵芥を効率よく除塵するため、本体スクリーンの下流側に配置する必要がある。

(3) その他

- ①レーキの巻き上げ速度について

一般的に動力による除塵機のレーキ巻き上げ速度は3～6m/min程度であるが、当無動力の除塵機のレーキ巻き上げ速度は、流速1.0m/s時に0.2m/minと遅く大量のゴミの流下が予想される場合は詳細な検討が必要である。

設計仕様	
設置場所	河川下流部（河川内）
設置場所	幅2.00m×長さ1.40m
設置高さ	約100～200mm
レーキ幅	400mm
レーキ長さ	約1.00m（傾斜角70°時）
設置場所	水深約0.50m、流速約0.45～1.0m/s
設置方法	土留、鋼管埋設（コンクリート埋設）
スクリーン材質	ステンレス（SUS304）
スクリーン目幅	50mm
スクリーン傾斜角	70°



図—3 無動力（水力）除塵機全体図

②水利計算における水車の損失係数について

水利実験は行っていない為、正確な値は提示できないが、概ね水深1.0m時fw0.3, 水深0.5m時fw0.6を考えている。(図-3 無動力(水力)除塵機全体図)



写真-2

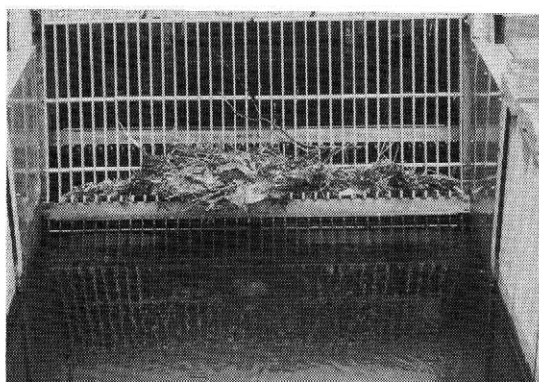


写真-3

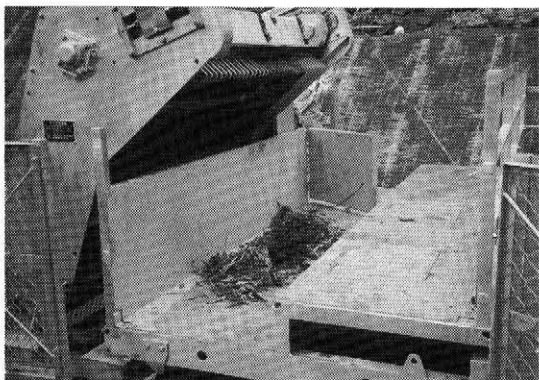


写真-4

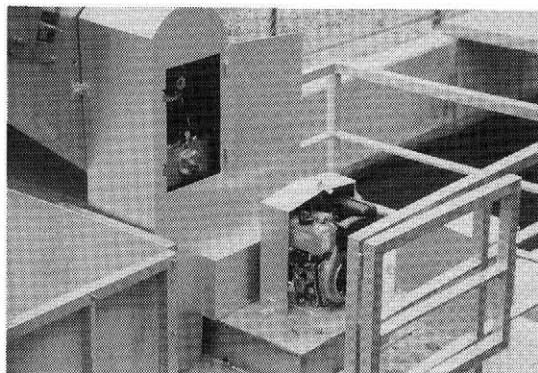


写真-5

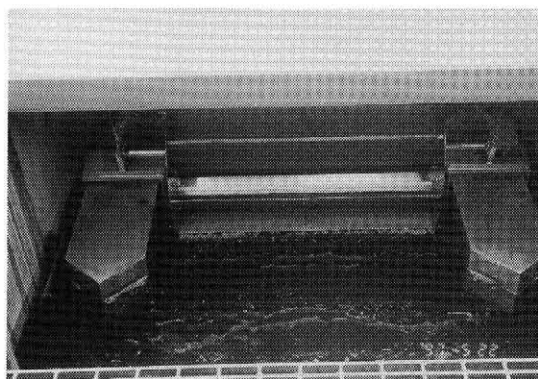


写真-6

7. 実証調査試験結果

流速による除塵能力の検証として以下のような試験を行った。

(1) ウェイト測定試験

設計荷重(200kg)以上の負荷に対する掻き上げ能力は良好であった。(写真-2)

(2) 除塵能力テスト

実際に塵芥を流下させての掻き上げ状態は良好であった。

除塵機の下流に取水のための角落しを設けているため、堰上げの影響で流速が遅くなり掻き上げ速度は遅かった。

(小水流・低流速(0.5m/s以下)時の掻き上げが多少困難)

塵芥量が多い場合は一時的に水位差が発生すると思われる。(写真-3, 4)

(3) 手動力, エンジンの操作

手動力(1 m/min)並びに集中的な塵芥や緊急的な除塵にも対応できるように設けた予備動力としてのエンジン(3 m/min)は良好であった。

手動操作のみでも目的は達成できると判断される。(写真-5)

(4) 水車の回転音(水叩音)

流速が遅かったため、音の障害はなかった。
(写真-6)

8. 今後の課題

当該施設は、建設コストの縮減と維持管理の省力化及び運転経費(電気料、保守費等)の節減に繋がるほか、機械的にシンプルなため素人でも保守・点検が容易に行える等利点が多い。しかし、今後、補助エンジンの削除、塵芥掻き上げ後の処理、小流量、低流速時の塵芥効果の改善を行うことにより、更に普及の拡大が図られると考えられる。

バックホウ(スーパーロングアーム)の極軟弱地盤掘削工法

綿 貫 善 治*
(Zenji WATANUKI)

目 次

1. はじめに	9	4. 設計・施工上の課題	13
2. 工事の概要	9	5. SLBH 施工サイクル調査結果	14
3. SLBH 採用経緯	9	6. 効果	15

1. はじめに

本工事は、関東農政局霞ヶ浦用水事業の一環として、既設溜め池の明石調整池池敷きを浚渫して有効貯水量 $V=188,000\text{m}^3$ を確保するため、平均深さ約 1m ・容量約 $150,000\text{m}^3$ を掘削する工事である。

明石調整池は、水田地帯の中間に位置し、長年の水利慣行から、かんがい期は下流水田へのかんがい用の溜め池として、また非かんがい期は上流部水田から流出する洪水調節用の遊水池として利用されている。

工事期間としては、かんがい期の施工が不可能であることから、非かんがい期の施工とならざるを得ない。

非かんがい期の遊水池の利用は、普段池を空にしておき洪水の調節機能を持たせる事となっている。このことから、本工事においても湛水での施工が出来ないので、ドライワークでの施工となり従来湖沼の浚渫船等による掘削作業は採用できない状況である。

既設溜め池の池敷きであることから、現場をドライ状態にしても約半年間での工事期間中に含水比が下がらないため、地質は極軟弱地盤となっている。

本来作業地盤が軟弱な場合は、ドラグライン・クラムシェル・及びバックホウ等による施工が一般的である。

ここでは、既存のショベル系掘削機の中で最近開発され、作業半径が最大規模の機種を使用することにより、事業費・仮設費の軽減及び工期の短縮を図った一例として、スーパーロングアームタイプのバックホウ(以下「SLBH」という。)を使用した事例について記述する。

2. 工事の概要

明石調整池満水面積	A=14.3ha
総貯水量	237,000 m^3
有効貯水量	188,000 m^3
洪水吐(既設利用)	4m×2門
H.W.L	18.70m
L.W.L	17.20m
掘削底高	16.80m

3. SLBH採用経緯

(1) 掘削土の土質諸元

本池敷きは、上流側水田からの排水が長年流れ込みへドロ状の粘質土が厚く堆積している。池の掘削基礎面及び掘削土は、地質調査及び試験施工の結果から、比重 1.25 、 $q_c \leq 2$ で含水比 $300 \sim 800$

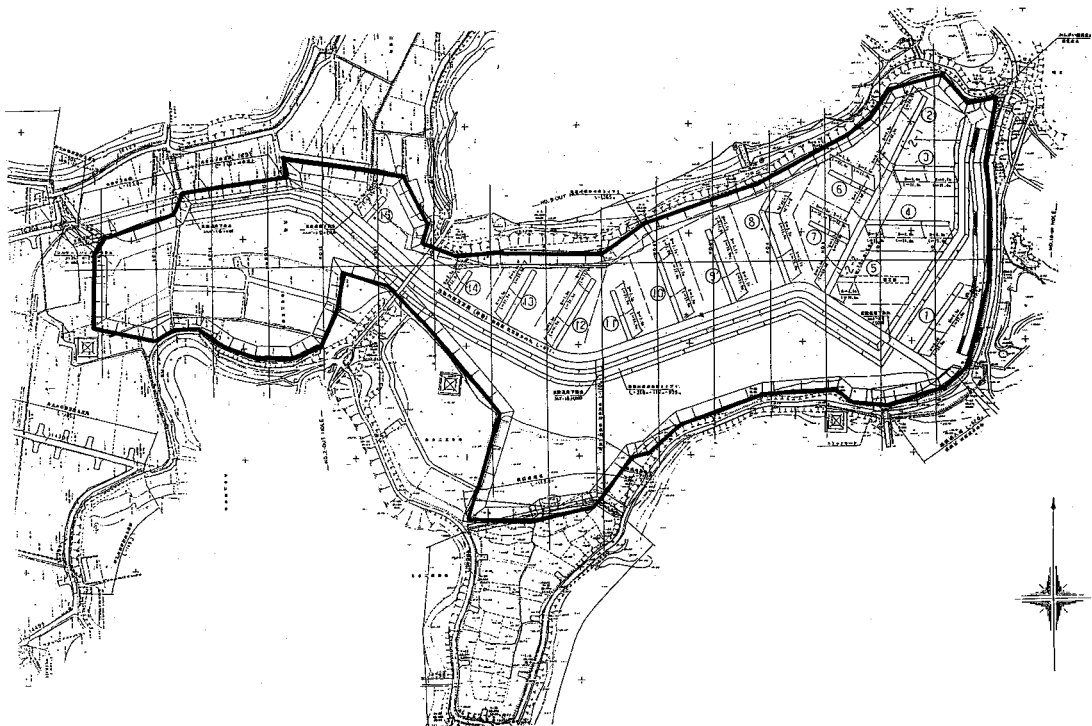
含水比試験一覧表 (単位: %)

場所	No. 1	No. 2	No. 3	平均値
A-1	813	656	750	740
A-2	443	660	532	545
A-3	1,295	1,090	986	1,122
A-4	357	335	402	365
A-5	467	333	420	407

*関東農政局土地改良技術事務所



霞ヶ浦用水地区施工位置図



明石調整池工事平面図

%の粘性土である。高含水比の粘性土であるため極軟弱地盤である。本土質は、高含水比の粘性土であることから掘削による練返しや振動を与えることにより液状化を呈する。このため、通常の掘削機械を直接掘削面に乗せることが出来ない状況である。

(2) 掘削機械の選定

施工時期は、非かんがい期となり池を空にして施工する事と制約されている。このため、浚渫船による施工が不可能である。

今回、検討した機種として、①普通バックホウによる掘削 ②SLBH掘削 ③水陸両用掘削機の3種類について経済性・施工性・工期を考慮した。なお、いずれの機種の施工においても、掘削積込み用の作業足場及び掘削土搬出用の作業用道路を作成する必要がある。

①普通バックホウによる掘削

作業用道路から、バックホウ掘削を行い直接ダンプトラックに積込む一連の作業を考える。作業用道路幅間隔は、バックホウのアーム長×2倍と

する。

②SLBH掘削

SLBHは、普通バックホウのベースマシンに、18m以上のロングアームを取り付け普通バックホウのおよそ2倍以上のアーム長とすることにより作業半径を大きくしたものである。(表-1参考)

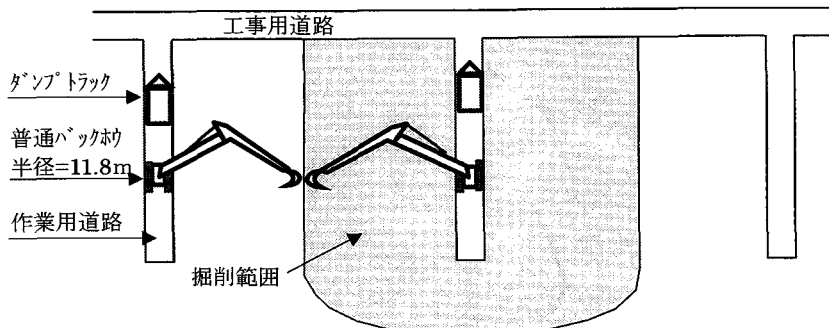
SLBHでの積込み作業方法は、アームが長いため転倒防止から機械本体の近くまで土砂を掻き寄せて積込みを行う事となる。また、バケット用量が小さいため積込み効率が普通バックホウに比べて落ちる事となる。

したがって、SLBHで掻き寄せ作業を行い、ダンプトラックへの積込みは普通バックホウにより行うこととする。

③水陸両用掘削機

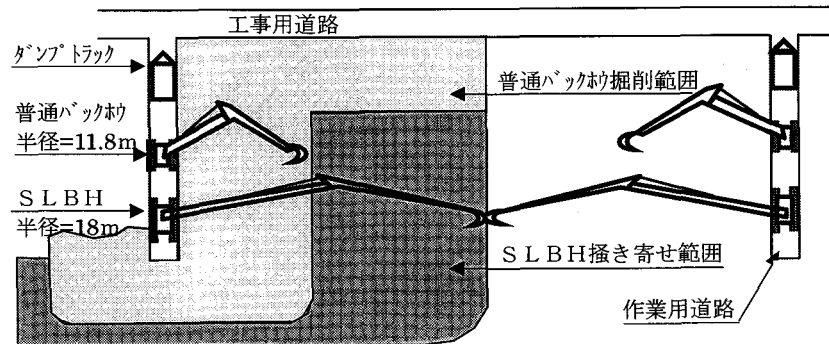
水陸両用掘削機は、極軟弱地盤上で作業が出来るため、下図のように1サイクルで掘削掻き寄せを行える範囲を行い、ダンプトラックへの積込みは、普通バックホウにより行うこととする。

普通バックホウによる掘削



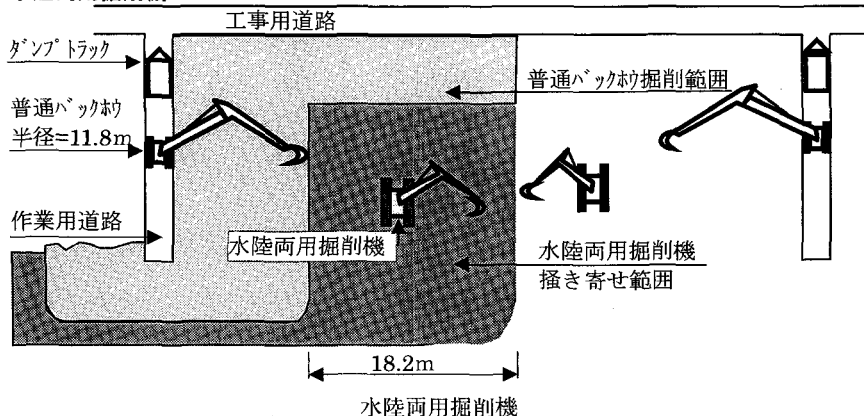
普通バックホウによる掘削

SLBH掘削



SLBH掘削

水陸両用掘削機



表一

諸元	単位	普通バックホウ 1.2m ³ 級	SLBH アーム長18m級	SLBH アーム長21m級	水陸両用 掘削機
最大作業半径	m	11.8	18.0	21.0	9.1
バケット容量	m ³	1.20	0.35	0.70	0.40
機関出力	Ps	208	160	230	
掘削能力 Q	m ³ /h	113.3	32.6	66.2	37.4
	m ³ /日	634	183	371	209

※ Q=3,600×q×E/cm E=0.8 cm=30

(3) 判定

本工事は、既設溜め池の池敷きを浚渫するものであり、池敷き掘削及び作業用道路の造成が、工事価格のほとんどを占めている。よって、これの組合せ費用が最小となる機種を選定することとした。

今回の概算から、バックホウ1.2m³級+SLBHが他の機種組合せより経済的となりコスト削減になる事、及び工期短縮にもつながるため選定した。

また、SLBHのアーム長が大きいほど作業用道路造成費が安くなり経済的となる。

工事費概算比較表

掘削・積込機械			バックホウ1.2m ³	バックホウ1.2m ³ + SLBH18m	バックホウ1.2m ³ + 水陸両用掘削機
作業半径 (作業用道路間隔)	m		11.8	18.0	30.0
	m		20.0	36.0	60.0
BF1.2m ³	掘削量	m ³	152,800	152,800	152,800
	掘削日数	日	240	240	240
SLBF	掘削量	m ³		41,100	
	掘削日数	日		225	
水陸両用掘削機	掘削量	m ³			97,800
	掘削日数	日			390
掘削費計		千円	21,000	38,000	93,000
作業用道路	延長	m	4,400	2,900	1,400
	施工費	千円	102,000	67,000	32,000
合計		千円	123,000	105,000	125,000
工事費率			1.17	1.00	1.19
工期		日	240	240	390
順位			2	1	3

4. 設計・施工上の課題

SLBHによる掘削作業に際して、以下の事項について決定及び課題がある。

(1) SLBHの作業範囲

今回、SLBHによる作業範囲は、一連作業として通常は掘削からダンプトラックへの積み込みまでを行うのが一般的である。しかし、SLBHの特性として、掘削土の積み込み時は、機械の転倒防止上からSLBH本体近くまで掻き寄せ後積み込む形態となる。また、アームが長いこと及びバケット容量が小さいことから積込の作業効率が悪くなる。作業効率及びコスト面から積み込み作業は普通バックホウとすることが有利である。したがってSLBHは、極軟弱地盤の掘削掻き寄せ作業とし、ダンプトラックへの積み込み作業は普通バックホウにより行うものとした。

(2) SLBHの作業歩掛

極軟弱地盤のSLBHによる掻き寄せ作業の歩掛

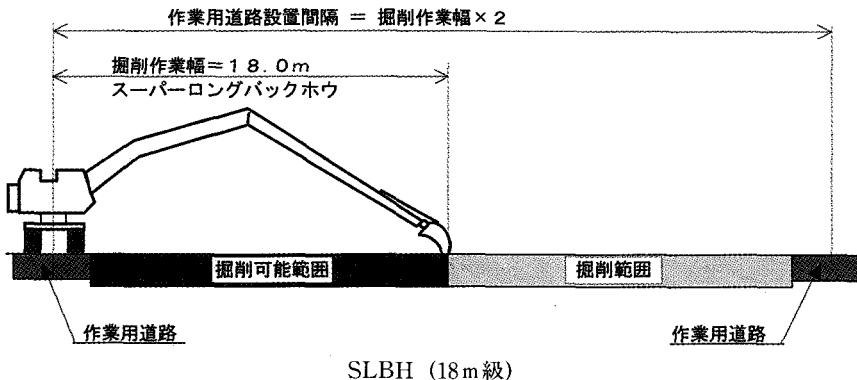
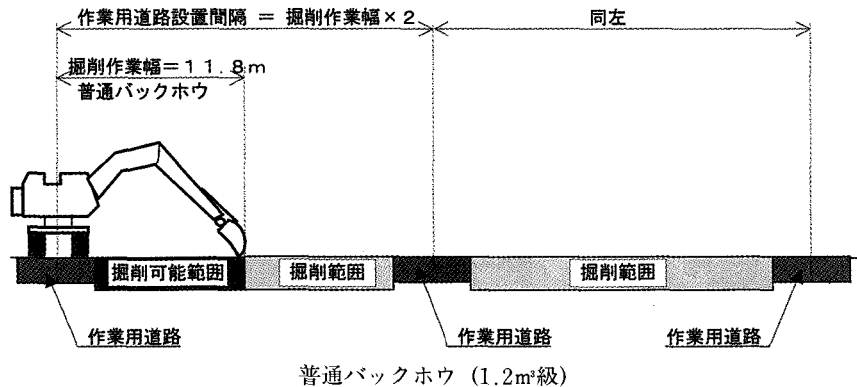
は、実績がないため、メーカー歩掛を参考とした。今後、歩掛調査を増やし、旋回角も考慮して正確な歩掛とする必要がある。

(3) SLBHのバケット容量

掘削土の比重が1.25と小さく液状態であることと掻き寄せ作業である事から、バケット容量を普通土より大きく設定できるが、単なる比重比率でよいのか、または標準の2倍程度までに設定できるかにより掘削作業量に差が生じる。これについては、今後の歩掛調査との関連をとる必要がある。

(4) SLBHの稼動状況

SLBHは、機械本体部とアーム部及びバケットを必要に応じて組合せが自由に出来る稼動状況について、特殊なアームの製作は使用用途から再設計し製作するため、メーカーとしては把握していない。リース協会も個々のアーム長のバックホウ台数把握はしていない状況である。リース会社間取り調査として、台数が少ないが、リースできる状況である。しかし、機種によっては、一定地



域に偏り及び限られるものがあり、機種選定に当たっては、バックホウの稼動状況からみて、十分な調査の上機種選定を行う必要がある。

(5) 作業用道路

掘削足場及び掘削土搬出道路として作業用道路を極軟弱地盤上に造成する必要がある。調整池池敷内に試験的に施工した作業用道路の造成工事（土木シート+山砂）においては、平均で1m以上の圧密沈下が確認された。この事は、極軟弱地盤上に造成する作業用道路は費用が掛かる事となる。

したがって、作業用道路造成計画の道路間隔の大小は、工事費に占める費用に大きな影響を与えることとなり重要となる。

従来の方式では、普通バックホウの作業半径は約9m、またロングアームのバックホウでも13~15m程度であるため、本工事への導入を勘案すると相当な密集間隔で作業用道路造成が必要と

なる。今回選択したSLBHは作業半径が18m以上と長スパンであることから、この作業半径に準拠した作業用道路の配置計画とすることにより、道路造成費用を最小限に押さえ、より効率的な施工計画・工程計画の策定が可能となる。(模式図参照)

5. SLBH施工サイクル調査結果

SLBHによる軟弱地盤掻き寄せサイクルタイムを調査した結果 アーム長18mで、23~41秒と幅が合ったものの、平均サイクルタイム (cm) は32秒、アーム長21mで32~61秒 (平均42秒) となった。

これは、当初想定したcm=30秒とあまり差がなかったが、本地区1箇所のみ調査であるため調査回数に限りがあり、今後調査回数を増やし確立する必要がある。今後機械が浸透する事によりオペレータの熟練度が増して来る事により、作業時間が多少少なくなる事が予想される。

歩掛調査一覧表
SLBHサイクルタイム調査

調査回数	SLBH アーム長L=18m 測定回数 5 サイクル		SLBH アーム長L=21m 測定回数 5 サイクル	
	所要時間	秒/回	所要時間	秒/回
1	136	27.2	216	43.2
2	118	23.6	304	60.8
3	179	35.8	237	47.4
4	212	42.4	206	41.2
5	126	25.2	187	37.4
6	131	26.2	185	37.0
7	155	31.0	211	42.2
8	162	32.4	180	36.0
9	168	33.6	174	34.8
10	182	36.4		
11	204	40.8		
12	166	33.2		
13	153	30.6		
14	178	35.6		
合計		454.0		380.0
平均		32.4		42.2

6. 効果

SLBHは、作業半径が18m以上と、通常のバックホウのおよそ2倍以上である。既存のバックホウに比べて施工範囲が広いので、土砂搬出用の作業用道路（工事用道路）間隔を従来工法に比べ、広い配置で造成できるため、経済的であり、また、

施工性も良く工期短縮が出来る。

掘削土の比重や性質等にもよるが特に用排水路の水路内掘削に当たっては、側方の管理用道路等からの掘削作業が可能であり、流水状況にあっても有効である。また、河川・水路の掘削のみならず、高位部の掘削及び沈砂池・ファームポンドの浚渫等にも有効と思慮される。



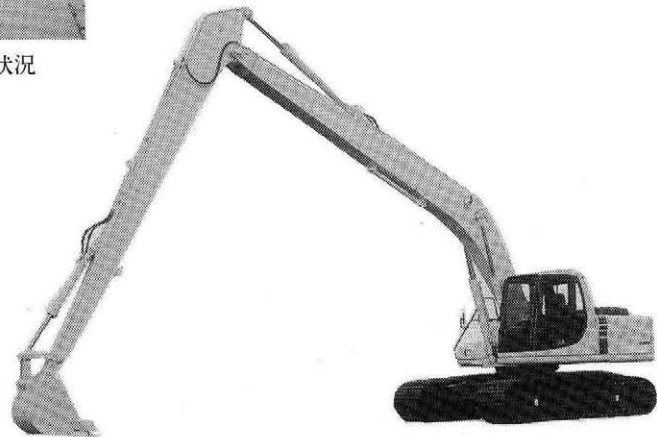
SLBH掘削状況



掘削終了状況



普通バックホウダンプトラック積み込み状況



SLBF外観図

高密度ポリエチレン製波付管

井 原 一 夫*
(Kazuo IHARA)

目 次

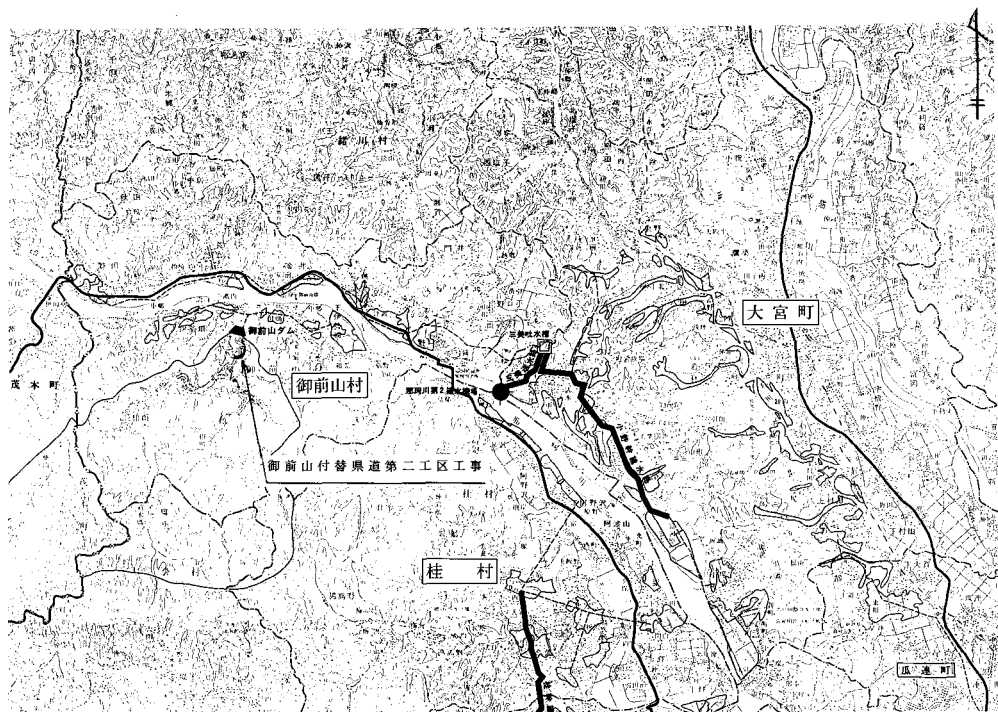
1. はじめに	16	5. 設計参考資料(高密度ポリエチレン製波付管)	18
2. 新技術の概要	17	6. 歩掛調査	19
3. 導入理由	17	7. おわりに	23
4. 従来工法との比較(φ1100mm)	17		

1. はじめに

国営那珂川沿岸農業水利事業は、茨城県北部の那珂川の沿岸台地上に展開する畑地帯及び小支川流域に介在する水田地帯の5,540haからなる茨城県有数の農業地帯である。本事業は、水源を那珂

川及び御前山村に築造する御前山ダムに求め、那珂川に新設する2ヶ所の用水機場から取水した後受益地に用水を供給するものである。

御前山付替県道第二工区工事は、御前山ダム工事に関連して水没する県道の付替道路工事であり谷部が約80m~200m間隔で4ヶ所あり高盛土(8



図—1 那珂川沿岸地区施工位置図

*関東農政局土地改良技術事務所

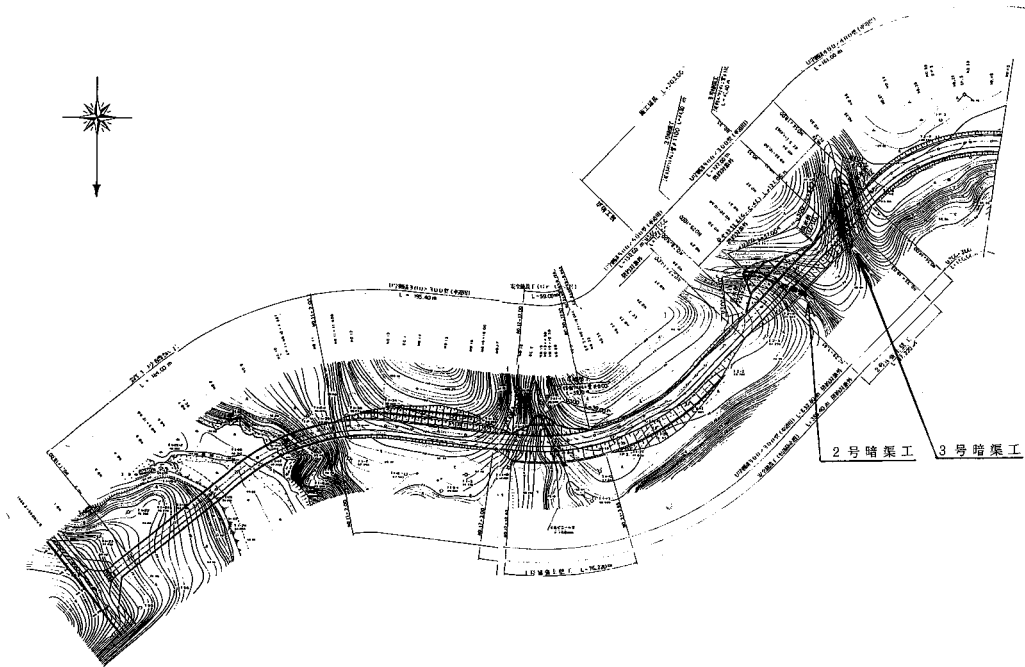


図-2 御前山付替県道第二工区工事平面図

m~14m)ヶ所は、2ヶ所である。

本稿では、高盛土ヶ所である2号暗渠工及び3号暗渠工について暗渠選定から施工・管理に至るまでを報告する。

2. 新技術の概要

プレスト管（高密度ポリエチレン製）は、ポリエチレンのもつ優れた物性が最も安定状態で得られる押出一体成形により、連続的にスパイラル波状化することで、耐外圧強度の向上を図った用排水管である。今まで使用実績が少なかったのは、施工歩掛が無かったこと、及び官庁での使用実績が少なかったことによるが、他の管材に比べて軽量で施工性がよく経済性、安全性（耐外圧強度）に優れている。

3. 導入理由

ダム付替県道を施工する所は、流域が小さい割に谷が深く急勾配で高盛土ヶ所である。高盛土ヶ所の暗渠選定については、道路土工擁壁・カルバート・仮設構造物指針によると、管径、管種により違いがあるが、8mを越えるとRC管、PC管の

選定が出来なく、一般にはボックスカルバート等で施工することになる。

プレスト管は、高盛土の土圧荷重に耐えることができ、その上に材料の運搬、設置が容易であり、施工性が良く、スパイラル波状化により外圧が押しさえられる。なお、メーカーの使用実績によると、 $\phi 1000\text{mm}$ 以上では、国（建設省）2件、市町村32件、公団6件あり使用実績は少ないが、経済性、耐蝕性、耐衝撃性、耐摩耗性と優れていることから選定した。

4. 従来工法との比較（ $\Phi 1100\text{mm}$ ）

- ①新技術の名称 高密度ポリエチレン製波付管
- ②工事件名 那珂川沿岸農業水利事業御前山ダム付替県道第2工区工事
- ③実施地区 那珂川沿岸地区（国営かんがい排水）

従 来 工 法	新 技 術 に よ る 工 法
1. 資材費 ・既製品ボックスカルバート敷設基礎工及び本体工（除く土工） ￥3,176,000円/45m	1. 資材費 ・高密度ポリエチレン製波付管基礎工及び本体工（除く土工） ￥2,326,000円/45m
2. 維持管理 ＊カルバート内の清掃，コンクリートの補修等が必要	2. 維持管理 ＊同左。 ＊コンクリートと比べ耐摩耗性が高い。
3. 施工性 ＊既製品で1週間，現場打ちでは40日の工期が掛かり期間が長くなる。	3. 施工性 ＊管重量は軽量で施工性も良く，工期が短縮できる。
4. 施設の機能 ＊ボックスカルバートの場合，地耐力が要求され，基礎地盤によっては基礎工の検討が必要となる。	4. 施設の機能 ＊管重量自体軽量であり，特別な基礎は必要としない。垂直方向の可とう性が高く，また，縦断方向もある程度の曲がり許容できる屈曲性を有するため，構造上安全である。
5. 発注方法の検討 ①適用歩掛 ・農林基準 ②特許の取扱い ・なし ③契約方法 ・特記事項なし	5. 発注方法の検討 ①適用歩掛 ・メーカーからの歩掛見積あるいは今回調査歩掛による。 ②特許の取扱い ・なし ③契約方法 ・特記事項なし

5. 設計参考資料(高密度ポリエチレン製波付管)

1) 新技術の概要 (構造・規格・寸法・作業手順)

(1) 構造

横断暗渠の選定については，道路土工指針 (擁壁・カルバート・仮設構造物工施工指針)

(2) 規格・寸法

口 径	外 形 (D)	肉 厚 (t)	波寸法 (i)	波寸法 (h)	長 さ (L)	重 量 (kg/本)
Φ 600	650	6.0	76.2	50	4000	56.5
Φ1100	1250	9.5	125.0	80	5000	292.0

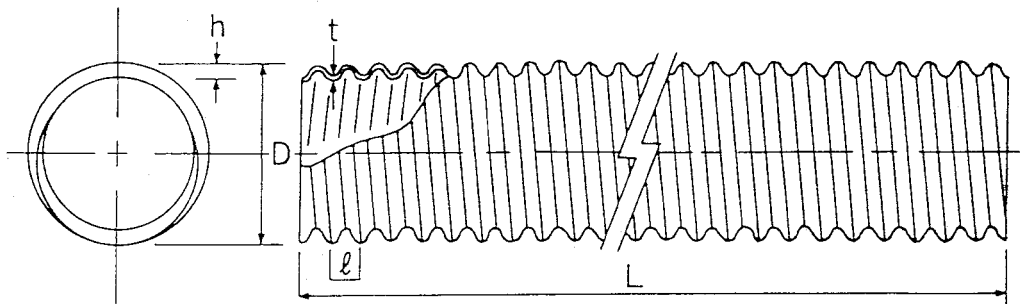
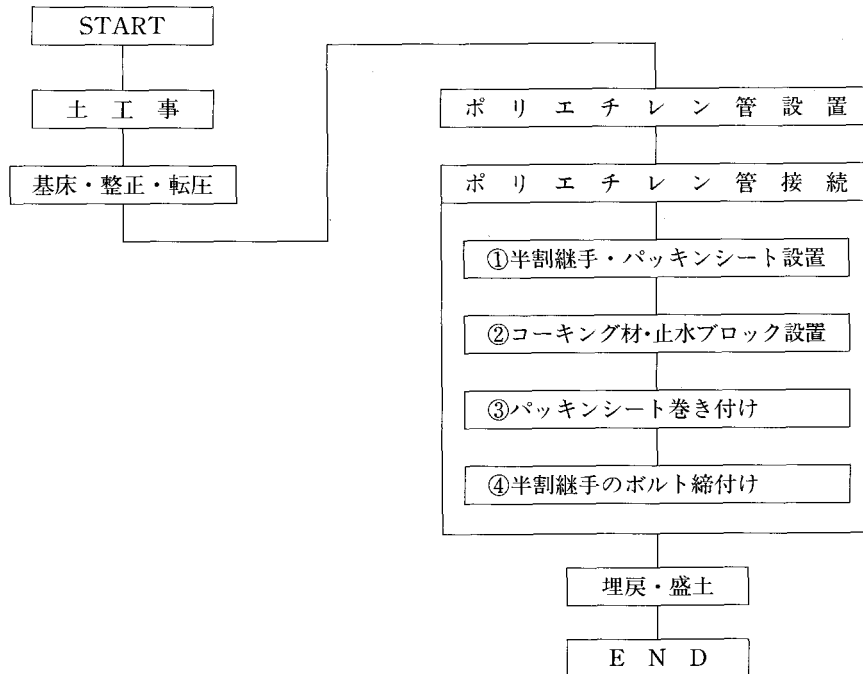


図-3

で決められている。本施設のような高盛土における場合には，ボックスカルバートまたはプレスト管の選定となる。プレスト管の構造は，高密度ポリエチレン製でスパイラル波状をなしている。

(3) 作業手順 (施工計画)



6. 歩掛調査

1) 歩掛調査について

高密度ポリエチレン製波付管の布設歩掛については本工事における2ヶ所(2号及び3号暗渠工)の布設工で各9本の布設セットでの調査収集したものである。労務作業の対象者は、普通作業員が行うものとした。

データ数が少ないため本歩掛調査が妥当なものかどうかの評価については、正確には更なるデータ収集が待たれる。

ちなみに調査結果は、下記の通りであった。

普通作業員 4人/日/9本(45m)当たり
トラッククレーン 1台/日/9本(45m)当たり

今回調査歩掛及びメーカー歩掛(技術資料)との比較

	日作業量 (m)	敷設作業員 (人)		クレーン (時間)	
		10m当り	日作業量当り	10m当り	日作業量当り
A社	80	0.500	4,000	0.417	3,336
B社	50	0.800	4,000	1.300	6,500
今回調査	45	0.890	4,000	1.778	8,000

- *今回、現地で使用した資材は、A社の製品である。
- *敷設労務には、本管敷設及びジョイント接合の両作業を含む。
- *いずれもΦ1100(無孔管)の場合である。
- *メーカー歩掛は、いずれも、平坦地におけるものである。

2) 性能試験について

A社製品/ポリメタルスーパー

圧縮強度試験を実施。5%たわみ時の圧縮荷重が基準強度(社内規格)以上であることを確認。
結果Φ1100→5,308kgf/m≥4,850kgf/m(同社規格値) → OK

B社製品/ダイポリンプレスト管

扁平圧縮試験により、10%及び20%扁平率(たわみ率)の時の載荷重を確認し基準強度(社内規格値)以上であることを確認。

また、20%扁平圧縮30分後の復元率を確認。

結果Φ600 → 10%扁平率1,620kgf/m≥1,080kgf/m → OK
20%扁平率2,140kgf/m(参考)
30分後の復元率, 96.9%

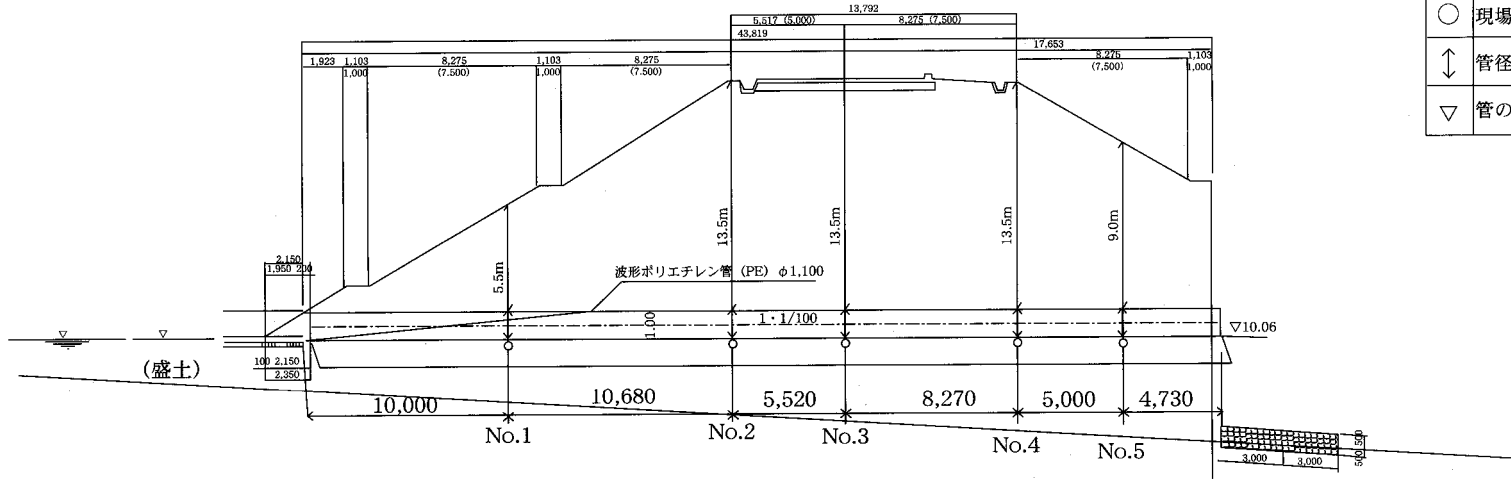
結果Φ1100 → 10%扁平率
2,470kgf/m(参考)
20%扁平率3,180kgf/m≥3,000kgf/m → OK
30分後の復元率, 96.8%

