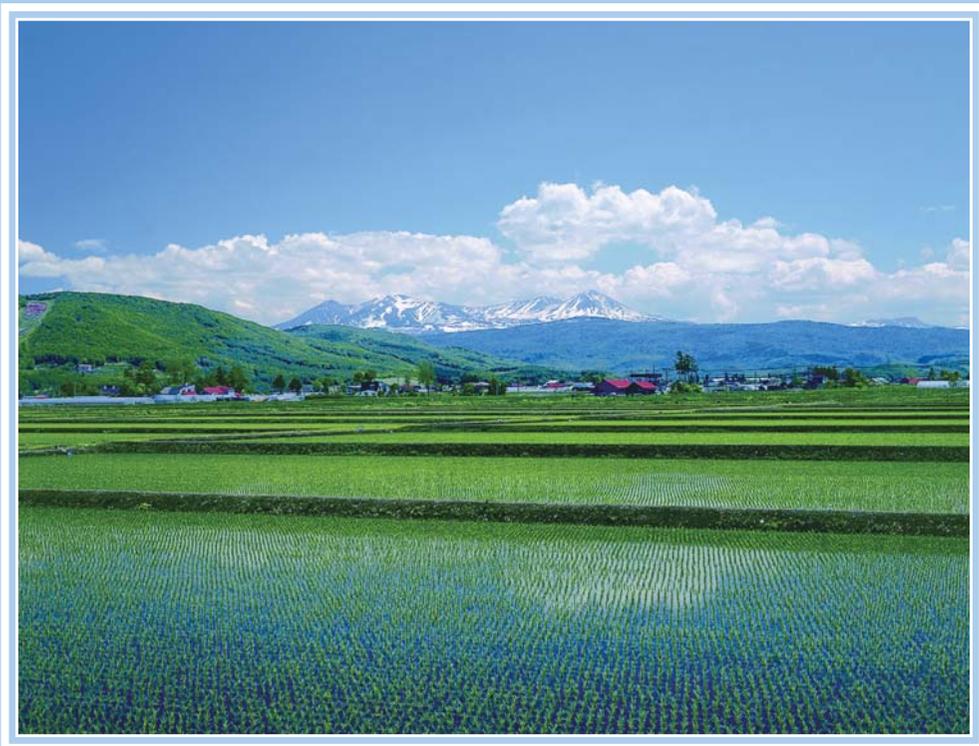


# 水と土

No.149  
2007

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



大雪山と田園（東川町）

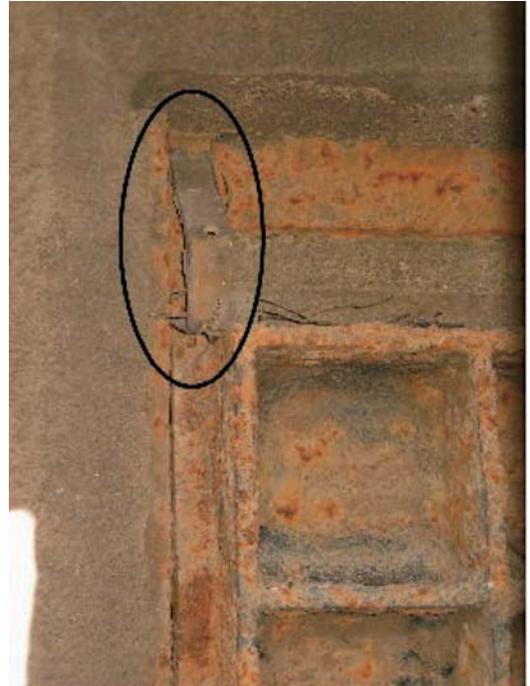
## 農業水利施設のライフサイクルコストの検討 (本文32頁)



野洲川ダムの現況 (平成16年撮影)



堤体上流面 (平成17年度6月撮影)



水密板欠落状況

## 農業用水路における救命ロープ検証実験 (本文57頁)



救命ロープ



被験者の流下状況



水路中央部におけるロープの沈み



MPIF工法取水部



MPIF工法施工状況

## コアサンプリングによるPC管の劣化診断 (本文73頁)



調査機器 (管劣化コアサンプラー他)



縦方向PC鋼線探査



大径削孔とφ28mmコア



螺旋状PC鋼線探査

## 香川用水の開水路補強について (本文77頁)



水路面の清掃状況



下地処理状況



炭素繊維シート貼付状況



表面仕上げ状況

## 山形県における水田の畑地化対策について -水田畑地化の取組と対策工法の一例- (本文93頁)



重粘土層改良工（岩手県農業公社方式）による補助暗渠工事。2m間隔に掘られた補助暗渠の溝（幅4cm，深さ40cm）に，モミガラを強制的に圧力をかけて充填する。



排水対策実施済みのほ場



排水対策未実施のほ場



底泥土の初期固化状況



初期固化土の解砕・積み込み状況



15ト級ブルドーザによる転圧状況

## 江戸時代初期における“さめきのため池開発” (本文117頁)



# 水と土

## C o n t e n t s

2007 JUNE No.149

|             |   |
|-------------|---|
| ◆報文内容紹介     | 7 |
| ◆会員の皆様へお知らせ | 9 |

### □巻頭文

|           |      |    |
|-----------|------|----|
| 技術提案評価の時代 | 下舞寿郎 | 11 |
|-----------|------|----|

### □報 文

|  |                     |     |
|--|---------------------|-----|
| 榊谷ダムの試験湛水における漏水量の算出について  | 水落 敏                | 13  |
| 名蔵ダムにおける浸透量増加に対する検討について  | 友野文典・金子正巳           | 22  |
| 農業水利施設のライフサイクルコストの検討   | 平田将史・丹治 肇           | 32  |
| 正常流量の確保と無動力フロート式自動調整ゲートの水理模型実験について                               | 浦杉敬助・山内順也           | 39  |
| 高耐圧ポリエチレン管の挙動観測報告<br>- 試験施工による管路設計定数の推定 -                        | 山田樹予成・工藤俊隆・田頭秀和     | 49  |
| 農業用水路における救命ロープ検証実験   | 吉田達雄・川野俊久           | 57  |
| パイプライン事業におけるコスト縮減を目指して<br>- MPIF工法 - (MPIF…三重・パイプ・イン・フリーム)       | 山本周平                | 66  |
| コアサンプリングによるPC管の劣化診断  | 松野政廣・藤田 茂・山口俊夫      | 73  |
| 香川用水の開水路補強について   | 小森清和・松倉恒和・行成和彦      | 77  |
| グラウンドカバープランツとしてのイブキジャコウソウの法面被覆効果                                 | 須藤勇人                | 88  |
| 山形県における水田の畑地化対策について<br>- 水田畑地化の取組と対策工法の一例 -                      | 戸田靖浩                | 93  |
| 平成15年発生7月梅雨前線豪雨災によるわさび田の災害復旧について<br>- コンクリート床版工法による復旧事例 -        | 伊藤 勉                | 98  |
| 栗切谷池堤体改修における砕・転圧盛土工法の設計・施工法<br>- 固化処理した底泥土による老朽ため池堤体の補強と漏水防止対策 - | 福島伸二・谷 茂・佐々木義浩・佐藤健作 | 103 |

### □歴史的土壌改良施設

|                       |      |     |
|-----------------------|------|-----|
| 江戸時代初期における“さぬきのため池開発” | 西山正志 | 117 |
|-----------------------|------|-----|

|                                |     |
|--------------------------------|-----|
| ◆平成19年度農村計画研究会（第29回現地研修集会）開催案内 | 121 |
| ◆会告                            | 124 |
| ◆入会案内                          | 125 |
| ◆投稿規定                          | 127 |

# 水と土 第149号 報文内容紹介

## 櫛谷ダムの試験湛水における 漏水量の算出について

水落 敏

櫛谷ダムは、国営かんがい排水事業日野川用水地区の基幹施設として建設したもので、堤高100.4m、堤頂長345.85m、堤体積344万7,000m<sup>3</sup>の中心遮水ゾーン型ロックフィルダムである。

本報文では、櫛谷ダムにおいて降雨、融雪及び地下水位を説明因子とした重回帰分析により漏水量の変化特性を検討したことについて報告する。

(水と土 第149号 2007 P.13 設・施)

## 名蔵ダムにおける浸透量増加に対する 検討について

友野文典・金子正巳

平成10年度に事業完了した石垣農業水利事業（名蔵川地区）により造成された名蔵ダムにおいて、平成14年2月に発生した左岸浸透量の異常出水に伴い、ダムの安全性を確保するため、管理受託者である沖繩県、施設を造成した国（沖繩総合事務局）が協力しダム監視体制の強化、データの検証を行ってきた。

これまで行ってきた管理における対応、浸透量増加に伴う検討内容を報告するとともに、今後のダム管理の方法について併せて報告を行う。

(水と土 第149号 2007 P.22 設・施)

## 農業水利施設のライフサイクルコストの検討

平田将史・丹治 肇

近年、更新整備事業が増加する中、公共事業費は年々減少している。このため、予防保全対策の実施により施設の維持管理・更新整備に要する費用の節減が期待されている。予防保全を具体的に実施するためには、ライフサイクルコストによる評価の実績を積み重ねることが肝要である。そこで、国営事業実施中地区において、実績での維持管理費を用いてライフサイクルコストの検証を行った。

(水と土 第149号 2007 P.32 企・計)

## 正常流量の確保と無動力フロート式 自動調整ゲートの水理模型実験について

浦杉敬助・山内順也

川上頭首工地点の正常流量の放流方法は、魚道及び、呼び水路の2施設を利用して正常流量を流下させる計画としている。魚道の流量の差分を呼び水路に設置された無動力フロート式自動調整ゲートにより流量調整を行い、魚道と呼び水路の放流量の合計が、常時、 $Q=22\text{m}^3/\text{s}$ になるようにゲートの水理模型実験を実施した。今回はその結果についての報告を行う。

(水と土 第149号 2007 P.39 設・施)