注1 基準強度Φ600(Φ50~1000)はASTMD 2412に準じた規格値であり、Φ1100(Φ1000~2000)は同社の社内規格である。

注2 5%扁平時の圧縮強度は、試験結果のグ

2号暗渠工

側面図



凡例	
○	現場密度位置
↑	管径測定位置
▽	管の基準高さ

平面図

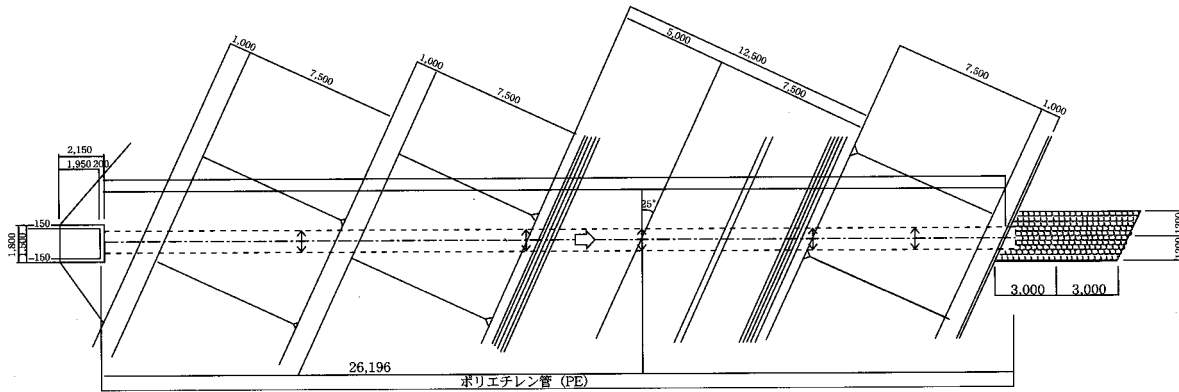
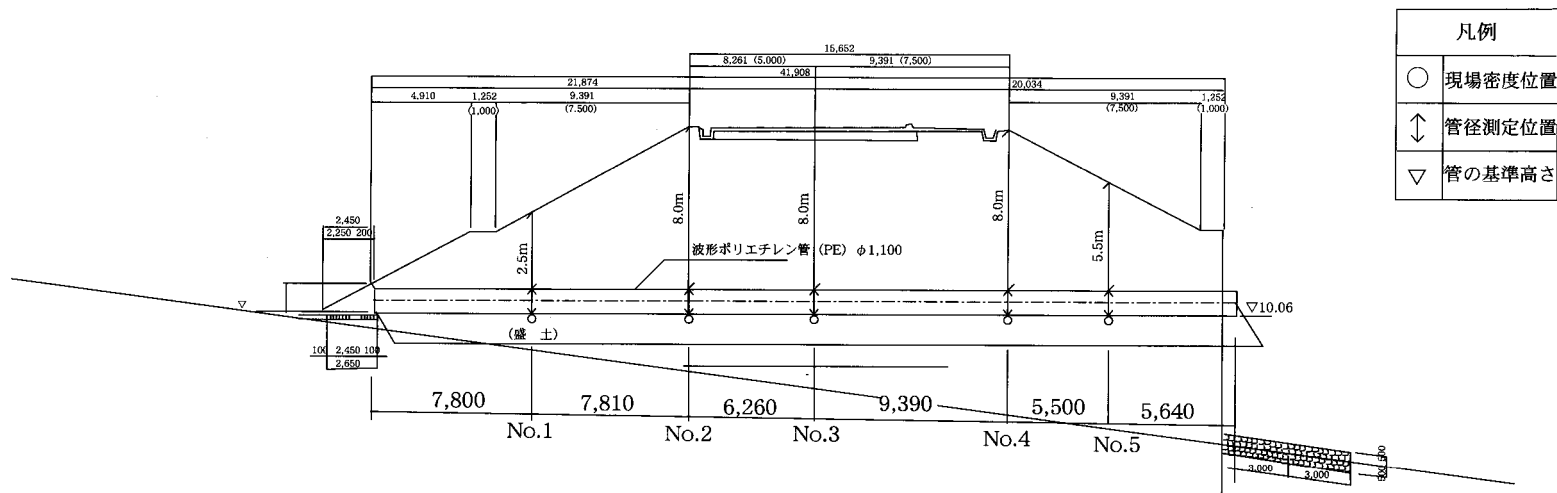


図4-1 現場測定箇所 2号暗渠工

3号暗渠工

側面図



平面図

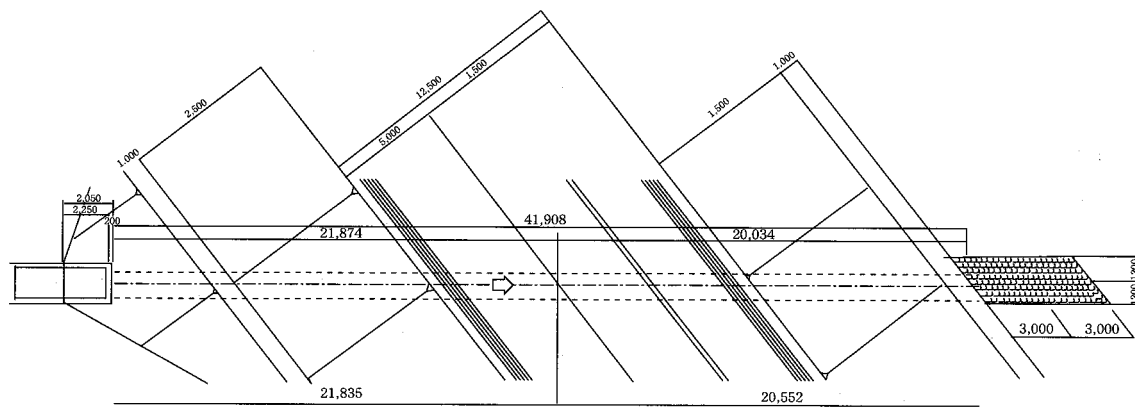


図 4 - 2 現場測定箇所 3号暗渠工

表-1 波形ポリエチレン管調査結果表

(2号暗渠)

調査項目及び測点NO.		NO. 1	NO. 2	NO. 3	NO. 4	NO. 5
土被り (m)		5.5	13.5	13.5	13.5	9.0
管内径 (縦) (mm) ()内は たわみ率	設 計	1100	1100	1100	1100	1100
	設 置 時	1100	1100	1100	1100	1100
	1 m盛土時	1100	1090	1098	1100	1095
	盛土完了時	1075	1012	1055	1087	1082
	竣 工 時	1075 (2.3%)	1012 (8.0%)	1055 (4.1%)	1087 (1.2%)	1082 (1.6%)
管内径 (横) (mm) ()内は たわみ率	設 計	1100	1100	1100	1100	1100
	設 置 時	1100	1100	1100	1100	1100
	1 m盛土時	1100	1100	1100	1100	1105
	盛土完了時	1125	1182	1145	1113	1120
	竣 工 時	1125 (2.3%)	1182 (7.5%)	1145 (4.1%)	1113 (1.2%)	1120 (1.8%)

表-2 波形ポリエチレン管調査結果表

(3号暗渠)

調査項目及び測点NO.		NO. 1	NO. 2	NO. 3	NO. 4	NO. 5
土被り (m)		2.5	8.0	8.0	8.0	5.5
管内径 (縦) (mm) ()内は たわみ率	設 計	1100	1100	1100	1100	1100
	設 置 時	1100	1100	1100	1100	1100
	1 m盛土時	1100	1097	1095	1100	1098
	盛土完了時	1085	1052	1055	1080	1047
	竣 工 時	1085 (1.4%)	1052 (4.4%)	1055 (4.1%)	1080 (4.8%)	1047 (1.6%)
管内径 (横) (mm) ()内は たわみ率	設 計	1100	1100	1100	1100	1100
	設 置 時	1100	1100	1100	1100	1100
	1 m盛土時	1100	1100	1100	1100	1100
	盛土完了時	1125	1145	1148	1122	1146
	竣 工 時	1125 (2.3%)	1145 (4.1%)	1148 (4.4%)	1122 (2.0%)	1146 (4.2%)

ラフ読取り値で以下のとおりである。

Φ600(1,060kgf/m), Φ1100(1,700kgf/m)

3) 評価

*従来の工法(ボックスカルバート)による場合と比較して、経費・施工性・工期の短縮という観点からは、多くのメリットがあった。

また、今回はΦ1100の中大口径であるので機

械敷設であるが、小口径(Φ600以下)であれば軽量であるため人力のみでの敷設も可能でありさらに経費の節減になる。

*ポリエチレン管のたわみ(施工時)については、今回施工現場(測定ポイント10ヶ所)によれば、最大88mm(8.0%)~最小15mm(1.4%)でありいずれも設計たわみ値以内である。

*今回、ポリエチレン管についての試験等を含め2社のものを比較出来たが統一された規格品ではないため下記の意見を付け加えておく。

- 1 継ぎ手資材及び工法について違いがある。A社製品は、口径にもよるが基本的にパッキンシート及び鋼板による接合である。B社製品は、無孔管の場合はFRP継手による接合、有孔管の場合はΦ1000まではブローソケットによる接合Φ1100以上はFRP接合による接合である。
- 2 ポリエチレン資材についての基準等はJIS (k7648/k6760) に基づいている。
- 3 許容たわみ率については、2社とも8%

を許容としている。

- 4 耐摩耗性及び水利特性は優れている。
- 5 価格については、口径により若干の相違はあるがほぼ同価格である。

7. おわりに

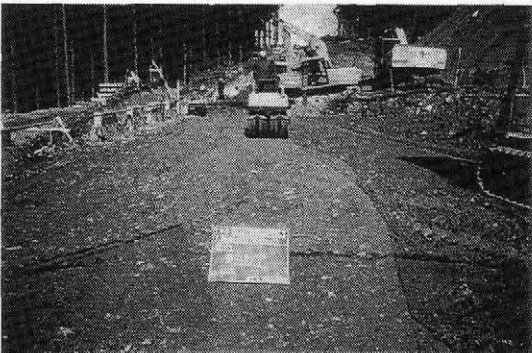
このようにして新技術（新製品の使用）を採用したが、急傾斜地における道路工事、農地造成の埋設排水路等において採用が出来る。最後になりましたが、本新技術の報文にあたり、現場監督に当たりながら協力いただいた関東農政局那珂川沿岸農業水利事業所小久保、能見両氏に本紙面をお借りして厚くお礼申し上げます。



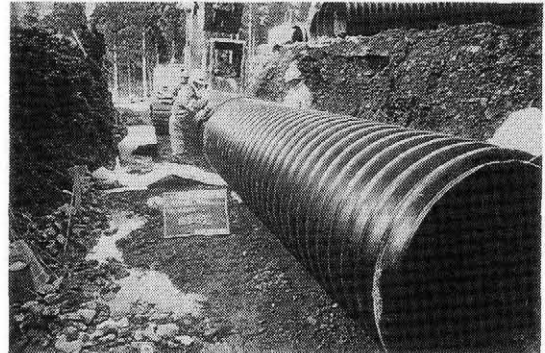
写真一 床均し状況



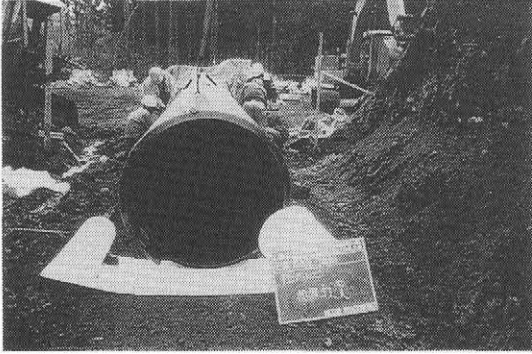
写真三 現場密度試験



写真二 転圧状況



写真四 設置状況①



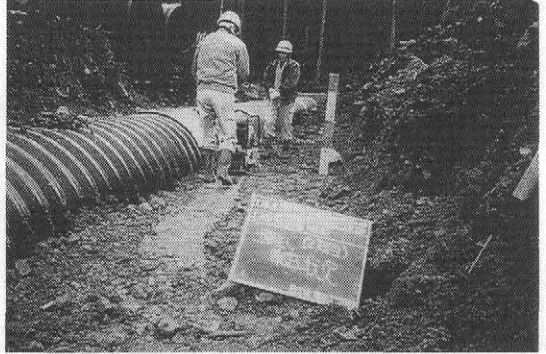
写真一5 設置状況②



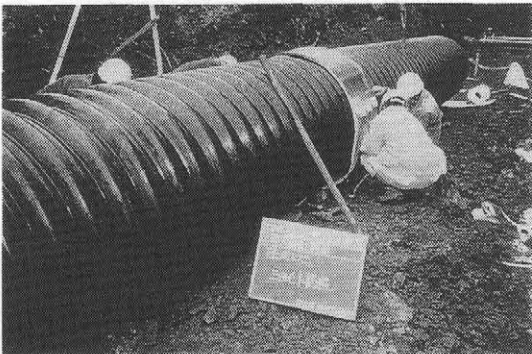
写真一9 敷設完了



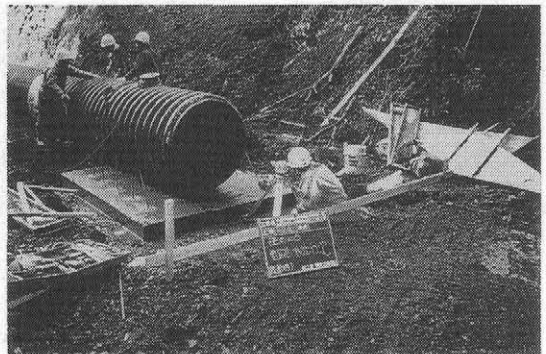
写真一6 設置状況③



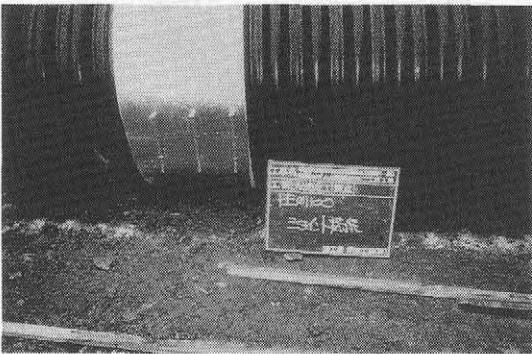
写真一10 埋戻転圧状況



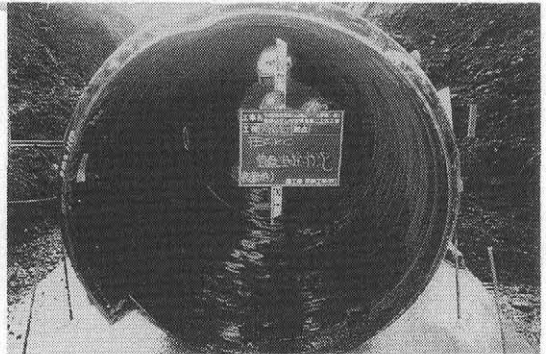
写真一7 ジョイント部接合①



写真一11 管底高観測



写真一8 ジョイント部接合②



写真一12 管径測定

大口径管理設部におけるジオテキスタイルを用いた 補強土壁工法について

山口 誠 司*
(Seiji YAMAGUCHI)

目 次

1. はじめに	25	6. 施工概要	29
2. 工事概要	25	7. 施工管理	31
3. 設計概要	26	8. 挙動観測	34
4. ジオテキスタイルを用いた補強土壁工の概要	26	9. おわりに	35
5. 補強土壁工法の設計	27		

1. はじめに

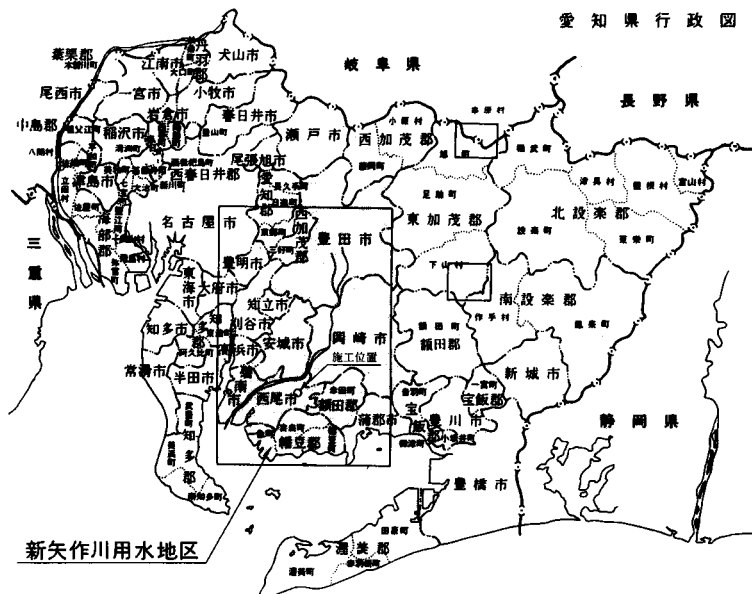
国営かんがい排水事業新矢作川用水地区は、愛知県の中央、矢作川中流部に位置する岡崎市他4市4町の約7,460haを対象として、営農の多様化に対応し、かつ、水管理の合理化、水の有効利用等を図るために、水路のパイプライン化等による水路システムの再構築、水管理施設の拡充整備を行うとともに、老朽化並びに機能障害が著しく、

安定取水、安定通水の障害となっている施設について、補修または改築等を行うものである。

今回「六ツ美幹線水路」工事において、用地等の制約からジオテキスタイルを用いた補強土壁工法を採用しており、その設計から施工までを紹介するものである。

2. 工事概要

本工事は、旧国営事業で築造した幹線水路（幅



図—1 位置図

*東海農政局新矢作川用水農業水利事業所南部支所

3.0m×高さ1.7mの開水路)を改築しパイプライン化(φ1800mmのFRPM管)するものである。

なお、本工事区間は、安藤川沿いであり俗にいう「2Hルール」の適用をうけ旧幹線水路センターより堤内地側に水路センターを移動せざるを得ない状況にあるが、堤内地側は排水路及び水田であり、水路センターを移動することにもなつてこの水田の一部を買収等により用地を確保する必要が生じることになる。

しかしながら、用地買収等は困難な状況であり、限られた用地内で施工することとなることからパイプの埋戻・盛土法面が急勾配(1:0.5)となり、種々工法の検討を行った結果ジオテキスタイルを用いた補強土壁工法を採用することにしたものである。

図-2に標準断面を示す。

3. 設計概要

1) 土質

本地域の土質は、砂またはシルト混じり砂であり、下流に向かってシルトの混入が多くなる傾向にある。

N値は管底付近で10~14で、地下水位は管頂とほぼ同位置の高さでありこれは、安藤川の水位とほぼ同じ高さ(GL-1~3m)である。

2) 工法の選定

法高約3.0mで基盤のN値が10程度の普通~軟弱に分類される土質条件に対して下記の工

法が考えられる。

- a) ジオテキスタイルを用いた補強土壁工
- b) ブロック積み+基礎杭
- c) L型擁壁+基礎杭
- d) 加圧コンクリート矢板

このうち、b)、c)、については構造体の変位や沈下を押さえるため基礎杭が必要となる。また、d)については2Hルールにより採用不可である。

したがって、a)~c)の3工法について比較検討し、施工性、経済性、工事期間等を考慮した結果a)の工法を採用した。なお、本工事は幹線水路の改築工事ということから、落水期間の10月から3月中旬の約半年の間で施工しなければならない。

4. ジオテキスタイルを用いた補強土壁工の概要

本工法は、ジオテキスタイルと呼ばれるジオネットやジオグリッドのように縦糸と横糸を交点で結合または、一体化した網状構造、格子構造のシート類等を密に配置することにより、ジオテキスタイルの引張剛性、引張強さ、摩擦特性によって土塊の変形が拘束され、ジオテキスタイルを横切る破壊が生じにくくなり、盛土の安定を図るものである。

このようなジオテキスタイルによる効果は、一体化効果と呼ばれている。

なお、本工事では盛土及び土留補強の目的で、

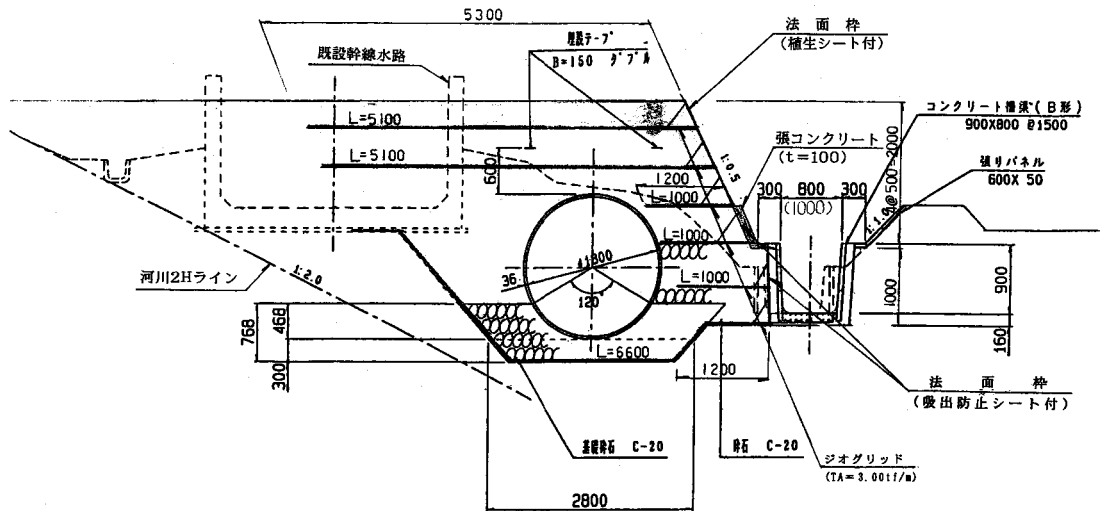


図-2 標準断面図

ジオグリッドを採用した。

5. 補強土壁工法の設計

補強土壁工法の設計は、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」(財)土木研究センター刊(以下「マニュアル」という。)に準じた。

ただし本工事では、盛土体の比較的法面に近いところに大口径のパイプが埋設されることになり、その安全性の確認が必要である。

以下、図-3に示す設計手順に沿って設計の概要を紹介する。

1) 内的安定の検討

内的安定の検討は、補強領域の内部を通るす

べり面に対するジオテキスタイルの破断や引抜けに対する安全性の検討をいい、マニュアルによれば円弧すべり面法により検討することとされている。今回図-4に示すようにパイプを中心にして、①法面側を通る円弧すべり、②パイプを通る円弧すべり、③パイプ裏側を通る円弧すべりの3つのパターンが想定される。

このうち、②のパターンは現実的ではないので計算から除外する。

そこで、図-4の①及び③のパターンについて各々のすべり円の中心を仮定して安全率を算定した。

a) 設計条件及び設計外力の設定

設計条件及び設計外力を図-5に示す。

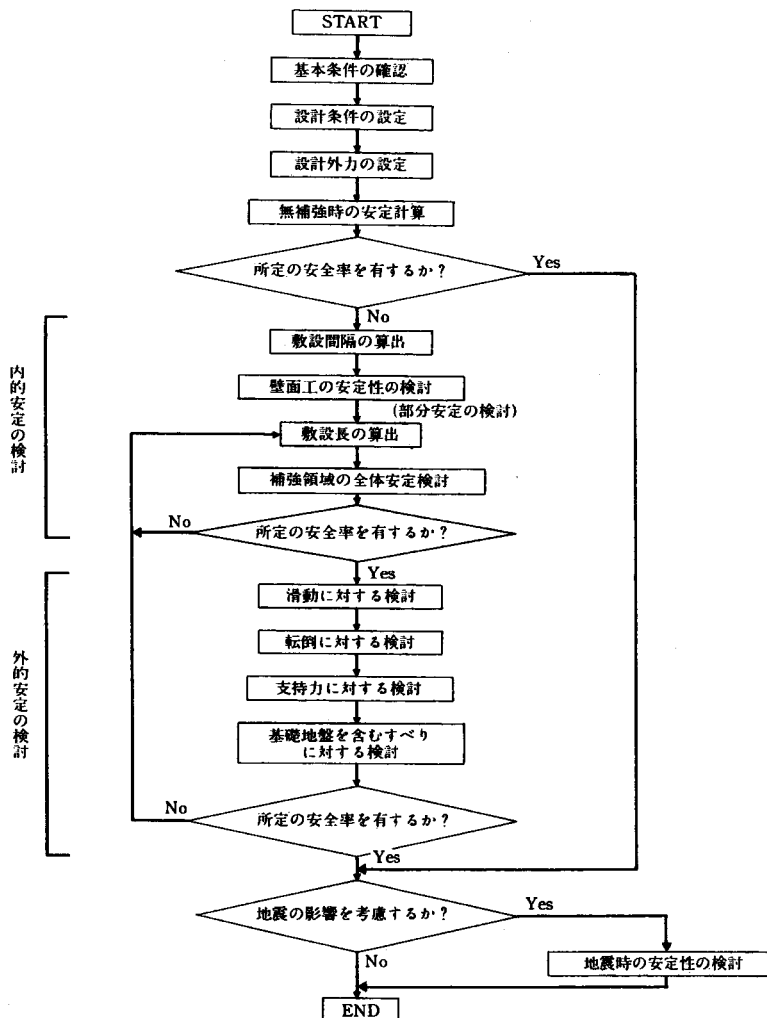


図-3 設計手順

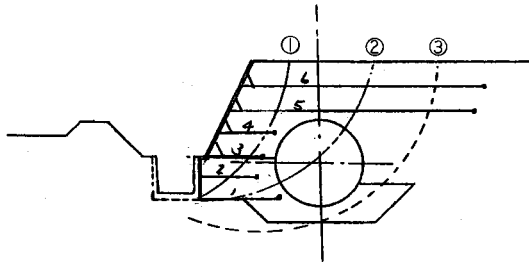


図-4 円弧すべりパターン図

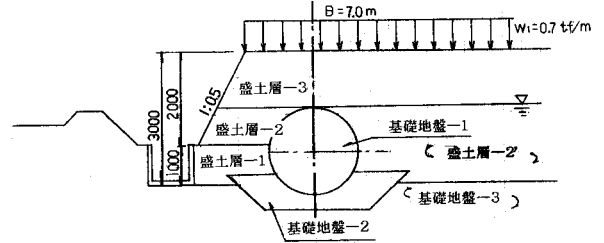


図-5 設計断面図

表-1 土質定数 (パターン①)

土層番号	高さH (m)	層厚h (m)	湿潤重量 (tf/m ³)	水中重量 (tf/m ³)	粘着力c (tf/m ²)	内部摩擦角φ (度)
盛土層 - 3	3.000	1.350	1.800	1.800	0.000	25.00
盛土層 - 2	1.650	0.650	1.800	0.800	0.000	25.00
盛土層 - 1	1.000	1.000	2.000	1.000	0.000	35.00
基礎地盤-1	—	—	1.000	0.100	10.000	30.00
基礎地盤-2	—	—	2.000	1.000	0.000	35.00
基礎地盤-3	—	—	1.000	0.800	0.000	30.00

基礎地盤-1：リフトの都合上、粘着力を与えることによりパイプを通るすべりをなくしている。

盛土層-2'の土質定数は盛土層-2に同じ。

表-2 土質定数 (パターン③)

土層番号	高さH (m)	層厚h (m)	湿潤重量 (tf/m ³)	水中重量 (tf/m ³)	粘着力c (tf/m ²)	内部摩擦角φ (度)
盛土層 - 3	3.000	1.350	1.800	1.800	0.000	25.00
盛土層 - 2	1.650	0.650	1.800	0.800	0.000	25.00
盛土層 - 1	1.000	1.000	1.800	0.800	0.000	35.00
基礎地盤-1	—	—	—	—	—	—
基礎地盤-2	—	—	2.000	1.000	0.000	35.00
基礎地盤-3	—	—	1.800	0.800	0.000	30.00

表-3 敷設長の計算結果 (パターン①)

位置番号	L _{s i} (m)	L _{e i} (m)	L _i (m)	敷設長 (m)
6	1.450	1.570	3.020	5.300
5	1.427	1.000	2.427	5.300
4	1.326	1.000	2.326	1.200 #
3	1.127	1.000	2.127	1.200 #
2	0.837	1.000	1.837	1.200 #
1	0.000	1.000	1.000	1.500

なお、敷設間隔は法枠(H=0.5m)を使用することから、0.5mとする。

また、パイプより法面側の計算と地盤を含むパイプの裏側の計算にわけて実施した。そのため垂直部の土質はパイプより前には碎石(盛土層-1)、パイプの裏側には土砂(盛土層-2')となっていることから、

パターン①(パイプより前の計算) 碎石
 パターン③(パイプより裏側の計算) 土砂とする。

表一4 敷設長の計算結果 (パターン③)

位置番号	L _{si} (m)	L _{ei} (m)	L _i (m)	敷設長 (m)
6	1.736	2.142	3.878	5.300
5	1.774	1.040	2.814	5.300
4	1.718	1.000	2.718	1.200 #
3	1.537	1.000	2.537	1.200 #
2	1.205	1.000	2.205	1.200 #
1	0.000	1.000	1.000	4.400

パターン①及びパターン③の土質定数を表一1, 表一2に示す。

b) 無補強時の安定計算

計算の結果 $F_{smin} (=0.17) < F_a (=1.2)$ より補強材が必要である。

c) 敷設長の算出

敷設長の算出はまず、必要引張力の合計 (ΣT_{req}) が最大となるすべり円弧を算定し、その時の各段の法面からすべり面までの水平距離 (L_{si}) を求める。

次に引張力と土の摩擦係数により各段の必要定着長 (L_{ei}) を求め L_{si} と L_{ei} の和を各段の必要敷設長 (L_i) とする。

ここで、2～4段目についてはパイプが埋設されているため、1.2mしか敷設できず不足することから、5～6段目の敷設長を所定の安全率が得られる長さまで延長する。計算結果を表一3に示す。

同様にパターン③についても計算を行う。
(表一4)

2) 外的安定の検討

外的安定の検討は、補強領域を疑似擁壁とみなして補強領域の滑動、転倒、支持力に対する安定の検討を行う。

計算方法は、通常の擁壁の計算方法に従い行う。

計算の結果を表一5に示す。

3) パイプ接円すべり (パイプの上) の安定検討

本工事は、補強領域内に大口径のパイプを埋設することからその安全性について検討する。

図一6に示すように、パターン①における最小安全率を与える円弧について、パイプ接円部

表一5 外的安定の検討結果

安全率の種類	許容安全率等	計算結果
滑動	1.5以上	2.9
転倒	$e \leq B/6$	$e \leq B/6$
支持力	12.0tf/m ² 以下	4.9tf/m ² 以下

(スライス幅0.5m, すべり円弧長約1.0m)の摩擦せん断抵抗力を0として再度前述の安定計算をしたところでも安全であった。

4) パイプ接円すべり (パイプの下) の安定検討
次に図一7に示すように、パターン③における最小安全率を与える条件で、パイプ接円部(スライス幅0.85m, すべり円弧長約1.0m)の摩擦せん断抵抗力を0として再度前述の安定計算をしたところでも安全であった。

6. 施工概要

標準施工工程を図一8に示す。

1) 準備工

敷設基盤を極力平坦にならし、締固め機械で十分締固めを行う。

設計図に基づき敷設位置及び敷設長さを丁張やスミ出し等によって明示する。

2) 法枠の組立・設置

壁面材として、将来の管理等(施工場所周辺は年に2回程度法面を焼いている。)を考慮して、図一9-1, 図一9-2に示す鋼製法枠を使用する。

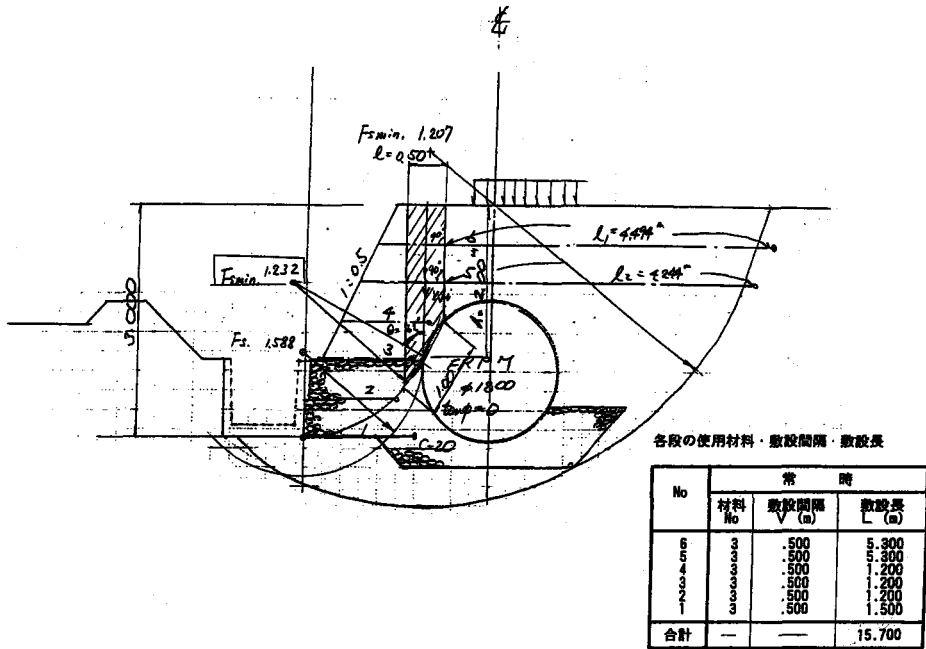
法枠を所定の位置に据付、背筋及び固定ピンで固定する。

なお、法枠の内側には吸出防止材または、植生シートを敷設する。

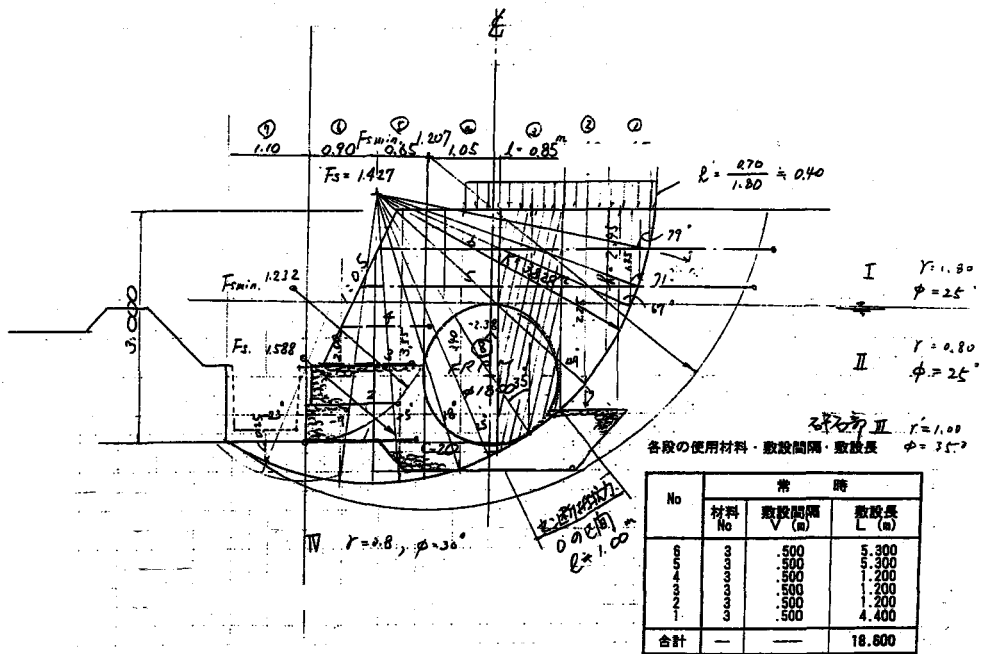
3) ジオテキスタイルの敷設・接合

敷設長さに切断し、テンションをかけて固定ピンで固定する。ピン固定は、2～3m²に1個所程度行う。

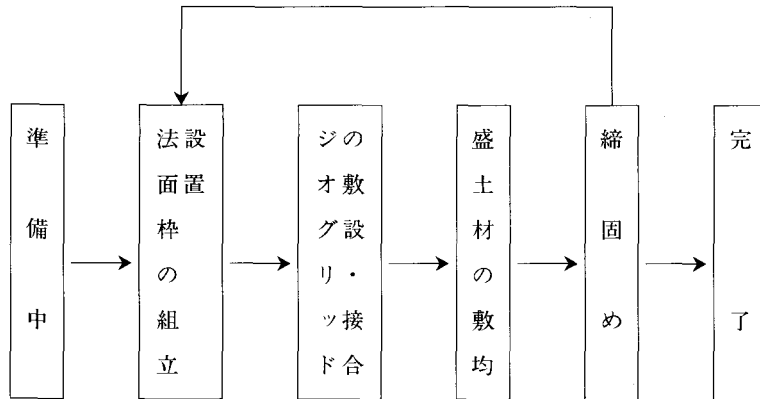
また、隙間が生じないように敷設するものとし、外曲がりの場合、後方に無補強部分が残る