## 高耐圧ポリエチレン管の挙動観測報告 —試験施工による管路設計定数の推定—

山田樹予成・工藤俊隆・田頭秀和

国営かんがい排水事業「空知川右岸（二期）地区」では、農業用パイプラインにおいて懸念されている軟弱地盤の沈下起因する継手の離脱などの対策として、地盤の変動に追従し、軽量で耐酸性の特性を持つ高耐圧ポリエチレン管を試験的に施工し、その挙動変化等の観測を行っている。

本報告では、実施した試験施工での挙動観測データを基に行った設計定数の推定について報告するものである。

(水と土 第149号 2007 P.49 設・施)

## 農業用水路における救命ロープ検証実験

吉田達雄・川野俊久

農業用水路（開水路タイプ）では転落等による事故から救命する目的で、多くの水路に救命ロープが設置されている。本件は現存している救命ロープを利用しその機能の安全性等を検証するための実験を行った。実験場所は規模も大きく且つ流速も速いので安全対策に配慮し、ロープの張り方、ロープの沈み具合、トラップ有無等の検証を行った。この結果を踏まえ転落した際により有効な救命ロープ規格の見直しやロープの張り具合等を提案するものである。

(水と土 第149号 2007 P.57 設・施)

## パイプライン事業におけるコスト縮減を目指して —MPIF工法— (MPIF…三重・パイプ・イン・フリューム)

山本周平

三重県でパイプライン化を進めるにあたり、地元負担を軽減する目的から、宮川土地改良区の末端整備の実績を元にMPIF工法を指針として整備した。本工法の技術的な根拠を整理し、その安全性を確認するために実験を行い、その結果を整理した。

(水と土 第149号 2007 P.66 設・施)

## コアサンプリングによるPC管の劣化診断

松野政廣・藤田 茂・山口俊夫

PC管はサイホンなど高圧区間に多く採用されて来たが、近年、管体の劣化による破損事故が増加する傾向にあると言われている。

一方、農業水利施設のストックマネジメントの展開は、施設の機能診断調査を実施して劣化状況を的確に把握し、機能保全コストを低減させる対策が求められる。

このような現状を踏まえ、従来の試掘調査に代わる方法として、非開削によるPC管の構造機能診断調査を行う方法が開発された。本報文ではこの方法を香川用水地区において試験的に実施したので紹介するものである。

(水と土 第149号 2007 P.73 企・計)

## 香川用水の開水路補強について

小森清和・松倉恒和・行成和彦

香川用水は昭和50年に管理を開始し、約30年にわたり香川県のライフラインとして無くてはならないものとなっている。しかし、昭和60年代からアルカリ骨材反応に起因すると思われる亀甲状のクラックが発生し、水路の漏水事故等が懸念され、水路の早期の補強・補修が必要となった。

そのため、平成4年から6年にかけて施設機能調査を実施し、老朽化の状況を確認したうえで、平成11年度から17年度にかけて香川用水緊急改築事業を実施し、その中で、開水路の補強・補修を行い機能の回復を図ることとした。

平成18年3月に開水路の補強・補修工事が完了したため、今回、その内容を報告するものである。

(水と土 第149号 2007 P.77 設・施)

## グラウンドカバープランツとしての イブキジャコウソウの法面被覆効果

須藤勇人

平成14年から岩手県農業研究センターが試験研究として取り組んだグラウンドカバープランツの動力吹付緑化工法（ビオ・セル・ショット工法）の試験研究成果において、寒冷地の法面被覆に強く、雑草抑制が高いと確認されたイブキジャコウソウについて、その法面被覆効果や維持管理軽減効果、斑点米カメムシの忌避効果、現地植栽の実証等、試験研究の紹介。

(水と土 第149号 2007 P.88 設・施)

## 山形県における水田の畑地化対策について －水田畑地化の取組と対策工法の一例－

戸田靖浩

山形県が推進している水田畑地化基盤強化対策事業のあらましを紹介、あわせて事業実施において明らかにされた排水改良機材、石礫除去、地下かんがいについて技術情報を報告する。

(水と土 第149号 2007 P.93 企・計)

## 平成15年発生7月梅雨前線豪雨災による わさび田の災害復旧について

－コンクリート床版工法による復旧事例－

伊藤 勉

平成15年の7月梅雨前線豪雨災害により、旧天城湯ヶ島町（現在は伊豆市）では、わさび田に大きな災害を受けた。このわさび田の災害復旧工事に当り、従来工法である「豊石工法」に代り、新たな工法として「コンクリート床版工法」を導入した。本稿では、この施工事例について紹介する。

(水と土 第149号 2007 P.98 設・施)

## 菜切谷池堤体改修における砕・転圧盛土工法の設計・施工法 －固化処理した底泥土による老朽ため池堤体の補強と漏水防止対策－

福島伸二・谷 茂・佐々木義浩・佐藤健作

築造年代の古いため池は老朽化により堤体の安定性不足や漏水により早急な改修が必要な例が多い。これらのうち多くは堤体改修に適した築堤土が入り手困難な状況にあり、池内には貯水量低下等の原因となる底泥土等が堆積しその除去処分が必要とされている。官民連携新技術研究開発事業により、このようなため池を対象に池内の底泥土を固化処理して所要の強度と遮水性を有する築堤土を人工的に製造し、堤体改修（補強や漏水防止）と底泥土の除去処分を同時に達成できる砕・転圧盛土工法が開発されている。本稿では、砕・転圧盛土工法の適用により、宮城県北西部の丘陵地にある菜切谷池における堤体の補強と漏水防止を行った事例を紹介するものである。

(水と土 第149号 2007 P.103 設・施)

## 〈歴史的土壌改良施設〉

### 江戸時代初期における“さぬきのため池開発”

西山正志

県土の総面積に対するため池の密度では全国一である香川の水開発を大別すると、四つのピークがある。第一は飛鳥時代から奈良時代にかけての条里制開発に伴う水開発。第二は江戸時代初期の生駒藩、高松藩、丸亀藩による集中的なため池建設。第三は昭和の戦中から戦後にかけての食糧増産を旗印にあげた水開発。第四は昭和50年に開通した香川用水の建設である。ここでは、江戸時代初期における水利普請を推考してみたい。

(水と土 第149号 2007 P.117)

会員の皆様へお知らせ

会誌「水と土」の報文電子ファイル化・検索システムを整備しました。

「水と土（農業土木技術研究会会誌）」は、農業農村整備に関わる計画・設計・施工事例や技術的検討内容など、現場技術情報として有益な技術情報がたくさん収録されています。

今回、閲覧や報文検索対応の迅速化を図るため、会誌「水と土」創刊号からNo.140号までの報文を電子ファイル化し、簡易な操作で閲覧及びキーワード検索が可能となるよう検索システムを整備しました。

今後、会員の皆様からの報文検索等のお問い合わせにも、この検索システムを活用し、よりの確かつ迅速に情報提供して参ります。

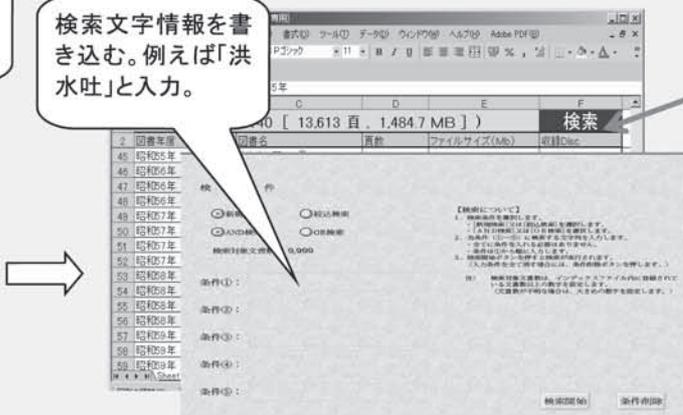
閲覧・検索手順は以下のようなイメージです

水と土DB

| 1  | 2     | 3             | 4   | 5           | 6      |
|----|-------|---------------|-----|-------------|--------|
| 回数 | 年     | 題名            | 巻数  | ファイルサイズ(MB) | 収録Disc |
| 43 | 昭和55年 | 水と土 第043号.pdf | 100 | 10.29       | Disc 1 |
| 44 | 昭和56年 | 水と土 第044号.pdf | 100 | 11.86       | Disc 1 |
| 45 | 昭和57年 | 水と土 第045号.pdf | 106 | 10.43       | Disc 1 |
| 46 | 昭和58年 | 水と土 第046号.pdf | 98  | 10.25       | Disc 1 |
| 47 | 昭和59年 | 水と土 第047号.pdf | 75  | 8.80        | Disc 1 |
| 48 | 昭和60年 | 水と土 第048号.pdf | 99  | 12.12       | Disc 1 |
| 49 | 昭和61年 | 水と土 第049号.pdf | 108 | 11.71       | Disc 2 |
| 50 | 昭和62年 | 水と土 第050号.pdf | 141 | 20.85       | Disc 2 |
| 51 | 昭和63年 | 水と土 第051号.pdf | 134 | 11.79       | Disc 2 |
| 52 | 昭和64年 | 水と土 第052号.pdf | 86  | 8.84        | Disc 2 |
| 53 | 昭和65年 | 水と土 第053号.pdf | 116 | 10.80       | Disc 2 |
| 54 | 昭和66年 | 水と土 第054号.pdf | 107 | 10.42       | Disc 2 |
| 55 | 昭和67年 | 水と土 第055号.pdf | 104 | 8.85        | Disc 2 |
| 56 | 昭和68年 | 水と土 第056号.pdf | 86  | 9.25        | Disc 2 |
| 57 | 昭和69年 | 水と土 第057号.pdf | 117 | 11.81       | Disc 2 |