図—6 パイプ接円すべり (パイプの上) 安定検討図



図—7 パイプ接円すべり (パイプの下) 安定検討図



図—8 施工手順

ため、ジオテキスタイルの薄片を重ね、内カーブの場合はラップさせ敷設領域全体を覆うようにするものとする。

4) 盛土材の敷均し

盛土材の敷均しは、一層の仕上がり厚さが25cm程度となるようにまき出し、平坦に均すものとする。

5) 締め

管頂60cm以下及び法肩より50cmまでの締めめは、振動コンパクタなどで行い、法枠のスミ部は突棒などで十分に行う。

パイプ布設を行いながら上記の2)～5)の作業を繰り返し行う。

7. 施工管理

本工法の施工管理については、主に次の3項目

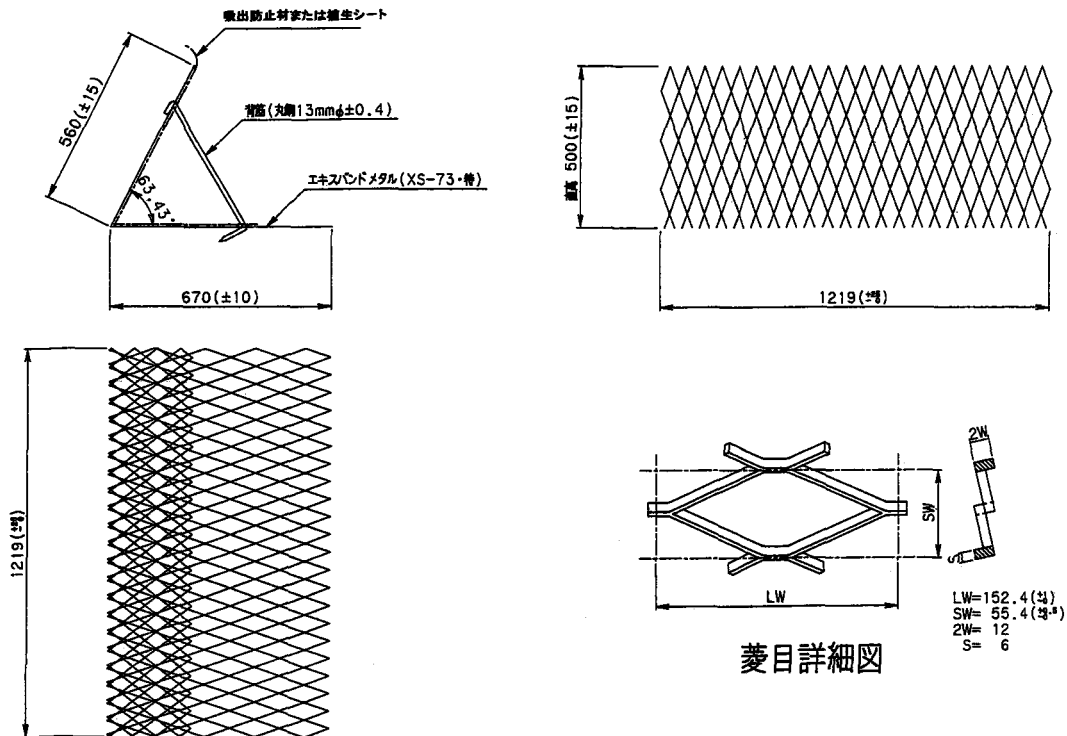


図9—1 鋼製法枠(5分勾配)

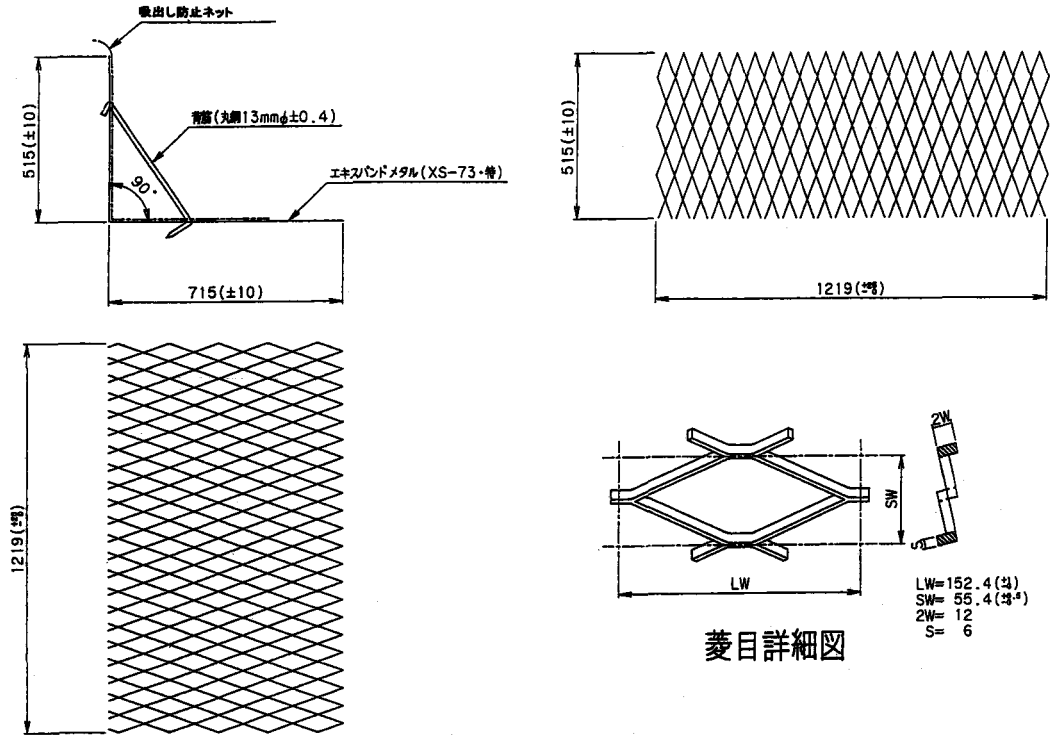
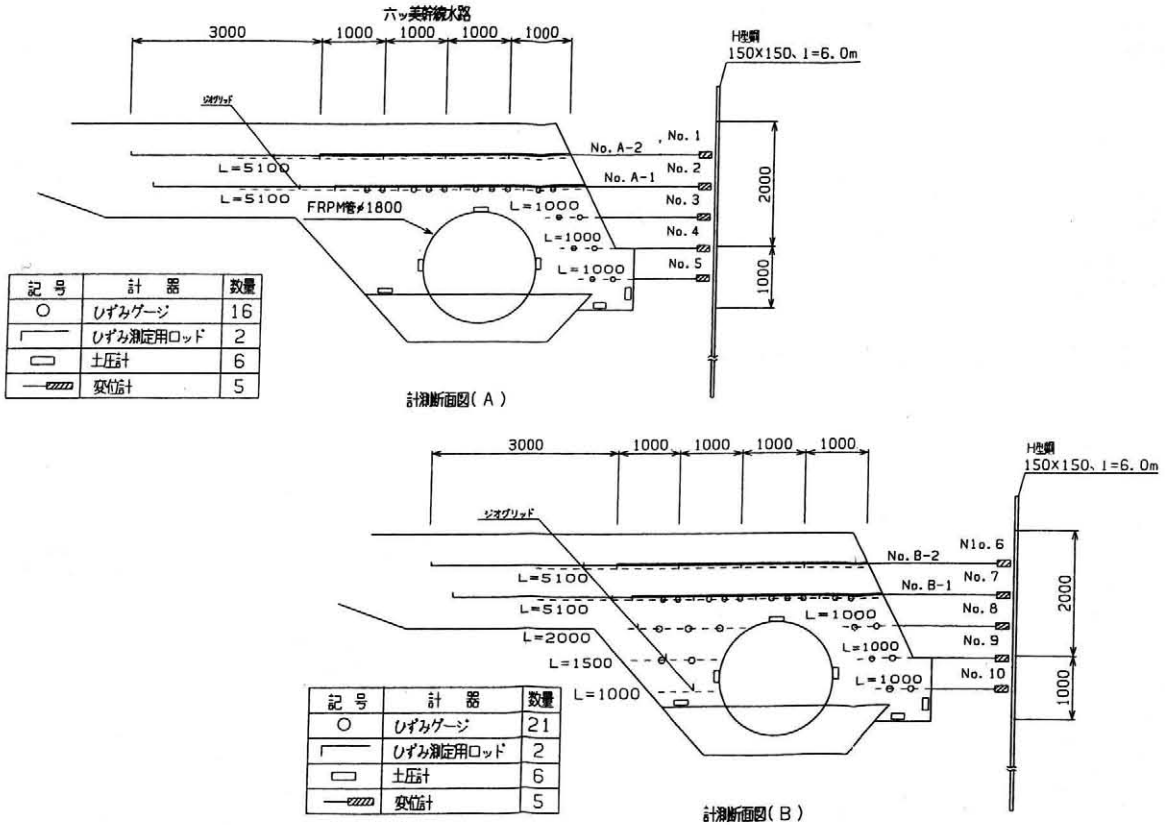


図9-2 鋼製法枠 (垂直勾配)

表-6 施工管理基準

工種	測定項目	管理基準値	規格値	測定基準	測定箇所	摘要	
補強土壁工 (ジオテキスタイル)	敷設長	C_1	-0 mm	-0 mm	各層ごとに施工延長おおよそ 50 m につき 1 箇所割合で測定する。		
		C_2	-20 mm	-30 mm			
	延長 L		-200 mm	1 施工箇所ごとに測定する。			
	施工隙間 e	-20 mm	-30 mm	各層ごとに施工延長おおよそ 50 m につき 1 箇所割合で測定する。			
壁面工 鋼製法枠	基準高 V	±30 mm	±50 mm	施工延長おおよそ 50 m につき 1 箇所割合で測定する。			
	高さ h	-30 mm	-50 mm				
	壁面の Δ レ δ		±0.015h mm				
	延長 L		-200 mm	1 施工箇所ごとに測定する。			



図一10 挙動観測計画図

があげられる。

①盛土材料の締固め管理

盛土材料の締固め管理について、マニュアルでは以下のように示されている。

盛土材料の締固めは、ジオテキスタイルとの摩擦力を確保し、安定性の高い補強土壁を施工する上で非常に重要なものである。

施工管理上の目安として、通常の路床工と同程度とし、JIS A 1210の1.1の方法による最大乾燥密度の90%以上を確保することとしている。

②ジオテキスタイルの管理

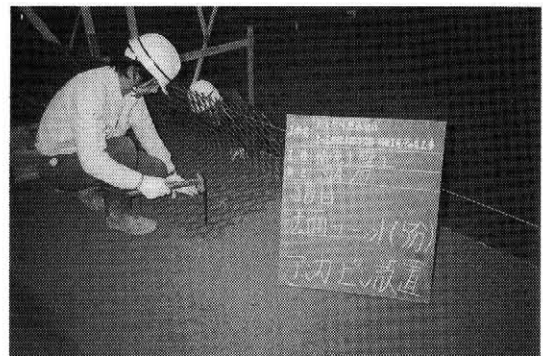
ジオテキスタイルの施工管理については、具体的に示されたものはないが、設計断面及び出来形の確保の観点から敷設長、延長、施工隙間（ジオテキスタイルの隙間）について管理することとした。

③壁面工の管理

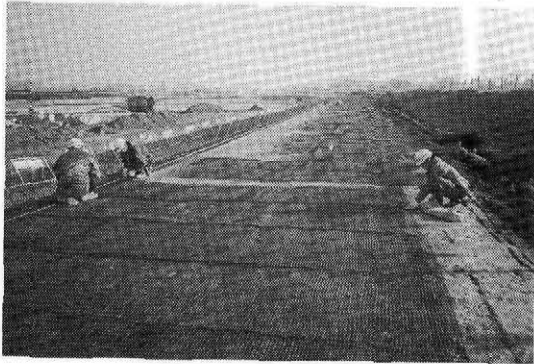
壁面工の施工管理についても、『過去の実績を踏まえ適当な値を決定する』と具体的な数値は示さ

れていないため、建設省のテールアルメ工の基準を参考に基準高、高さ、壁面のズレ、延長について管理することとした。

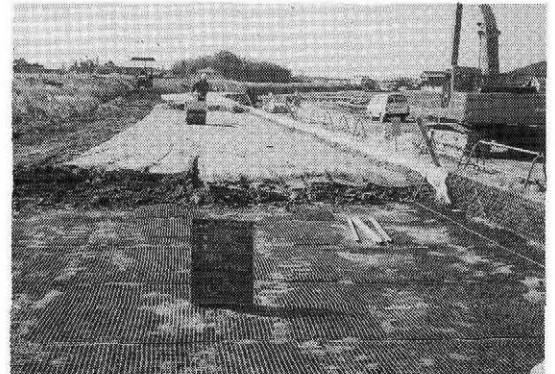
ジオテキスタイル及び壁面工の施工管理基準値を表一6に示す。なお、この管理基準値は、本工事のみを対象として定めたものである。



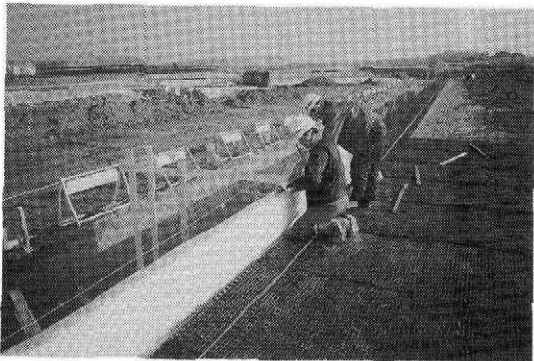
写真一1 鋼製法枠設置（固定ピン打込）状況



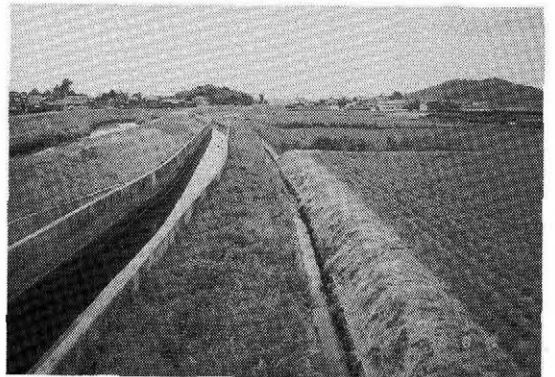
写真—2 ジオグリッド敷設状況



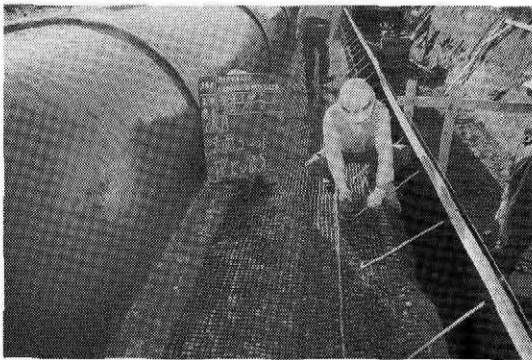
写真—5 締固め状況



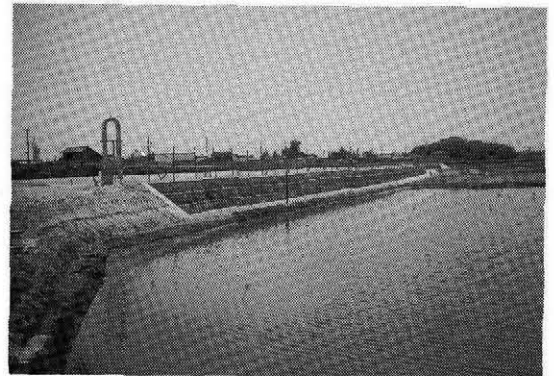
写真—3 植生シート設置状況



写真—6 施工前



写真—4 鋼製法枠設置（背筋固定）状況



写真—7 施工後

8. 挙動観測

本工法は、道路及び宅地造成等で多数施工されているが、今回のように補強領域内に大口径パイプ等の構造物が存在することは極めてまれなことである。

また変則的な施工となっていることから、今後

の通水により影響も含めて、盛土の挙動について観測する必要があると思われることから、図-10に示す観測計器を設置することにした。

さらに、ジオテキスタイルによる効果を検証するため、パイプの裏側を補強した場合との比較もすることにした。

盛土完了後約2ヶ月半経過しているが、今のと

ころ盛土及び管体に大きな変位は現れていないようである。今後通水をした場合及び上載加重をかけた場合等想定される条件下での挙動について観測を行い、安全性及びジオテキスタイルの効果を検証していきたいと考えている。

9. おわりに

本事業は、既施設の更新事業ということで、用

地及び工事期間に制約がある中で事業を進めていかなければならず、他の幹線水路工事においても、より良き施工方法を模索しながら事業を実施していきたいと考えている。

引用文献

土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル

日和トンネル内円形水路におけるスリップフォーム工法

来 海 昭 雄*
(Akio KIMACHI)

目	次
I. はじめに	36
II. 邑南2期地区の概要	36
III. 日和トンネルの概要	36
IV. スリップフォーム工法による円形水路施工	36
V. SF工法の施工	38
VI. 検証	40
VII. 評価	40
VIII. おわりに	41

I. はじめに

日和トンネルの位置する邑智郡石見町は、島根県の中央部にあって広島県に隣接し、町の東部を南北に走る国道261号線を連絡幹線として広島方面に結ばれている(図-1)。

しかしながら町内の西部には、南北に結ぶ幹線道路がないため関係する農業諸施設の有効利用を促進する道路の整備が急がれていた。

このため、石見町大字矢上～大和村大字上野(L=14,771m)を邑南地区広域営農団地農道整備事業として昭和50年度～平成3年度までに整備し、石見町大字矢上～石見町大字日和間(L=5,526m)を邑南2期地区として昭和63年度より実施中である。

本広域農道および中国縦貫道並びに山陽自動車道を利用することにより、京阪神、広島、北九州

市場への輸送時間が大幅に短縮され、広域的な輸送が可能となる。

よって、これに対応すべく広域的営農組織を設立し、生産から流通までの一貫した体系を整備することにより農業所得の向上を図るとともに定住化を促進するもので、本事業はその基幹となるものである。

II. 邑南2期地区の概要

- ・農道延長 L=5,526m
- ・道路規格 第3種4級
- ・設計速度 40km/hr
- ・道路幅員 6.75m(2車線) 自歩道2.0m

III. 日和トンネルの概要

石見町矢上から日和への間は、標高827mの京太郎山をはじめとする山々が連なっており、交通の安全性、経済性等によりトンネル工法を採用し、延長2,485mと、農道トンネルとしては日本一、また県内の道路トンネルとしても最大規模である。

トンネル工事は、平成5年10月から着手し、平成9年7月に本体工事が完成した。続いて、防災・照明設備を施工し、平成9年11月25日に日和トンネルを含む約4km区間を供用開始したところである。

本稿では、トンネル内の円形水路をスリップフォーム工法により施工を行った結果について紹介する。

IV. スリップフォーム工法による円形水路施工

円形水路は、トンネル内進入車両の持込水やト

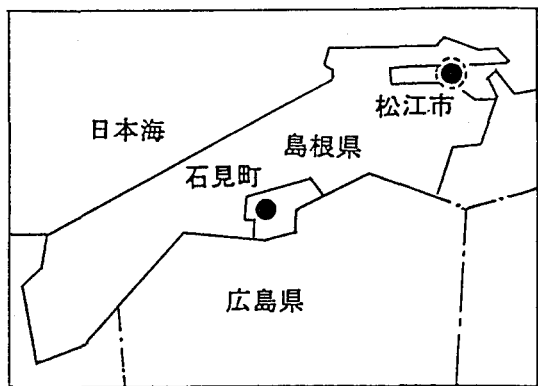


図-1 位置図

*島根県川本農林振興センター

ンネル内の洗浄汚水などのトンネル内で発生した水を処理するために、トンネル路肩部に設ける水路である。

1. 工法の概要

スリップフォーム工法（以下S F工法という）は、自走する成型機に鋼製型枠（モールド）を取付け、モールド内にコンクリートを投入し、その内部で締固め成型を行うと同時に、成型機を前進させることにより、同一断面の構造物を連続して構築していく工法である。

2. S F工法の一般的な特徴

(1) 工期短縮

- ・施工速度が速く、大幅に工期を短縮することができる。

(2) 省力化

- ・現場打工法等に比較して、2～3割の労働力を削減することができる。

(3) 構造的利点

- ・断面全体を同時にかつ連続的に施工するので、打継目がなく一体化するため、複数工程で見られる構造上の弱点がない（切削注入目地有）。

- ・構造物の平面線形が曲線であっても容易に施工することができ、合理的で美観に優れた構造物の構築が可能である。また、曲線を有する断面形状を容易に成型することができ、卵形水路など機能重視の形状をつくることのできる。

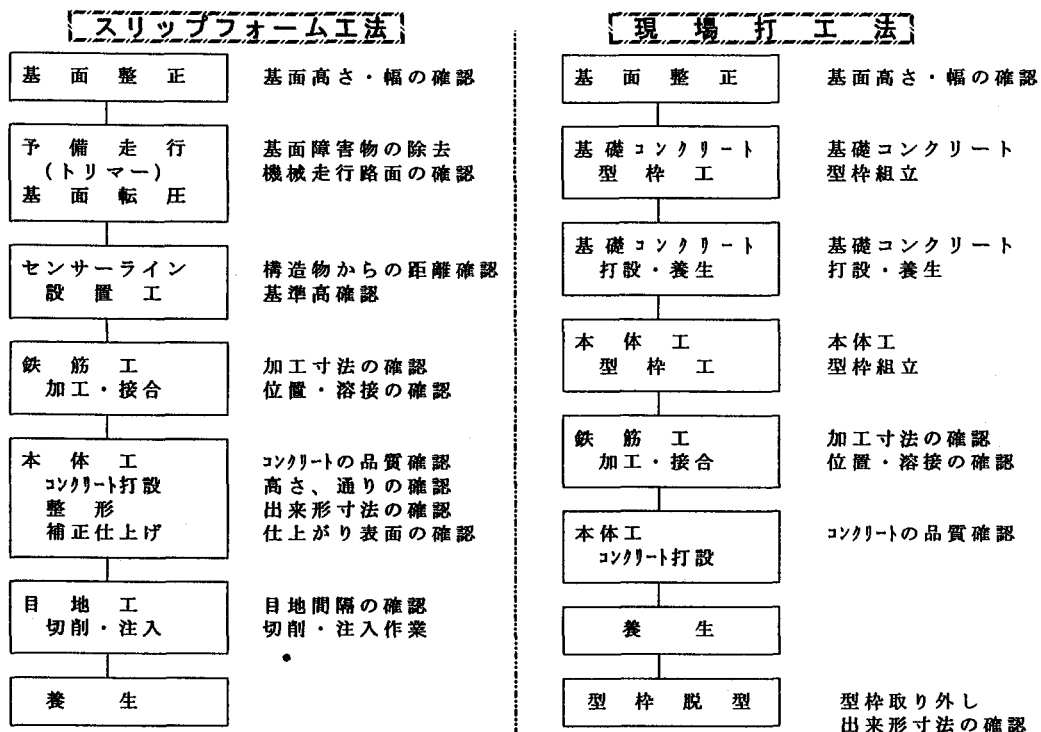
- ・S F工法用コンクリートは、施工性の確保から在来工法に使用するコンクリートに比べ水セメント比を小さくし、空気量を大きくしているため、耐凍害性の高い構造物をつくることのできる。

(4) 工事費

- ・一般的には工事延長が1,000m程度以上あれば、S F工法による工事費は在来工法と比べ同等もしくは低減することができる。

3. S F工法の導入理由

円形水路の施工は、従来内空断面を確保するゴム製のチューブ型枠とメタル型枠による独自の工法により施工を行ってきたが、特殊型枠であることから、最近技能労働者不足となってきた。この対応と工期短縮を図る目的でS F工法を採用した。



図一 現場打工法とスリップフォーム工法の施工フロー比較

V. SF工法の施工

2に、施工概念図を図-3に示す。また、施工状況（試験施工）を写真で示す。

現場打工法とSF工法の施工フロー比較を図-

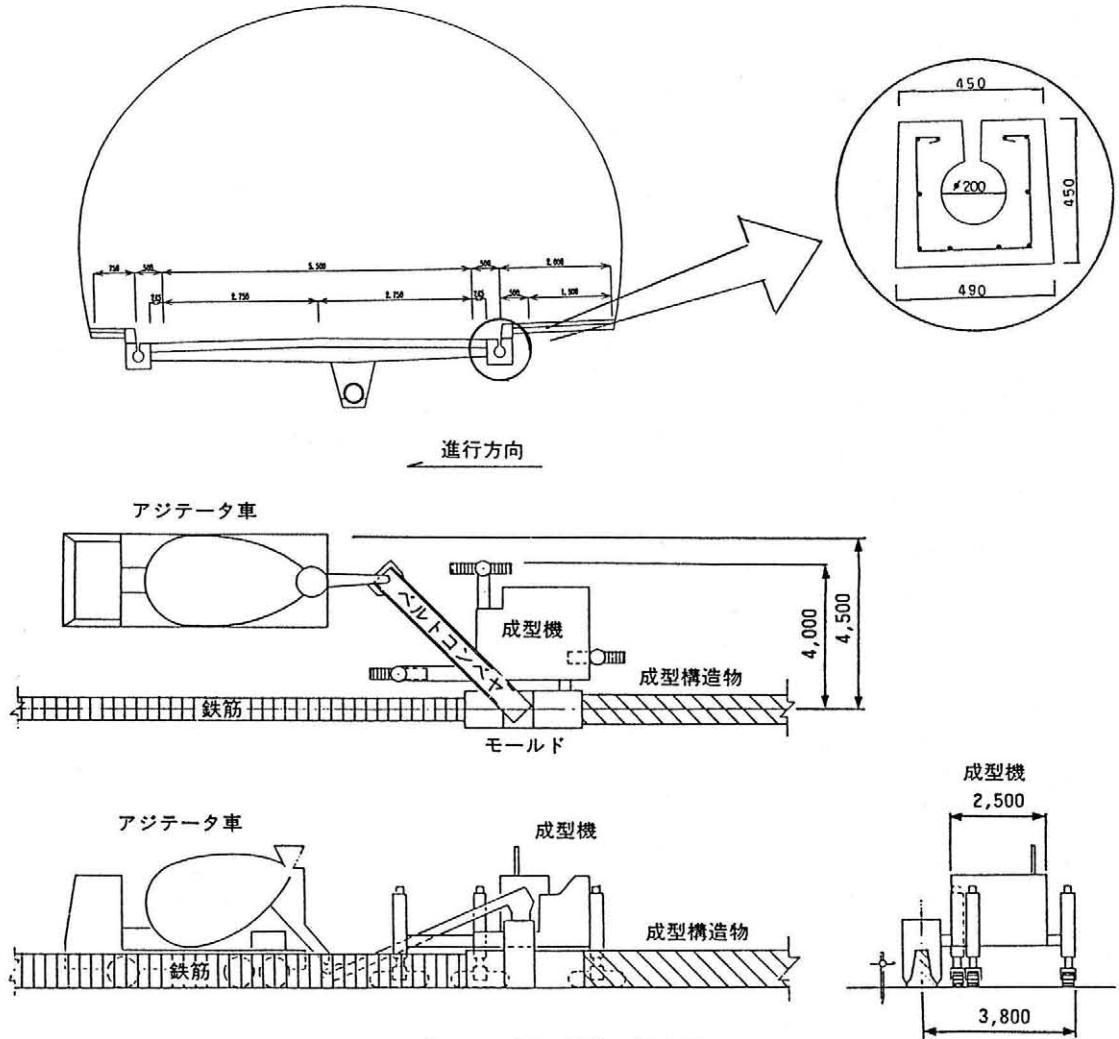


図-3 SF工法施工概念図



写真-1 予備走行・基面整正

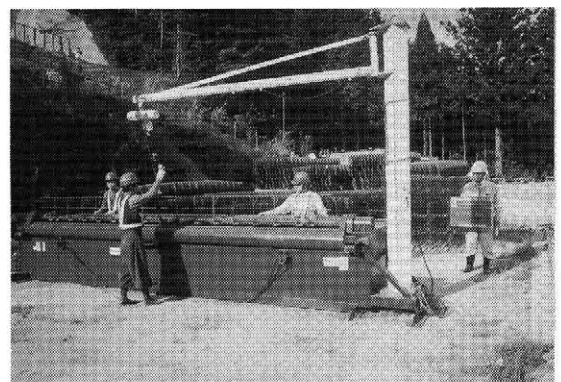


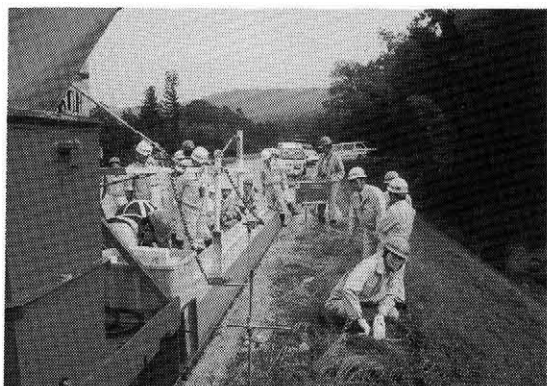
写真-2 鉄筋曲げ加工



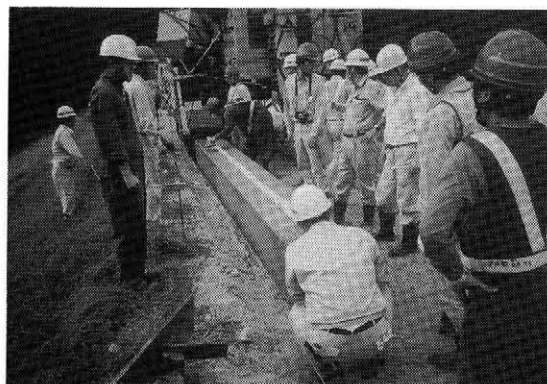
写真—3 鉄筋組立 (配筋検査)



写真—6 コンクリート打設



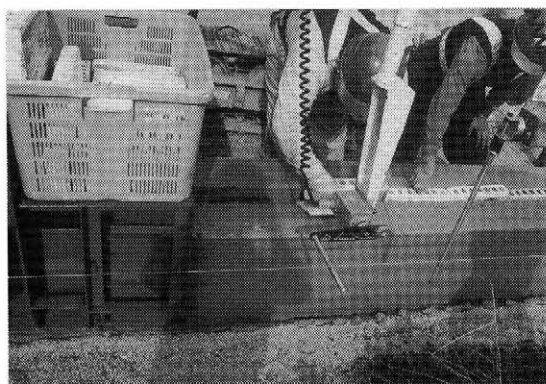
写真—4 コンクリート打設



写真—7 整形・補正仕上げ



写真—5 コンクリート打設



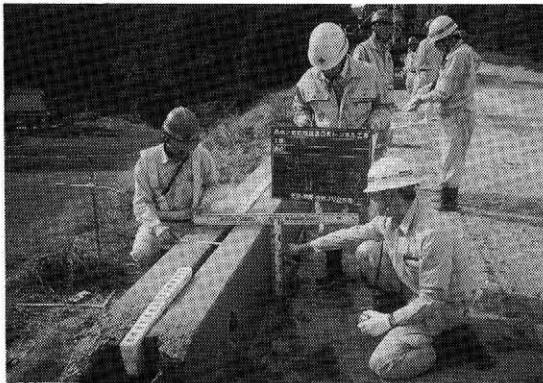
写真—8 整形・補正仕上げ



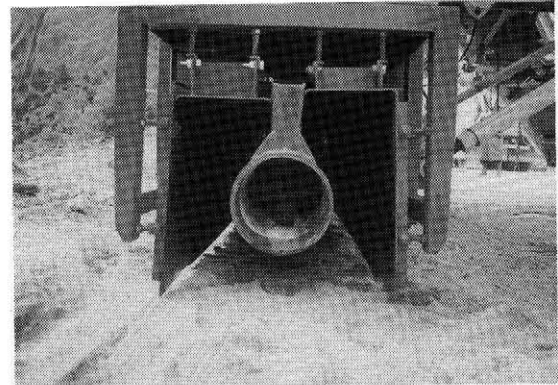
写真—9 鉄筋のかぶり確認



写真—11 使用機械



写真—10 出来形検測



写真—12 使用機械（モールド）

VI. 検証

1. 歩掛調査

日和トンネル工事請負業者により実績歩掛調査を実施するとともに、日本スリップフォーム工法協会の標準歩掛との対比を行った。

その結果直接工事費で比較すると、

- | | |
|------------|-----------|
| ①SF工法協会歩掛 | 14,118円/m |
| ②業者による実績歩掛 | 14,510円/m |

となった。

2. 出来形管理

SF工法による円形水路を、20mピッチで寸法の確認を行った。また、鉄筋のかぶりについては、試験施工を行い確認した結果、設計値通りであった。

3. コンクリートの品質管理

SF工法で使用するコンクリートを、事前に試験練りを行った結果、設計基準強度 $21\text{N}/\text{mm}^2$ 対

し $34\text{N}/\text{mm}^2$ のデータを得、設計基準強度を十分満足していることを確認した。

現地においても、1日2回コンクリートの品質管理を実施した結果、設計基準強度 $21\text{N}/\text{mm}^2$ に対し $33.5\text{N}/\text{mm}^2$ であり、本施工においても設計基準強度は十分満足していることを確認した。

4. 工程

SF工法による円形水路の実施工程を図-4に示す。

VII. 評価

1. 歩掛調査

SF工法については、施工日数は現場打工法に比べ約40日短縮（現場打工法で施工した場合の施工日数約80日）できたこと、また技能労働者が4割程度削減できた。

SF工法は、現場打工法に比べある程度施工延長があれば単価的、技術的に有利になると思われる。

種別	9月		10月			11月		稼働日数	備考	
	14	20	30	10	20	31	10			20
基面整正	14		7						20	
センサーライン設置・撤去		19		12		撤去 21-23	撤去 5-7	撤去 14-16	29	
鉄筋工 加工・接合			23					16	44	-
本体工 予備走行 コンクリート 補正仕上 養生			準備工 20					養生 14-19	47	
目地工						24-31		14-20	12	

図-4 実施工程表 (円形水路φ200 L=4,882m)

るため、積極的な活用が望まれる。

2. 出来形管理

20mピッチで出来形寸法管理を行った結果、すべて管理基準値以内であるとともに、バラツキが少ない。

鉄筋のかぶりについては、試験施工を行い確認した結果設計値通りであった。

施工上の留意点として、鉄筋は通常の結束による配筋でコンクリートを打設すると、必ず前方へ倒壊するので、アンカー筋により堅固に固定する必要がある。

また、SF工法の場合基礎砕石の施工を行わないため、基面整正を十分行う必要がある。

3. コンクリートの品質管理

設計基準強度は十分満足しており、現場打工法に比べ強度的に問題はない。

しかし、コンクリートが凝固する前に型枠が移動するため、コンクリートのスランプ、空気量等にばらつきがあった場合、出来形寸法にバラツキがでる可能性があるため、コンクリートの品質管理は重要である。

VIII. おわりに

スリップフォーム工法による円形水路の施工は、検証結果から良好な結果を得た。本現場はトンネル内の施工であったため、施工性もよく気象条件

にも左右されず、日々の安全、工程管理等についても心配がなかった。

今後の普及次第では、安価に施工できると思われるが、現状では構造物の種類、施工延長、施工場所等の条件を十分勘案し採用する必要があると思われる。

邑南2期地区広域農道のうち、日和トンネルは全延長の45%を占めており、昨年11月末にトンネルを含め約4km区間を供用開始したことにより、日和地区の牛乳(石見高原牛乳の名でブランド化)、野菜等の農産物の流通の合理化が図られるとともに、農業経営の合理化、安定化が図られる。また、冬季には寄宿舎生活を余儀なくされていた、中・高校生の通学路や生活道路として有効に活用されるなど、当地域の基幹的的道路として大いに期待されている。

この期待にさらに応えるべく、邑南2期地区広域農道残区間約1.5kmの早期完成を目指し、関係者一同今後共一層努力していきたい。

参考文献

- 1) 日本スリップフォーム工法協会：スリップフォーム工法標準積算マニュアル (構造物編)
- 2) 日本スリップフォーム工法協会：スリップフォーム工法標準施工マニュアル (構造物編)
- 3) 日本道路公団：設計要領第三集トンネル

Fe石灰（サンドイッチ）工法による軟弱な地盤の路床改良 —Fe石灰工法による農道の長寿命化舗装—

久保田 雅 敏*
(Masatoshi KUBOTA)

土 師 清 介**
(Seisuke HAJI)

森 田 敏 夫**
(Tosio MORITA)

東 時 則**
(Tokinori AZUMA)

目 次

1. はじめに42
 2. Fe石灰工法とは42
 3. 設計法の概要43
 4. 舗装構成決定の概略図45
 5. 計画断面45
 6. 従来工法との経済比較45

7. 混合方式の設定及び配合設計概要46
 8. 施工手順及び品質管理47
 9. 実証調査結果48
 10. 考察50
 11. おわりに51
 参考文献51

1. はじめに

九州北西部に位置する佐賀県は、北部に玄界灘を望み、南部は世界有数の干満差を持つ有明海に囲まれ、本県の水田地帯である南部の佐賀平野には、有明海の干満作用による感潮部の浮泥の凝集沈降作用により形成された、広大な低平地が広がっている。

佐賀平野は、有明粘土と称する超微粒で均質な沖積粘土で地盤が構成され、現在でも地盤沈下が発生している軟弱地盤地域である。この地域での農道舗装は、鋭敏な有明粘土を施工時に攪乱して支持力を低下させたり、地盤沈下や浅い地下水位の影響等の外因により、供用性の低下が極めて早く、一般の路床改良工では十全な効果が得られないため、その対策に苦慮してきた。

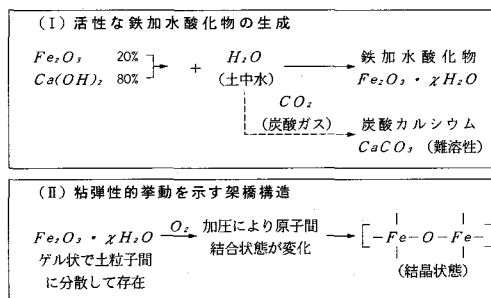
ここに紹介するFe石灰工法は、数十年前に有明粘土路床を対象に開発をはじめた工法であり、路床の攪乱を抑える工程や不同沈下に強い抵抗性を得て、現在では残土処分量の大幅削減や極めて高い供用性を得るに至ったため、ここにその概要を新技術として紹介するものである。

2. Fe石灰工法とは

本工法は、路床改良工としてはサンドイッチ工法に属し、軟弱または軟弱化しやすい路床上での長期供用を目的として、荷重減衰作用と耐水性が高く、たわみ性の維持に優れたFe石灰処理土を、Fe石灰の現路床への添加混合による造成、もしくは

は中央プラント処理土の現場搬入により、軟弱路床上に拘束層として盤状に設けて、被覆・補強する事を基本とする工法である。

Fe石灰は消石灰と微粉酸化鉄により構成され、処理土は、石灰分の水和化合物生成と、強アルカリ条件下における、以下に示す鉄加水酸化物の生成による架橋構造の発達によって、長期的に安定した強度増進と、舗装基礎材として理想的な粘弾性的な挙動特性を持つ。



□化学反応の模式図

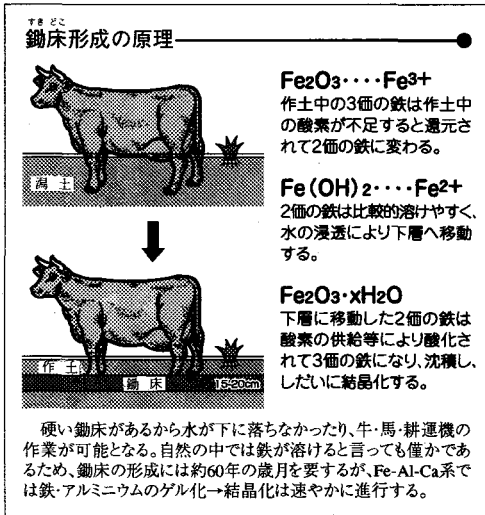
以上の原理は、水田の還元層に形成される、硬質な鉄分の沈積層である鋤床の形成原理と同様であり、鋤床形成には長年月を要するが、Fe石灰添加によりこれを短期間に形成し、その建設地盤としての有効な特性を実用化したものである。

本工法は、従来工法に比較して半分近い拘束層厚（改良厚）で、薄い舗装構成を舗設する事が可能で、結果的に建設残土の低減が図れる。

また、Fe石灰処理土は路床を乱さない軽転圧で施工が可能で、そのため拘束層上での支持力の均一性が高く、盤状に硬化して不同沈下を抑制し、

*佐賀県農林部農村整備課
 **佐賀県鳥栖農林事務所

実質的な舗装寿命の延命が期待でき、ライフサイクルコストの低減をも図ることができる。



3. 設計法の概要

1) 設計法概説

本工法はサンドイッチ工法に分類され、設計は、路床CBRと拘束層に用いるFe石灰処理土の設計強度を元に、交通区分別に設定されている、表-1に示す拘束層上面の平均弾性係数を確保できる拘束層厚を設定し、上位の舗装構成は、換算CBRに対応するT_A・Hの目標値を元に決定して、全断面をBurmisterの弾性理論に基づく弾性計算法で検証する方法をとる¹⁾。