閲覧したい図書名をクリック。例えば100号をクリック。

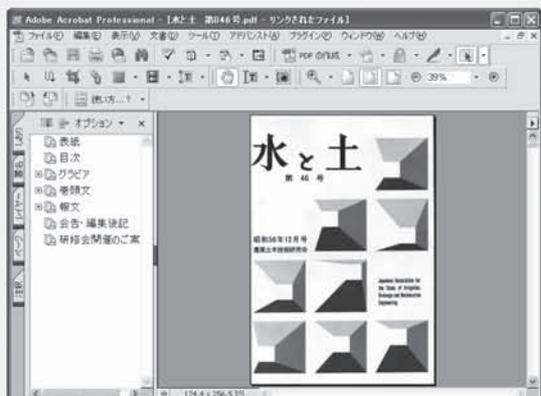
キーワード検索機能を付加



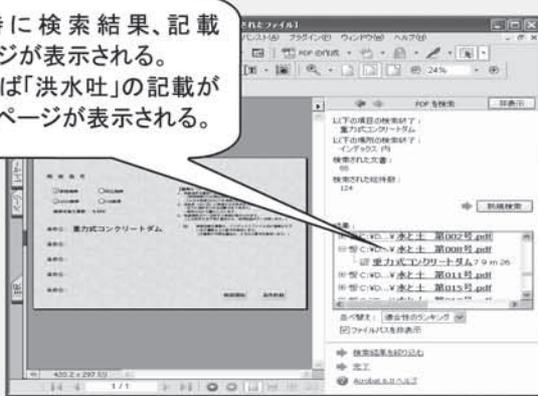
検索文字情報を書き込む。例えば「洪水吐」と入力。



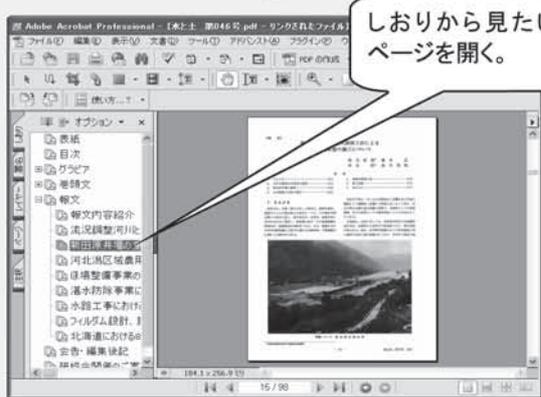
2次、3次検索と絞り込みが可能



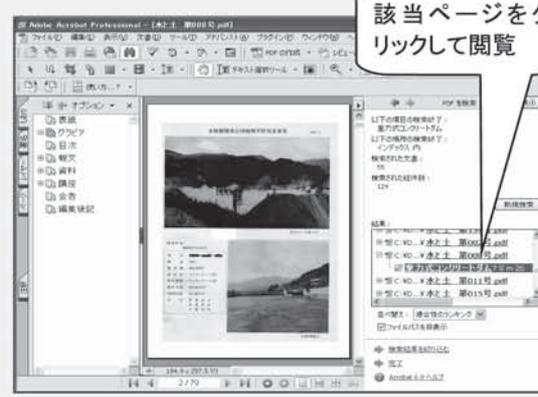
瞬時に検索結果、記載ページが表示される。例えば「洪水吐」の記載があるページが表示される。



しおりから見たいページを開く。



該当ページをクリックして閲覧



問い合わせ先：農業土木技術研究会  
 〒105-0004 東京都港区新橋5-34-4  
 農業土木会館内 TEL 03(3436)1960 FAX 03(3578)7176  
 \* 検索資料送付にあたっては実費を頂きます。

## 技術提案評価の時代

下 舞 寿 郎\*  
(Toshiro SHIMOMAI)

平成18年度より本格的にスタートした総合評価落札方式の技術提案の評価委員会に参画する機会を得た。そこで、技術提案評価の時代の到来を実感することができたので、技術提案の評価について感想を述べたい。

### ○技術提案評価の流れ

公共工事の発注者は、技術の日進月歩に併せて、より良き技術を選択し、より高い品質の施設を構築する責任を果たすため、設計基準や技術書等に基づき詳細な比較検討等を行いながら設計を実施している。

一口に日進月歩する技術と言っても、民間企業毎に様々な技術開発や工夫が行われているため、これら多様な技術に関する情報をすべて把握した上で設計に臨むことは困難である。発注者が最も適した技術だと思っても、さらに優れた技術が存在する場合も十分に考えられる。

このようなことから、平成11年頃より、工事発注段階で民間の優れた技術の提案を受け付ける入札時VE等の導入・拡大に取り組んできたところである。しかしながら、提案技術の優劣が入札（業者選定）に直接反映されないことなどから、入札参加者の積極的な取組が得られていない状況であった。

このような状況の中、平成18年度より「公共工事の品質確保の促進に関する法律」に基づく総合評価落札方式の本格的な実施がスタートし、価格と品質が総合的に優れた業者選定を行うことになり、民間企業の技術提案が評価されることになった。

### ○多様な技術提案の事例

北陸農政局では、平成18年度の局契約工事について、全て総合評価落札方式を適用した。そのほとんどは、簡易型で施工計画や品質管理に関する技術的な所見を審査するものであったが、4件の標準型、1件の高度技術提案型の実施においては、様々な技術提案を受けた。以下に、その一部を紹介する。

例えば、シールド工事の立坑土留壁の施工においては、標準案の「先行掘削+SMW工法」に対して、先行掘削+鋼矢板圧入工法、先行掘削を用いない地中連続壁工法、圧入とオーガ掘削を連動させた鋼矢板打設、更には、水中掘削によるケーソン工法、ニューマテックケーソン工法まで様々な提案がなされた。

また、コンクリートダム工事のコンクリート打設においては、標準案の「ダンプ運搬、鋼製構台+300tクレーン」に対して構台については、補強土壁構台、CSG工法による構台など、打設機械については、200tクレーン+場内ダンプ運搬、タワークレーンなど。また、プラントからのコンクリートの運搬については、

\*北陸農政局整備部次長（Tel. 076-263-2161）

運搬経路の短縮、トランスファーカ直送などが提案された。

何れにしても、発注者の標準案が一般的な技術力を保有する企業が施工できる技術であるのに対して、民間企業の技術提案には、各社独自の新技术や創意工夫、得意な技術が盛り込まれており、ヒアリングにおいて熱心な質疑応答が展開された。

#### ○技術提案評価の面白さと難しさ

技術提案のヒアリングにおいては、設計段階で排除された技術、全く検討されなかった技術が民間企業の視点で提案され、官民の技術者による真剣な議論・質疑応答が展開される。その場に評価委員として参画できたことは、民間技術者の熱意のこもった説明に興味をそそられ、創意工夫の面白さを感じるなど、技術者として貴重な体験であった。

一方、それぞれの技術提案は、その提案内容の優劣を点数で評価する訳だが、ほとんどは定量的な評価基準がないため絶対的な評価は困難であり、相対的な評価とならざるを得ない。さらに、その評価の視点である技術の確実性、経済性、品質・機能性、維持管理の容易さなどに関する横並びの情報が整理されている訳でもないので、相対的な評価と言っても困難を伴うものであり、結局は評価委員の個人的な判断に委ねられる。

しかしながら、評価結果から見ると、全体的に評価の甘い人、辛い人がいるものの、各人が優良と評価した提案はほぼ一致する結果となっていることから、適正な審査結果が得られているものと考えられる。

#### ○発注者に求められるもの

入札参加企業の技術者は、技術提案書の作成にあたり、大なり小なりの苦勞を伴っており、発注案件によっては、分厚い提案書を提出している場合もあり、民間企業の技術者の負担となっているとも聞く。

技術提案の評価結果が数億円もの契約行為及び完成品の品質に直接影響することを考えると、適正かつ厳格な審査に取り組まざるを得ない。また、民間企業の努力に報いるためにも、評価委員の真摯な姿勢での審査が不可欠である。少なくとも、評価委員会やヒアリングの事前には、提案書を一読しておくことが重要であろう。

また、評価能力を高める上から、日頃の技術研鑽が不可欠。できるだけ沢山の技術に接し、多様な創意工夫に触れておくことが重要である。また、技術提案の説明者には各種の技術者資格を有している者もいることから、評価委員としても対等な立場から議論を進めるためにも、技術者資格を有していることが望ましい。

最後に、総合評価落札方式の導入により、工事請負業者選定の段階で技術提案の評価が始まったが、工事の品質確保においては、入り口での評価だけではなく、施工段階及び工事完了段階、供用段階での評価も必要である。今後、発注者サイドの技術者としては、技術の評価力が問われそうだ。

# 榑谷ダムの試験湛水における漏水量の算出について

水 落 敏\*  
(Satoshi MIZUOCHI)

## 目 次

|                 |    |                      |    |
|-----------------|----|----------------------|----|
| 1. はじめに.....    | 13 | 5. ロックフィルダムの漏水量..... | 15 |
| 2. 榑谷ダムの概要..... | 13 | 6. 初期回帰式.....        | 15 |
| 3. 試験湛水の経過..... | 14 | 7. 修正回帰式.....        | 16 |
| 4. 漏水量観測施設..... | 14 | 8. まとめ.....          | 21 |

### 1. はじめに

榑谷ダムは福井県南条郡南越前町榑谷地先にあり、堤高100.4mの中心遮水ゾーン型ロックフィルダムである。ロックフィルダムの観測漏水量には貯水位の影響の他にも降雨や融雪等の影響がある。貯水位による漏水量を明確にするためには、降雨や融雪等の影響による漏水量の変化特性を予め把握しておく必要がある。

本ダムにおいては、降雨、融雪及び地下水位を説明因子とした重回帰分析により漏水量の変化特性を検討し、試験湛水時の観測データから、貯水位による漏水量の算出を試みた。特に本地点は毎年数mの積雪があり、冬季期間も気温が高く常時融雪があるため、現地での融雪量調査の結果を重回帰分析に反映させた。

なお、榑谷ダムの試験湛水は平成16年10月5日に開始し平成17年6月17日に終了している。ほぼ冬季期間の湛水試験である。

### 2. 榑谷ダムの概要

榑谷ダムは、国営かんがい排水事業日野川用水地区の基幹施設として、農林水産省が福井県南条郡南越前町榑谷及び宇津尾地内の一級河川九頭竜川水系日野川支流榑谷川に建設したもので、堤高100.4m、堤頂長345.85m、堤体積344万7,000m<sup>3</sup>の中心遮水ゾーン型ロックフィルダムである。