拘束層上面の設定平均弾性係数は、換算値で設計CBR6または4以上(II交通以下)であり、拘束層厚は、交通区分、処理土CBR、路床CBRの関係より、表-2より求める方法が一般的で、煩雑な弾性計算を繰り返し行う必要がない、この方法を以下に紹介する。

表-1 拘束層面の平均弾性係数の目標値

適用	設計交通量の区分			
農道及び林道	I-1	林道舗装 I・2・II・III 簡易舗装 L・A	III・IV・V	V・VI
一般道路	—	—	A・B・C	C・D
平均弾性係数 (kgf/cm ²)	400 以上	600 以上	800 以上	1,200 以上
設計 CBR への換算値	4 以上	6 以上	8 以上	12 以上

2) 設計CBR3未満における設計方法

本工法を、設計CBR3未満の路床に適用する場合、配合試験に基づくFe石灰処理土のCBRと路床CBRを元に、表-2より必要拘束層厚を設定し、その上位に表-3、4より選択した舗装構成を配

置する方法で断面を計画する。

表-2 交通量・路床CBRに基づく拘束層厚

交通区分	I-1 交通量以下					I-2・II・III 交通量					
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	
Fe石灰処理土の記号											
Fe石灰処理土の強度	60%	70%	80%	90%	100%	60%	70%	80%	90%	100%	
現	0.1	33	31	30	28	27	40	37	36	34	33
路	0.2	31	29	27	26	25	38	35	34	32	31
床	0.3	29	27	26	25	24	36	34	32	31	29
設	0.4	27	26	24	23	22	34	32	31	29	28
計	0.5	26	24	23	22	21	33	31	30	28	27
C	0.6	25	23	22	21	20	32	30	29	27	26
	0.7	24	22	21	20	19	31	29	28	26	25
	0.8	23	21	20	19	18	30	28	27	26	24
	0.9	22	20	19	18	17	29	27	26	25	24
	1.0	21	19	18	17	17	29	27	25	24	23
	1.1	20	18	17	17	16	28	26	24	23	22
	1.2	19	18	17	16	15	27	25	24	23	22
	1.3	18	17	16	15	14	26	24	23	22	21
	1.4	17	16	15	14	14	25	24	22	21	20
	1.5	16	15	14	14	13	25	23	22	21	20
B	1.6	16	15	14	13	13	24	22	21	20	19
	1.7	15	14	13	12	12	23	22	21	19	19
	1.8	14	13	12	12	11	23	21	20	19	18
	1.9	14	13	12	11	11	22	21	19	18	18
	2.0	13	12	11	11	10	21	20	19	18	17
	2.1	12	11	11	10	10	21	19	18	17	16
	2.2	11	11	10	10	9	20	19	18	17	16
	2.3	11	10	9	9	9	20	18	17	16	15
	2.4	10	9	9	8	8	19	18	17	16	15
	2.5	10	9	8	8	8	18	17	16	15	15
R	2.6	9	8	8	※15	※14	18	17	16	15	14
	2.7	8	8	※15	※14	※14	17	16	15	14	14
	2.8	8	※16	※15	※14	※13	17	16	15	14	13
	2.9	※16	※15	※14	※13	※15	16	15	14	13	13
	備考	交通量に応じた4%の舗装構成					交通量に応じた6%の舗装構成				

表-3 前表に適合する標準舗装構成(粒状路盤)

記号	交通区分	舗装構成	設計CBRの舗装構成同等	アスコン表基層	上層路盤(粒状路石)	下層路盤(ケマツク)	合計舗装厚	T _A	H
1	I-1	タイプ1	4	4 cm	6 cm	11 cm	—	21 cm	—
2		タイプ2	※6	4 cm	12 cm	—	—	16 cm	—
3	I-2	タイプ1	6	4 cm	10 cm	10 cm	10.0	24 cm	—
4	II	タイプ1	6	5 cm	10 cm	14 cm	12.0	29 cm	—
5	III	タイプ1	6	5 cm	15 cm	23 cm	16.0	43 cm	—
6		タイプ2		10 cm	10 cm	10 cm	16.0	30 cm	—

表-4 前表に適合する標準舗装構成(路盤併用)

記号	交通区分	舗装構成	設計CBR	アスコン表層	上層路盤(粒状路石)	下層路盤(ケマツク)	Fe処理(砂)	遮断層	合計舗装厚	T _A	H
7	I-1	タイプ1	4	4 cm	10 cm	—	7 cm	—	21 cm	—	—
8		タイプ2	※6	4 cm	10 cm	—	2 cm	—	16 cm	—	—
9	I-2	タイプ1	6	4 cm	10 cm	—	6 cm	—	10.2	20 cm	—
10	II	タイプ1	6	5 cm	10 cm	—	8 cm	—	12.1	23 cm	—
11	III	タイプ1	6	10 cm	—	—	17 cm	—	16.1	32 cm	—
12		タイプ2		5 cm	15 cm	—	13 cm	—	16.1	33 cm	—

表-5 設計CBR2の粒状路盤とFe石灰路盤

記号	交通区分	舗装構成	設計CBR	アスコン表層	上層路盤(粒状路石)	下層路盤(ケマツク)	Fe処理(砂)	遮断層	合計舗装厚	T _A	H
13	I-1	タイプ1	2	4 cm	10 cm	18 cm	—	15 cm	—	32 cm	—
14		タイプ2		10 cm	—	18 cm	—	—	32 cm	—	
15	I-2	タイプ1	2	4 cm	15 cm	19 cm	—	20 cm	—	14.0	38 cm
16		タイプ2		10 cm	—	15 cm	—	—	14.2	29 cm	
17	II	タイプ1	2	5 cm	15 cm	27 cm	—	20 cm	—	17.0	47 cm
18		タイプ2		10 cm	—	19 cm	—	—	17.0	34 cm	
19	III	タイプ1	2	5 cm	25 cm	29 cm	—	30 cm	—	21.0	59 cm
20		タイプ2		13 cm	—	26 cm	—	—	21.2	44 cm	

2-1) 設計CBR3未満適用時の注意事項

- ① 表-2の拘束層厚は、I-1交通では設計CBR4相当、I-2~III交通では設計CBR6相当の舗装構成使用を条件とし、使用舗装構成を表-3、4に示した。
- ② 表-2の※印の項は、最小施工厚の関係でI-1交通でも設計CBR6相当の舗装構成を用いる場合である。
- ③ 表-4の路盤併用とは、拘束層と下層路盤をまとめて造成し、機能的に分割して設計する工法であり、路盤に用いる場合のFe石灰処理土の等値換算係数は、下層路盤であっても路上混合で0.45中央混合で0.55である。
- ④ 路盤併用時の上層路盤の厚さは、Fe石灰処理土の未硬化時の平坦性確保と、転圧時の浮動や剝離の防止のため10cm以上を標準とする。
- ⑤ 路盤併用時に $T_A \cdot H$ の目標値と上層路盤厚10cm以上を満足するため、下層路盤厚が薄くなる場合でも、拘束層と下層路盤の合計厚さが10cm以上となれば適用してよい。
- ⑥ Fe石灰処理土の1層最大仕上げ厚は20cmであり、最小仕上げ厚は8cmである。
- ⑦ 路盤併用時で上層路盤厚10cm以上を確保すれば、拘束層+下層路盤の合計厚を舗装計画高と1層最大仕上げ厚を考慮して、路盤厚を変化させて検討し、床堀りを減少させる等して最も経済的な舗装構成を選択できる。
- ⑧ 表-5は設計CBR2の目標値に基づく、下層路盤に粒状路盤とFe石灰処理土路盤を用いた場合の比較例であり、路床改良ではないため厳密にはFe石灰工法ではないが、Fe石灰処理土を下層路盤に用いる場合、設計CBR2でも遮断層は必要とせず、路床改良で用いるより通常コストが低いため、この例についても紹介した。
- ⑨ 路上混合方式を適用する場合、設計合計厚が21cm以上40cm以下であれば、混合は1層、敷きならし転圧は2層仕上げで計上し、設計合計厚が20cm以下であれば、混合は1層、敷きならし転圧も1層仕上げで計上する。

3) 設計CBR3以上における下層路盤適用

設計CBR3以上の路床の場合、通常路床改良の必要がなく、Fe石灰処理土を適用する場合も下層路盤に適用するのみで、前出表-5の場合も含めサンドイッチ工法とはならず、厳密にはFe石灰工法ではな

表-6 設計CBR≥3の粒状路盤とFe石灰路盤

記号 区分	交通 CBR	設計 表層	アスコン			上層路盤			下層路盤			T_A		H	
			表層	粒状路盤	Fe石灰	粒状路盤	Fe石灰	Fe石灰	設計	目標	設計	目標			
I-1	3	4 cm	7 cm	14 cm	— cm	—	—	—	—	—	2.5	31	—	—	
			7 cm	—	14 cm	—	—	—	—	—	2.5	(25)			
	4	4 cm	6 cm	11 cm	— cm	—	—	—	—	—	2.1	26	—	—	
			6 cm	—	11 cm	—	—	—	—	—	2.1	(21)			
6	4 cm	12 cm	— cm	— cm	—	—	—	—	—	1.6	20	—	—		
		5 cm	— cm	10 cm	—	—	—	—	—	1.9	(16)				
I-2	3	4 cm	15 cm	15 cm	— cm	13.0	—	1.3	3.4	—	—	—			
			10 cm	—	13 cm	13.3	—	1.3	2.7	—					
	4	4 cm	13 cm	14 cm	— cm	12.0	—	1.2	3.1	—	—	—			
			10 cm	—	10 cm	12.0	—	1.0	2.4	—					
	6	4 cm	10 cm	10 cm	— cm	10.0	—	1.0	2.4	—	—	—			
			5 cm	—	10 cm	10.2	—	1.0	1.9	—					
	8	4 cm	15 cm	—	—	9.2	—	9	2.0	—	—	—			
			5 cm	—	10 cm	10.2	—	1.0	1.9	—					
II	3	5 cm	15 cm	19 cm	— cm	15.0	—	1.5	3.9	—	—	—			
			10 cm	—	15 cm	15.2	—	1.5	3.0	—					
	4	5 cm	15 cm	15 cm	— cm	14.0	—	1.4	3.5	—	—	—			
			10 cm	—	13 cm	14.3	—	1.3	2.8	—					
	6	5 cm	10 cm	14 cm	— cm	12.0	—	1.2	2.9	—	—	—			
			10 cm	—	10 cm	13.0	—	1.0	2.5	—					
	8	5 cm	10 cm	10 cm	— cm	11.0	—	1.1	2.5	—	—	—			
			10 cm	—	10 cm	13.0	—	1.0	2.5	—					

*目標()内は、合計舗装目標厚×0.8とする

いが、その経済性や施工性を考慮し以下に紹介する。

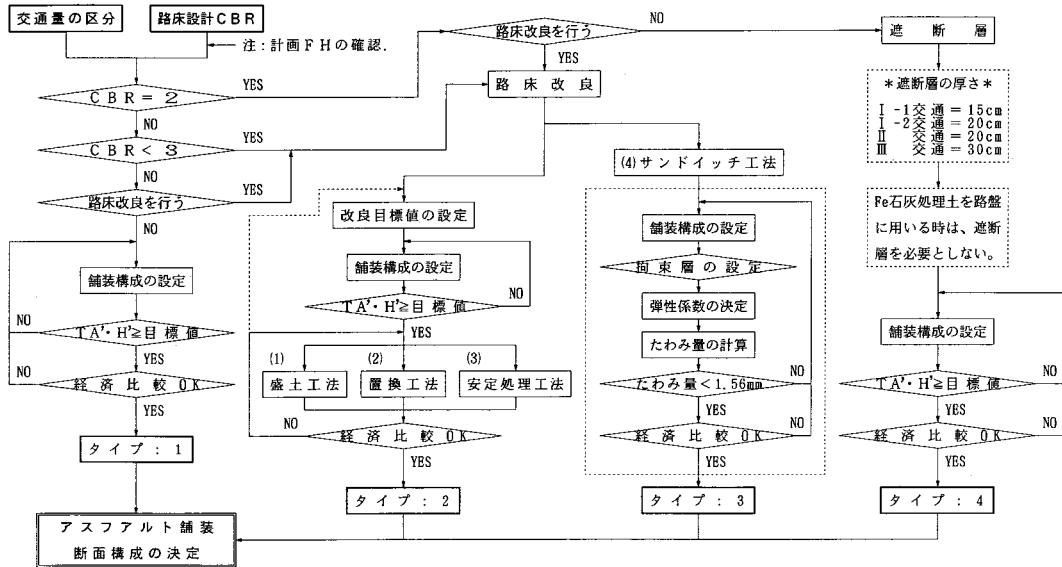
3-1) Fe石灰処理土下層路盤適用時の注意事項

- ① 下層路盤にFe石灰処理土を用いる場合、路上混合処理土の適用を標準とする。
 - ② 下層路盤のみに用いる場合、転圧時の表層剝離等を防止するため、上層路盤は7cm以上確保するのが望ましく、舗装厚に余裕がない場合でも5cm以上は確保して慎重に施工を行う。
 - ③ 下層路盤のみに用いる場合、その最小層厚は10cmとするのが望ましい。
- 以上各表・各注意事項を基に設計し、次頁フロー図に従って比較検討を行い、断面を決定する。尚、計画断面は当時(I交通)の構成であり、I-1交通相当だが、表-3、4とは整合しない。

参考—林道舗装の路盤適用時の舗装構成

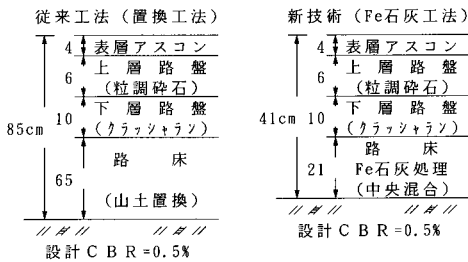
設計 CBR	表層	路盤工			遮断層	舗装厚	Fe石灰処理土を 下層路盤工に 適用時のタイプ	
		上層	下層	Fe石灰				
	密粒度 アスコン	粒調 砕石	クマツ シ	Fe石灰 処理土	砂	設計	目標	
1.6	4 cm	7cm	39cm	—	10cm	50cm	50cm	通常の舗装構成 下層路盤のみに 適用する場合
	4 cm	10cm	—	36cm	—	50cm	—	—
2	4 cm	7cm	29cm	—	10cm	40cm	40cm	通常の舗装構成 下層路盤のみに 適用する場合
	4 cm	10cm	—	26cm	—	40cm	—	—
3	4 cm	9cm	20cm	—	—	33cm	33cm	通常の舗装構成 下層路盤のみに 適用する場合
	4 cm	9cm	—	20cm	—	33cm	—	—
4	4 cm	7cm	16cm	—	—	27cm	27cm	通常の舗装構成 下層路盤のみに 適用する場合
	4 cm	7cm	—	16cm	—	27cm	—	—
6	4 cm	7cm	11cm	—	—	22cm	—	通常の舗装構成
	4 cm	7cm	—	11cm	—	22cm	22cm	下層路盤のみに 適用する場合
	4 cm	10cm	—	8cm	—	22cm	—	下層路盤・拘束 層併用時の場合

4. 舗装構成決定の概略図 (舗装設計フローチャート)

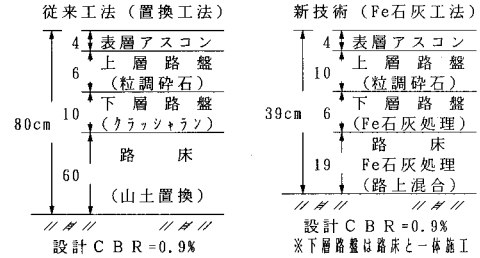


5. 計画断面

1) 舗装構成—その1. 6号道路



2) 舗装構成—その2. 7号道路



6. 従来工法との経済比較

表一7 6号道路—新設時経済比較表

工種	従来工法	新技術工法	
	置換工法	Fe石灰工法	
床掘り掘削	153,000	74,000	
残土処分	581,400	281,200	
表層—アスコン	684,000	684,000	
路盤	上層—粒調碎石	252,000	252,000
	下層—クラッシャーラン	324,000	324,000
路床—山土置換	936,000	—	
路床—Fe石灰処理	—	828,000	
合計	2,930,400	2,443,200	

※差額=従来工法—新技術工法=487,200円/100m

表一8 7号道路—新設時経済比較表

工種	従来工法	新技術工法	
	置換工法	Fe石灰工法	
床掘り掘削	144,000	25,000	
残土処分	547,200	95,000	
表層—アスコン	684,000	684,000	
路盤	上層—粒調碎石	252,000	360,000
	下層—クラッシャーラン	324,000	—
路床—山土置換	864,000	—	
路床—Fe路盤併用	—	720,000	
合計	2,815,200	1,884,000	

※差額=従来工法—新技術工法=931,200円/100m

舗装構成決定と共に、従来工法との経済比較を行った。比較条件は、舗装幅員B=3.6m施工延長L=100m当たりとし、使用単価は施工時(平成8

年度)の単価を使用した。残土処分費については、処分予定地までの運搬費のみを計上した。

経済比較結果では、従来工法と比べ中央混合使

用の6号道路で約17%、路上混合路盤併用の7号道路で約33%のコスト縮減となり、今回は残土処分地が近隣であったが、発生残土量が倍以上違うため、処分地が遠くなる程縮減効果は高くなる。

また、予想されるライフサイクルコストを、7号道路を例に試算すると下表のようになる。尚、Fe石灰処理土を用いた路盤及び拘束層は、現在も追跡調査が行われているが、従来工法の耐用年数40年の間には、打換えを必要とする破損は生じないと判断し、これに基づき試算を行った。

表一 9 7号道路—40年供用時の経済比較表

工 種	従来工法	新技術工法	
	置換工法	Fe石灰工法	
床掘り掘削	144,000	18,000	
残土処分	547,200	68,400	
産廃処理	480,000	480,000	
表 層—アスコン	2,736,000	2,736,000	
路 盤	上層—一粒調碎石	252,000	360,000
	下層—クラッシュラン	324,000	—
路 床—山土置換	864,000	—	
路 床—Fe路盤併用	—	—	
合 計	5,347,200	3,662,400	
年間維持費 (合計/40)	133,680円/年	91,560円/年	

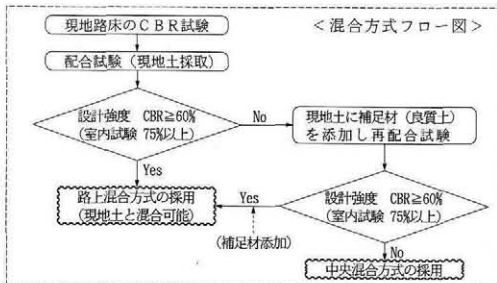
上表は、表層を10年に1度打換え、40年供用で置換工法は全面補修、Fe石灰工法は上層路盤まで補修として計上した場合である。

以上の様に、Fe石灰工法は新設時、維持管理費共に、従来工法に比べて有効な工法である。

7. 混合方式の設定及び配合設計概要

Fe石灰処理土は、Fe石灰で自然土を混合処理した処理土の名称で、混合方式には2種類あり、中央混合は良質土（主にまさ土）をプラントで混合処理する方式で、路上混合は現道の上にFe石灰を散布し、スタビライザー等で混合する方式である。

混合方式の適用については、混合対象土の種類

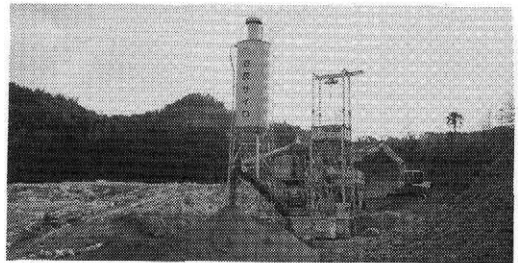


や性状の均一性を調査し、配合試験を実施して比較設計を行った上で混合方式を決定する。

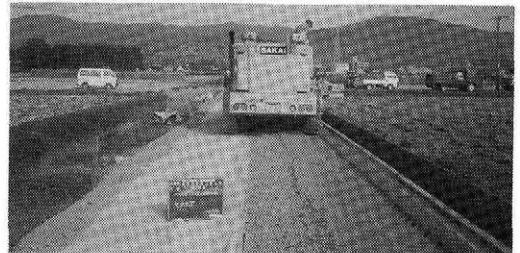
Fe石灰工法の配合試験は、CBR試験による安定処理土の試験法に準ずるFe石灰工法試験法（通常より締固めエネルギーと養生時間を縮小した方法）で行われ、用土及びその性状まで選択・調整できる中央混合方式では、良好な処理土が造成しやすいが、現地路床を対象とし、用土とその性状が選択できない路上混合では、十分な配合試験の上で慎重に配合量を設定する必要がある。

以下に配合設計での注意事項を記載する。

- ① 路上混合においては、現地混合対象深度より採取した用土の配合試験によって、現地用土の処理用土として使用の可否を判定し、不適当な場合は、経済的な範囲での補足材の使用についても試験を行う。
- ② Fe石灰処理土の用土は、先ず用土に対する最適使用量を室内配合試験により求め、最適使用量でのCBR値が60%以上（路上混合は試験値×0.8が設計値で75%以上）発現する用土のみを使用し、これを下回る用土は用いない。尚、設計上の上限値は100%である。
- ③ Fe石灰処理土を下層路盤に適用する場合は、路上混合を原則として、Fe石灰工法試験法により設計値が60%以上の場合適用できる。今回紹介した2路線では、以上の試験結果より6号道路において中央混合方式を、7号道路において路上混合方式を採用した。



写真一 中央混合プラント全景



写真二 路上混合方式施工状況

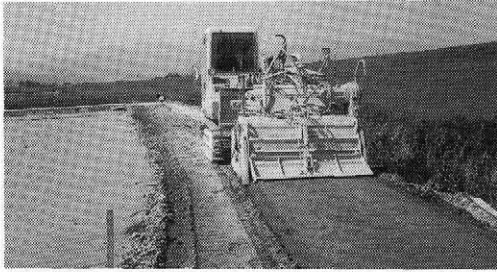
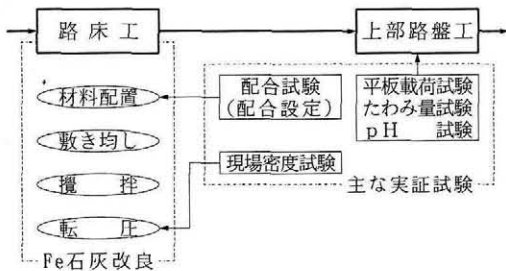


写真-3 路上混合方式施工状況一類似例

8. 施工手順及び品質管理

1) 施工手順

Fe石灰工法で、路上混合方式を採用した場合の施工手順は下図のとおりで、中央混合方式を採用する場合は、置換工法と同様となる。



2) 品質規格

施工時の品質管理項目については、表-10・表-11に示す企画に基づいて実施した。

表-10 処理土の配合設計及び品質管理

試験名	試験方法	試験項目	試験内容	判定方法
配合試験 (CBR試験法)	Fe石灰工法の試験法に準ずる	① Fe石灰処理使用土を採取する。 ② 試験基準 ・ 施工面積10,000㎡未満については1工事1回行う。 ・ 施工面積10,000㎡以上については1工事2回行う。 ・ 施工面積15,000㎡以上については1工事3回行う。	① 自然含水比にて行う。 ② 突固め回数: 5層20回 水浸温度: 23℃ 載荷荷重: 10kg ③ 上記試験方法に基づき、使用土に対する最適添加量を求める。	・ 水浸4日強度を基準として最適添加量を求める。 ・ 補足材を用土に加えて試験を行う場合もある。
現場処理土の室内管理試験 (CBR試験法)	Fe石灰工法の試験法に準ずる	① 施工時において処理土を採取する。 ② 試験基準 ・ 施工面積5,000㎡未満については1,000㎡に1回 ・ 施工面積5,000~15,000㎡未満については1,500㎡に1回 ・ 施工面積15,000~20,000㎡未満については2,000㎡に1回	① 含水比は、配合設計時における値の±2割の範囲とする。 ② 処理土の試験方法は、上記に準ずる。 ③ 供試体は4個作成する。 直後・水浸4日・水浸7日・水浸14日養生で貫入試験を行う。	・ 水浸4日強度で処理土の品質を判定。 ・ 水浸4日強度で規定を満足しない場合は、7日強度を参考とする場合もある。
現場密度試験	JIS 砂置換法	1,000㎡ ~ 1回 (但し、1工事3回以上)		
使用数量の確認	アスファルト舗装要綱等に準じ、使用数量伝票で確認する。			

表-11 現場密度管理の締固め基準

工事	項目	\bar{X}_{10}	\bar{X}_6	\bar{X}_3
拘束層および路盤工 (Fe石灰)	締固め度 (%)	95.0以上	95.5以上	96.5以上

3) 施工品質

施工時の品質管理では、以下に示すとおり問題のない結果が得られた。

3-1) 配合試験結果

6号道路では、処理土を搬入する混合プラントの代表的用土を、7号道路では、路線を代表する地点より、混合処理予定深度の地盤を用土として採取し、各用土当り4種の添加量について、表-10に基づく配合試験を行ってその配合率を決定した。尚、配合率は何れの混合方式でも標準的な表-12の値となった。

表-12 処理土の配合試験結果

路線名	混合方式	配合率	含水比	乾燥密度	配合量	CBR-4日
		%	%	g/cm ³	kg/m ³	%
6号	中央混合	7.0	13.5	1.668	117	102
7号	路上混合	6.5	12.2	1.805	117	101

3-2) 処理土の品質

舗設直後のFe石灰処理土を一部採取し、表-10に基づき、水浸14日養生までの4段階の試験を行ったが、何れの混合方式も、材令進行に伴う強度の伸びが十分で、長期耐久性の維持を期待できる表-13の結果が得られた。

表-13 現場処理土の材令とCBRの関係

路線名	混合方式	測点	CBR (%)			
			直後	4日	7日	14日
6号	中央方式	No.3	43	103	124	155
		No.6	40	101	122	151
7号	路上方式	No.1	42	102	124	153

3-3) 処理土の密度

舗設直後に行った現場密度試験の結果は、何れの路線でも表-11に示す基準締固め度を上回り、良好な締固めが行われた事を確認した。

以上3項に示すとおり、中央・路上混合の別なく、同様に良好な品質で施工を完了した。

軟弱路床の路上混合でも高品質を得たのは、中央混合用土と同質材の既設盛土が一部混合対象となり、補足土効果を発揮したためと判断される。

9. 実証調査結果

実証調査（追跡調査）は施工直後より実施し、路盤舗設後に平板载荷試験、竣工後にベンケルマンビームたわみ量測定を行い、供用1年後にベンケルマンとFWDたわみ量試験を実施した。

以下、1年後の追跡調査結果も含めて、実証調査結果について述べる。

1) 平板载荷試験

拘束層（Fe石灰処理）面でのK30値は、表-14に示すとおり路床上の構成材転圧に必要な、12kN/cm²以上の支持力が確保されており、表-15に示す路床面の推定弾性係数のとおり、路上混合であっても、現路床面の支持力低下を起こしておらず、拘束層上の弾性係数も表-1の目標値を満足している。

さらに、拘束層上面の路盤効果は約6.7となり、セメント安定処理（約3.3）の約2倍の十分な支持力を得ており、Fe石灰処理土による拘束層の舗装基盤としての高い効果が確認された。

表-14 K₃₀による路床・路盤の支持力係数

路線	—	現路床面	拘束層面	上層路盤面
6号	\bar{x}	4.5	31.1	49.4
7号	\bar{x}	4.6	30.0	57.9

※拘束層面で12kgf/cm²以上

表-15 K₃₀値からの各層の推定弾性係数

路線	—	現路床上	拘束層上	上層路盤上
6号	\bar{x}	79.7	11,911	2,120
7号	\bar{x}	81.4	7,289	14,133

(参考) 路盤効果 $\frac{K_1}{K_2} = \frac{\text{路盤の支持力係数}}{\text{路床の設計支持力係数}}$

○6号道路の路盤効果（処理土層厚21cm）

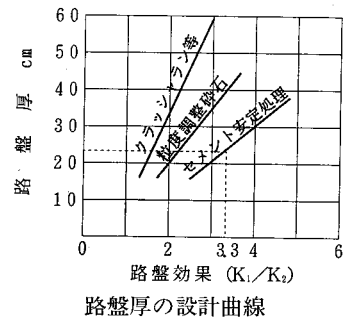
路盤効果 $K_1/K_2 = 31.1/4.5 = 6.9$

○7号道路の路盤効果（処理土層全厚25cm）

路盤効果 $K_1/K_2 = 30.0/4.6 = 6.5$

○平均路盤効果 = $(6.9+6.5)/2 = 6.7$

※路盤効果は、主として施工管理や舗装の構造評価の一つの手法である。



路盤厚の設計曲線

2) ベンケルマンビームたわみ量試験

当該道路では、施工完了直後と、供用開始1年後に、ベンケルマンビームたわみ量試験を実施し、その結果を表-16, 17に示す。

表-16 輪荷重による舗装面たわみ量 [6号]

(単位:mm)

測定個数 =33個	施工直後			供用1年後		
	実測値 (d _s)	補正值 d _s ×1.1	換算値 (d _i)	実測値 (d _s)	補正值 d _s ×1.1	換算値 (d _i)
最大値	1.26	1.39	0.36	1.06	1.17	0.30
最小値	0.86	0.95	0.24	0.72	0.79	0.20
平均値	1.14	1.25	0.32	0.93	1.02	0.26

表-17 輪荷重による舗装面たわみ量 [7号]

(単位:mm)

測定個数 =10個	施工直後			供用1年後		
	実測値 (d _s)	補正值 d _s ×1.1	換算値 (d _i)	実測値 (d _s)	補正值 d _s ×1.1	換算値 (d _i)
最大値	1.00	1.10	0.28	0.78	0.86	0.22
最小値	0.82	0.90	0.23	0.62	0.68	0.17
平均値	0.89	0.98	0.25	0.68	0.75	0.19

Fe石灰工法の構造設計は、基本的には、設計輪荷重による舗装表面たわみ量を、アスファルト舗装では0.7mm以下と設定し、弾性解析により断面を検証する方法をとる。

よって、施工管理や追跡調査における舗装の構造的な評価は、標準輪荷重5tonf (d_s: タンデム車の複輪荷重4.5tonf, タイヤ空気圧7.0kN/cm²)の荷重車を用いる、ベンケルマンたわみ量試験による実測値から、設計輪荷重への換算たわみ量で評価を行っている²⁾。

弾性解析による設計時舗装表面たわみ量（設計輪荷重1tonf）は、6号道路0.34mm、7号道路0.28mmで、表-16, 17の換算値(d_i)に示すとおり、施工直後で弾性解析による設計たわみ量を下回り、

供用1年後では、Fe石灰処理土層の材令の進行に伴う強度増進によって、さらに施工直後の76~81%に低減している。

また、弾性解析による舗装寿命予測法「Fe石灰工法適用道路舗装の構造評価と寿命予測方法(特願平9-312528)」による当該道路の構造評価と寿命予測は表-18, 19に示すとおりで、強度増加は、現段階では供用により舗装寿命を却って延ばす結果となっている。

表-18 舗装の構造評価と寿命予測 [6号]

摘要	施工直後		供用1年後	
	層厚 (cm)	弾性係数 (kgf/cm ²)	層厚 (cm)	弾性係数 (kgf/cm ²)
表層アスコン	4	16,000	4	16,000
粒度調整碎石	6	5,600	6	5,600
クラッシュラン	10	4,000	10	4,000
路床平均弾性係数	Es=659 kgf/cm ²		Es=697 kgf/cm ²	
アスコン面沈下量	0.2294 mm		0.1839 mm	
As下面引張り歪み	19.5 μ		24.1 μ	
供用年数	∞年		∞年	
路床上面圧縮歪み	445.4 μ		376.5 μ	
供用年数	13.7年		29.2年	

表-19 舗装の構造評価と寿命予測 [7号]

摘要	施工直後		供用1年後	
	層厚 (cm)	弾性係数 (kgf/cm ²)	層厚 (cm)	弾性係数 (kgf/cm ²)
表層アスコン	4	7,800	4	7,800
粒度調整碎石	10	2,730	10	2,730
Fe石灰処理路盤	6	13,600	6	13,600
路床平均弾性係数	Es=672 kgf/cm ²		Es=1,034 kgf/cm ²	
アスコン面沈下量	0.2486 mm		0.1911 mm	
As下面引張り歪み	36.5 μ		46.2 μ	
供用年数	∞年		∞年	
路床上面圧縮歪み	414.8 μ		311.3 μ	
供用年数	18.9年		68.4年	



写真-4 ベンケルマンビーム試験状況

3) FWDたわみ量試験

3-1) FWDたわみ量試験の概要

FWDは、路面上に載荷板を置き、その上に重錘を落下させて衝撃荷重を加え、人為的に道路振動を発生させ、この振動を、載荷点中心より0, 20, 30, 45, 60, 90, 150cm離れた位置でセンサーによって計測する試験であり、これを元に路面のたわ

み形状が解析できる。

重錘落下により生じる衝撃荷重は、大型車の走行速度50~60km/h時の状態を、シミュレートしていると考えられている。

解析したたわみ形状と、多層弾性理論を組み合わせる事で、舗装を構成している各層の弾性係数を推定することも可能であり、舗装構成各層の厚さと弾性係数が分かれば、これを用いて、逆解析により、標準輪荷重(5tonf) 載荷時の舗装体内に発生する応力・ひずみ・変位を、多層弾性解析によって計算できる。

また、このときのアスコン層下面に発生する水平方向の引張りひずみ(ϵt)は、アスコン層の疲労ひびわれに対し、また路床上面の圧縮ひずみ(ϵz)は、路床の疲労破壊に対しての指標となる。

これらと、破壊に至るまでの載荷回数の関係は、破壊規準式として表され、アスファルト舗装要綱(平成4年改訂版)の付録-5には、アメリカのアスファルト協会(AI)の式が呈示され、これを元に寿命予測を行う事もできる。

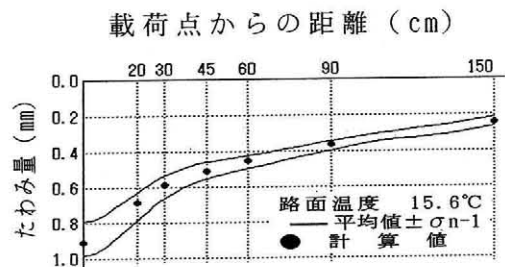
3-2) FWDたわみ量

以下に示すFWDたわみ曲線は、今回実施した6号及び7号道路の、測定全地点のたわみ量の平均とばらつき(標準偏差)を、点と曲線にて示したものである。

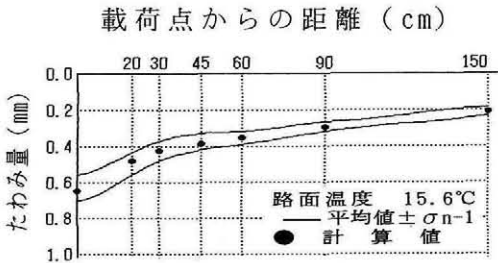
FWDたわみ縦断面図は、縦断方向に10m間隔で測定したD₀~D₁₅₀(載荷点から0~150cm地点のたわみ量)を、縦断方向に結んだ、6号道路における縦断面図である。

たわみ曲線(たわみ形状)は、たわみ量が微小である事と、6号道路と7号道路の舗装構造の違い、すなわち路盤にもFe石灰処理土を適用する事により、たわみの曲率半径が大きくなって、D₀が低減する事を示している。

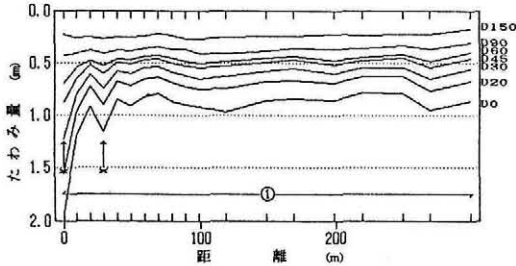
たわみ縦断面図も、たわみ量が均一でかつ極めて



FWDたわみ曲線(5tonf) [6号道路]



FWDたわみ曲線 (5tonf) [7号道路]



FWDたわみ縦断面 (5tonf) [6号道路]

微小である事を示しており、図左の既設舗装との境界で、平均 $D_0 \div 1.9\text{mm}$ であるのに対して、Fe石灰工法適用区間は平均 $D_0 \div 0.96\text{mm}$ (ばらつきは $\sigma_{n-1} \div 0.26$)である。また、7号道路は、同様に平均 $D_0 \div 0.66\text{mm}$ ($\sigma_{n-1} \div 0.11$) とさらに良好となる。

尚、FWD載荷輪荷重 (d_5) と、農道 I 交通の設計輪荷重 (d_1) の関係は、概して $d_1/d_5 \div 0.26$ として表され、測定たわみ量を元に設計断面を検証する場合は、さらに微小なたわみ量としてとらえる事となる。



写真—5 FWD試験状況

3—3) FWDによる構造評価と寿命予測

FWDたわみ曲線として示した測定たわみ量と、舗装構成断面から、構成各層の弾性係数を推定すると表—20, 21のとおりとなる。

また、上表の推定弾性係数を用いて多層弾性解析によって ϵt および ϵz を計算し、舗装要綱(付録—5)に準じて構造評価と寿命予測を行った結果を表—22, 23に示す。

表—20 6号供用1年FWD推定弾性係数 (kgf/cm²)

1区間	材料名	表層	砕石層	Fe石灰処理	路床上部	路床下部	D ₀ たわみ (mm)
	解析	ポアソン比	0.35	0.40	0.40	0.45	
	層厚(cm)	4	16	21	50	∞	0.887
	As層温度20°C補正值	80,000	2,500	8,000	240	400	0.937

表—21 7号供用1年FWD推定弾性係数 (kgf/cm²)

3区間	材料名	表層	粒調砕石	Fe処理路盤	Fe石灰処理	路床	D ₀ たわみ (mm)
	解析	ポアソン比	0.35	0.40	0.30	0.40	
	層厚(cm)	4	10	6	19	∞	0.630
	As層温度20°C補正值	78,000	2,700	22,000	20,000	450	0.658

表—22 6号供用1年 多層弾性解析寿命予測

歪み	表層下面	砕石路盤下面	Fe石灰処理面	路床上部	路床下部
	引張り歪み	189.8×10 ⁻⁶	1.182.1×10 ⁻⁶	402.0×10 ⁻⁶	728.8×10 ⁻⁶
供用年数	95万台	2万台	218万台	15万台	1,117万台
舗装寿命	∞	125年	∞	∞	∞

表—23 7号供用1年 多層弾性解析寿命予測

歪み	表層下面	砕石路盤下面	Fe石灰処理面	路床上部	路床下部
	引張り歪み	122.1×10 ⁻⁶	1,117.4×10 ⁻⁶	703.3×10 ⁻⁶	122.0×10 ⁻⁶
供用年数	414万台	2万台	18万台	∞	280万台
舗装寿命	∞	125年	∞	∞	∞

表—22, 23に示す寿命予測では、農道 I 交通と大型車交通量が非常に少ない条件とはいえ、現状では半永久的に舗装が破損しない結果となり、供用性は極めて高い事が確認された。

4) PH試験

若干の数値の増加は見られるものの、何れの路線とも農業用水基準の6.0~7.5の範囲内であり、アルカリ成分の溶出はないと思われる。

表—24 施工後のアルカリ溶出試験結果

路線名	混合方式	測定箇所	隣接地点	遠隔地点	備考
6号	中央方式	6-1	7.0	7.0	6.0~7.5 農業用水基準
		6-2	6.5	6.2	
7号	路上方式	7-1	6.9	6.6	6.0~7.5 農業用水基準
		7-2	6.5	6.5	

10. 考 察

Fe石灰工法は、路床CBR0.5%~0.9%の軟弱な路床上であっても、19~21cmのFe石灰処理土層を

設ける事で、設計CBR4の薄い舗装構成での舗装構築を可能とし、その結果、従来の置換工法と比較して、残土処分に係わる経費が大幅に低減された事が主要因となって、新設時の大幅なコスト縮減効果を発揮した。