榑谷ダムのダムサイトは、中生代層の地質状況を反映して急峻な山岳地形をなす壮年期地形で、山腹傾斜は35°～40°と急勾配である。(図-1、写真-1参照)



写真-1 試験湛水中の榑谷ダム

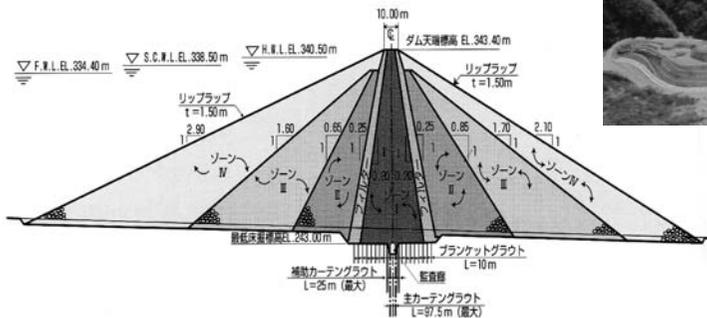


図-1 標準断面図

\*北陸農政局常願寺川沿岸農地防災事業所 (Tel. 076-420-2641)

### 3. 試験湛水の経過

榎谷ダムの湛水試験は平成16年10月5日に開始し、平成17年6月17日に終了している。試験湛水期間は256日である。各水位の到達日及び保持日数を表-1に示す。

湛水状況は、低水位EL275.60mまでは貯水位上昇速度の制限なしに上昇させた後、平均0.45m/日

の速度で満水位まで上昇させた。満水位からサーチャージ水位までは約0.7m/日の水位上昇速度である。

サーチャージ水位以後は平均0.8m/日の速度で貯水位を降下させ、平成17年6月17日に低水位EL275.60mに達したので、湛水試験を終了した。(図-2参照)

### 4. 漏水量観測施設

榎谷ダムの漏水観測施設は、A～Hの8系統に分離して漏水量を観測する施設となっている。

A～G系統は、堤体下流側フィルター下部に分水壁を設置し、ここに埋設した集水管で漏水を集水し、導水管により堤体下流側の漏水観測室まで導水している。

H系統は、下流堤体内の下部の止水壁に埋設してある集水管で漏水を集水し、導水管により漏水観測室まで導水している。(図-3参照)

表-1 試験湛水経過表

| 貯水位 (EL) | 年・月・日     | 保持日数 | 備考       |
|----------|-----------|------|----------|
| 263.77m  | 16年10月5日  |      | 湛水開始     |
| 275.60m  | 16年10月12日 | 1日間  | 上昇低水位    |
| 305.00m  | 17年1月6日   | 3日間  | 上昇時中間水位  |
| 334.40m  | 17年3月18日  | 7日間  | 満水位      |
| 338.50m  | 17年3月31日  | 1日間  | サーチャージ水位 |
| 334.40m  | 17年4月8日   | 3日間  | 降下時満水位   |
| 305.00m  | 17年5月14日  | 3日間  | 降下時中間水位  |
| 275.60m  | 17年6月17日  |      | 低水位 試験終了 |

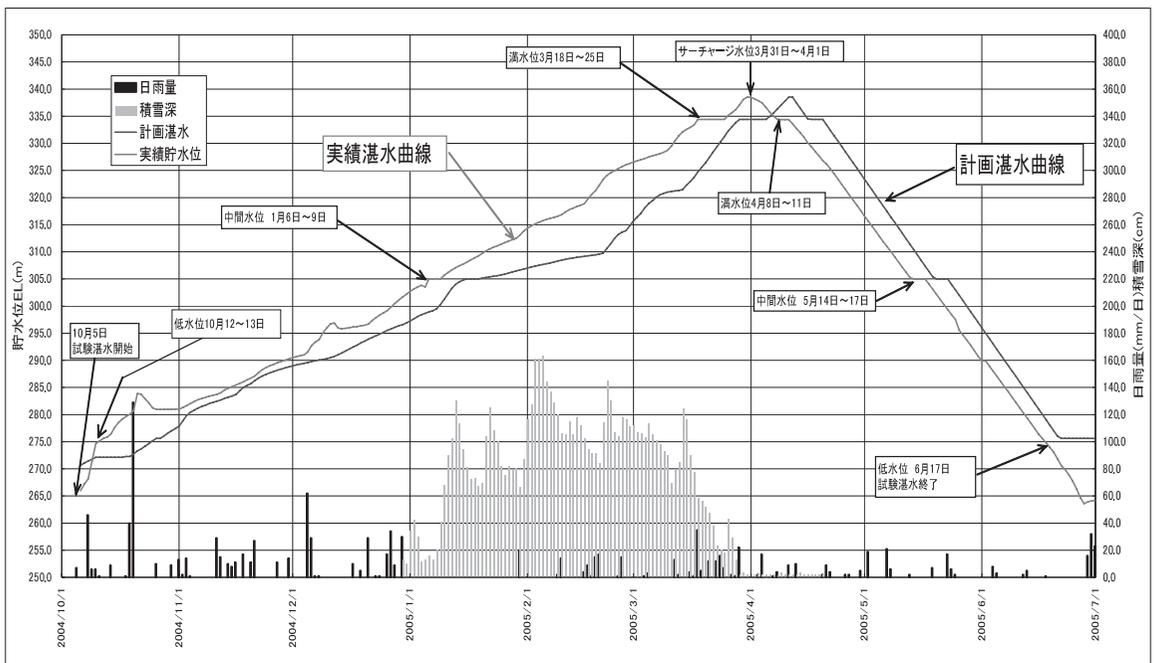


図-2 榎谷ダム試験湛水曲線

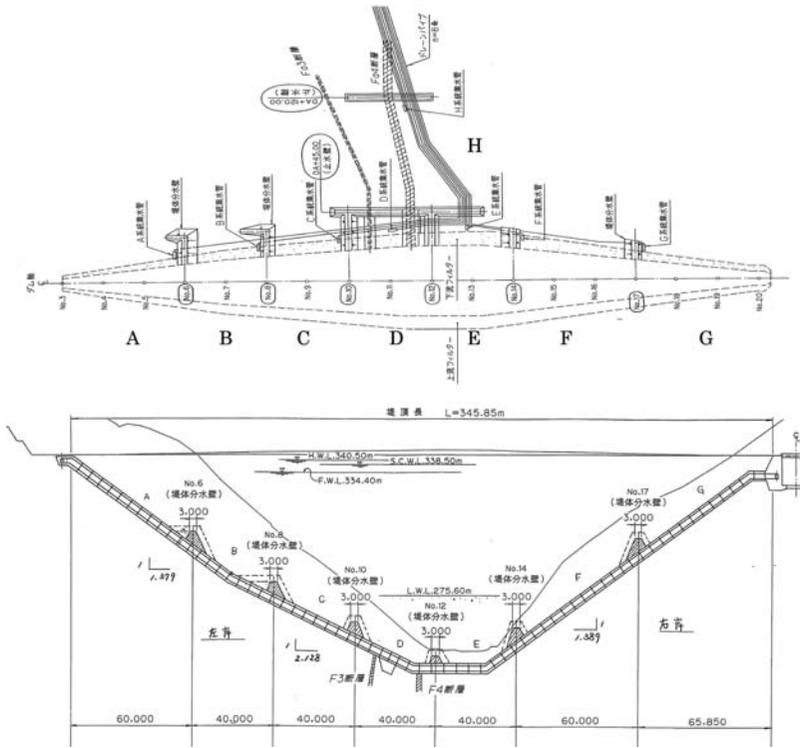


図-3 漏水観測施設概要図

## 5. ロックフィルダムの漏水量

ロックフィルダムの観測漏水量には貯水の他に降雨や融雪等の影響がある。

ダムの安全を判断するには、貯水の影響により漏水量が急激に増加しないかどうか重要であり、貯水の影響かどうかを判断するためには降雨や融雪等の影響による漏水量の変化特性を予め把握しておく必要がある。

榊谷ダムでは2001年11月から2004年4月までの湛水前の漏水量を計測したデータが蓄積されている。

このデータを用いて重回帰分析により降雨や融雪による漏水量の変化特性を検討した。

榊谷ダムにおいては、重回帰分析によって求められる降雨や融雪による増分を観測漏水量から除去した値を貯水による純漏水量としている。

## 6. 初期回帰式

### (1)分析結果

重回帰式は以下の形とし、説明因子は降雨と融雪として分析した。

漏水量データ：2001年(H13年)11月から2004年(H16年)4月までの観測漏水量

雨量：ダム現場雨量を用いる。  
融雪：本ダムの場合、積雪深を計測しているの、積雪深の減少量を融雪量に関するデータとした。

考慮日数：15日間とした。

重回帰式：

$$Q = q_0 + \sum_{i=0}^{N=14} (b_i \times R_i) + \sum_{i=0}^{N=14} (e_i \times U_i)$$

$Q$ ：当日の各システムの漏水量 (ℓ/分)

$q_0$ ：基底項 (基底漏水量に相当する)

$R_i$ ：i日の降水量 (mm/日)

(i=0 当日 i=14は14日前)

$b_i$ ：各雨量に掛ける係数

$U_i$ ：i日の積雪深減少量 (cm)

(=昨日積雪深-当日積雪深)

$e_i$ ：i日の積雪深減少量 $U_i$ に掛ける係数

### (2)初期回帰式の評価

初期回帰式を適用して試験湛水の漏水量を図-4に示す。この図から貯水位がEL300m程度から急

に漏水量が増加する傾向がみられる。その挙動は特定の漏水系統に発生したわけではなく、全体的に増加にシフトした傾向にある。この時期は、降雪が始まった時期とほぼ一致している。(初雪は12月29日、貯水位はEL301.07mである)(図-5参照)