施工直後の、品質管理及び実証調査の結果によると、Fe石灰処理土は材令の進行に伴う強度の長期的な増進と、これに基づく高い耐久性が予測される結果が得られ、設計輪荷重による舗装面たわみ量（ベンケルマン）の平均値も0.25～0.32mmと小さく変動も少ない結果を得た。

この結果より、路床を含めた舗装の構造的な均一性が極めて高く、舗装破損の主要因であるたわみ量も微小であるため、走行車両による破壊力に対して、耐久性が高い事が証明されたばかりでなく、Fe石灰処理土が耐水性である点から、路床の不同沈下や農道特有のほ場湛水の影響にも抵抗力が強い事が予想され、実質的な長寿命化舗装として期待される結果が得られた。

今回、供用1年後の追跡調査として、ベンケルマンビームおよびFWDによる舗装表面たわみ量を測定し、舗装の構造評価と寿命予測を検討した結果、適用したFe石灰処理層の材令の進行に伴う化学反応の増進によって、舗装の強度と均一性は施工直後の25～30%程度の増加が確認され、路面には肩落ちも見られず、沈下の影響も受けずに平坦性を保っており、当軟弱地盤地域でも期待したとおりの極めて良好な結果となった。

Fe石灰工法は、新設経費及び維持費共に従来工法を下回り、供用性は実証試験で明らかなどおり極めて良好で、従来工法の弱点であった施工時の路床支持力低下がなく、地下水（ほ場湛水）や不同沈下の影響に対する抵抗力が強く、従来から苦慮されてきた問題を、本工法の採用により解消できる事を確信させる効果があった。

昨今、建設残土の処分地を確保する事さえ難しくなっている状況の下で、その処分費用が建設事業の大きなウエイトを占めるようになってきているが、Fe石灰工法で、特に路盤併用工法においては、舗装の計画路面高さを若干上昇させる事により、建設残土をほとんど発生させないようにする事も可能であるため、この様な今日の問題に対しても、解決策の一つとして有効な工法であると言える。

Fe石灰工法の適用実績は、本県農林部では昭和42年以降約407万㎡に至り、全体では北部九州中心に約2,500万㎡に達し、これら適用区間で、路床の支持力不足（Fe石灰処理土層の劣化）による補修は皆無に近いと言われ、以上のデータはこれを裏付ける結果となり、維持費の試算ではこの実績より40年供用後も補修無用として行った。

11. おわりに

Fe石灰工法は、昭和30年代の当県において、有明粘土という軟弱地盤を克服せんとして開発され、その後の官民一体の技術開発によって、今回のデータが示す、高い効果を低経費で確実に得られる新技術として育った工法であり、昨今の社会情勢に照らしても、民間活力を導入して品質向上とコスト縮減を図る概念となっている、VE（Value Engineering）の思想を先取りし、推進してきた工法であると言える。

現在Fe石灰工法は、発生残土の低減や舗装の長寿命化によるコスト縮減を図るだけでなく、微粉酸化鉄による鉄の形態変化に基づく舗装の振動減衰機能の検証結果も報告されている⁴⁾。また、今日では均一性・耐久性が期待できる事や締固め後は不透水層を形成し溶出もなく環境保全も可能である事から、その適用も干拓堤防被覆・ダムコア材・構造物基礎などと拡大している。

最後に、今回の実証調査、試験の実施・解析に御指導御協力をいただいた九州農政局土地改良技術事務所並びに(株)エフイ石灰技術研究所、東亜道路工業(株)他関係各位に厚くお礼申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 内田，久野「改良石灰による路床土処理工法（弾性計算による舗装構造とその工法）」道路建設No.443 (1984)
- 2) 阿部，井，溝口「Fe石灰工法の開発と発展」舗装28-9 (1993)
- 3) 佐賀県農林部「農道舗装におけるFe石灰工法について」……農林部運用基準 (1996)
- 4) 井，溝口，柴田，本田「土の化学的組成に対応して成分組成を特定するFe石灰処理土の品質管理について」日本材料学会，地盤改良シンポジウム (1997)

- 5) 嘉門, 勝見, 顧, 井 真宏「下水汚泥焼却灰
とアルミニウム汚泥を用いた石灰系安定処理
路床路盤の地盤物性」第32回地盤工学会
(1997)
- 6) 土師, 森田, 東「Fe石灰 (サンドイッチ) 工
法による軟弱地盤の路床改良」農村道路研究
部会研究発表会 (1997)

矢板護岸の笠コンクリートの二次製品化

新城秀清*
(Hidekiyo SINJO)

	目	次	
1. はじめに	53	4. 本工法の導入効果	56
2. 本工法の概要	54	5. おわりに	56
3. 本工法導入理由	56		

1. はじめに

本地区は、国営加賀三湖干拓建設事業（S27～S44）及び国営手取川農業水利事業（S27～S43）において、580haの干拓と周辺農地を含めた約3,000haの用排水改良が行われたもので、造成され

た土地改良施設は、その後の自然的、社会的な状況の変化等に伴い、機能が著しく低下したため、平成6年度に国営総合農地防災事業「加賀三湖周辺地区」が着手された。同事業で実施している柴山潟堤改修工事の護岸鋼矢板工の笠コンクリートに二次製品を使用した事例を紹介します。

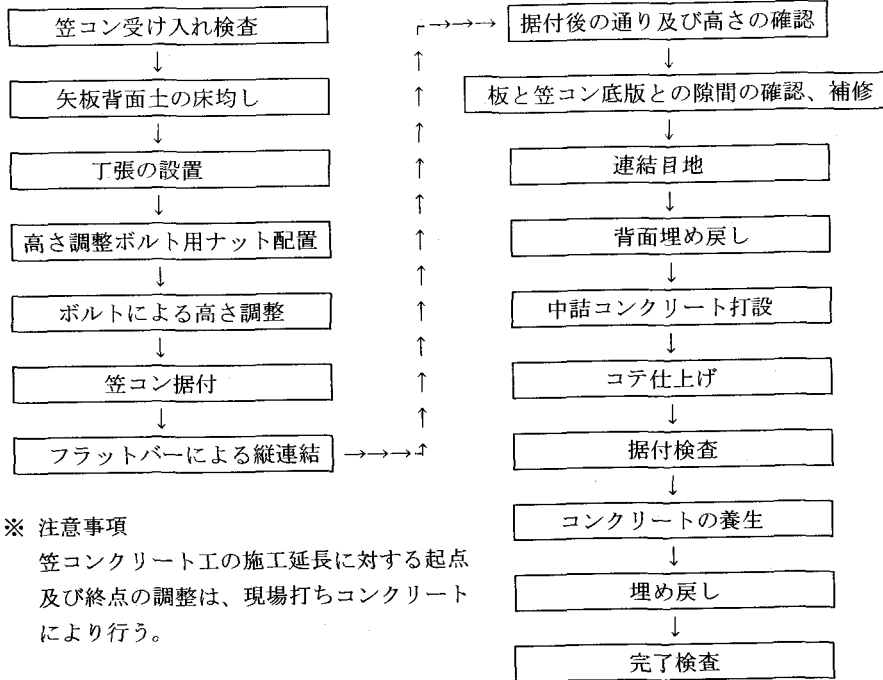


図一1 位置図

*北陸農政局石川農地防災事業所

表-1 笠コンクリートブロック作業手順（施工計画）

施工フローチャート



※ 注意事項
 笠コンクリート工の施工延長に対する起点及び終点の調整は、現場打ちコンクリートにより行う。

※メーカー標準仕様

2. 本工法の概要

鋼矢板護岸工の笠コンクリート工の従来からの施工方法は、鋼矢板護岸の前面が水面（海，川，湖等）に面することがほとんどであることから、前面のコンクリート打設用型枠の組立を行うには、鋼矢板にL形鋼等を溶接した支保工を設置しなければならなかった。

また、この支保工及び型枠設置のため仮設足場を必要としていたが、本工法において、このような笠コンクリート工に係る仮設備を省略し、施工工期の短縮化、且つ、品質の安定化を図るため、笠コンクリート自体の二次製品化を行うものである。

(1) 構造

コンクリート二次製品を、現場において据え付け空洞部にコンクリートを流し込んで、鋼矢板との一体構造とし、施工性を容易にするとともに工期の短縮ができる。

(2) 形式・寸法・形状

①形式：製品はプレキャスト鉄筋コンクリート

として製作した箱型の二次製品である。

②寸法：長さ L=2390mm 幅 B=600mm 高さ H=500mm

③形状：図-2，図-3 参照

(3) 作業手順（施工計画）

表-1 参照

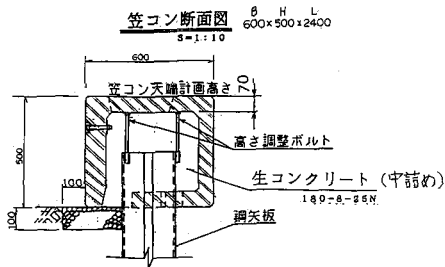
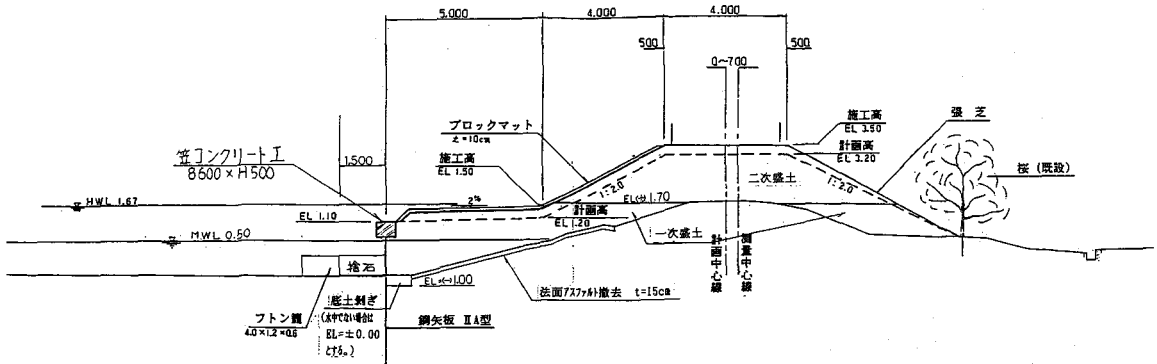
(4) 笠コンクリートの設計は、基本的に従来と変わるものではない。

※参考到他地区への利用促進のため、曲線部の許容を確認しました。

①基本的には直線部の施工を簡便にするため開発されたもので曲げ許容角は定められていない。

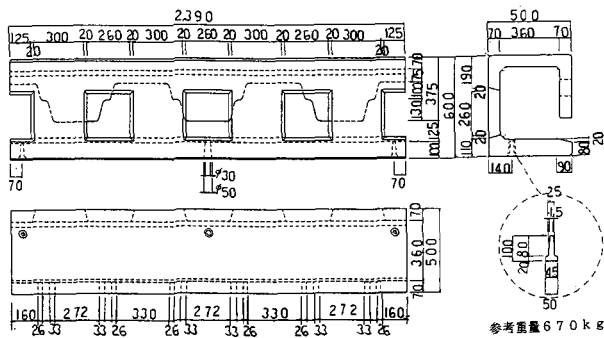
②鋼矢板の打設時の凹凸を修正するためブロック下端には50mmの隙間が空いており、この空隙を発泡ウレタンで閉鎖しコンクリートを打設することになっているが、このウレタンを20mm程度にすることが可能であるので理論上（鋼矢板の打設時の凹凸を0とすれば）その差ぶんは曲げることが可能となる。

③ブロック長2.39m，矢板と笠コンブロックの

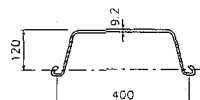


※生コンクリートの骨地は、エラスチックフィラー（粒径 $t=10\text{mm}$ ）とし、目地間隔は、 $10/10$ を標準とする。

図-2 柴山瀉堤標準断面図



鋼矢板 II A断面形状



フラットバー詳細図

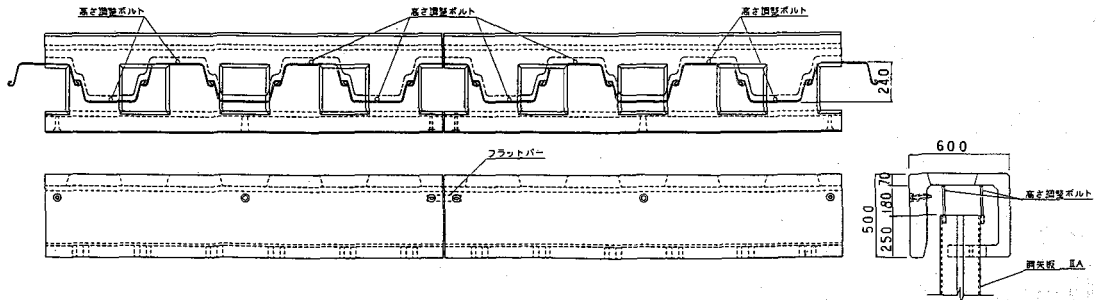
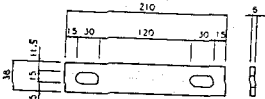


図-3 柴山瀉堤鋼矢板護岸笠コンクリート詳細図

中心線のズレを上記より30mmとすれば $R \approx 24$ mの曲げが可能となる。

ただし、曲線部で使用する、笠コンブロックの長さ及び曲線外側、内側の笠コンブロックの開き、中心線のズレ等により曲線半径に対応する必要がある。

(施工実績 $R = 30$ m位まで)

3. 本工法の導入理由

当地区の鋼矢板護岸工の設置位置は、柴山潟に面し、天端標高が(+)1.10m、下端標高が(+)0.60mとして施工する計画となっている。

一方、柴山潟の管理水位(平水位)はWL(+)0.50mであり、且つ、過去の水位データでは異常時を除き(+)0.50m～(+)0.60mを記録していることから、現場打ち笠コンクリートを施工するには型枠組立時の支保工及び下端型枠等の設置は水中となり波浪等の影響を受ける困難な作業となると共に施工費の増と工期の長期化となることから、本新技術を導入し、施工性及び確実性等を確保して、円滑な事業推進に資するものである。

4. 本工法導入効果

- (1) 当工事現場のように水際施工の場合、従来工法に比べて経済的である。
(経済性は本工法の場合従来工法に比し0.8程度であった)
- (2) 工事施工期間が計画・実績共従来の約1/2程度で施工できる。
- (3) 工場製作による二次製品を使用することにより、陸上施工となり、工事の確実性と品質の安定が確保される。
- (4) 施工管理は容易で且つ美観上も良好。

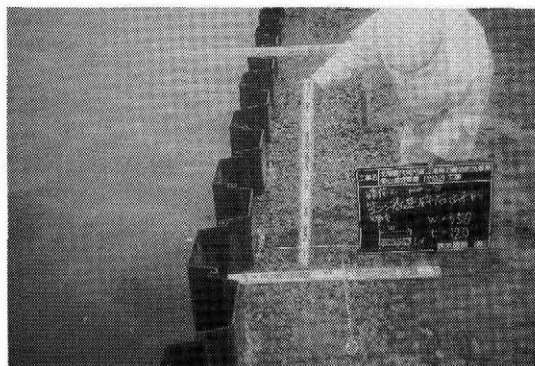
5. おわりに

本工法(水際施工)で、施工した場合、工期の短縮の他、経済性、美観性、施工時の安全性等が十分に期待でき、類似現場での使用を推奨できる。

なお、今後本製品を使用する現場において各種調査を実施し、歩掛り等の確立を計る必要がある。



写真一 笠コンクリート受入検査



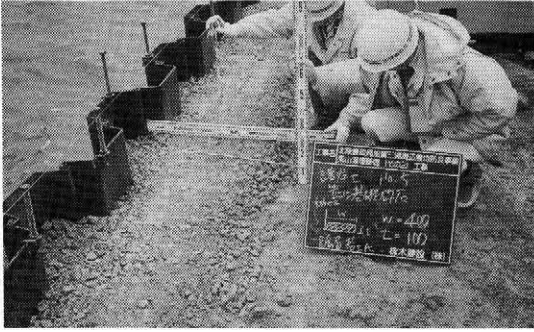
写真三 矢板背面土の床均し



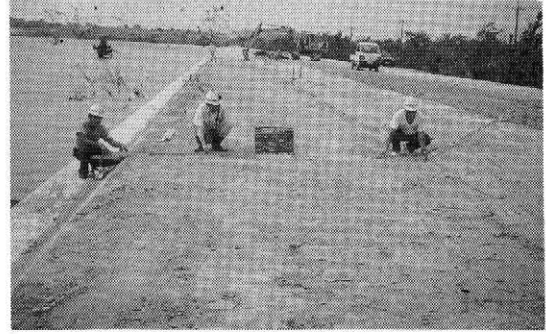
写真二 施工前天端高確認検査



写真四 高さ調整ボルト用ナット取り付け



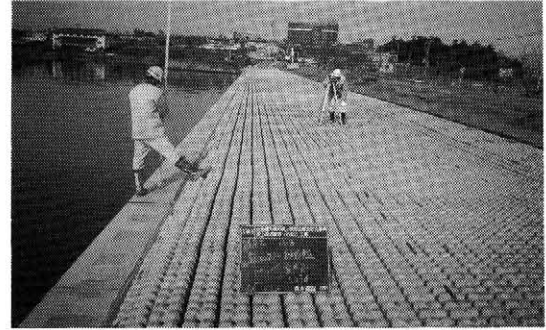
写真一五 基礎処理工確認検査



写真一九 背面埋戻し



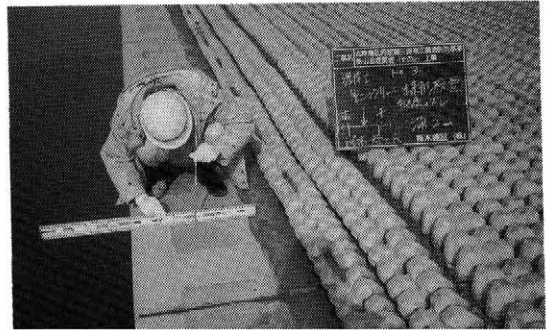
写真一六 笠コン据付け



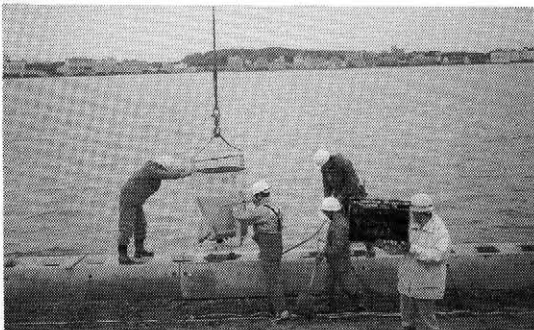
写真一〇 出来高確認 (基準高)



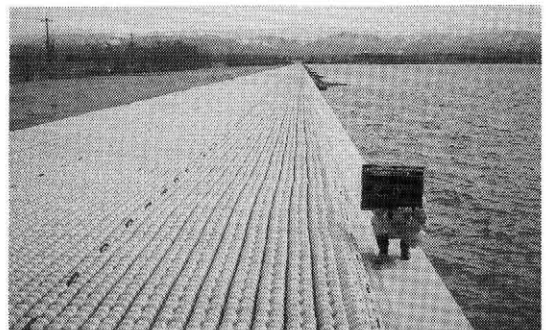
写真一七 笠コン据付け



写真一一 出来型確認 (中心線)



写真一八 中詰コンクリート打設



写真一二 完成

小型浚渫・空気圧送工法による河床掘削工事について

春日 文夫* 中村 幹洋**
(Humio KASUGA) (Mikiyou NAKAMURA)

目 次

1. はじめに	58	4. 工法概要	60
2. 工事概要	58	5. まとめ	61
3. 工法の採用理由	59		

1. はじめに

国営西蒲原排水地区は、新潟平野の中央部に位置し信濃川、中之口川、新潟砂丘、弥彦山脈に囲まれた約34,800ha（の内農地20,900a、山地・宅地等約13,900ha）の低平な輪中地帯である。

数十年前までは、降雨のたびに河川が氾濫し、農作物に被害を受け「三年一作」と言われたほどであった。このため本地域の体系的排水改良として国営新川土地改良事業（昭和48年度完了）及び付帯県営事業が進められた。

本地域の地盤沈下による農業用水施設の機能低下を防ぐため新川河口に大排水機場（240m²/S）の設置を主とした国営新川第2期も（昭和54年度）完了した。

これにより、全国でも有数な水田地帯として排水整備がなされてきたものの、機械排水のため、基準雨量を僅かに超える規模の降雨でも多大な湛水被害を被っており、水田利用の多様化が要請される今日、昭和53年6月の大洪水を契機に基幹排水施設整備の促進による営農の近代化と併せ国土資源の保全に資するため本事業が昭和55年度に発足した。

本事業内容としては、国営かんがい排水事業と併せ行う農地防災排水事業により、排水機場：8ヶ所、排水路：15路線67km、トンネル：2路線を整備するもので、平成15年度の事業完了をめざして、現在、基幹排水路である大通川放水路工事を

主体に実施しており、平成9年度末での事業進捗率は約85%（8排水機場及び排水路の9路線について整備済）となっている。

その中で、平成8年度に工事を施工した広通江排水路下流部その2工事については、用地上の制約があり、通常の工法で施工する作業スペースが確保出来ないため、排水路内を作業空間とする小型浚渫・空気圧送工法により施工することとしたものである。

従来、浚渫圧送には、ポンプ浚渫船による工法が一般的であることから、ここに小型浚渫・空気圧送工法の事例を紹介するものである。

2. 工事概要

平成8年度に工事を施工した広通江排水路下流部その2工事は、広通江排水路全延長8.1kmのうち周辺が住宅密集地となっている下流部1.3kmに位置しているところの一工区である。

なお、本工事は、既設排水路（河川）の洪水処理能力を増大させる為、鋼矢板護岸工を施工し、河床を浚渫して河積を拡大するもので、その概要は以下のとおりである。

工事名 広通江排水路下流部その2工事
工事場所 新潟県新潟市内野西地内他
工事概要

水路延長 L = 300m

1) 鋼矢板護岸工 L = 300m, B = 13m,
H = 3 m,
I = 1 / 4, 200

2) 土工(浚渫工) V = 5,460m³ (砂質土)

*北陸農政局西蒲原農業水利事業所
**北陸農政局土地改良技術事務所

3) 仮設用地

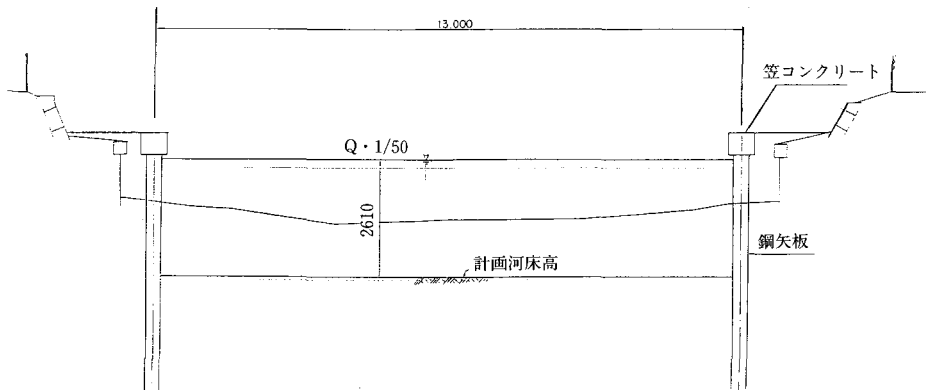
浚渫土置場：4,000m²
(うち表土置場：1,000
m²)

4) 圧送距離(平均) L=1,200m

(陸上配管：1,050m,
水上配管：300m)



図一 1 平面図



図一 2 標準断面図

3. 工法の採用理由

工事区間は、排水路横の道路沿いが住宅密集地となっており、生活道路を確保しながら工事施工しなければならないことから、一般の施工方法では機械の作業スペースが取れないため、排水路内を作業空間とする浚渫・空気圧送工法により施工

することとしたものである。

本工法は、少量の水と空気を利用して圧送するもの（高含泥率輸送）で、従来工法（ポンプ浚渫船による浚渫・圧送工法）に比べて、経済的であることから採用したものである。

本工法の特徴は下記のとおりであるが、本工事では1)～7)が採用理由となった。

- 1) 工事用道路が不要である。
- 2) 土砂・ヘドロ等を地山に近い低含水比で、長距離輸送ができる。
- 3) 含水量が少ないので、土砂処分地の面積・容量が少なくて済む。
- 4) 余水が少ないので、土砂処分地での乾燥が早く、跡地利用も早くできる。
- 5) 河川などの水質汚濁が少ない（ポンプ浚渫工法に比べ）。

- 6) パイプ輸送のため、市街地施工でも迷惑を掛けない。
- 7) 組立・解体・運搬ができる。
- 8) 富栄養化した泥土の農地へのまき出しが容易。

4. 工法概要

1) 機器概要

小型浚渫・空気圧送船には表-1の機器が搭

表-1 使用機械

名称	仕様	数量	備考
圧送船	T1-40	1台	圧送機搭載
発動発電機	125KVA	1台	圧送機用
空気圧縮機	21m ³ /min	3台	エンジン付, うち1台補助用
掘削機	バックホー 0.6m ³	1台	

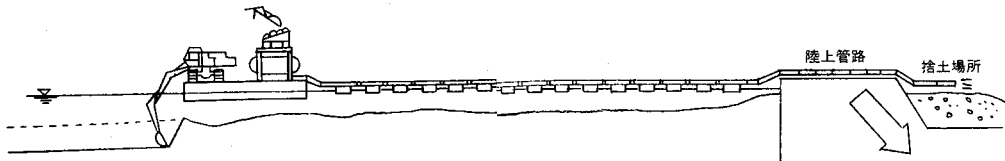
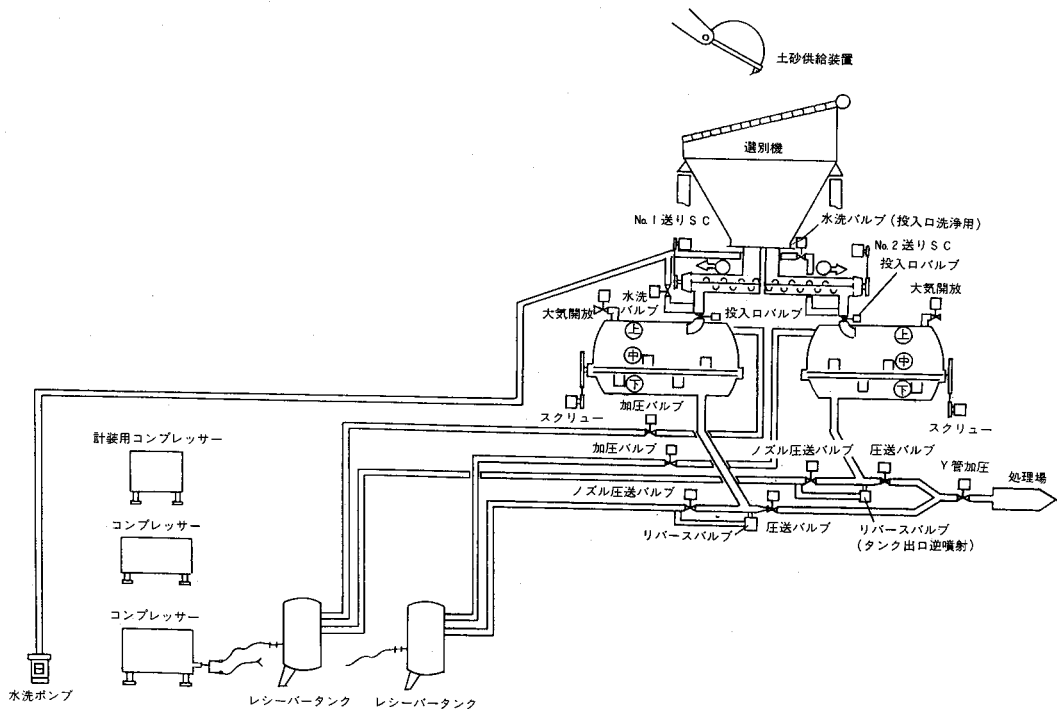


図-3 浚渫・空気圧送システム



※ T1-40の場合圧送タンクが1台になる。

図-4 浚渫・空気圧送船構造配置図

載されており、その吐出し部に接続された送泥パイプが土捨場まで配管されている。

2) 作業手順

基本的な作業手順は表-2のとおりである。

3) その他

- ① 圧送船の移動はウインチ又はバックホーのバケットを河床に差し行なった。
- ② 水上管の切り替えは約12m毎に行う、このため水上管のジョイントはフレキシブルなゴムジョイントとした。
- ③ 土捨場の吐出し部の騒音はパイプ内の圧力により変動するが10~30デシベルで特に問題はなかった。
- ④ 湿潤な砂の場合は流動性が悪い為、土：水=3：1の割合で水を補給した、この為土捨場での25~30m³/日の排水量があった。

5. まとめ

結 果

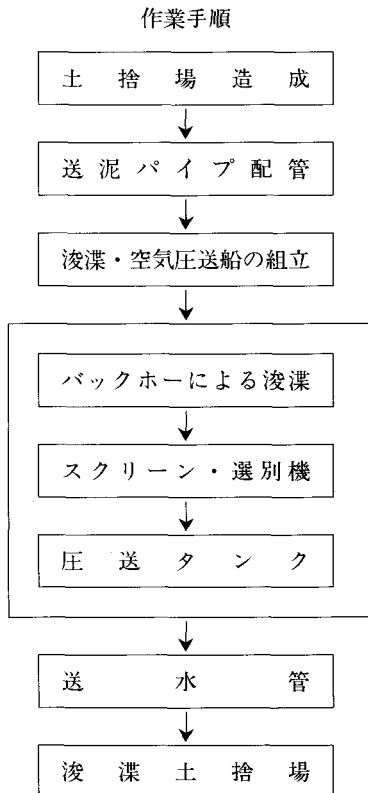
- ・小型浚渫・空気圧送工法は、先に述べた特徴を十分に発揮し、地域住民の苦情もなく無事工事を完了することができた。
- ・土質により作業能力が大きく異なり注意を要するが、今後もこのような条件下での工事には、十分有効な工法であると思われる。

留意事項

- ・全国的に機械台数が少ないこと。
- ・浚渫土砂に雑物が混入している場合、スクリーンからの通過物（細長い物）が、圧送ポンプからの出口又はパイプの曲管部において目詰まりを起こし、その除去のための運転停止が生じること。

スクリーン機能の改良も併せて関係機関の一層のご尽力をお願いするところです。

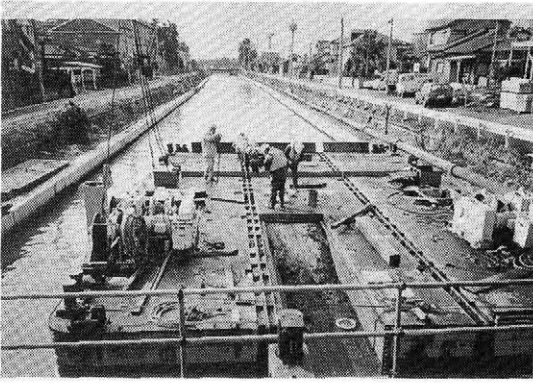
表-2 作業手順



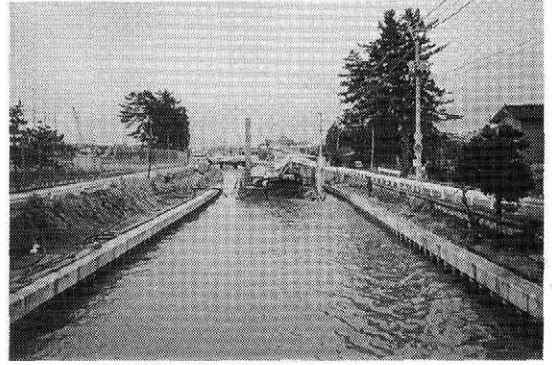
(前年度工事で施工済み)

工事施工部はフロータをつけ水上配管、それ以外は陸上配管 鋼管φ250mm

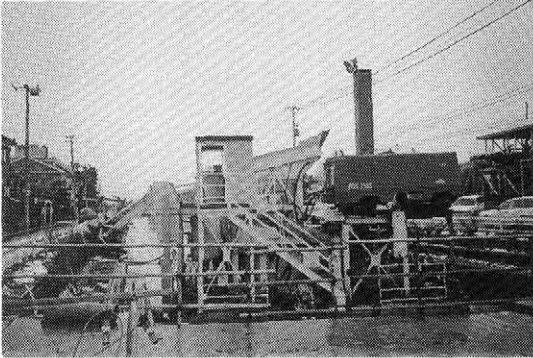
- | | | |
|-----|---------|--------------------------------|
| 圧送船 | ①掘削 | バックホー |
| | ②ホッパー投入 | バックホー |
| | ③雑物除去 | 選別機 |
| | ④タンク投入 | ホッパーより圧力タンク |
| | ⑤圧送 | 満杯（6 m ³ ）を検知後加圧・圧送 |



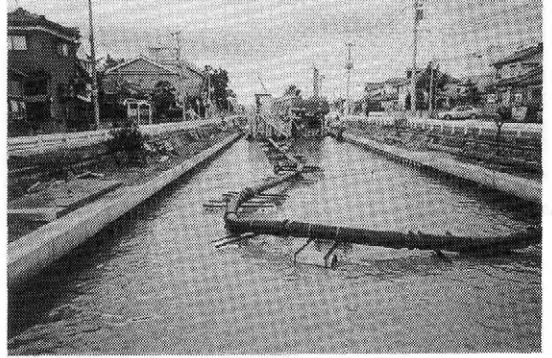
写真一 1 圧送船の組立状況



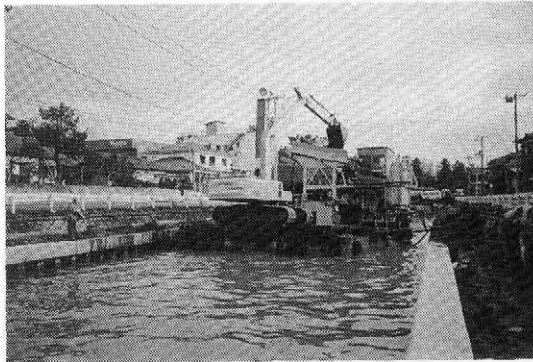
写真一 4 作業状況・浚渫



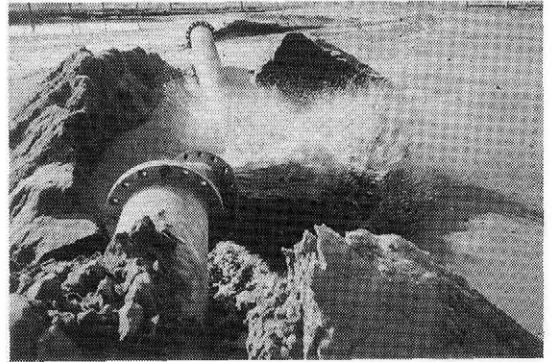
写真一 2 圧送機設置



写真一 5 作業状況・圧送



写真一 3 掘削機設置



写真一 6 作業状況・吐出し部

ダム基礎グラウトの注入仕様と改良実績の検証について

三 浦 英 樹*
(Hideki MIURA)

大 村 行**
(Tsuyoshi OMURA)

西 利 明***
(Toshiaki NISHI)

本 村 正 則****
(Masanori MOTOMURA)

瀬 口 克 二*****
(Katuji SEGUCHI)

目 次

1. はじめに	63	4. 検討結果の考察	72
2. グラウト仕様設定の検証	63	5. おわりに	76
3. 改良の実態	64		

1. はじめに

一般にダムは人間が造る構造物で最大の構造物と認識されているため、設計施工は安全第一と考えられている。ダム建設工事については、昭和30年代以降ダム規模の大型化が進んできているが、昨今ではダム建設適地の減少、建設資材・労務費等の高騰にともない工事費の増嵩や工期の長期化が顕在化してきている。

こうした中、一方では事業費の地元負担金軽減対策や国の歳出抑制策（事業費の7%カット）が講じられつつあり、ダム事業においても、安全性を優先しつつも経済性の面での検証が重要となるようになってきている。常に言われることとして、「技術者は常に最適設計を心掛け、無駄を排除していく努力が必要である」はずである。

従って、本報ではダム建設においてウェイトの高い基礎処理工に着目し、検証を試みることにしたところである。

ダム工事費に占める基礎処理工事費用は、図1-1に示すとおり年代とともに増える傾向にあり、1960年代は、単純平均で約3%、1970年代は約8%、1980年代は約12%、1990年代は約15%となっている。

この様な結果については、基礎岩盤の地質が悪いためだけではなく、設計施工の方法にも一因が

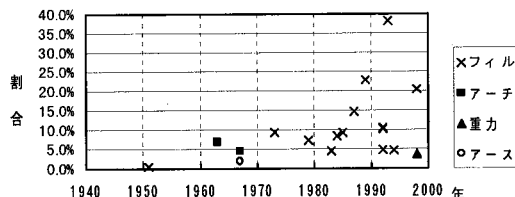


図1-1 ダム工事費に占める基礎処理工費調査例

- * 1. 事業誌・工事誌引用：山王海，兼平，田沢，深山，五位，城原，生居川，刀利，羽鳥，杉安，合所，打上，上倉，後川内，赤坂の15ダム
- * 2. 今回調査：苫前，相川，荒砥沢の3ダム

有るのではないかとと思われる。そこで、今回の事例研究においては各種ダムのグラウト仕様の設定方法について検証すると共に、2つの中心遮水ゾーン型ロックフィルダムについて基礎処理工の実態を把握し、その注入及び改良状況について検証することにした。

2. グラウト仕様設定の検証

ダム基礎グラウティングは、基礎岩盤そのものや、ダム本体と基礎岩盤の接続部付近の浸透流を抑制して、遮水性を改良することを主目的とし、あわせて基礎岩盤の変形性を改善して、基礎の均一化を図ることを目途に実施される。

(1) 改良目標値について

グラウティングによる改良目標値の設定については、設計基準等により述べられているとおり、一般にフィルダムのカーテングラウティングでは2~5ルジオン、ブランケットグラウティングでは5~10ルジオンと設定している例が多く、改良度の

*東北農政局大崎農業水利事務所宮崎支所
 **東北農政局郡山東部開拓建設事業所
 ***九州農政局土地改良技術事務所
 ****九州農政局上場農業水利事業所藤ノ平支所
 *****北海道開発局留萌開発建設部羽幌地域農業開発事業所

評価は非超過確率85~90%以上を目標としている例が多い。また、その設定方法については、グラウチングテストを行って現場毎の改良目標値を設定することが基本となっている。

しかしながら、実際には河川協議の中で河川管理者側から設定を要求されるダムも見受けられる。

図2-1に、カーテングラウチングの改良目標値を設定した根拠について、今回の研修生にアンケート調査を行った結果を示す。これによれば、試験グラウトを行って設定しているダムが22ヶ所のうち11ヶ所と半数を占めているが、一方では6ヶ所(約3割)のダムが河川協議の結果により決められている。そのほかに他ダムの事例等を参考に設定しているダムが5ヶ所あった。

(2) 注入仕様について

注入仕様には、注入パターン(列・孔間隔)、注入圧力、配合切り替え基準、注入完了基準等があるが、これらについては現場の地質状況等により概定し、グラウチングテストの結果により設定されるべきものである。

図2-2に、今回の研修生に対する注入仕様の設定根拠にかかるアンケート調査結果を示す。

この結果では、グラウチングテストから決定しているダムが22ヶ所のうち17ヶ所と約8割程度を占めている。

(3) グラウト仕様にかかる課題

上記のとおり、グラウト仕様の設定に当たってはグラウチングテストを行い、その結果により設定しているダムの多いことが判明した。

しかしながら試験を実施した場所が、その現場を代表しているかについては、信頼性の低いところである。その理由として、試験位置の選定に当たって断層破碎帯、強風化岩、固結度の低い岩盤