ダムサイト周辺では冬季期間の降雨はほとんど雪となるため、冬季期間の降雨はないとして重回帰分析を実施している。計算結果は表-2に示すようになりにかなり相関性が悪い値となった事から、初期回帰式の修正が必要であると判断した。

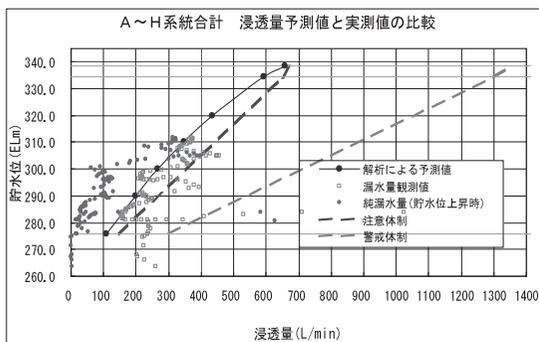


図-4 貯水位-浸透流相関図(初期回帰式)

表-2 各系統の初期回帰式の重相関係数

| A    | B    | C    | D    | E    | F    | G    | H    | 平均   |
|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 0.57 | 0.56 | 0.62 | 0.12 | 0.58 | 0.24 | 0.73 | 0.77 | 0.52 |

## 7. 修正回帰式

### (1)説明因子の追加

ダムサイト地点の地下水位は冬季期間には降雪(融雪も伴う)により水位が上昇する傾向があり、これが降雪が始まってからの漏水量が全体的に増加にシフトする要因と考えられる。(図-6, 図-7参照)

また、融雪水の地下浸透の増減は地下水位の変動として当然現れてくる。この地下水位の変動(地下水位観測孔LW-3を代表孔として)とH系統の計測漏水量の関係は図-8に示すようになり非常に相関性が高い曲線となる。

この図から平成17年2月中旬頃からの一時的な漏水量の増加は、融雪水によるものであることは明らかである。これらのことから、融雪水の影響が現れる地下水位も説明因子に加えるものとした。

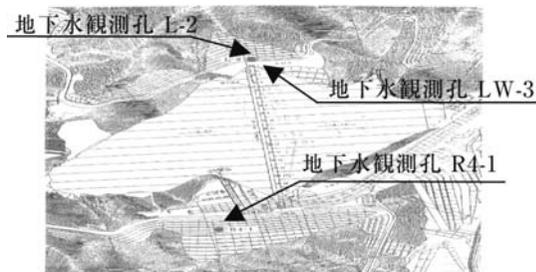


図-6 地下水観測孔位置図

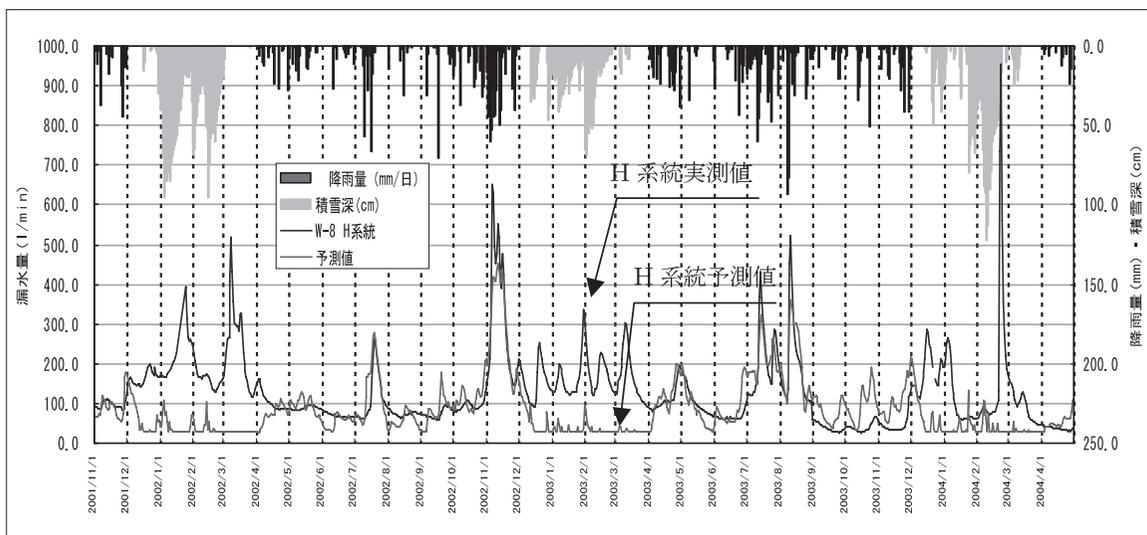


図-5 漏水量・降雨量・積雪深の推移

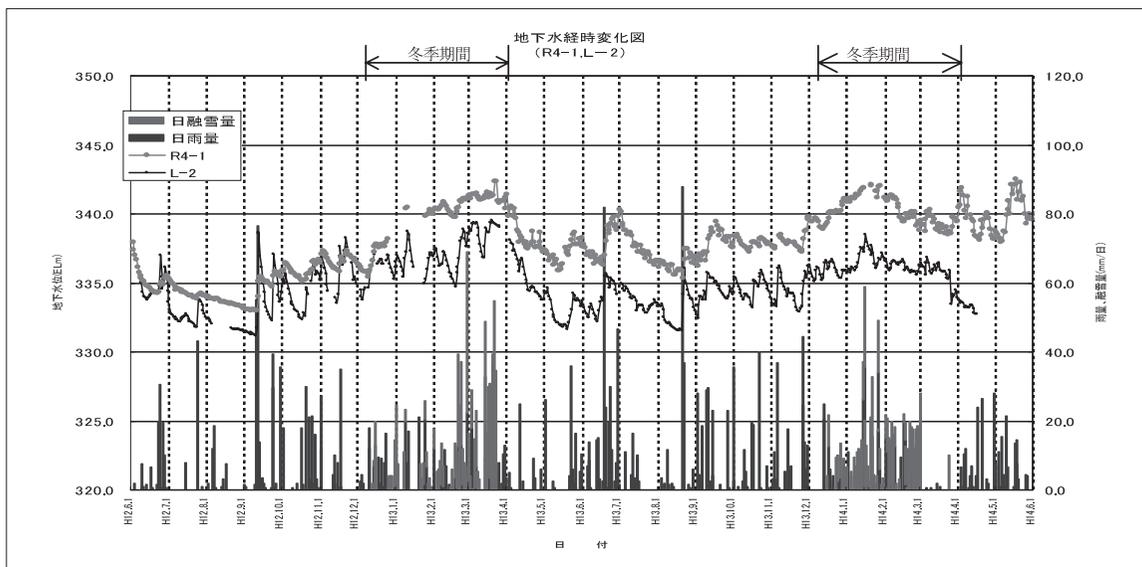


図-7 地下水経時変化図

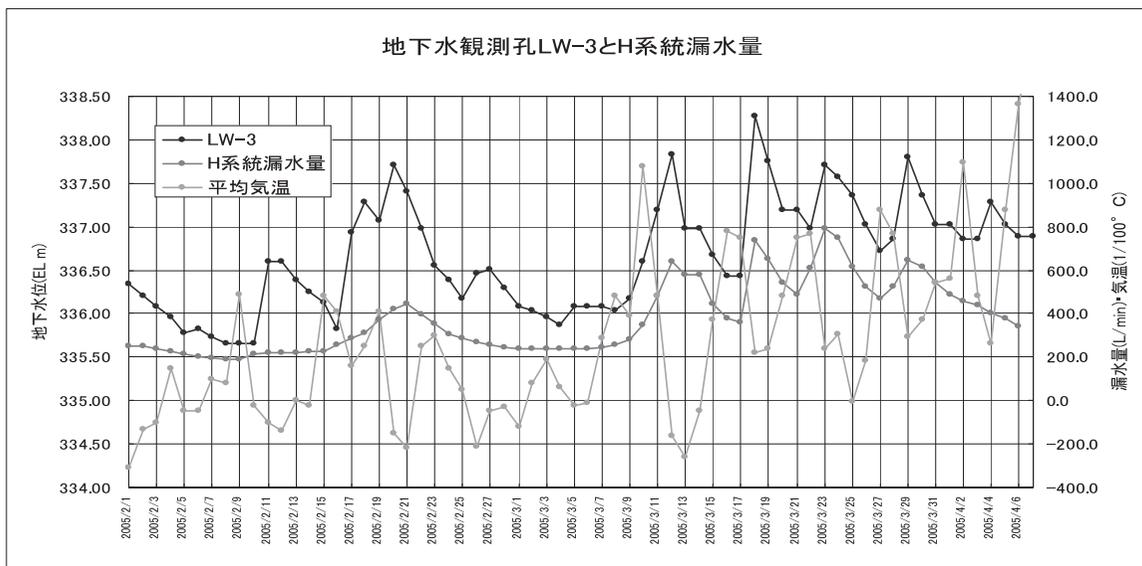


図-8 地下水観測孔LW-3とH系統漏水量

採用地下水位は、下流側で貯水位の変化と無関係な挙動となっており、将来の管理が容易な地下水位観測孔LW-3孔の水位とした。

(2)説明因子の修正

初期回帰式では融雪は積雪深の減少データで表していたが、この積雪深の減少がどの程度の融雪水(降雨量に相当)に換算できるかどうかを調査

するために、ダムサイト周辺で融雪調査を実施した。調査地点は図-9に示す以下の5ヶ所である。

- ①ダム上流：右岸天端入口上流
- ②ダム下流：左岸監査廊入口
- ③右岸道路：右岸天端入口下流
- ④左岸道路：インホーションセンター前
- ⑤漏水観測室：漏水観測室裏