など改良効果に不安がもたれるゾーンの選定や、基礎掘削前に試験を行う場合に、機械搬入の容易な河床部等を選定するなどして、試験を実施し、グラウト仕様を設定している例が多いのではないかと考えられるからである。そのため、施工段階での追加孔の増大、または、過剰改良の傾向が見受けられると考えられるのである。

従って、工事工程等との調整がつけばパイロット孔の結果により再度グラウチングテストを行って注入仕様を見直すことも必要ではないかと考えられるところである。

3. 改良の実態

3-1. Aダムの事例

(1) 基礎処理の概要

Aダムは、堤高約80m、堤頂長約430mのゾーン型ロックフィルダムである。

ダムサイトの地質は、上位より、表土、現河床堆積物、段丘堆積物、火山噴出物軽石流堆積物の未固結層と基盤岩の粗粒軽石凝灰岩~軟質凝灰岩等に分類される。

基盤岩は石英安山岩質の凝灰岩類であるが、上記岩の境界は漸移的である。

基礎地盤となる上記凝灰岩類の透水性状は、全体的には深度とともに透水性が減少し深度20mでは5Lu以下の不~難透水性を示すが、所々に透水部があり、特に左岸部はアバットより山側では透水性が比較的大きい状況にある。

サイトとしては、右岸部及び河床部は、割目の少ない岩盤であるが、左岸部は全体的に節理が発達した弱~強風化岩盤で大きなルジオン値を示す傾向にある。

こうした状況の中、基礎処理範囲は、基礎岩盤

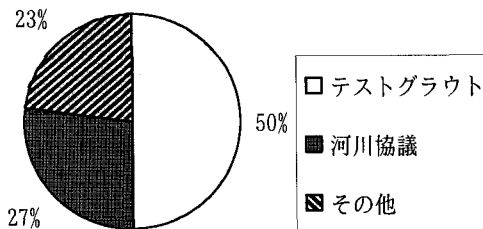


図2-1 改良目標値の設定根拠(研修生アンケート結果)

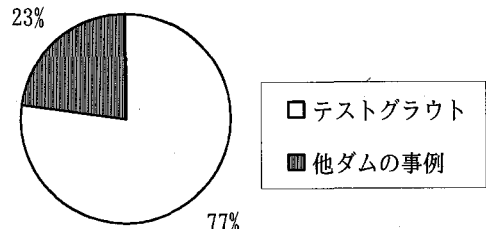


図2-2 注入仕様の設定根拠(研修生アンケート結果)

の透水性，地下水位分布，地形等から決定されており，併せて浸透流解析等も実施している。図3-1に基礎処理工標準図を示すが，本ダムの基礎処理工にかかる事例研究範囲は，工事費の占める割合の高い主カーテングラウト及びブランケットグラウトに限定した。

カーテングラウトの改良目標ルジオン値，注入パターンについては，既存のルジオンマップ，グラウト試験等から決定されている。本ダムのカーテングラウト施工総延長は，左右岸のリムカーテンを含めて30,200m（≒6040st）である。

カーテングラウト孔配置図を図3-2に示す。又，改良目標ルジオン値は $Lu \leq 2$ （非超過確率85%）となっている。なお，非超過確率100%値は設

定されていない。

一方ブランケットグラウトの注入仕様についても，試験グラウト等から決定されており，パイロット孔でのルジオン値が10Lu以上の場合は，3ST（改良深度15m）までの改良，10Lu以下の比較的低透水帯のエリアは2ST（改良深度10m）までの改良となっている。また，改良目標ルジオン値についても，各ステージで異なるなど細分化されており，当時の設計者の工夫が認められる。ブランケットグラウト孔配置図を図3-3に，改良目標ルジオン値表3-1に示す。

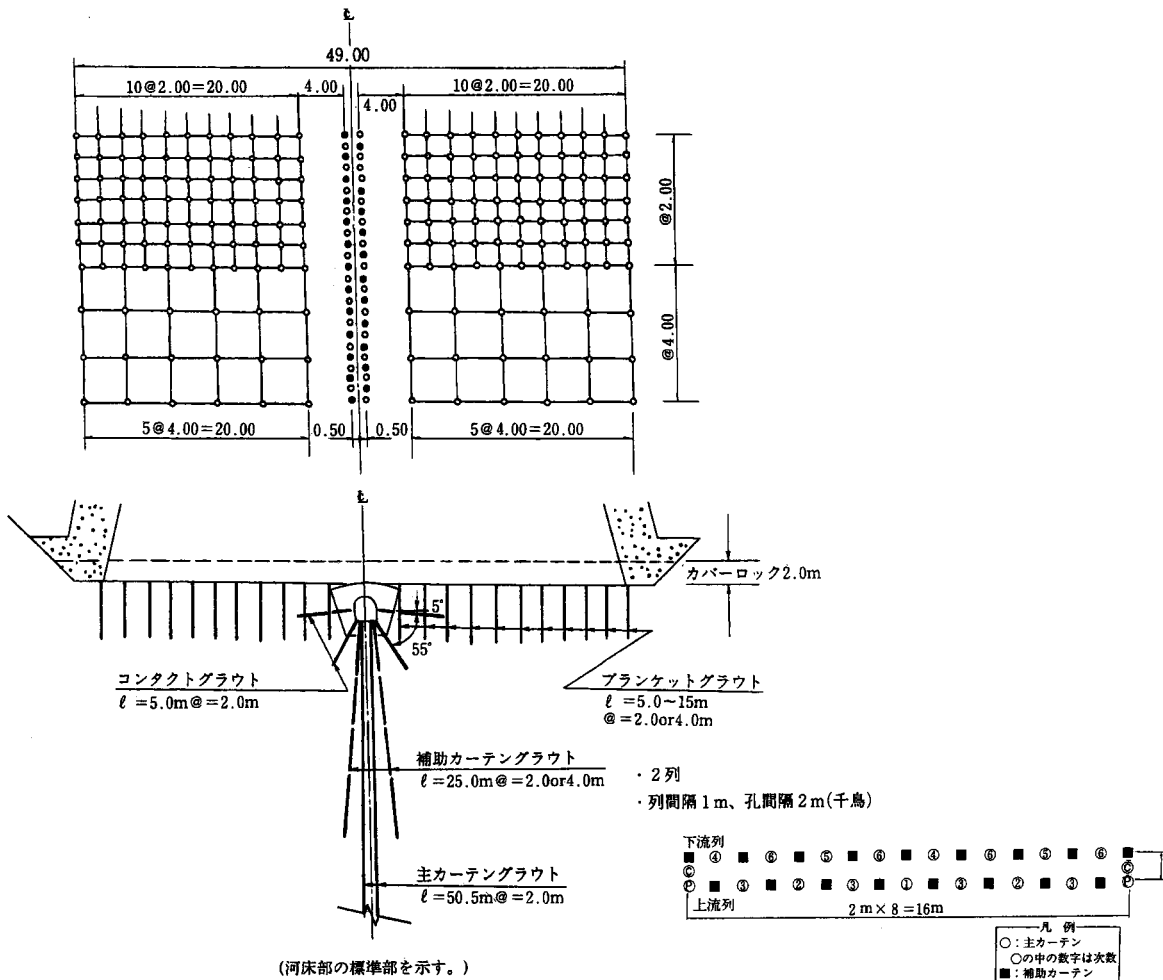
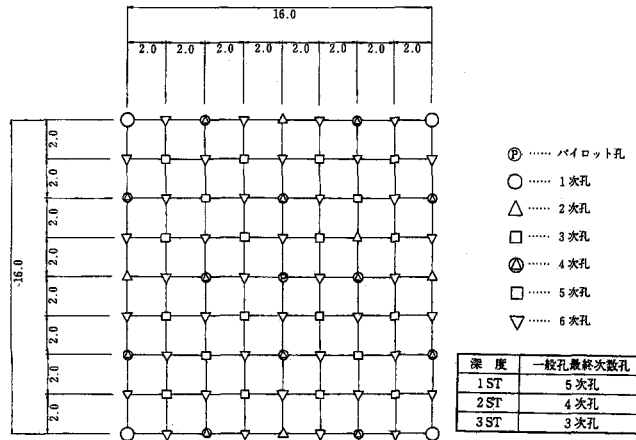


図3-1 基礎処理工標準図

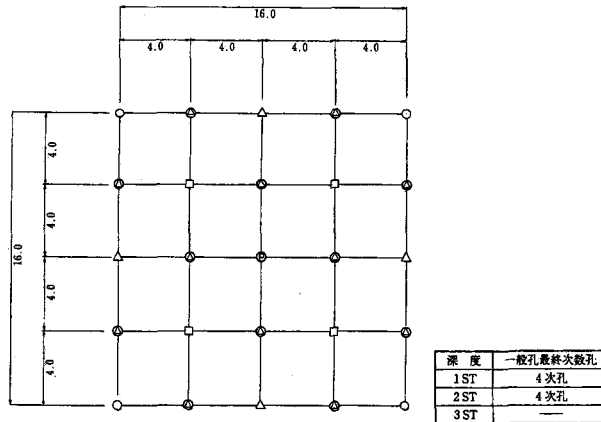
図3-2 カーテングラウト孔配置図

- a. 10Lu以上部の範囲（1～4BLの範囲で3STまで改良）
 ・上流11列、下流11列 ・列間隔2m、孔間隔2m



ブランケットグラウチング孔配置図 (10Lu以上の範囲)

- b. 10Lu以下部の範囲（5～23BLの範囲で2STまで改良）
 ・上流6列、下流6列 ・列間隔4m、孔間隔4m



ブランケットグラウチング孔配置図 (10Lu以下の範囲)

図3-3 ブランケットグラウト孔配置図

表3-1 ブランケットグラウト改良目標ルジオン値

	1ST (5m)	2ST (5m)	3ST (5m)
改良目標 ルジオン値	$Lu \leq 7$	$Lu \leq 10$	$Lu \leq 20$
非超過確率	90%以上	90%以上	90%以上

*ブランケットグラウトの10Lu以上や10Lu以下の判断は、パイロット孔での第2ステージまでの透水試験結果による。なお、非超過確率100%値は設定されていない。

(2) 注入圧力

カーテン及びブランケットとも左岸部については、限界圧力が小さいため、一般部の注入圧力より、1 kgf/cm²ずつ下げた低圧仕様となっている。

1) カーテングラウト

(一般仕様)

ステージ名	1ST	2ST	3ST	4ST	5ST	6~10ST
ステージ長 (m)	5	5	5	5	5	5
注入圧力 (kgf/cm ²)	3	4	5	6	7	8

(低圧仕様)

ステージ名	1ST	2ST	3ST	4ST	5ST	6~10ST
ステージ長 (m)	5	5	5	5	5	5
注入圧力 (kgf/cm ²)	2	3	4	5	6	7

2) ブランケットグラウト

(一般仕様)

ステージ名	1ST	2ST	3ST
ステージ長 (m)	5	5	5
注入圧力 (kgf/cm ²)	3	4	5

(低圧仕様)

ステージ名	1ST	2ST	3ST
ステージ長 (m)	5	5	5
注入圧力 (kgf/cm ²)	2	3	4

(3) 注入及び完了基準について

1) 注入開始配合

換算ルジオン値	W/C
Lu' < 10	10 / 1
10 ≤ Lu' < 30	8 / 1
Lu' ≥ 30	6 / 1

2) 配合切替基準

配合 (W/C)	注入量 (L)	横這時間 (分)	切替配合 (W/C)
10 / 1	400	30	8 / 1
8 / 1	400	30	6 / 1
6 / 1	400	30	4 / 1
4 / 1	400	30	2 / 1
2 / 1	400	30	1 / 1
1 / 1	完了または中断まで続行		

3) 注入速度・注入省略基準・完了基準

注入速度の規制は2 ℓ/min/mで、注入省略基準は原則として、透水試験または水押しテストで測定最高圧力時の換算ルジオン値Lu' ≤ 1の場合注入を省略する。

なお、規定圧力に達し、注入量が0.2 ℓ/min/m以下となつてから20分経過しても流量・圧力に変化がない場合注入完了としている。

(4) カーテングラウトの改良効果

1) ルジオン値超過確率図及びルジオン値逓減図代表として、河床部カーテングラウトのルジオン値超過確率図を図3-4に、ルジオン値逓減図を図3-5に示す。

図3-4によれば、カーテングラウト1次孔において15%超過確率値がすでに1.0Luとなっており、図3-5をみても改良前基礎岩盤自体の透水性が低い(パイロット孔15%超過値7.2Lu)ためか、次数逓減効果がほとんどみうけられない。

2) パイロット孔とチェック孔の対比

今回同一ブロック内でのパイロット孔とチェック孔を対比したグラフを図3-6に示す。これによると、良好な改良結果である。またパイロット孔における改良目標ルジオン値2.0未満の割合は64%を占めている。

3) 改良効果の検証

図3-7に全注入孔の水押しテストのルジオン値範囲データ割合を示す。これによれば、2Lu以下の割合が全体の90%を占めており、前記の次数逓減効果が低いことと併せて考えると、改良目標ルジオン値より透水性の低い岩盤を更に改良した部分があったと推察される。

また、Aダムにおいては注入省略基準を設けているものの、実際の施工では安全サイドからか、1Lu以下のステージに対しても注入を実施している。仮に、1Lu以下のステージに対して注入を省略していれば、改良目標ルジオン値より低い岩盤の改良割合は全6,040STの15%となっており、かなりの工事費節減になったのではないかと思われる。

なお、水押しテストのルジオン値2以下の割合が90%であること、そして次数逓減効果の低いことを考えると、多くの制約のある条件下では現実的には難しいであろうが、孔配置について少し問

工種：カーテン 施工場所：河床（8BL～16BL）

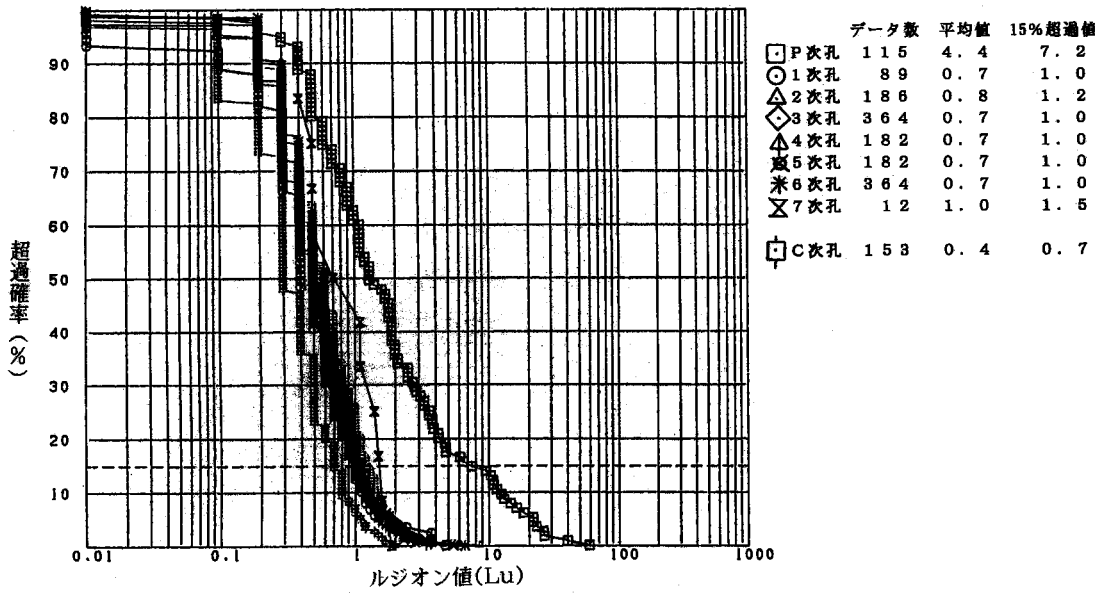


図3-4 カーテングラウト超過確立図

工種：カーテン 施工場所：河床（8BL～16BL）
最終次数孔

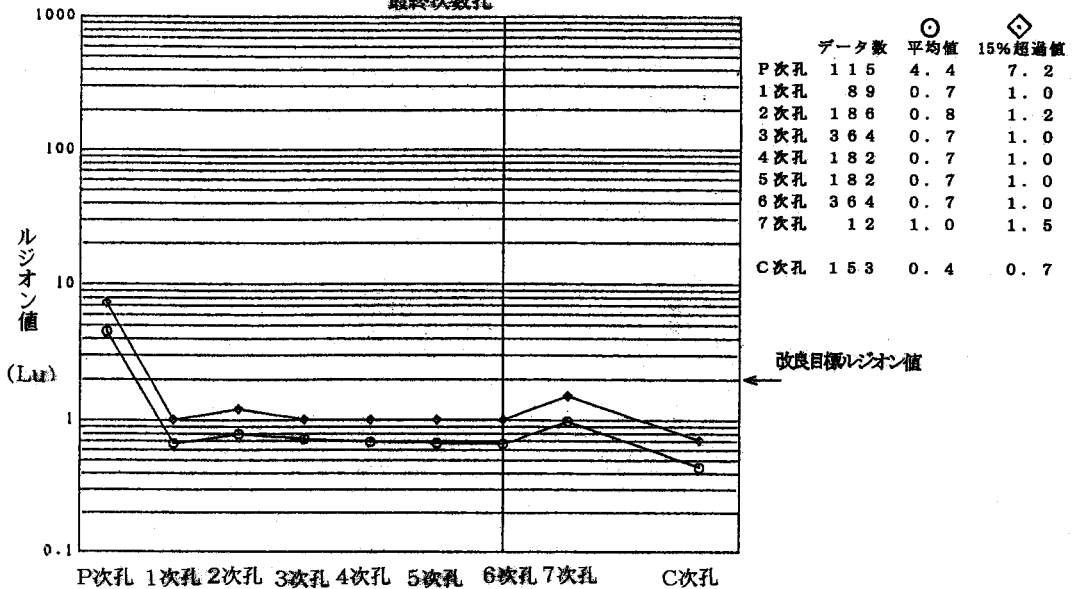


図3-5 カーテングラウトルジオン値遞減図

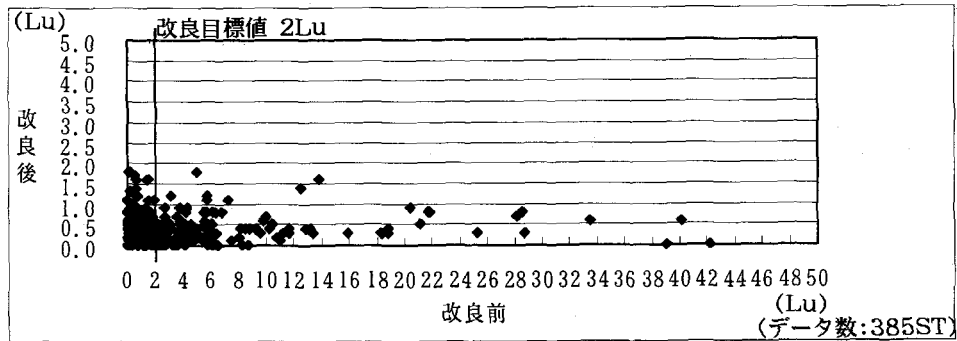


図3-6 カーテン改良前後ルジオン値 (パイロット孔とチェック孔の対比)

隔を広げ、追加孔で対処する方法もあるのではないかとと思われる。

(5) ブランケットグラウトの改良効果

1) ルジオン値超過確率図及びルジオン値通減図
代表として、河床部ブランケットグラウトのルジオン値超過確率図を図3-8にルジオン値通減図を図3-9に示す。

図3-8によれば、規定孔の5次孔において10%超過確率値が8.4Luで、6次孔で6.4Luと改良目標値を満足しており、また、図3-9では、次数通減効果がみ受けられ改良は妥当であると考えられる。

2) パイロット孔とチェック孔の対比

今回同一ブロック内でのパイロット孔とチェック孔を対比したグラフを図3-10に示す。これによると、良好な改良結果である。

3) 改良効果の検証

図3-11に全注入孔の水押しテストルジオン値範囲データ割合を示す。

これによれば、1STの改良目標値7Lu以下の割合が64%、2STの改良目標値10Lu以下の割合が73%、3STの改良目標値20Lu以下の割合が全体の88%を占めている。

上記の内、規定孔の割合がほとんどであると考えられるが、改良目標値より透水性の低い岩盤を更に改良した部分が多少あったのではないかと推察される。しかし、ブランケットグラウトの場合は、リグラウトがほとんど不可能であることから、一方では慎重な施工であったと想定される。

3-2. Bダムの事例

(1) 基礎処理の概要

Bダムは、堤高約62m、堤頂長約442mのゾーン

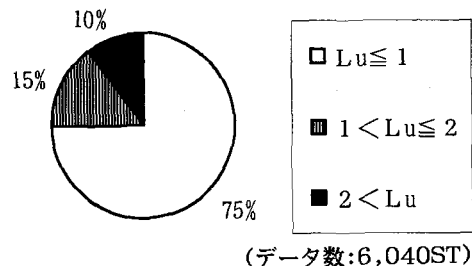


図3-7 カーテングラウトルジオン値 (水押しテスト、透水テスト)

型ロックフィルダムである。

ダムサイトの地質は砂岩、頁岩及びその互層により構成される。本層は概ねNE~SWの走向でNWに傾斜する。

その後、更新世後期において降下軽石・火砕流堆積物等が谷地形を埋めて堆積している。

基礎地盤となる上記岩類の透水性状は全体的に5Lu以上の高透水性を示し、5Lu未満の範囲は部分的に存在するのみである。

グラウチングの範囲は基礎岩盤の透水性、地下水位分布、地形等から決定しており、浸透流解析も実施されている。

図3-12に基礎処理工標準図を示すが、本ダムの事例研究は基礎処理工の主要工種であるカーテングラウトについて行った。

本ダムのカーテングラウトは現在施工中であるが、1996年9月時点で施工総延長は41,000m(≒8,000st)、施工済延長は24,000m(≒4,700st)、進捗率59%である。

カーテングラウトの改良目標ルジオン値、注入

工種：ブランケット ブロック：6BL~11BL ステージ：1ST

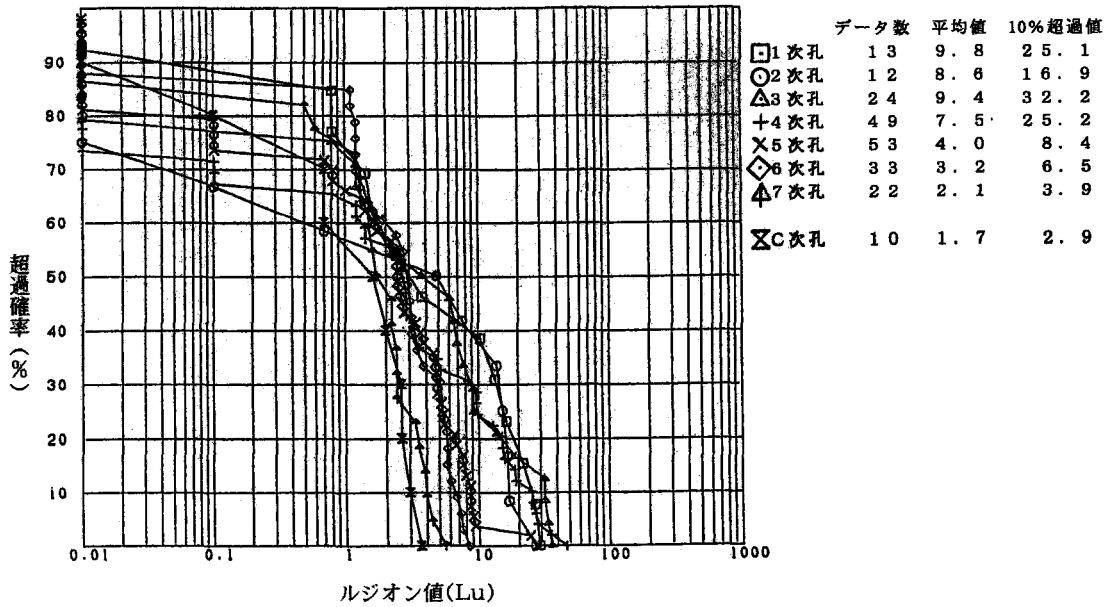


図3-8 ブランケットグラウト超過確率図

工種：ブランケット ブロック：6BL~11BL ステージ：1ST
最終次数孔

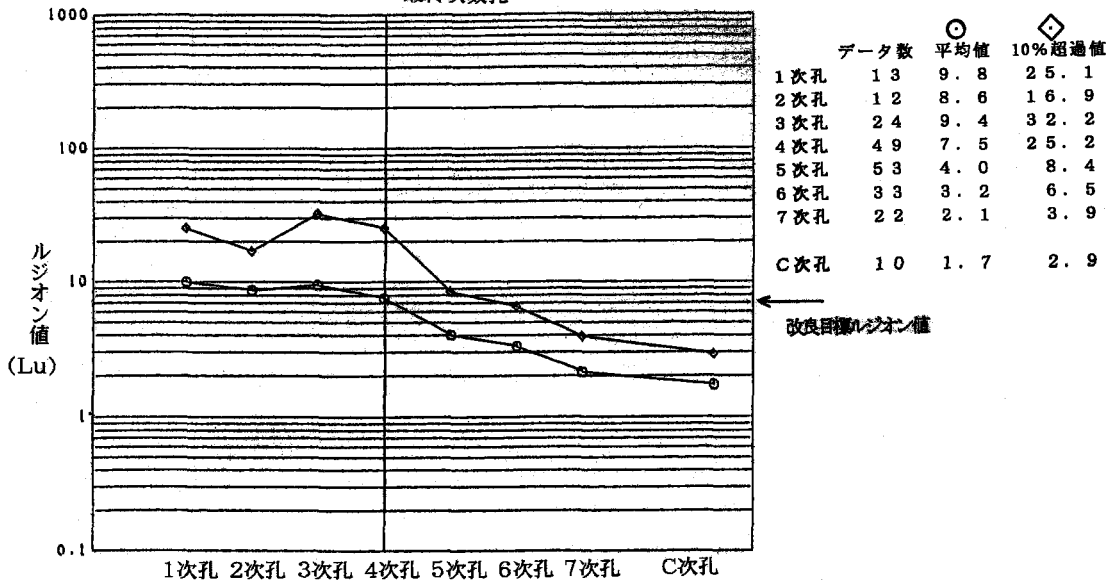


図3-9 ブランケットグラウトルジオン値通減図

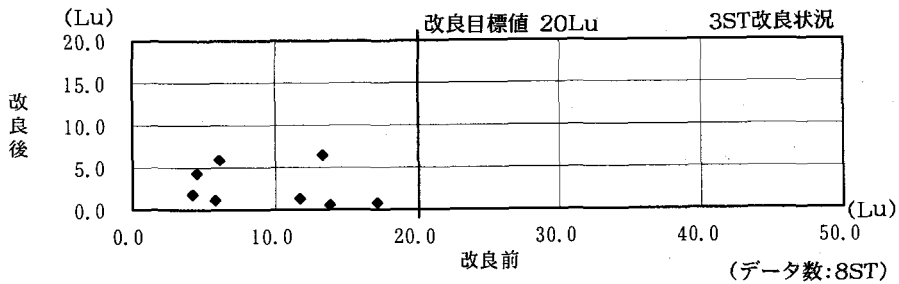
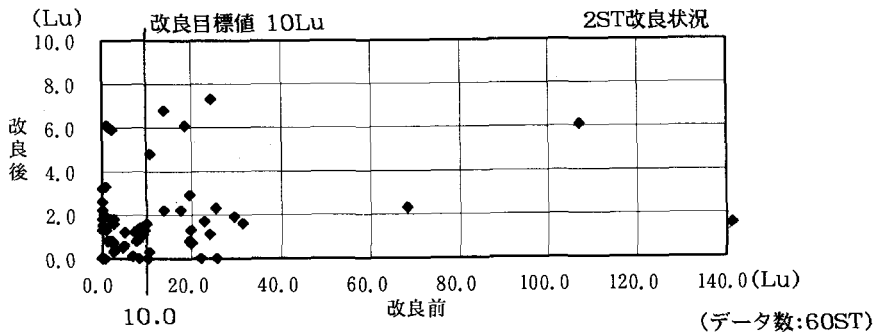
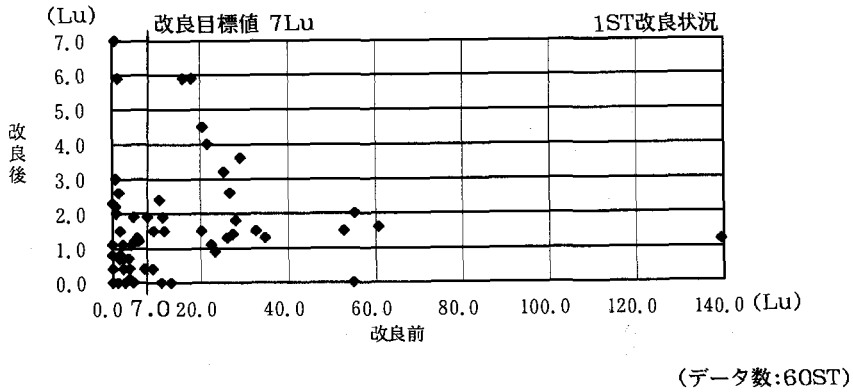


図 3-10 ブランケットグラウトパイロット孔とチェック孔の対比

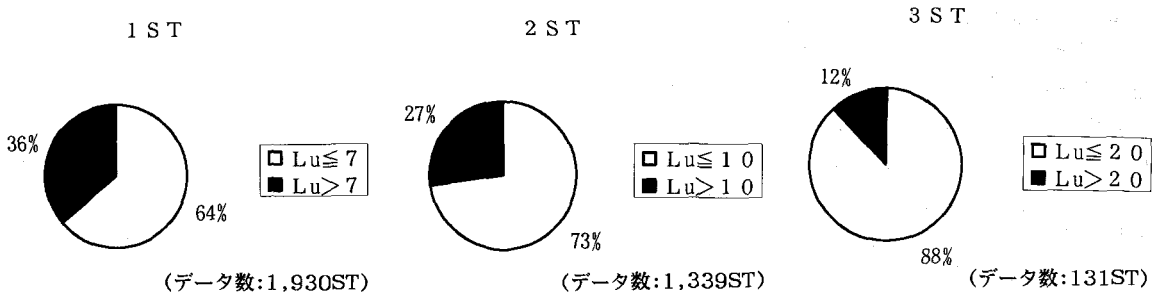


図 3-11 ブランケットグラウトパイロット孔とチェック孔の対比

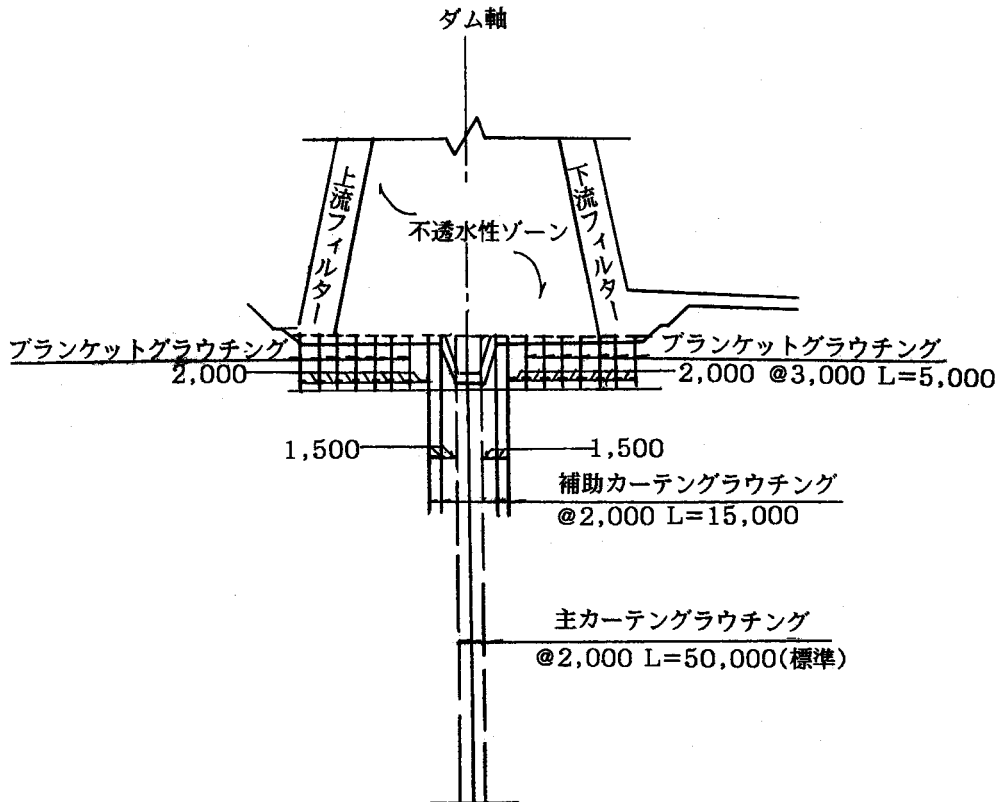


図 3-12 基礎処理工標準図

パターン、仕様については既存のルジオンマップ、グラウト試験等で決定している。なお、改良目標ルジオン値についてはグラウト試験の結果を基に 3 Luとしていたが、河川協議により 2 Luに変更されている。

注入パターンを図 3-13に示す。また、改良目標ルジオン値は 5 Lu(非超過確率100%)、2 Lu(非超過確率85%)となっている。

注入仕様及び追加基準については図 3-14、図 3-15に示すとおり決定されている。

(2) ブロック別 2 Lu非超過確率変化図

代表としてブロック別 2 Lu非超過確率変化図を図 3-16に示す。この図によるとブロック別に見た場合、当初予定の最終次数孔(3次)まででは改良目標値に達していないため追加孔が施工されている。当初計画において孔配置を狭くするなど見直すべきであったと思われる。

(3) パイロット孔とチェック孔の対比

改良前後を対比したのが図 3-17である。この

結果からいえるのは改良前の段階で改良目標値 2 Lu以下の範囲が約 7%存在するにもかかわらず注入による改良が行われていることと、更に85%の緩和規定を設けているにもかかわらず全て2Lu以下に改良されていることである。

この様に地質状況を踏まえ必要な改良はなされているものの、この 2 Lu以下の範囲については穿孔後の水押しテストで 2 Lu以下が確認された場合は注入を行わないなど、経済性を考慮した何らかの対応が必要ではなかったかと思われる。

4. 検討結果の考察

(1) グラウチング効果の判定方法

グラウチングの効果は、遮水性の改良の度合いによって判断される。グラウチングは、基礎岩盤の遮水性を改良する工法であって、全ての位置で改良目標値の100%を達成する必要はない。グラウチングの効果を判断する際の原則には次の3項目がある。

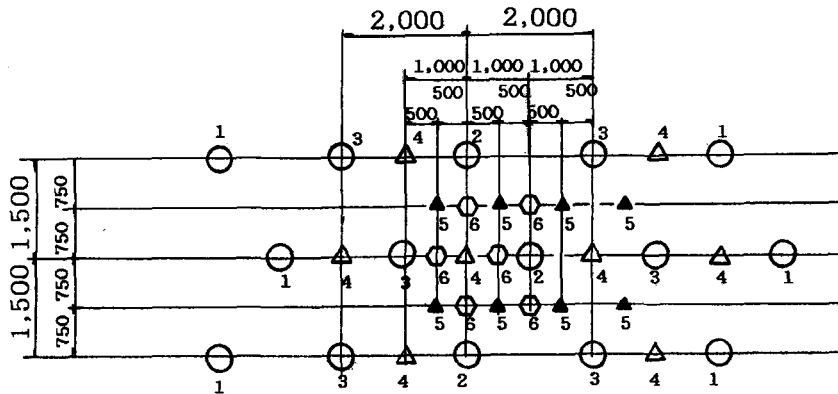


図 3-13 注入パターン図

項目	仕 様 等									
1. 注入材料	セメント：高炉セメントB種，混和材：ベントナイト（セメント重量の5%） 分散材：ポゾリスNo.8（セメント重量の0.25%）									
2. 配合	水：セメント比(W:C)=10：1，8：1，6：1，4：1，2：1，1.5：1，1：1									
3. 注入圧力	ステージ	0ステージ	1ステージ	2ステージ	3ステージ	4ステージ	5ステージ	6ステージ		
	深度(m)	-1～0	0～2	2～5	5～10	10～15	15～20	20～27		
	注入圧力 (Kgf/cm ²)	1.5	2.0	3.0	4.0	7.0	10.0	12.0		
	ステージ	7ステージ	8ステージ	9ステージ	10ステージ	11ステージ				
	深度(m)	27～35	35～45	45～55	55～65	65～75				
	注入圧力 (Kgf/cm ²)	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0				
4. 配合及び切替基準	換算ルジオン値 (Lu')	注入開始配合 (W:C)	配合比 (W:C) (単位：%)							計
			10：1	8：1	6：1	4：1	2：1	1.5：1	1：1	
	Lu' < 10	10：1	400	400	400	400	400	400	600	3,000
	10 ≤ Lu' < 20	8：1		400	400	400	600	600	600	3,000
	20 ≤ Lu' < 50	6：1			400	400	600	800	800	3,000
50 ≤ Lu'	4：1				400	600	800	1,200	3,000	
5. 注入速度規制	4 %/min/m以下に規制									
6. 注入完了準備	注入規定圧力に達し，注入量が0.2%/min/m以下に達した後，30分間のため押し注入を行い規定注入量完了。									

図 3-14 カーテングラウチングの施工仕様

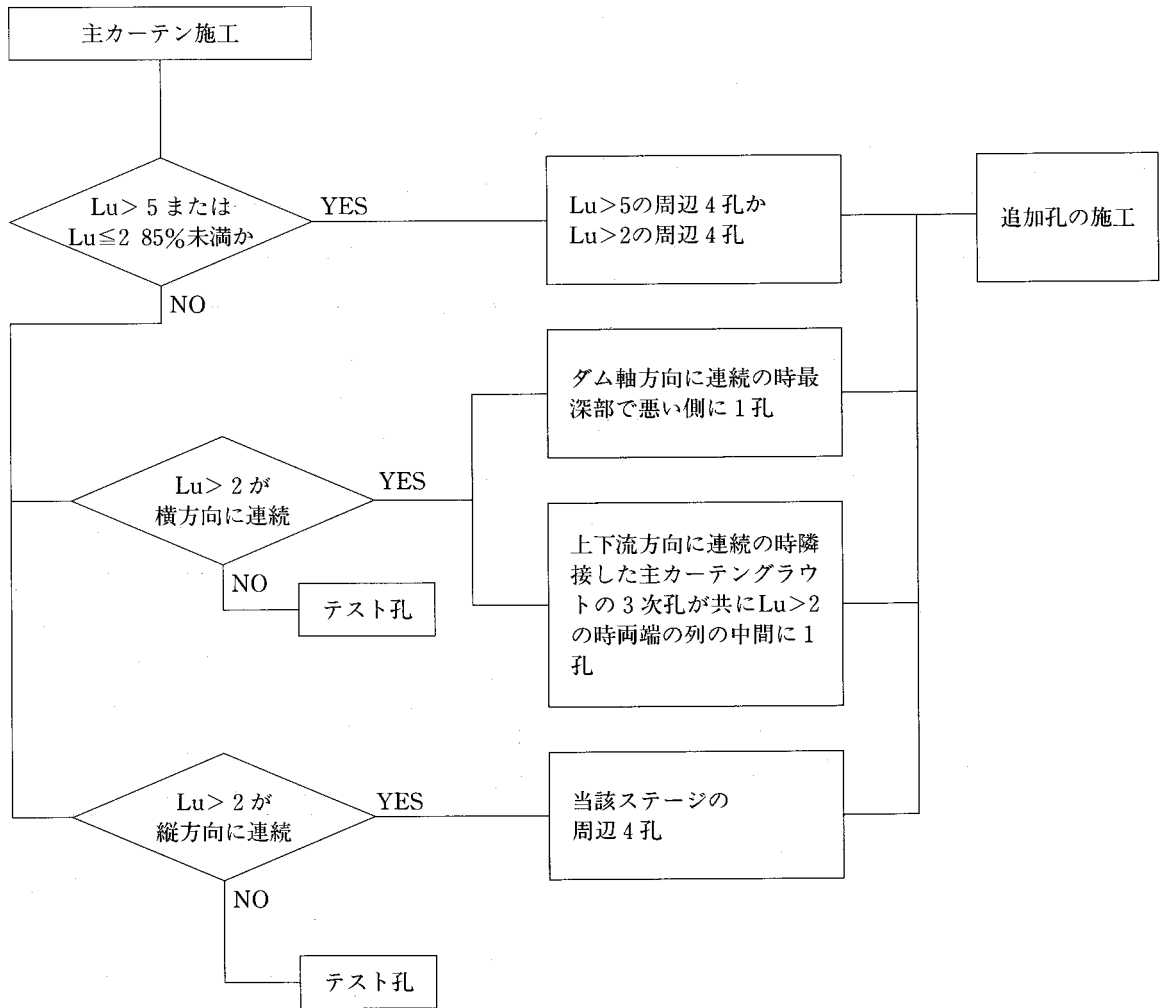


図3-15 追加基準

※ 追加判定基準 YESなら図で示す場所に追加孔施工。
追加判定基準 全条件NOならテスト孔施工。
中央内挿法による次数効果が見られない場合、監督員と協議する。
当該追加ステージの上部ステージも施工する。

1) 全体的にみて改良目標値が概ね確保されていること。¹⁾

一般に「非超過確率が85~90%以上になること」の基準値は、カーテングラウチングによる改良目標の必要条件である。しかし、例えば非超過確率が90%を満足したとしても、改良目標値を上回る部分がどの程度分布するかによって十分改良されたか、あるいは、意外に未改良部分が連続している部分が数多くあるかでは評価が異なってくる。

このため「非超過確率が85~90%以上になる

こと」の基準値は、グラウチング全体をおおまかに評価する目安として考えられており、非超過確率だけで効果判定することは十分条件ではない。

2) 最終次数孔で改良目標値を大きく上回る部分が存在しないこと。¹⁾

改良目標値の約2倍を上回るようなルジオン値を示す部分が存在しないこと。堤体着岩部付近は、基礎岩盤の透水性を確保する上で最も重要な部分であるので、着岩部付近に関しては、この基準を若干厳しくする必要がある。

ブロック別2Lu非超過確率変化図
(追加判定孔による)

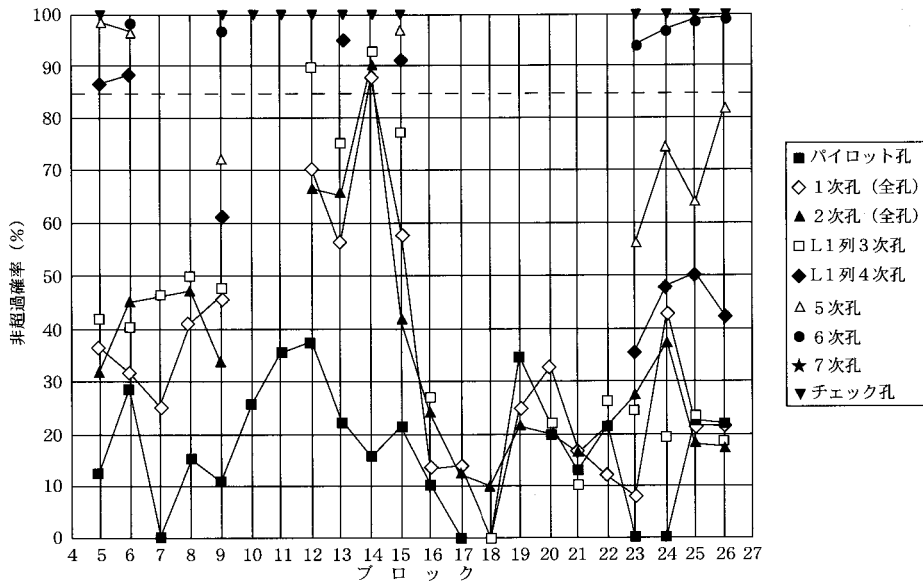


図 3-16 ブロック別2Lu非超過確率変化図

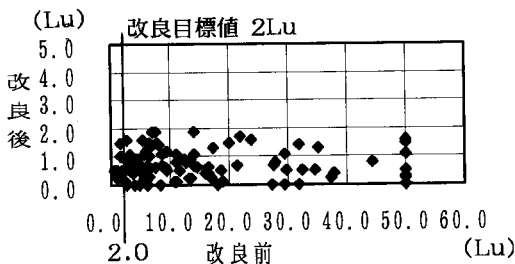


図 3-17 カーテン改良前後ルジオン値

3) 最終次数孔で改良目標値を上回る部分が連続的に存在しないこと。¹⁾

ルジオン値で改良目標値に達していないステージが連続する部分は、往々にして地質上なんらかの問題点を有している部分であることが多く、基礎岩盤中の漏水やパイピングの可能性が高い部分であると言われている。このため、この基準は最も重視されている。

(2) 調査結果の判定

今回、二つのダムについてグラウチング効果の検証を行ったが、ブランケットグラウト及び、カーテングラウト共にグラウチング効果判定の3原則は達成していると判断できる。

両ダムを比較すると基礎地盤がAダムは難透水性岩盤であるのに対して、Bダムは高透水性岩盤と対称的な地質での検討であった。

両ダムとも改良目標値に対する超過確率の緩和規定を設定されているが、改良目標値を100%達成した状況となっている。言い換えれば、もっと経済的な施工が出来たのではないかと思われる。そこで仮に現況ルジオン値が、改良目標ルジオン値以下の箇所についてグラウトを実施しなかった場合の軽減比を試算してみた。

なお、基礎処理の施工単価のおおまかな内訳は、穿孔費55%、注入費44%、材料費1%となっている。

$$\text{基礎処理理想軽減額} = \text{ダム建設工事費} \times \text{軽減比}$$

$$\text{軽減比} = \text{①} \times (\text{②} + \text{③}) \times \text{④} \times \text{⑤}$$

$$\text{(Aダム) 軽減比} = 15\% \times (44\% + 1\%) \times 40\% \times 90\% = 2.4\%$$

$$\text{(Bダム) 軽減比} = 15\% \times (44\% + 1\%) \times 51\% \times 7\% = 0.2\%$$

①：近年におけるダム工事費に占める基礎処理費の割合

- ②：基礎処理工に占める注入費の割合
- ③：基礎処理工に占める材料費の割合
- ④：各ダムの基礎処理工に占めるカーテングラウトの割合
- ⑤：各ダムの現況ルジオン値が改良目標値以下の割合

軽減比の試算に当たっては、前掲の近年のダム工事費をベースとして検討した。両ダムのカーテングラウトは水押しテストのルジオン値割合であり、前次数孔の注入の影響も受けているステージがあると考えられる。

5. おわりに

本報文は、農業工学研究所農業土木専門技術研修（フィルダム）の設計事例研究としてダムのグラウチング効果についてとりまとめたものである。

ダム工事費におけるグラウト工事費の占める割合は、先にも述べたとおり年々増加する傾向にあり、今後は益々この傾向が続くことが予想される。この要因としては良好な基礎地盤が少なくなっていることが考えられる。

今回の事例研究は、工事費の増加原因のひとつと考えられるグラウチングの設計及び施工に着目し、特に注入による改良状況について検証する目的で行ったものであるが、検証のための事例数が極端に少ないため2ダムのみの検証となってしまった。

結果的には、全体工事費に対して0.2%と2.4%の割合に相当するグラウト注入費が“過剰”だったのではないかと考えられるが、両ダムとも、注入前ルジオン値が改良目標値以下であっても、注入セメント量が20kg/m以上となっているステージもあり、この影響を受けているステージがあることも予想される。特にAダムについては注入前ルジオン値が低くても注入セメント量が増加傾向にあることがうかがえ、これらが要因となり追加孔の施工があったのではないかと考えられる。また、今回の事例研究に関しては、現場施工全般の

関係資料について収集しきれなかったため、施工時の問題点を十分に把握しきれない面が多分にある。

従って、必ずしもこの試算割合に相当する工事費が軽減されるとは必ずしも言い切れないところではある。

グラウト工事は、目に見えない基礎地盤内を改良する工事であるため、従来ややもすると“過剰”の面も多々あったのではないかと思われる。Aダムのように注入省略基準を設けていても、穿孔して水押しテストの結果が良くても、安全のため一応注入だけはしておくということが往々にしてあったように思われる。

しかし、グラウト工事は完全に遮水する目的で行うのではなく、浸透水を抑制して安全に浸透させることを目的としているのであり、そのためにも改良目標値に対して緩和規定を設けているのであって、現況での難透水性の岩盤をさらに改良する必要はないのである。

設計段階では、改良目標値及び注入仕様についてグラウチング試験を行って設定しているダムが多くなっているが、できれば当初から注入省略基準を設定しておいて、必要に応じ施工時に注入を省略するなど、勇気を持って対処することが重要であり、これにより、近年叫ばれているコスト縮減におおいに寄与できるのではないかと考えるところである。

最後に、本成果をとりまとめるにあたりご指導、ご助言をいただいた、農業工学研究所中島賢二郎造構部長はじめ関係研究室各位に深く感謝する次第である。

参考文献

- 1) (財)日本農業土木総合研究所：フィルダム調査・試験方法の手引き（案）「ダム基礎グラウチング編」
- 2) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準 設計ダム

完成したダムの管理実態について

岩 淵 誠*
(Makoto IWABUCHI)

竹 山 徹**
(Tohru TAKEYAMA)

松 田 吉 弘***
(Yoshihiro MATSUDA)

門 間 信 浩****
(Nobuhiro MONMA)

笠 井 泰 孝*****
(Hirotaka KASAI)

石 黒 勇 次 郎*****
(Yujiroh ISHIGURO)

目 次

1. はじめに	77	4. 今後のダム管理について	84
2. 施設管理の必要性	77	5. おわりに	87
3. ダム管理項目と実際の対応について	80		

1. はじめに

我が国において、現時点で堤高15m以上のため池を含む農業用ダムは全国1735ヶ所あまりを数え、現在も数多く建設中である。

近年、ダム建設に適する場所が限られ、検討を要する岩盤やその周辺地山に貯水しなければならぬダムが多くなる傾向にある。しかも、ダムは地域の重要な役割を担っているため、ダムを運用する施設の管理設備機器類の操作等は高度な管理技術が求められている。

そこで、1995年「土地改良施設管理基準—ダム編—」が制定され、財産管理・高水管理・利水管理・堤体管理の管理全体についてしめされている。

今回の報文では、この中で堤体管理について、管理項目の必要性を見直すとともに国営事業で造成したダムのアンケートに基づき、管理の現状を整理するものである。

2. 施設管理の必要性

ダム管理にあたっては各諸法規に基づき、ダム管理することになっているので、その諸法規とその内容を次のとおり、整理した。

2-1 ダム管理に関する根拠法令について

土地改良財産の管理とは、通常土地改良法施行令第56条第1項で定義された「土地改良財産の管

理の委託の手續」をいい、「管理」はこの定義によっている。

ダムの具体的な管理の方法は①土地改良法第57条の2（土地改良区が管理する場合）及び同法第93条の2（国又は都道府県が管理する場合）に基づく「管理規程」によるとともに、②河川法第47号に基づく「操作規程」により管理することとされている。なお、ゲートを有しないダムについても、貯水池の管理方法等を定め、これに基づいて管理するよう運用されている。

特に、土地改良法に基づく管理規程には河川法に定める操作規程にはない渇水時（干ばつ）の事項等を含め土地改良法施行規則第48条の2に示されている。また、法体系とは別に1993年「土地改良施設管理基準—ダム編—」が制定されている。

そこで、ダムの管理に関する根拠法令について、整理を行ったのが表2-1である。

2-2 河川法等に基づく報告事項について

河川法等の法令等に基づく堤体の安全に関する報告としては、水利使用規則に定められる「貯水池及びダムの状況に関する測定等」を翌年の1月31日までに河川管理者側へ報告する義務が有る。また、ダムに設置すべき計測装置は表2-2のとおり「河川管理構造令第13条」に示されている。

2-3 ダム管理基準について

ダムの管理基準は農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準『設計「ダム」』（1981年）及び農林水産省構造改善局：『土地改良施設管理基準—ダム編—』（1995年）第6章「ダム、貯水池等の管理」に示され、それは次のとおりである。

*宮城県王城寺原補償工事事務所
**滋賀県八日市県事業所
***兵庫県神戸土地改良事務所
****沖縄局羽地大川農業水利事務所
*****水公団愛知用水総合事業部牧尾支所
*****水公団三重用水管理所水源管理支所

表 2-1 ダム管理に関する根拠法令一覧表

法 令	項 目	左 記 内 容
土地改良 施行令第56条 法第94条の6	土地改良財産の管理の委託の手續 国有土地物件の管理及び処分	国から都道府県及び土地改良区への管理委託 都道府県から土地改良区等への管理委託 国又は都道府県が管理 同上 土地改良区が管理 同上
法第94条の10	同上	
法第93条の2	管理規程	
規則第68条の4の15 法第57条の2 規則第48条の2	管理規程の定めるべき事項 管理規程 管理規程の定めるべき事項	
水資源開発公団法 抄第18条3項4号	管理義務	
河川法 法23条 法47条 施行令第29条 水利使用規則に基づく管理規程 河川法第50条	水利使用の許可 操作規程の事項 管理主任技術者	堤高15m以上 堤高15m以上

表 2-2

ダム型式等の区分	計 測 す べ き 装 置	
重力式コンクリートダム	(50m未満) 漏水量・揚圧力	(50m以上) 漏水量・揚圧力・変形
アーチ式コンクリートダム	(30m未満) 漏水量・揚圧力	(30m以上) 漏水量・揚圧力・変形
フィルダム	堤体がおおむね均一の材料によるもの 漏水量・変形・浸潤線	
フィルダム	その他のもの 漏水量・変形	

測定すべき事項	測定回数
貯水池の水位・貯水池への流入量	毎 日
ダムからの放流量	放流のつど
ダ ム	少なくとも毎四半期 1回
貯水池及びその末端付近の堆砂の状況	少なくとも 毎年 1回

(1) 管理の期間の区分

管理の期間はダムの挙動特性を考慮して次の三つに区分し、この区分ごとに計測及び定期点検の回数を規定している。

第1期 湛水開始してから満水に至る間での荷重増加に伴うダムの挙動を監視する期間である。

したがって、満水後もある期間は満水までと同様の監視を続ける必要があ

り、2ヶ月以上とする。

第2期 第1期経過以後ダムの挙動が安定したと確認できるまでの期間

第1期経過後ダムの挙動が安定したと確認されるまでの期間であり、第1期の計測データを整理検討して確認する必要がある、期間は3年以上とする。

第3期 第2期経過以降

- (2) 計測 表2-3参照
 (3) 点検 表2-4参照

2-4 観測目的

ダムの挙動及び状態を監視するために必要な計測項目は次のとおりである。

(1) 漏水量

漏水量の計測は、流量の絶対量及びその変化状況から直接的に安定に対する判断を行うことを目

的とする。ダムからの漏水及び地山からの浸透水は、降雨など含まれ易いため、真の漏水量を正確に測定することが困難である。

そこで、一般的には、監査廊からの流出水や、ドレーンからの流出水を集水したものを一ヶ所に集めて、三角堰を設けて計測している。この漏水量については、堤体及び地山にパイピングなどの異常が発生した場合には、量が増えること、水が

表2-3

計測項目	ダム形式等の区分	計測点	管理の期間区分別計測回数			備考	
			第1期	第2期	第3期		
漏水量	全てのダム	原則として個々の漏水箇所ごと	1回 /日	1回 /週	1回 /月		
揚圧力	重力及び中空重力ダム	継ぎ目によって区切られた区間ごと	1回/週	1回/月	1回 /3ヶ月	漏水量が比較的少なく、かつ揚圧力が小さいものについては第3期の計測が省略することができる。	
	アーチダム (高さ30m以上)	クラウン断面及びその両側にそれぞれ1ヶ所	"	"	"		
浸潤線	均一型フィルダム	代表的な断面を1ヶ所以上選びダム軸より下流側に3ヶ所以上	"	"	"		
変形	たわみ量	重力及び中空重力ダム (高さ100m以上) アーチダム (高さ30m以上)	代表断面の頂部 ダム堤長の長いダム、 兩岸の斜面が急勾配の 中空重力式ダム及び重要 アーチダムには代表 断面の左右両側の頂部 にも追加する。	1回 /日	1回 /週	1回 /月	
		重力及び中空重力ダム (高さ100m以上) アーチダム (高さ30m以上)		1回 /週	1回 /月	1回 /3ヶ月	
鉛直及び 水平変位	全ての フィルダム	代表断面及びその両側の頂部に各1ヶ所、代表断面上の上流側の最低水位以上の表面及び下流側の法面にそれぞれ2箇所以上	1回 /週	1回 /月	1回 /3ヶ月	上流側の法面については貯水位が低下した時測定すれば良い。高さ70m未満のフィルダムについては第2期は半年ごとに1回でもよい。	

表2-4

点検部位	点検上の留意事項	管理の期間区分別計測回数			備考
		第1期	第2期	第3期	
ダム本体	漏水、コンクリート表面のクラック、コンクリートの凍害、表面遮水壁の状態、フィルダムの法面の状態	1回 /週	1回 /2ヶ月	3回 /年	洪水期の前及び後並びに融雪期
取付部 周辺地山	漏水、亀裂、崩落、地すべり	"	"	"	
放流設備	漏水、洪水吐の摩耗及び洗掘、障害物の有無、変形及び状態、予備電源装置の作動状況、その他の設備状況	1回 /月	1回 /月	1回 /月	

濁などの傾向が現れるため、よく観測しておくことが大切である。また、pH・温度・水質などを測定することにより、漏水箇所を推定する事ができる場合があるため、定期的に観測しておくことが必要である。(表2-5参照)

(2) 変形計測

堤体の変形の計測は、基礎地盤及び堤体の変形からダムの力学的安定に対する監視を行うことを目的とする。この計測は、ダム堤体に直接標点を設けてそれらを測量することにより実施したり、層別沈下計等によりおこなわれる。測量による計測や層別沈下計等による計測は方法により誤差が大きくなり注意を要するものの、直接目視によって行うため信頼性も高く、長期的に行う計測として重要な項目である。

(3) 浸潤線計測

浸潤線計測は、特に均一型ダムの安全管理上の重要項目であり、その目的は堤体内の浸潤線の位置を知ることによって、堤体の安全性の確認を行うことにある。この方法は単純であるだけにその測定結果の信頼性は高く、堤体内の浸潤線の状況を知るために極めて有効である。

(4) 貯水池の堆砂測量

堆砂の進行は貯水機能の低下、ダム付帯構造物の機能障害、ダム流入口付近の河床上昇に伴う洪水範囲の拡大化など、ダム管理上重要な問題を引き起こす原因となりうる。

堆砂測量はこの堆砂状況を把握するため、定期的に形状及び数量を確認するものである。

3. ダム管理項目と実際の対応について

3-1 調査概要

農工研から、以前に国営事業で実施し、完了したダムの管理状況のアンケート調査票を提供していただき、そのうち主にフィルダムの管理実態の整理をおこなった。

表2-5

項目	内容
降雨量	
貯水位	堤体漏水場所の概ねの高さ
濁度	異常な出水の把握とパイピングの有無
温度	遮水材もしくは地山からの浸透水
場所	地山浸透水もしくは貯水池からの流出水

その内容を以下のとおり示す。

(1) 調査数量

国営で造成された74ヶ所のダム

(2) ダムタイプ別区分 (図3-1参照)

(3) ダム管理主体別区分

国営直轄管理は全体の1割程度であり、半数以上は土地改良区に管理委託している実態である。(図3-2参照)

(4) 築造年ごとの区分

年度区分は次のとおり区分した。

- 1953年 土地改良設計基準 第3部設計 第1編「アースダム(改訂版)」制定前・後
- 1966年 土地改良事業計画設計基準 設計「フィルダム」制定前・後
- 1981年 土地改良事業計画設計基準 設計「ダム」制定前・後 (図3-3参照)

3-2 管理機器等の実態

その内容を以下に示す。

(1) 雨量計

漏水計・堤体変位等と相関関係のある雨量計測機器は、数ヶ所のダムで未設置が見受けられた。

また、稼働率は100%となっている。(図3-4・図3-5参照)

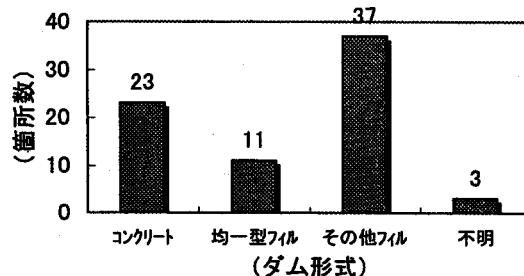


図3-1 ダムの種別

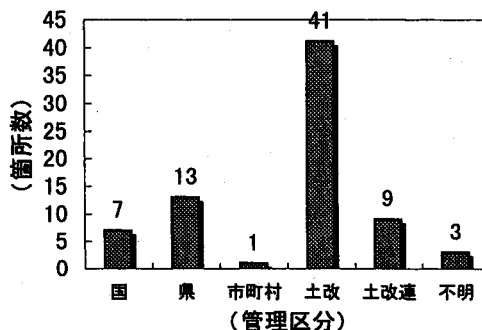


図3-2 管理区分別

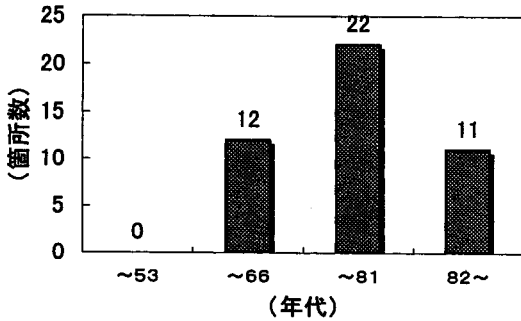


図3-3 フィルダムの建設時期

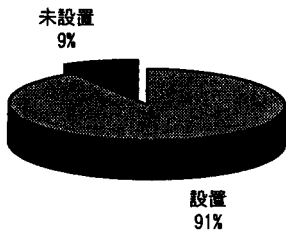


図3-4 雨量計設置率

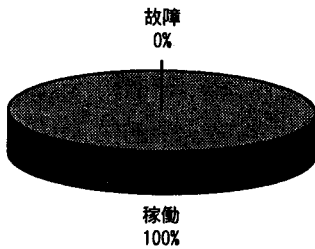


図3-5 雨量計稼働率

(2) 漏水量計

設置率及び稼働率とも90%程度にとどまっている。(図3-6・図3-7参照)

(3) 雨量計と漏水量計の相関

漏水観測施設の未設置・故障，雨量計の未設置を総計すると20%程度に上る。

漏水量観測施設は，降雨・貯水位と漏水量の相関関係にあることから，ダムの安定性に関する情報として全て重要である。(図3-8参照)

(4) 堤体変形測定施設

未設置率は20%程度であり，その稼働率は90%程度である。

ただし，堤体変形測定施設は沈下計，標的，水平・鉛直変位計などを含んでいる。(図3-9・図3-10参照)

(5) 浸潤線観測 (均一ダム)

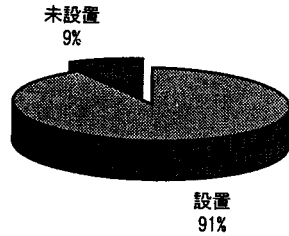


図3-6 漏水量計設置率

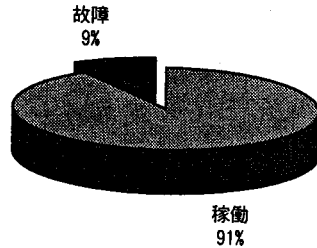


図3-7 漏水量計稼働率

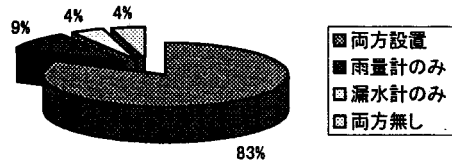


図3-8 水位計・漏水計設置状況

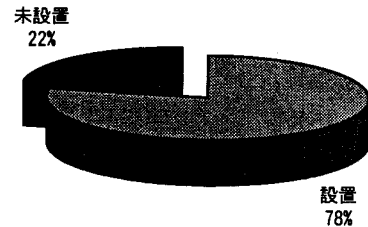


図3-9 堤体変形測定施設稼働率

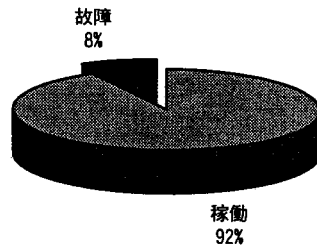


図3-10 堤体変形測定施設稼働率

設置率は60%程度であり，稼働率は80%程度である。(図3-11・図3-12参照)

(6) 堆砂量

①堆砂量を測定しているダムが約80%程度であ

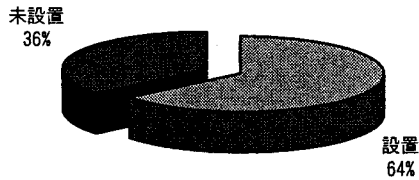


図 3—11 浸潤観測設置率 (均一フィルダム)

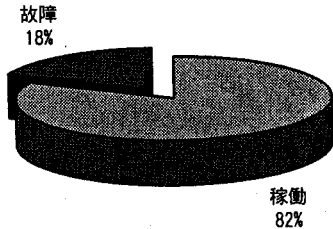


図 3—12 浸潤観測稼働率 (均一フィルダム)

る。

また、堆砂に対する管理意識が薄い。(図 3—13参照)

②堆砂測量の測定者(調査をしているダム)(図 3—14参照)

③設計堆砂量と堆砂実績(調査しているダム) アンケート結果から、設計堆砂量と堆砂実績量の対比を行った。

年あたり実績堆砂量が計画より、約40%も上回っている。その中には計画の5倍のペースのダムがある。今後、この傾向が続くとすればこれらのダムについて、堆砂に関する問題が表面化すると推察される。(図 3—15参照)

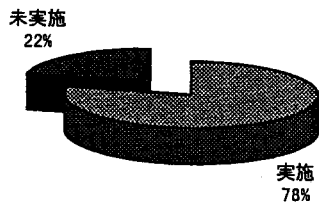


図 3—13 推砂量調査実施状況

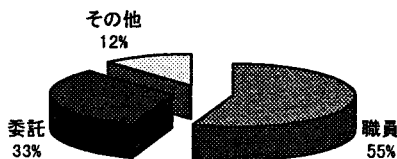


図 3—14 推砂量調査実施者内訳

(7) 年度別比較

年度別の稼働率と設置率は図 3—16に示し、傾向としては次のとおりである。

①稼働率が高い機器については年度別に顕著な傾向が現れないが、築堤30年以上経過した計器に故障が目立つ。

②設置率については新しい年代になるにつれて、設置率が向上している。

3—3 管理状態の実態

(1) ダム安全性の判断者

ダム管理の期間の区分にあたって、全体の60%程度は土地改良区の職員(ダム管理職員)が判断している状況であり、農政局・県の判断割合が低く、土地改良区への積極的指導育成を行うことが望まれる。

また、河川管理者が判断している場合もある。

(表 3—1 参照)

(2) パソコンの利用状況

気象水象データについて、国営管理はほぼ電算処理されているが、県・市町村・連合会は半数程度が電算処理されており、改良区は電算処理されていない場合が多いと推測される。(表 3—2 参照)



図 3—15 設計推砂量との比較

表 3—1

ダム安定性を判断した	全 体	フィルダム
土地改良区職員(ダム管理職員)	44	27
コンサル	9	4
農政局	4	3
県	0	0
連合会	4	3
大学	1	0
農業工学研究所	1	1
河川管理者	7	4
その他	4	2
計	74	44

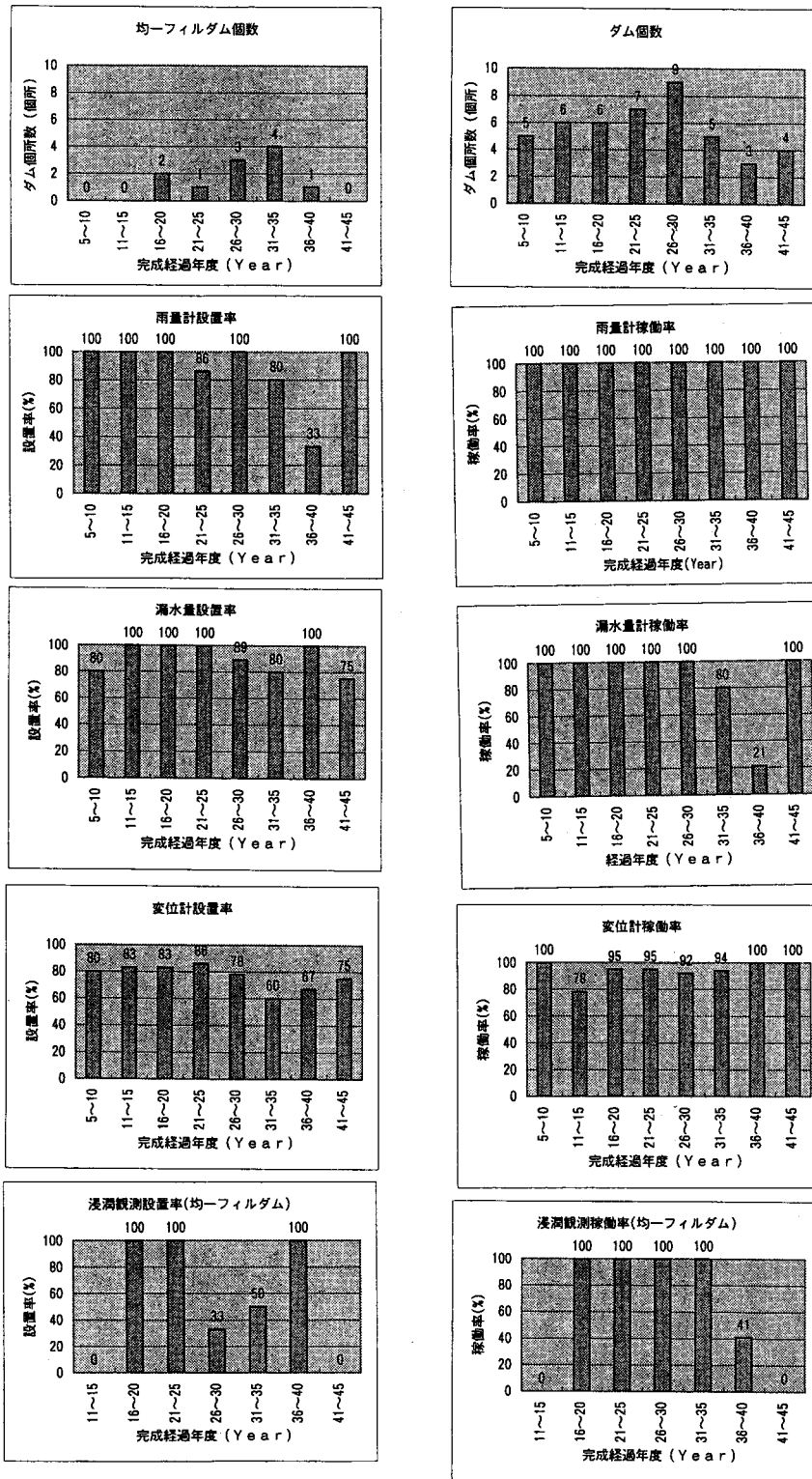


図 3-16

表 3-2

管 理 者	国	県	市町村	改良区	連合会	不明	計	
パソコン状況	なし		4	1	28	5	1	39
	未使用							
	使用	5	4		5	4	2	20
	他の機械	1	5		6			12
	その他	1			2			3
	計	7	13	1	41	9	3	74

表 3-3

	法定必要人員	実配置人員	充足率
管理主任技術者	37人	36人	97.3%
電気主任技術者	18人	16人	88.9%
特殊無線従事者	20人	19人	95.0%
小型船舶操縦士	34人	32人	94.1%

平成2年構造改善局施設管理室調べ

表 3-4

管 理 主 体	箇所数	管理主任技術者数
県	1ヶ所	1人
土地改良区連合会	2ヶ所	1人
土地改良区	1ヶ所	1人

(3) 法定技術者の配置状況（土地改良区による管理）

- ①管理主任技術者は、次のとおりほぼ充足されている。(表3-3参照)
- ②今回のアンケートの結果から、ダム管理を適正に行うために配置されている管理主任技術者が回答したダムは次のとおりである。(表3-4参照)
- ③管理主任技術者の資格の認定には学歴及び関係職歴に係る実務の総年数の基準を満足する必要があり、認定を申請することになっている。また、財団法人ダム水源地環境整備センターが行うダム管理技士試験や財団法人全国建設研修センターが行うダム管理主任技術者研修がある。(表3-5参照)

3-4 ダム管理費用の試算

既設ダム管理施設の概算管理費用は次のとおりである。(表3-6・図3-17・図3-18参照)

4. 今後のダム管理について

4-1 管理に必要な機器の現状

ダム管理に必要な機器の故障原因は老朽化と想定し得ない事故によるものが多く、次のとおりである。(表4-1参照)

今後、落雷対策として、避雷針の設置が必要である。

4-2 今後の対応について

- ① 現在、完成しているダムで、雨量計・貯水位計・表面変位計が設置されていないダムはダム築堤後であっても、設置可能であることから、ダム所有者及び管理者は今後観測に必要な施設を設置し、観測できるよう努めるべきである。
- ② ダム管理に必要な漏水量観測、堤体変形観測施設、気象水象観測施設は必ず築堤時に設置しておく必要がある。
- ③ 土地改良区が管理しているダムは所有者である国及び県が、ダム管理に必要な未設置の観測施設の必要性を説明するとともに、観測されていない項目については継続して観測するよう指導すべきである。
- ④ 観測施設の情報について、河川管理者側の指導強化が予想されることから、洪水予測等に対

表 3-5 管理主任技術者資格認定基準

		当該教育施設において正規の土木工学に関する課程を修めて卒業した場合	当該教育施設において正規の電気工学、農業土木、衛生工学、都市工学又は機械工学に関する課程を修めて卒業した場合	その他の場合		
				第1類のダムを管理する場合	第2類又は第3類のダムを管理する場合	第4類のダムを管理する場合
学校教育法による大学若しくは高等専門学校、旧大学令による大学、旧高等学校令による高等学校、旧専門学校令による専門学校又はこれに準ずるその他の教育施設を卒業した者	A	/	/	9年	6年	4年
				15年	10年	7年
	B	2年	3年	3年	3年	1年
		3年	5年	5年	5年	2年
学校教育法による高等学校、旧中学校令による中等学校又はこれらに準ずるその他の教育施設を卒業した者	A	/	/	9年	6年	4年
				15年	10年	7年
	B	3年	4年	3年	3年	1年
		5年	7年	5年	5年	2年
学校教育法による中学校、旧国民学校令による国民学校高等科又はこれらに準ずるその他の教育施設を卒業した者	A	/	/	11年	8年	5年
				18年	13年	9年
	B	3年	3年	3年	3年	1年
		5年	5年	5年	5年	2年
学校教育法による小学校、旧国民学校令による国民学校初等科又はこれらに準ずるその他の教育施設を卒業した者	A	/	/	12年	9年	6年
				20年	15年	10年
	B	3年	3年	3年	3年	1年
		5年	5年	5年	5年	2年

- 備考 1 Aは関係職歴に係る実務の総経験年数を、Bは関係職歴中のダム又は河川の管理に係る実務の経験年数をそれぞれ表わす。
 2 河川法施行令第32条第1号又は第2号に掲げる者と同等以上の知識及び経験を有する者の認定は、建設省河川局長が指定する研修又は試験においてダムの管理に必要な知識及び技能を取得したと認められる者又は合格した者については上段に掲げる年数以上の実務の経験年数を、その他の者については下段に掲げる年数以上の実務の経験年数を有するかどうかを基準とする。
 3 「その他の場合」の項中「第1類のダム」、「第2類又は第3類のダム」及び「第4類のダム」は、昭和41年5月17日付け建設省河発第178号河川局長通達に定めるダムの分類によるものとする。
 4 「その他の場合」の項に該当する者については、A及びBに係る要件のすべてをそなえていなければならない。

表 3-6

(円)

番号	1	2	3	4	5	6
有効貯水量 (m ³)	16,000,000	12,850,000	1,370,000	68,000,000	13,300,000	1,290,000
ダムの種類	アースフィル	均一フィル	均一フィル	ロックフィル	ロックフィル	コンクリート
堤長 (m)	985	1,331	257	264		96
堤高 (m)	46	30	27	105		39
洪水吐ゲートの有無	無し	無し	無し	有り	無し	有り
制御形態	遠方制御	遠方制御	遠方制御	遠方制御	遠方制御	遠方制御
管理主体	公団	県	土地改良区	公団	国	県
堤体維持関係費用 (%)	24	49	26	27	2	19
設備関係維持費用	22	20	6	23	45	35
動力・燃料費	5	5	8	4	12	19
調査・観測関係費用	7	18	52	20	21	16
雑費	42	8	9	26	20	11
年間管理費概算額	58,400,000	54,200,000	5,613,000	101,000,000	52,100,000	3,700,000
貯水 1 m ³ 当たり額	3.7	4.2	4.1	1.5	3.9	2.9

- ※1 堤体維持管理費用とは、除草作業・堤体補修費などの費用を指す。
 ※2 設備関係維持費用とは、ダムに付属する電気設備（予備発電機やテレメータ等）及び機械設備（取水ゲートや洪水吐ゲート等）などの、点検・整備・修理に要する費用を指す。
 ※3 動力・燃料費とは、電気料金・予備発電機燃料費・車両及び船舶燃料費などを指す。
 ※4 調査・観測関係費用とは、堆砂量調査・堤体変位調査などに要する費用を指す。
 ※5 雑費とは上記以外に要する費用を指し、諸税・備品類・管理雑費等を含む。
 ※6 今回調査管理費には、管理主体職員の人件費・福利厚生費等については含んでいない。

土地改良施設修繕保全事業

4-3 ダム管理費用

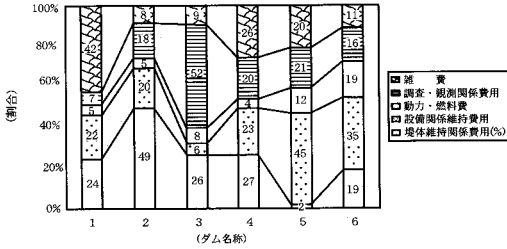


図 3-17 維持管理内訳割合

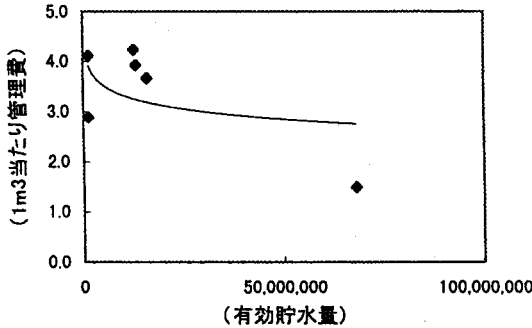


図 3-18 貯水 1 m³ 当たり維持費

表 4-1 雨量計・漏水量計・変形測定 of 故障原因 (全体 45施設)

計器名	故障原因
雨量計	なし
漏水量計	老朽化
変形測定	老朽化・落雷・ワイヤ切れ

応できるシステムとその情報が自記記録できる施設及びその情報の提示ができるような体制を整備する必要がある。

- ⑤ 造成されたダムは試験湛水が終わり、堤体の挙動解析が終わりしだいダム施設は土地改良区等へ管理委託される。この際、ダム管理に関わる技術的な資料を整備し、観測施設等の初期値・異常値の見分け方・測定すべき最小必要項目とその整理方法を改良区へ引継ぐことが肝要である。これにより、ダムの安全性について、将来とも万全を期するべきである。
- ⑥ 造成された施設の更新については補助事業で取り組む以外になく、その事業実施が可能な事業は次のとおりである。