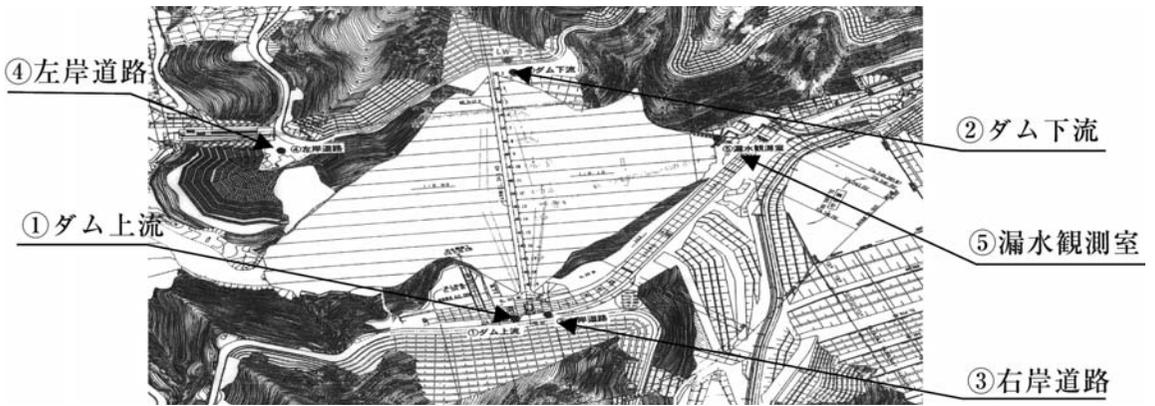


図-9 融雪調査地点位置図

調査手順は以下の通りである

i) 調査箇所塩ビパイプ (φ200mm) を地面まで突き立てる。



iii) ii) 周りの雪を排除し、雪の入った塩ビパイプ (φ200mm) を抜き取る。



ii) 塩ビパイプ (φ200mm) 中の雪の深さを計測する。



iv) 抜き取った塩ビパイプ (φ200mm) の重量を測定する。



表-3 融雪調査結果一覧表

| 融雪量測定結果 |          |     |         |      |          |     |                |      |         |     |        |      |         |     |        |      |         |     |        |      |   |
|---------|----------|-----|---------|------|----------|-----|----------------|------|---------|-----|--------|------|---------|-----|--------|------|---------|-----|--------|------|---|
| 測定場所    | ①ダム上流    |     |         |      | ②ダム下流    |     |                |      | ③右岸道路   |     |        |      | ④左岸道路   |     |        |      | ⑤漏水観測室  |     |        |      |   |
|         | 右岸天端入口上流 |     | 左岸監査廊入口 |      | 右岸天端入口下流 |     | インフォメーションセンター前 |      | 漏水観測室裏  |     |        |      |         |     |        |      |         |     |        |      |   |
| 月・日     | 積雪高(cm)  | 前日差 | 重量(kg)  | 前日差  | 積雪高(cm)  | 前日差 | 重量(kg)         | 前日差  | 積雪高(cm) | 前日差 | 重量(kg) | 前日差  | 積雪高(cm) | 前日差 | 重量(kg) | 前日差  | 積雪高(cm) | 前日差 | 重量(kg) | 前日差  |   |
| 3月1日    | 127      | -   | 17.0    | -    | 124      | -   | 17.6           | -    | 123     | -   | 15.8   | -    | 75      | -   | 10.4   | -    | 99      | -   | 14.0   | -    |   |
| 3月2日    | 120      | -7  | 17.8    | 0.8  | 121      | -3  | 17.4           | -0.2 | 115     | -8  | 16.8   | 1.0  | 71      | -4  | 10.0   | -0.4 | 100     | 1   | 14.6   | 0.6  |   |
| 3月3日    | 117      | -3  | 17.0    | -0.8 | 118      | -3  | 19.0           | 1.6  | 116     | 1   | 17.0   | 0.2  | 77      | 6   | 10.8   | 0.8  | 91      | -9  | 13.6   | -1.0 |   |
| 3月4日    | 108      | -9  | 16.5    | -0.5 | 120      | 2   | 17.4           | -1.6 | 113     | -3  | 15.4   | -1.6 | 76      | -1  | 11.0   | 0.2  | 91      | 0   | 13.0   | -0.6 |   |
| 3月5日    | -        | -   | -       | -    | -        | -   | -              | -    | -       | -   | -      | -    | -       | -   | -      | -    | 82      | -9  | 12.4   | -0.6 |   |
| 3月6日    | 104      | -   | 16.0    | -    | 118      | -   | 16.8           | -    | 106     | -   | 16.0   | -    | 67      | -   | 8.4    | -    | 90      | 8   | 12.4   | 0.0  |   |
| 3月7日    | 90       | -14 | 13.6    | -2.4 | 114      | -4  | 17.0           | 0.2  | 113     | 7   | 16.8   | 0.8  | 72      | 5   | 10.6   | 2.2  | 87      | -3  | 13.0   | 0.6  |   |
| 3月8日    | 106      | 16  | 15.0    | 1.4  | 116      | 2   | 14.2           | -2.8 | 104     | -9  | 14.4   | -2.4 | 72      | 0   | 10.2   | -0.4 | 90      | 3   | 13.0   | 0.0  |   |
| 3月9日    | 101      | -5  | 15.2    | 0.2  | 112      | -4  | 17.0           | 2.8  | 98      | -6  | 14.2   | -0.2 | 60      | -12 | 9.2    | -1.0 | 84      | -6  | 12.6   | -0.4 |   |
| 3月10日   | 92       | -9  | 14.8    | -0.4 | 101      | -11 | 15.6           | -1.4 | 92      | -6  | 14.2   | 0.0  | 55      | -5  | 8.6    | -0.6 | 78      | -6  | 11.6   | -1.0 |   |
| 3月11日   | 85       | -7  | 13.0    | -1.8 | 95       | -6  | 14.0           | -1.6 | 72      | -20 | 11.0   | -3.2 | 50      | -5  | 7.2    | -1.4 | 70      | -8  | 10.4   | -1.2 |   |
| 3月12日   | 84       | -1  | 12.6    | -0.4 | 90       | -5  | 13.6           | -0.4 | 80      | 8   | 12.4   | 1.4  | 47      | -3  | 6.6    | -0.6 | 67      | -3  | 10.0   | -0.4 |   |
| 3月13日   | 108      | 24  | 14.4    | 1.8  | 116      | 26  | 8.2            | -5.4 | 113     | 33  | 14.2   | 1.8  | 76      | 29  | 0.4    | -6.2 | 95      | 28  | 10.0   | 0.0  |   |
| 3月14日   | 132      | 24  | 13.4    | -1.0 | 141      | 25  | 15.6           | 7.4  | 125     | 12  | 11.8   | -2.4 | 106     | 30  | 10.8   | 10.4 | 108     | 13  | 11.2   | 1.2  |   |
| 3月15日   | 117      | -15 | 13.8    | 0.4  | 129      | -12 | 17.2           | 1.6  | 98      | -27 | 11.8   | 0.0  | 88      | -18 | 10.0   | -0.8 | 92      | -16 | 9.8    | -1.4 |   |
| 3月16日   | 88       | -29 | 13.4    | -0.4 | 103      | -26 | 14.8           | -2.4 | 98      | 0   | 13.2   | 1.4  | 63      | -25 | 8.8    | -1.2 | 76      | -16 | 10.4   | 0.6  |   |
| 3月17日   | 76       | -12 | 11.2    | -2.2 | 90       | -13 | 13.6           | -1.2 | 82      | -16 | 12.6   | -0.6 | 46      | -17 | 7.0    | -1.8 | 70      | -6  | 10.4   | 0.0  |   |
| 3月18日   | 75       | -1  | 12.2    | 1.0  | 84       | -6  | 12.0           | -1.6 | 57      | -25 | 10.0   | -2.6 | 36      | -10 | 5.8    | -1.2 | 60      | -10 | 9.2    | -1.2 |   |
| 3月19日   | 63       | -12 | 9.8     | -2.4 | 79       | -5  | 12.8           | 0.8  | 73      | 16  | 11.6   | 1.6  | 33      | -3  | 5.2    | -0.6 | 52      | -8  | 8.0    | -1.2 |   |
| 3月20日   | 64       | 1   | 9.4     | -0.4 | 77       | -2  | 11.8           | -1.0 | 71      | -2  | 10.8   | -0.8 | 30      | -3  | 4.0    | -1.2 | 52      | 0   | 7.8    | -0.2 |   |
| 3月21日   | 57       | -7  | 8.4     | -1.0 | 65       | -12 | 9.8            | -2.0 | 69      | -2  | 11.0   | 0.2  | 21      | -9  | 2.8    | -1.2 | 49      | -3  | 7.0    | -0.8 |   |
| 3月22日   | 62       | 5   | 8.6     | 0.2  | 70       | 5   | 10.6           | 0.8  | 44      | -25 | 6.8    | -4.2 | 41      | 20  | 6.0    | 3.2  | 38      | -11 | 6.0    | -1.0 |   |
| 3月23日   | 44       | -18 | 6.6     | -2.0 | 66       | -4  | 10.2           | -0.4 | 32      | -12 | 4.8    | -2.0 | 34      | -7  | 5.0    | -1.0 | 30      | -8  | 4.6    | -1.4 |   |
| 3月24日   | 45       | 1   | 6.6     | 0.0  | 61       | -5  | 9.0            | -1.2 | 28      | -4  | 4.2    | -0.6 | 29      | -5  | 4.6    | -0.4 | 27      | -3  | 4.2    | -0.4 |   |
| 3月25日   | -        | -45 | -       | -6.6 | -        | -61 | -              | -9.0 | -       | -28 | -      | -4.2 | -       | -29 | -      | -4.6 | -       | -27 | -      | -4.2 | - |

調査結果を表-3に示す。

当然、積雪深の変化と重量の変化は相関するはずであり、各調査地点の積雪深の変化と重量の相関係数は概ね0.85前後となっている。(図-10参照)