- 土地改良施設維持管理適正化事業
- 基幹水利施設管理事業
- 国営造成施設管理体制整備促進事業

- ① 堤体管理に必要な費用を見ると年管理費用については、ダム有効貯水量に対して 2~5 円/m³ の範囲である。なお、貯水量が増えるに従って m³ 当たり単価は減る傾向にある。
- ② 洪水吐ゲートを持たないダム及び遠方制御のないダムについては、設備関係維持管理費用・動力燃料費用が非常にすくないだろうと推定される。
- ③ 堤体維持管理関係費用の大部分を占めるのは草刈り費用で年間 2~3 回実施され、その単価は 150 円/m²/回となっている。
- ④ 調査対象数が少ないが、堤体安全管理に必要な項目を外注する場合の費用について、堆砂量の測定は概ね 2,000 千円、堤体変位測定及び漏水観測の測定は概ね 2,000 千円であり、計 4,000 千円が必要である。

4-4 管理体制

- ① 今回の調査は国営で造成したかんがい用ダムを対象としたものであり、市町村・土地改良区・連合会による管理は 70% に過ぎないが、農業用ダム台帳によれば、堤高 15m 以上のため池を含む農業用ダムのうち同様な管理をしているのは 90% 以上を占める。(表 4-2 参照)
- ② 農業水利施設の管理概念については、1) 一般の公共構造物と違い特定農家を受益者として設置・管理される私益に関わる施設であること。2) 管理内容は施設補修にとどまらず、その運転操作管理が個々の利水者の利害関係に関わるものであること。3) 施設の種類や受益範囲とその管理が複雑多岐にわたり、地域内の複数水利組合が重層的に存在し、管理の範囲と内容を統一的に整理する事が技術的に困難であることから、公共構造物とは違う点である。また、戦前以前の普通水利組合の管理が基本的に農家の自治管理の下に置かれた実態を踏襲した管理の考え方であった。

現在、土地改良区の管理主体がおおむね 70% 割程度を占める中、土地改良区の専任職員が極めて少なく、市町村等の兼任が多い体制で土地改良区の業務執行が実施されているようである。

特に、基幹水利施設の管理にあたって、施設の

表 4 - 2

平成 7 年 4 月 1 日現在

所有者 管理者	国	都 道 府 県	市町村	公 団	一部事 務組合	土地改 良 区	土地改良 区連合	その他	不 明	計
国	14								1	15
都 道 府 県	24	109	1			2				136
市 町 村	39	100	195		7	2		12	8	363
公 団				15						15
一部事 務組合	18	8	35		105	6		22		194
土 地 改 良 区	109	121	26		3	344	1	7	3	614
土地改良区連合	18	2	3			1	10			34
そ の 他	7	8	70		8	7		215	2	317
不 明	4	4	1		1	3			34	47
計	233	352	331	15	124	365	11	256	48	1735

法定技術者は概ね満足しているようであるが電気主任技術者の確保が困難な状況である。しかし、受益地の広域化と施設の大規模化している中、遠隔操作・自動制御システム等を装備した高度な操作技術を要する機器とその運用に関わる業務と堤体の安全管理や洪水処理等の予測システム化を図ることから、施設の造成主体あるいは所有者である国が土地改良施設の安全管理を行うため、より積極的にダム管理の財政・人材・技術面の不足を補う必要がある。

5. おわりに

課題「完成したダムの管理実態について」の検討を始めるにあたって、具体的な管理内容・管理計器・管理経費等の実態をそれぞれ具体的に理解していなかった。

また、ダム完成までに多くの英知と情熱を注いだダムは通常の管理仕様に従って、管理しているだろうという漠然とした認識の上で臨んでみたものの、資料収集及び内容を検討していく中で、技術的な管理内容とその実態との違いを見つけていくができた。

特に管理主体によってはその管理水準及び内容に差異があり、我々の認識とは違い、管理体制とその人員等に制約があり、現行施設管理基準による管理がおこなわれている場合も多々あった。

ここに成果をまとめることができたのも本研修において、御尽力を賜った各講師の皆様、農業工学研究所及び研修課の皆様のおかげと深く感謝しております。

今後、我々がダム建設に関して、本成果及び他班の成果の趣旨を十分理解し、事業推進に努力していきたいと思えます。

参考文献・引用文献

- 1) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準 設計「ダム」 (1981年)
- 2) 農林水産省構造改善局：土地改良施設管理基準 -ダム編- (1995年)
- 3) 建設省河川局：多目的ダムの建設 第4編 (1987年)
- 4) 構造改善局建設部設計課：農業ダム台帳 (平成8年3月)
- 5) 全国土地改良事業団体連合会：土地改良法令集
- 6) 農業水利研究会：河川協議の実務 (1992年)
- 7) 河川法
- 8) 農業工学研究所農村整備部：ダム管理実態調査 (平成5年～平成7年)
- 9) 構造改善局総務課施設管理室：法定技術者の配置状況調査 (平成2年)

長良川用水地区におけるバルブ閉塞に伴う 通気孔スタンドからの噴出水対策について

田中宏治*
(Kouji TANAKA)

目 次

1. はじめに	88	6. バルブの閉塞時間緩和の検討	90
2. 長良川用水地区の概要	88	7. バルブの改良方法について	93
3. 現状での課題点	89	8. バルブ操作緩和後の課題点	93
4. スタンドより多量の水が噴出する原因	89	9. おわりに	94
5. バルブの閉塞時間緩和に対する検討事項	90		

1. はじめに

国営長良川用水事業は、昭和55年度に着工して以来、揚水機場2ヶ所、排水機場2ヶ所、幹線用水路6路線 総延長26.2kmの用排水施設と用排水の管理を一元的に行う水管理システムを構築し、平成9年度に完了する。

本報告では、平成8年4月に完成した水管理施設により遠方制御操作を行った結果、制水弁（バルブ）の閉塞時に通気施設である通気孔スタンド（圧縮形）から多量の水が噴出することに対して、その原因と対策について述べるものである。

2. 長良川用水地区の概要

1) 長良川用水（高須輪中）地域のあらまし

本地域は岐阜県の最南端に位置し、木曾川、長良川、揖斐川の三川により挟まれた、海津町、平田町、及び羽島市の一部からなる「高須輪中」と呼ばれる堤防で囲まれた総面積48km²の農村地帯である。また、この地域は大半を水田が占め、その半分以上が海拔0m以下という地帯でもある。

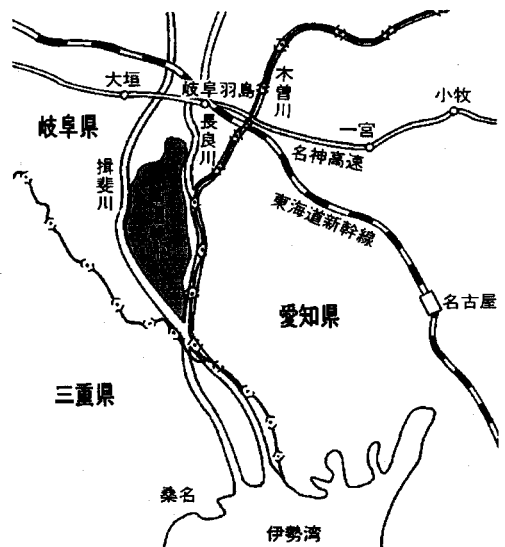
この高須輪中は、三大河川の水の恩恵を受けて発展してきたと同時に水害との闘いを繰り返してきた。

このことより、古くは江戸時代の宝暦治水に始まり、明治45年の三川分離工事が完成するに至る

まで、過去、幾度となく河川工事が行われてきた。

高須輪中での農業は、掘田、田船による農作業等人力中心の農業が行われていたが、土地改良事業により機械化による農業への変換がなされることとなった。

当該地区は、機械化が進み新たな農業地帯へと発展したが、その後、農業構造の変化が急速に進み、土地基盤の再整備が必要となり、用排水の分離と乾田化・道路計画の見直しと拡幅・ほ場の大型化・農業生活環境の整備を行い、農業の先進地を目指し国営・県営かんがい排水事業を始めとす



位置図

*東海農政局土地改良技術事務所

る各種の農業農村整備（農業基盤整備）事業が実施されてきた。

その中枢を担うのが、この国営かんがい排水事業 長良川用水地区であり、受益面積約3,000haを対象に、農業用水の安定供給と排水改良の基幹的整備を目的に事業着工した。

2) 長良川用水地区の用水計画

この地域は長良川から取水する勝賀揚水機場、揖斐川から取水する中江取水口、及び逆潮利用の取水による3用水系統であったものを、施設の老朽化及び逆潮利用の取水障害などより用水系統の見直しを行い、逆潮利用を取りやめ、新たに新大江揚水機場を新設し、これに従来の勝賀揚水機場と中江取水口を改修する中江揚水機場の3揚水機場で地域内の用水の安定供給を行う計画である。

3揚水機場で取水した用水は勝賀幹線水路、勝賀東・西用水路、大江東幹線水路、大江中幹線水路及び中江幹線水路より接続されている支線用水路及び22ヶ所の揚水機場（加圧揚水機場）と末端送水管を経由して圃場まで送水される。また、冬期については、長良川に水利権がないため、中江揚水機場より地区全域に配水しており、その用水系統は図一1のとおりである。



写真一1

3. 現状での課題点

平成7年度までは用水施設の内、施設が完成したものから随時、一時使用を実施し、機側で操作を行い通水していたが、平成8年度には水管理施設が完成したのに伴って遠方操作による制御を行った。その結果、送水遮断時や流量変化時に通気施設である通気孔スタンドより多量の水が噴出した。これにより周囲のほ場や道路、水路に浸食被害を及ぼしていた。(写真一1参照)

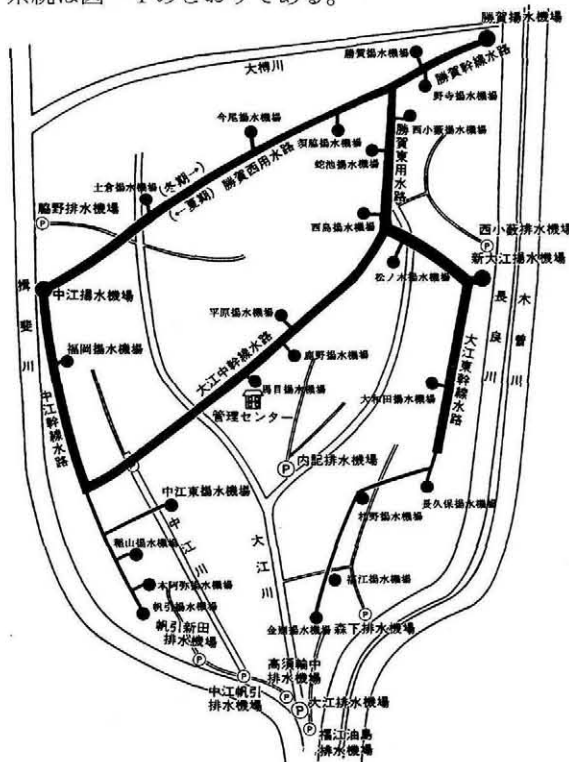
4. スタンドより多量の水が噴出する原因

本地区の水路施設構造は開渠・暗渠及び管路からなり、管路部についてはクロードタイプの水路形態である。

この地区は輪中という特殊性から、取水した用水は必ずポンプ排水へと繋がる。このことから、従来より人による監視のもと取水が行われてきたことから、平成8年度においてもその慣習で12時間通水（朝6時から夕方6時）を行った。そのため、夕方6時には地区内の配水ポンプが停止し、F.Pが満水になっていることを確認のうえ、F.P直前の流入バルブが閉塞された。

この結果、上流から送水される水と下流からフィードバックされる水とが管内でぶつかり合い管路内で脈動を起こし、逃げ場をなくした水がスタンドより噴出することとなった。

平成7年度までは、機側において操作を行って



図一1

いたため、このような現象は局部的には小規模で発生していたと思われるが、平成8年度のような大規模なものではなかった。

この現象が、遠方操作による制御を行ったことで大規模に発生したということは、末端バルブの遮断時間が短く、かつ個々のバルブが連続して行われるため管路内の脈動波が今まで以上に発生したと判断される。

これは、設計段階において経験則による水撃圧で設計水圧を想定し、通気孔スタンドの高さを決定したためであり、この経験則における水撃圧の算出では、あくまでもバルブ操作を緩閉塞で行うことを前提として考えられているが、今回は、全て箇所でのF.P直前の流入バルブが、1分程度で全閉するようなモーターが設置されており、急閉塞に近い状態でバルブ操作を行ったためではないかと考えられる。

そのためバルブ閉塞時間を緩和する必要がある。

5. バルブの閉塞時間緩和に対する検討事項

本地区でのバルブの閉塞時間緩和操作については、次の事項を考慮し検討する。

- ①事業計画に沿う夏期・冬期別配水ブロック界
- ②番水制によるローテーションブロックの確立
- ③水撃圧の影響を考慮したバルブ操作の確立
- ④輪中地域という特殊性より維持管理費の節減を図るため、極力、余剰取水を行わないバルブ操作の確立
- ⑤①から④に基づき地区全体でのバルブ操作時間を短縮するため、水撃圧の影響範囲を考慮した地区全体でのバルブ操作順序の確立

6. バルブの閉塞時間緩和の検討

1) バルブ閉塞時間緩和の現地試験

本地区で、平成7年度までの操作においても水が噴出していた地点の1ヶ所を選定し、既設スタンド上に試験用のスタンドを接合し、バルブ閉塞に伴う管内での噴出水の傾向と脈動波の状況を観察し表1の結果を得た。

試験場所：県営福江加圧機場

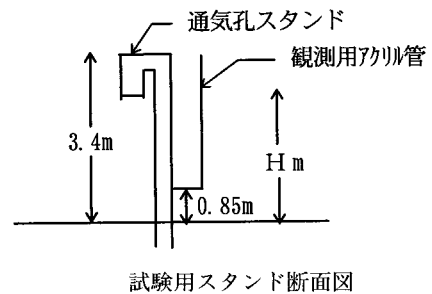
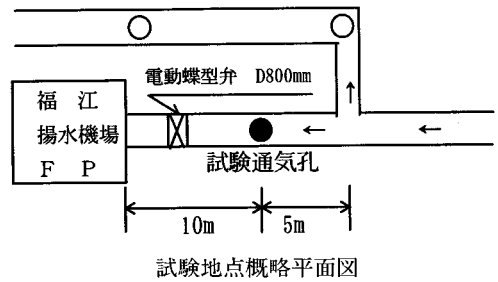


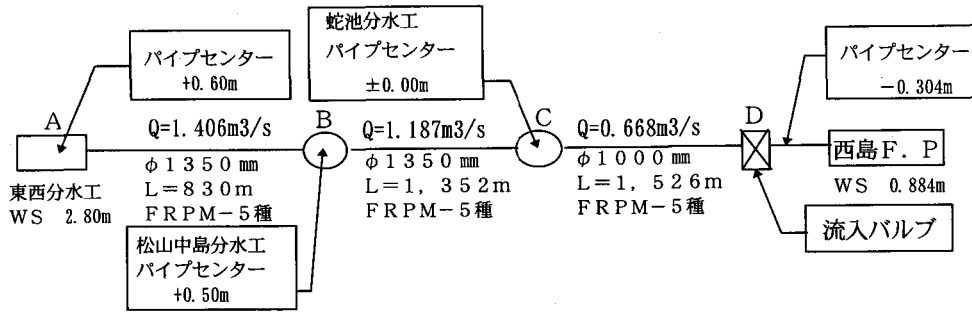
表-1

開度	停止	Hmax	脈動波観測高及び収束状況
45%			
	1分		
35%		1.30m	H=1.15±
	1分		
25%		1.75m	H=1.35±
	1分		50秒程度で脈動が見えなくなる
15%		1.85m	H=1.40±
	1分		45秒程度で脈動が見えなくなる
5%		1.80m	H=1.35±
	1分		H=45秒程度で脈動が見えなくなる
0%		1.80m	1.25±
			30秒程度で脈動が見えなくなる

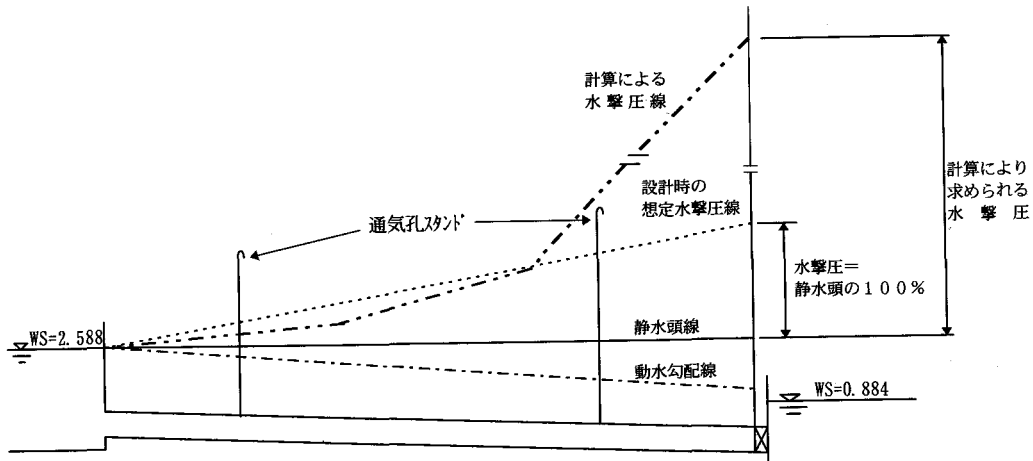
* 全開から全閉のバルブ操作を上表のように行った時、バルブ開度40%前後より脈動波が確認される。

2) バルブ操作に伴う水撃圧の検討

前述1)の結果を参考に最も代表的な路線の末端に当たる勝賀東用水路 西島支線において改めて水撃現象について検討を行う。



勝賀東用水路 西島支線 模式図



水理縦断図

①水撃圧計算の適用公式について

水撃現象の解析には水及び配管を弾性体として扱い、図-2の状態にてニュートンの運動の法則と連続性の式から次の方程式を誘導する。

$$H - H_0 = F(t - X/a) + f(t + X/a) \dots\dots\dots(1)$$

$$V - V_0 = -g/a \{ F(t - X/a) - f(t + X/a) \} \dots\dots(2)$$

ここに

$$a = 1/\sqrt{W_0/g \cdot (1/K + D/(E \cdot e))}$$

- a : 管内圧力波の伝播速度 m/sec
- D : 管内径 m
- e : 管厚 m
- K : 水の体積弾性係数 kg/m²
- W₀ : 水の単位体積重量 kg/m³
- E : 管の縦弾性係数 kg/m²
- H : 弁より X の位置の時間 t (秒) における水頭 (m)
- V : 弁より X の位置の時間 t (秒) における流速 (m/sec)

- F (t - X/a) : 時間 (t - X/a) 秒の直接波の総計
- f (t + X/a) : 時間 (t + X/a) 秒の反射波の総計

②水撃圧計算の一般式

水撃作用の一般式は上記(1)式, (2)式を展開して求めた次式によることとする。

$$H_{At1} - H_{Bt2} = 2\rho(Q_{At1} - Q_{Bt2}) \dots\dots\dots(3)$$

$$H_{Bt2} - H_{At3} = -2\rho(Q_{At1} - Q_{Bt2}) \dots\dots\dots(4)$$

ここに $\rho = a/(2 \cdot g \cdot AP)$

- ρ : 管路常数 sec/m²
- Q : 管路水量 m³/sec
- a : 管内圧力波の伝播速度 m/sec
- AP : 管断面積 m²

③水撃圧及び脈動波の計算

上記①, ②の計算公式に基づき勝賀東用水路

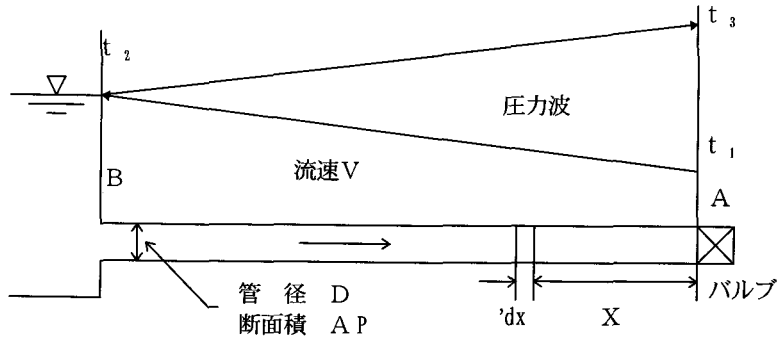


図-2

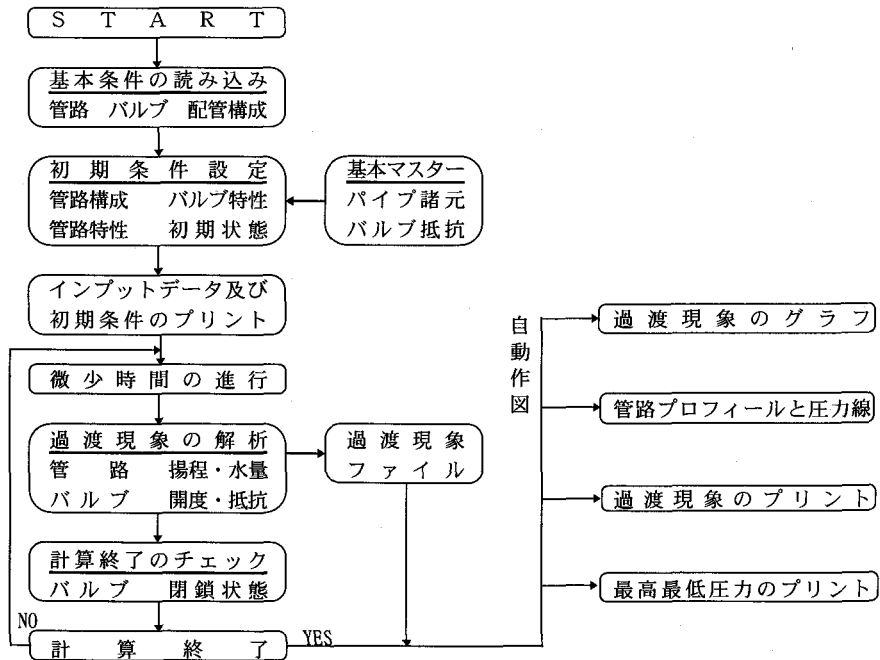
表-2

単位：m

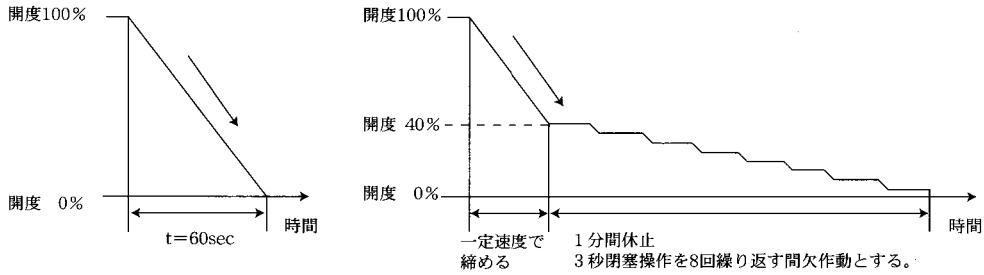
路線名	地 点	現 行			改良（緩和）後		
		最 大	最 小	脈動幅	最 大	最 小	脈動幅
勝賀東 用水路	B点(松山中島)	3.159	1.998	1.161	3.137	2.044	1.093
	C点(蛇池)	3.979	1.426	2.553	3.173	1.466	1.707
	D点(西島F. P) 流入バルブ	12.120	-1.471	13.591	4.838	-0.113	4.951

*改良（緩和）後のバルブ閉塞操作は、100%～40%までは現行通り行い、40%からは5%毎に1分間の停止時間を設けて実施している。（図-3参照）

*水撃圧の数値は管中心高を基準として算出している。



水撃圧計算フローチャート



(現行のバルブ閉塞操作状況)

(改良(緩和)後のバルブ閉塞操作状況)

図—3

西島支線のバルブ閉塞時に生じる水撃圧を計算する。

なお、計算は水撃圧計算フローチャートに基づき、現行及び改良(緩和)後について繰り返し計算を行い、水撃圧が最大及び最小となる時間における、それぞれの水撃圧について表—2に示す。

現在の土地改良計画設計基準では、通気孔のスタンド高さは地上より5m以下と定められている。このことより、表—2の水撃圧計算結果から、現行での最大水撃圧を通気孔スタンドで対応することは、スタンドからの噴出水を招くこととなるが、バルブ操作を緩和することで同施設でも十分対応が可能となる。

従ってバルブの閉塞については、図—3の改良(緩和)後のバルブ閉塞操作を基準として行うこととする。

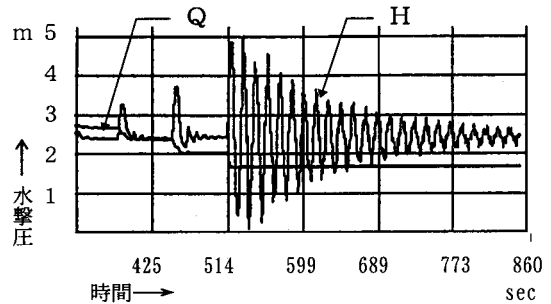
これに伴い、バルブが全閉になるまでにはおよそ9分間の時間を要することとなる。また、改良(緩和)後は最大の水撃圧についてはバルブが全閉された直後に生じることとなる。

なお、改良(緩和)後のバルブ全閉に伴う脈動波は、次に示す水撃圧現象図のとおりとなる。

3) 地区内におけるバルブ操作の順序の検討

2)の検討より、バルブ閉塞操作開始後15分までは脈動波が収束しない。しかし、D点におけるバルブ閉塞操作において、約3.0km離れたB点での脈動幅は1.093mとなっており管径にも満たないことより影響はほとんどないものと考えられる。

このことより、1系統(路線)でのバルブの操作は、1つのバルブ閉塞開始後、脈動波の影響が少ない15分後又は3.0km以上離れたバルブ操作を



*脈動が収束するには、バルブ全閉後概ね6分程度の時間を要すると想定できる。

水撃圧現象図
(勝賀東用水路 西島F、P地点)

優先して順序を決定し、配水マニュアルを作成する。

7. バルブの改良方法について

バルブの改良については、現在設置されているモーターに図—3に示す改良(緩和)後のバルブ閉塞操作を記録させた電子タイマーを取り付けることで対応した。

8. バルブ操作緩和後の課題点

今回、バルブ閉塞操作については、あくまでも地区の代表的な場所での検討事項であり、実態のバルブ操作順序及び電子タイマーの設置に当たっては、バルブ毎にそれぞれ流量・管径・電子タイマーの閉塞速度の誤差など諸条件が違うため運用開始後、再度現地の状況を確認しながら調整して改良する必要がある。また、1つのバルブの水撃圧対策に固執し、閉塞時間を緩和しすぎることによる、地区全体での排水の増量に伴う維持管理費

の高騰に留意する必要がある。

そのため、前述、バルブの緩和閉塞操作を行っても対応しきれない箇所については、通気施設の改良が必要となることから、下記の三項目に基づく工事を併せて実施した。

①通気孔スタンドの嵩上げ

(地上5mまでで対応が可能な施設のみ)

②浸食防止対策

(現在の施設で、スタンド嵩上げ高さをあまり必要としない施設のみ)

③通気孔スタンドの排水路まで延長

(上記①、②以外の施設)

また、通気孔スタンドを排水路まで延長して対応する時には、サイホン形式とならない構造とする。

写真-2は 前述3. 現状での課題点で示した通気孔スタンドより多量の水が噴出して、周囲のほ場等に浸食被害を及ぼしていた場所について、上記③の方法により改良したものである。

9. おわりに

地域の農業農村整備事業は、国、県、市町村等が一体となって関連事業を早期に跛行なく進めていく必要がある。本地区では関連事業の跛行はなく、施設の完成と同時にその有効利用を図ることができた。

しかし、事業の長期化・地元ニーズを受けて計画変更等により、当初事業計画を順次見直している。

今回の場合、地区全体としての水質確保のため、当初は自由水面を持たせたオープン水路の計画であったものを、変更計画においてパイプライン化

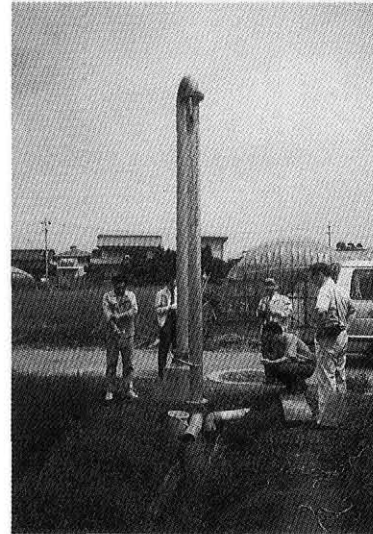


写真-2

しているが、この際将来の水管理施設導入に伴う問題を深く考慮しないまま、各バルブの閉塞時間や通気施設の構造等について定めたことから生じた結果ではないかと考えられる。

今後の実施される事業においては、このようなことが生じないためにも、地域の特殊性を十分考慮した事業計画を樹立するとともに、その方針を継承しつつ、実態にあった事業計画を関係機関と十分調整・検討のうえ、推進していく必要があるのではないかとと思われる。

参考文献

- 小西克郎・林勲男：電子計算機によるウォーターハンマーの解析
クボタ技報 第2巻第1号 P25, P27 1977年5月

投 稿 規 定

1 原稿には次の事項を記した「投稿票」を添えて下記に送付すること

東京都港区新橋 5-34-4 農業土木会館内, 農業土木技術研究会

2 「投稿票」

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

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

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

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

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

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

たとえば

C, K, O, P, S, U, V, W, X, Zの大文字と小文字

O(オー)と0(ゼロ) a (エー)と α (アルファ)

r (アール)と γ (ガンマー) k (ケイ)と κ (カッパ)

w (ダブリュー)と ω (オメガ) x (エックス)と χ (カイ)

l(イチ)とl(エル) g (ジー)と q (キュー)

E(イー)と ϵ (イプシロン) v (バイ)と υ (ウプシロン)

など

8 分数式は2行ないし3行にとり余裕をもたせて書くこと

数字は一マスに二つまでとすること

9 数表とそれをグラフにしたものとの併載はさけ, どちらかにすること

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

11 投稿の採否, 掲載順は編集委員会に一任すること

12 掲載の分は稿料を呈す。

13 別刷は, 実費を著者が負担する。

農業土木技術研究会入会の手引

1. 入会手続

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

2. 会費の納入方法

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

3. 農業土木技術研究会の活動内容

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

4. 機関誌「水と土」の位置づけと歴史

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

② 「水と土」の歴史

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

- ・ S28年………コンクリートダム研究会の発足

『コンクリートダム』の発刊

- ・ S31年………フィルダムを含めてダム研究会に拡大

『土とコンクリート』に変更

- ・ S36年………水路研究会の発足

『水路』の発刊

- ・ S45年………両研究会の合併

農業土木技術研究会の発足←

『水と土』

入 会 申 込 書

平成 年 月 日

私は農業土木技術研究会に入会します。

氏 名：

所 属：

○第27回農業土木技術研究会賞について

第27回農業土木技術研究会賞は、「水と土」の105号から108号に掲載された報文を対象に、会員（任意抽出150名）にアンケートを行った結果、次のとおり決定いたしました。

なお、表彰は1月28日に開催した研修会において行われました。

企画・計画部門 会賞

「大区画圃場における「水位調整柵」設置による新しい水管理」（第107号）

愛知県農業総合試験場	笹山 洋文
愛知県農業総合試験場	高木 輝夫
愛知県海部農地開発事務所	栗木 保雄

設計・施工部門 会賞

「カラマツ木材チップの暗渠疎水材への利用」（第105号）

北海道立中央農業試験場	北川 巖
北海道立中央農業試験場	横井 義雄
北海道立林産試験場	津田真由美

設計・施工部門 奨励賞

「エア－噴射式除塵機底部堆積土除去装置の開発」（第106号）

関東農政局利根川水系土地改良調査管理事務所	塩田 克郎
北陸農政局阿賀野川右岸農業水利事業所	新飯田茂弘
北陸農政局土地改良技術事務所	宮城日出夫
(株)長場鉄工所	長場 吉資

(受賞者の所属は平成10年1月時点)

○「水と土」表紙写真の募集について

「水と土」の表紙写真を次の通り募集します。あなたが撮った美しい「農村風景」、「水・土のふれあい」などを表紙に使わせて頂きたいと思えます。

採否は編集委員会で決定します。また、採用された場合には薄謝を進呈致します。

締切は特にありません。(随時受付けます)

- 1 写真の種類 カラープリントでサイズはサービス版
- 2 枚数 応募点数には制限はありませんが、未発表のものに限ります。
- 3 その他 応募写真の裏面にタイトル、コメント、住所、氏名、年齢、職業、性別、写真のテーマ、撮影場所、撮影月日を記入して下さい。原則として、応募写真は返却いたしません。

なお、入選作の著作権は農業土木技術研究会に属します。

〒105-0002 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 03(3436)1960

農業土木技術研究会役員名簿（平成9年度）

会 長	黒澤 正敬	水資源開発公団理事
副 会 長	森田 昌史	構造改善局建設部長
〃	中村 良太	東京大学農学部教授
理 事	松浦 良和	構造改善局建設部設計課長
〃	中澤 明	構造改善局建設部水利課長
〃	中島 克巳	構造改善局建設部設計課首席農業土木専門官
〃	金森 信夫	関東農政局建設部長
〃	岩崎 和己	農業工学研究所長
〃	戸上 訓正	北海道開発庁農林水産課長
〃	篠原 晃重	茨城県農地局長
〃	高野 政文	新潟県農地部技監
〃	安部 優吉	兵庫県農林水産部次長
〃	牧 勝史	水資源開発公団第二工務部長
〃	坂根 勇	(株)土地改良建設協会専務理事
〃	近藤 勝英	(株)農業土木事業協会専務理事
〃	山下 義行	太陽コンサルタンツ(株)常務取締役
〃	中島 均	(株)竹中土木取締役
〃	杉浦 英明	日本国土開発(株)取締役
監 事	平野 達男	関東農政局建設部設計課長
〃	藤根與兵衛	(株)日本農業土木コンサルタンツ 常務取締役
常任顧問	岡本 芳郎	構造改善局次長
〃	中道 宏	全国農業土木技術連盟委員長
顧 問	岡部 三郎	参議院議員
〃	須藤良太郎	参議院議員
〃	梶木 又三	全国土地改良事業団体連合会会長
〃	福田 仁志	東京大学名誉教授
編集委員長	中島 克巳	構造改善局設計課
常任幹事編集委員	國光 洋二	〃 事業計画課
〃	管谷 晋	〃 設計課
〃	川村 正五	〃 整備課
〃	磯部 拓二	〃 設計課
総務部長	水口 将弘	全国農業土木技術連盟総務部長
幹事編集委員	野口 哲秋	構造改善局地域計画課
〃	鈴木 豊志	〃 資源課
〃	森井 秀之	〃 事業計画課
〃	桑原 一登	〃 施工企画調整室
〃	久保 弘	〃 水利課
〃	後藤 高広	〃 〃
〃	野口 康	〃 総合整備推進室
〃	山根 伸司	〃 開発課
〃	小林健一郎	〃 〃
〃	前田 和義	〃 防災課

幹 事	伊藤 友次	関東農政局設計課
編集委員	〃	小林 宏康 農業工学研究所農村整備部
〃	〃	前田 健治 国土庁調整課
〃	〃	羽田野義勝 水資源開発公団第2工務部設計課
〃	〃	大尾 峰雄 農用地整備公団計画部実施計画課
〃	〃	渡辺 博之 (株)日本農業土木総合研究所

賛 助 会 員

(株) 荏原製作所	3 口
(株) 大 林 組	〃
(株) 熊 谷 組	〃
佐藤工業(株)	〃
(株)三祐コンサルタンツ	〃
大成建設(株)	〃
玉野総合コンサルタント(株)	〃
太陽コンサルタンツ(株)	〃
(株)電業社機械製作所	〃
(株) 西島製作所	〃
西松建設(株)	〃
日本技研(株)	〃
(株)日本水工コンサルタント	〃
(株)日本農業土木コンサルタンツ	〃
(株)日本農業土木総合研究所	〃
(株) 間 組	〃
(株) 日立製作所	〃
(17社)	
(株)青木建設	2 口
(株)奥村組	〃
勝村建設(株)	〃
株木建設(株)	〃
(株)栗本鉄工所	〃
三幸建設工業(株)	〃
住友建設(株)	〃
住友金属工業(株)	〃
大豊建設(株)	〃
(株)竹中土木	〃
田中建設(株)	〃
前田建設工業(株)	〃
三井建設(株)	〃
(13社)	
(株)アイ・エヌ・エー	1 口
アイサワ工業(株)	〃
青葉工業(株)	〃
旭コンクリート工業(株)	〃
旭測量設計(株)	〃
アジアプランニング(株)	〃
茨城県農業土木研究会	〃

上田建設(株)	1口	東洋測量設計(株)	1口
(株)ウォーター・エンジニアリング	〃	(株)土木測器センター	〃
梅林建設(株)	〃	日本国土開発(株)	〃
エスケー産業(株)	〃	日本ヒューム管(株)	〃
(株)大本組	〃	日本舗道(株)	〃
大野建設コンサルタント(株)	〃	中川ヒューム管工業(株)	〃
神奈川県農業土木建設協会	〃	西日本調査設計(株)	〃
技研興業(株)	〃	福井県土地改良事業団体連合会	〃
岐阜県土木用ブロック工業組合	〃	(株)婦中興業	〃
(株)クボタ建設	〃	古郡建設(株)	〃
(株)クボタ(大阪)	〃	(株)豊蔵組	〃
(株)クボタ(東京)	〃	北海道土地改良事業団体連合会	〃
(株)古賀組	〃	(株)北海道農業近代化コンサルタント	〃
(株)後藤組	〃	前田製管(株)	〃
五洋建設(株)	〃	前沢工業(株)	〃
佐藤企業(株)	〃	真柄建設(株)	〃
(株)佐藤組	〃	(株)舛ノ内組	〃
(株)塩谷組	〃	丸伊工業(株)	〃
昭栄建設(株)	〃	丸か建設(株)	〃
新光コンサルタンツ(株)	〃	(株)丸島アクアシステム	〃
ジオスター(株)	〃	丸誠重工業(株)東京本社	〃
(株)ジオテック	〃	水資源開発公団	〃
(株)シャトーシーピー	〃	水資源開発公団沼田総合管理所	〃
須崎工業(株)	〃	〃 三重用水管理所	〃
世紀東急工業(株)	〃	宮本建設(株)	〃
大成建設(株)四国支店	〃	ミサワ・ホーバス(株)	〃
大和設備工事(株)	〃	(株)水建設コンサルタント	〃
高橋建設(株)	〃	(株)峰測量設計事務所	〃
高弥建設(株)	〃	山崎ヒューム管(株)	〃
(株)田原製作所	〃	菱和建設(株)	〃
中国四国農政局土地改良技術事務所	〃	若鈴コンサルタンツ(株)	〃
(株)チェリーコンサルタンツ	〃		(73社)
中央開発(株)	〃	(アイウエオ順)	計 103社 150口
東急建設(株)	〃		
東邦技術(株)	〃		

水 と 土 第 111 号

発行所 〒105-0002 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 03(3436)1960 振替口座 00180-5-2891

印刷所 〒161-8558 東京都新宿区下落合2-6-22

一世印刷株式会社
TEL 03(3952)5651