ると図-12のようになり、多少相関係数は小さいが、日平均気温と融雪水の関係が得られる。

ダムサイトに積雪がある時はこの関係式を基本的に適用することにした。

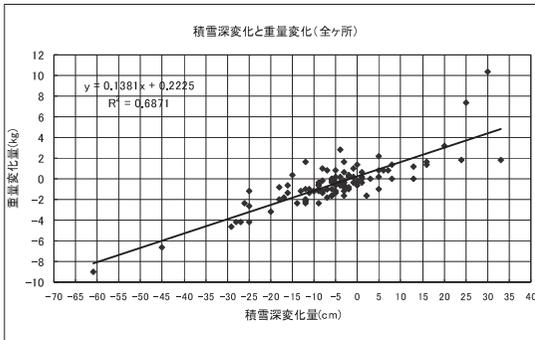
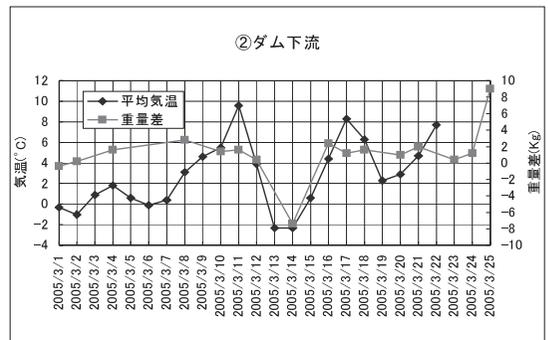
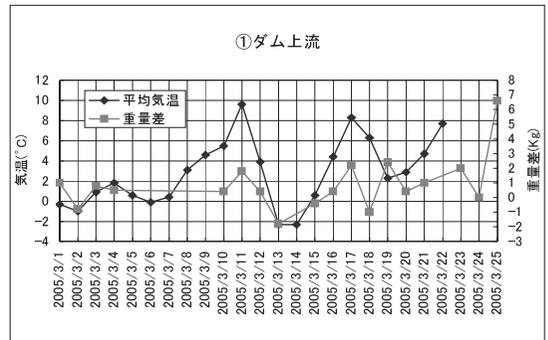


図-10 積雪深変化と重量変化

また、積雪深の変化は通常、気温の変化に対応しているので、日平均気温と重量変化の相関を取ると図-11のようになり、調査地点②ダム下流と④左岸道路の2ヶ所は気温に関係なく、他の3ヶ所は気温の変化に概ね相関している。

平均気温と相関性のある①ダム上流、③右岸道路及び⑤漏水観測室の3ヶ所のデータから、平均気温と重量変化から計算される融雪水の相関を取



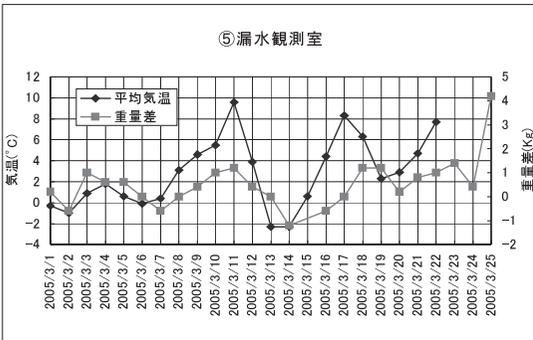
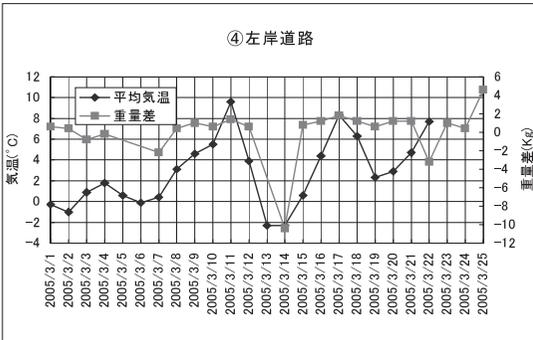
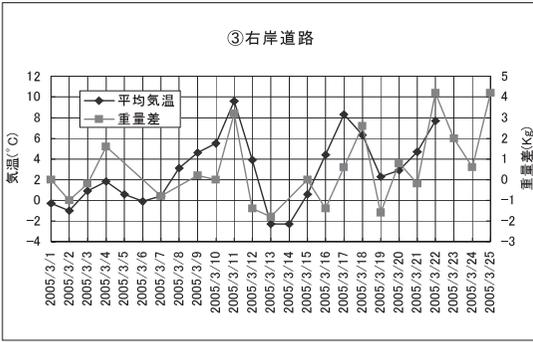


図-11 平均気温と重量差経時変化図  
+は重量減 -は重量増

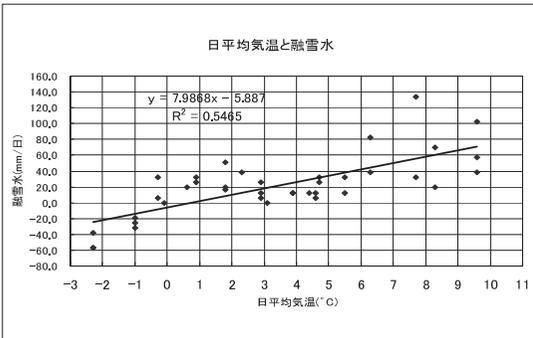


図-12 平均気温と融雪水

(3)修正回帰式

重回帰式は以下の形とし、説明因子を降雨、融雪及び地下水位として分析した。

漏水量データ：2001年(H13年)11月から2004年(H16年)4月までの観測漏水量

雨量：ダム現場雨量を用いるが、現場雨量が欠側の場合は近傍の今庄観測所の雨量を用いた。但し冬季期間の降雨はなしとしている。

融雪：融雪調査の結果より日平均気温を融雪に関するデータとした。

地下水位：地下水観測孔LW-3孔の地下水位変動量

考慮日数：15日間とした

重回帰式：

$$Q = \sum_{j=0}^{n1} a_j \cdot R_{i-j} + \sum_{k=0}^{n2} b_k \cdot (W_{i-k} - 334) + c + \sum_{m=0}^{n3} d_m \cdot S_{i-m}$$

ここに、

Q：漏水量 (L/分)

R<sub>i-j</sub>：j日目の降雨量 (mm)

W<sub>i-k</sub>：k日目のLW-3地下水位 (EL.m)

S<sub>i-m</sub>：m日目の融雪量 (mm)

a<sub>j</sub>：j日目の降雨にかかる係数

b<sub>k</sub>：k日目の地下水位にかかる係数

c：基底項

d<sub>m</sub>：m日目の融雪量にかかる係数

n1：降雨の影響日数

n2：地下水位の影響日数

n3：融雪の影響日数

分析の結果、相関係数が平均0.67となり、初期重回帰式(冬季期間降雨無し)の相関係数0.52(表-2参照)よりかなり高い値となった。(表-4参照)

表-4 修正重回帰式重相関係数

| A    | B    | C    | D    | E    | F    | G    | H    | 平均   |
|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 0.64 | 0.58 | 0.64 | 0.54 | 0.74 | 0.63 | 0.80 | 0.77 | 0.67 |

H系統の漏水量実測値と重回帰分析による予測値の比較は図-13参照。

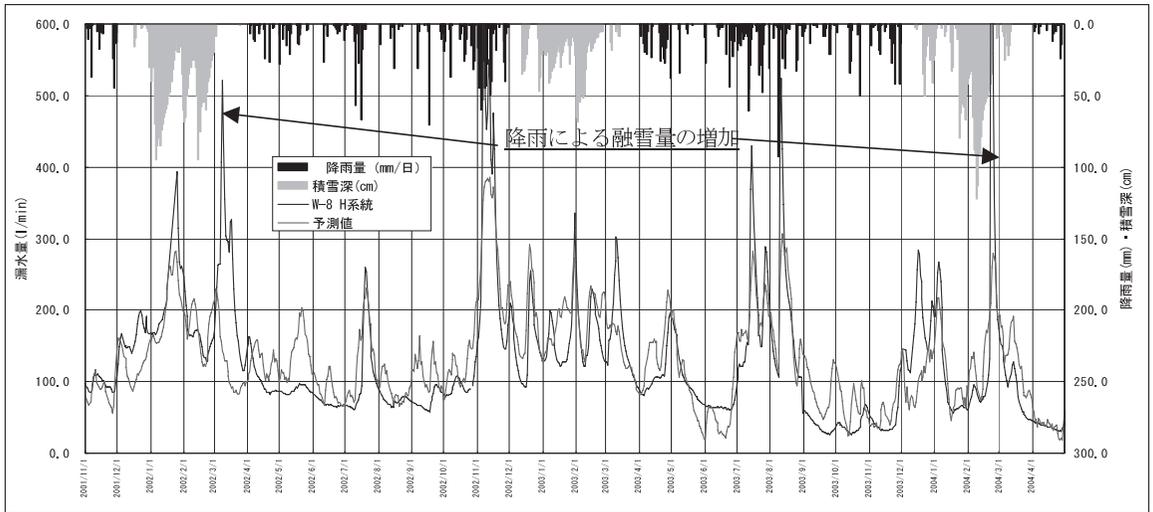


図-13 H系統の漏水率実測値と重回帰分析による予測値の比較図

## 8. まとめ

修正回帰式を適用して算出された試験湛水時の漏水率を図-14に示す。

各系統の純漏水率は貯水位がEL325m（2月25日頃）程度までは予測値より少量か、ほぼ予測値に近似していたが、貯水位がEL330m及びEL334m付近で漏水率が急増減している。この時期は降雨が観測されており、この降雨による融雪水量の増加が原因と考えられる。

榊谷ダムの試験湛水時の漏水率を算出するに当たり、融雪量調査を実施し、その結果を重回帰分析に反映させ結果、融雪水による漏水率変化特性を表現できたが、冬季の降雨による融雪水量の影響が非常に大きく、冬季も降雨がある本地点においては、今後の検討課題である。

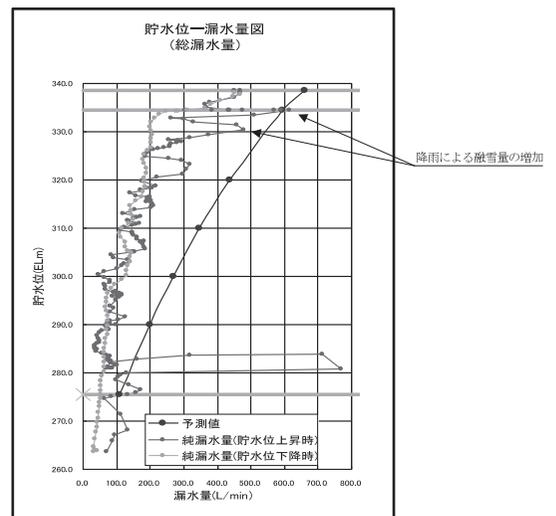


図-14 貯水位一漏水率図

# 名蔵ダムにおける浸透量増加に対する検討について

友野 文典\* 金子 正巳\*  
 (Fuminori TOMONO) (Masami KANEKO)

## 目 次

|              |    |                |    |
|--------------|----|----------------|----|
| 1. はじめに      | 22 | 5. 最終確認までの対応   | 25 |
| 2. 名蔵ダムの概要   | 22 | 6. 最終的確認       | 25 |
| 3. 名蔵ダムの建設状況 | 23 | 7. 今後の管理方針について | 31 |
| 4. 左岸浸透量増加   | 24 | 8. 終わりに        | 31 |

### 1. はじめに

国営名蔵川事業が完了してから4年後、供用中の名蔵ダムで、管理上経験の無い急激な浸透量の増加を計測した。この浸透量は無降雨期間が3～4日間続いた後、突然増加したもので、1,000  $\mu\text{m}/\text{min}$ 以上を2日間計測した。

この浸透量の急増をダムの安全性を損なう問題として察知したダム管理者は、ダム管理規程に基づき関係機関に緊急報告した。報告を受けた関係機関の担当者は、直ちに現地調査を行い、ダムの安全性を確認するとともに、今後の緊急体制と関係機関へ対処方法等を指示した。一方、浸透量の増加に対する原因究明と浸透量増加のメカニズム解明、さらに今後のダム管理に伴う留意事項と方針等を学識経験者で組織する「ダム技術検討委員会」にはかり、現在の名蔵ダムの管理に反映されているところである。

本報文は、試験湛水中のダムの安全性確認と、供用後のダム管理の参考として一例を紹介するものである。

### 2. 名蔵ダムの概要

名蔵ダムが造成された名蔵川地区については、沖縄本島から南西に400km離れた石垣島の西部に位置する地区である。

本地区は、名蔵川流域に広がる低平地と丘陵地帯である。しかし用排水施設は未整備の状態であり、この対策として名蔵川支流ブネラ川にダムを新設し農業用水を確保し、頭首工、用水路等を建

設、また排水路を設けて低湿地の排水を行い、農業の近代化等の安定を図る目的で実施され平成10年度に完了した地区である。

名蔵ダムについては、760haを受益とする名蔵川地区の水源施設でありダム諸元は表-2のとおりとなっている。

これまで水なし農業を行ってきた本地区であるが、事業が完成したことにより水あり農業が実施でき、名蔵川地域の農業発展に大きく寄与してきている。

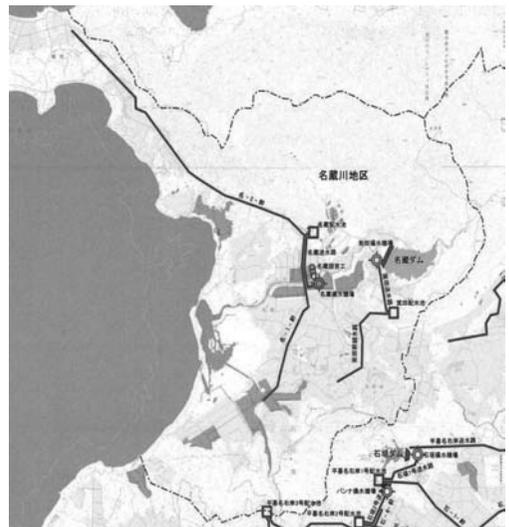


図-2. 1 名蔵川地区概要図

表-2 名蔵ダム諸元

| ダムタイプ   | 中心遮水ゾーン型ロックフィルダム     |       |                      |
|---------|----------------------|-------|----------------------|
| 堤高 (H)  | 38.7m                | 有効貯水量 | 3,820 千 $\text{m}^3$ |
| 堤頂長 (L) | 400.0m               | 流域面積  | 3.45 $\text{km}^2$   |
| 堤体積 (V) | 1,450 千 $\text{m}^3$ | 常時満水位 | EL=50.0m             |
| 総貯水量    | 3,970 千 $\text{m}^3$ | 天端標高  | EL=53.7m             |

\*沖縄総合事務局土地改良総合事務所 (Tel. 098-856-6868)

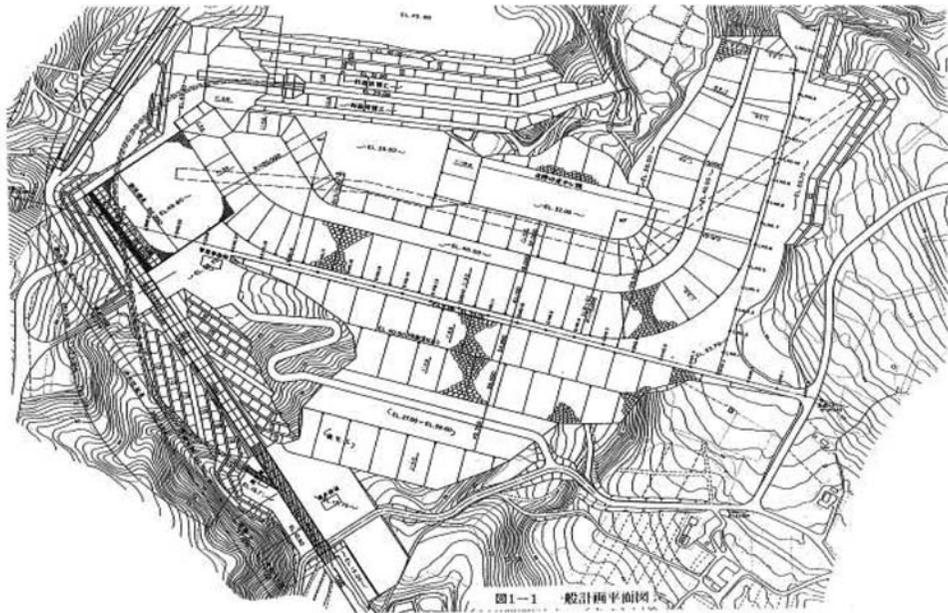


図-2. 2 ダム一般計画平面

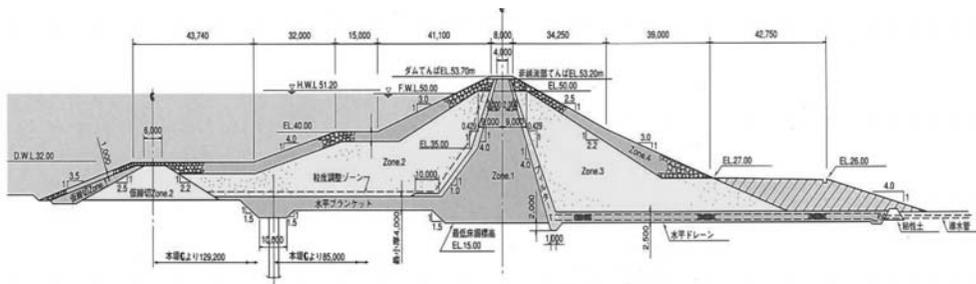


図-2. 3 ダム標準断面図

### 3. 名蔵ダムの建設状況

#### 3-1 ダム地質状況

名蔵ダムサイトの地質は、第三紀花崗岩類を基盤岩とし、これを覆って第四紀更新世の堆積物（陸成：名蔵層（Ng）、海成：ブネラ層（Bn））が分布する。これら堆積層にはマサ土、粘土層、礫層、砂層の互層を形成し分布する。（図-3. 1名蔵ダム地質断面模式図 参照）

ダム軸付近に分布する名蔵層下部には、透水性のよい砂層（Ng I gs層と区分）が左岸側に分布する。

この層はグラウト試験時に改良が困難であることから、止水路線ではできるだけ掘削除去し、最低限の範囲を2重管グラウトにより処理された。

コア敷の地質は、本堤の止水処理を堤内プラン

ケットにより行っていることから、変形に主眼をおいた掘削基準として遮水ゾーンと同等以上の変形係数が得られる洪積地盤としており、左岸部でNg I g層、河床部でBnU層、右岸部でNg I m層となっている。

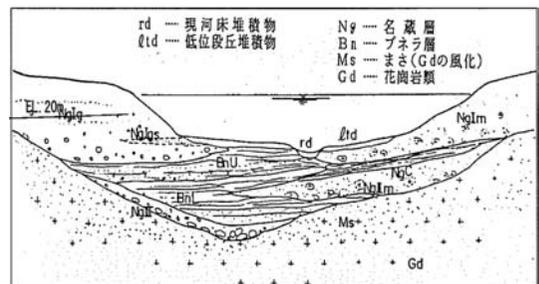


図-3. 1 名蔵ダム地質断面模式図

### 3-2 ダム建設状況

基礎処理にあたっては、上記の地質概要で記したように多くの地質が分布しており、また地質（土層）によっても透水性の違いが確認されたため、各箇所により処理工法の検討が行われている。

#### ①左岸部

左岸部の地層は下位からMs層、BnU層、BnL層、Ng I g層が分布しBnU層及びNg I g層は、20Lu以上の透水性、一方Ms層及びBnL層は大半が5Lu以下の難透水性である。

そのため、止水工法は二重管グラウトによるカーテングラウトで施工された。

#### ②河床部

河床部の地層は、右岸側ではNg II m層が表層付近まで分布している。左岸側ではNg II m層が深部に存在し表層付近にはNg II m層、BnU層が分布し、全般的に透水性は15Lu以上であった。

そのため、本堤の遮水ゾーンに接続され、上端部にカットオフを設けたブランケット工法により施工されている。

#### ③右岸部

右岸部の地層は、河床へ繋がるNg II m層とMs層が分布し、透水性は5Lu以下で透水性は低く、河床部と同様のブランケット工法により施工されている。

ダムの堤体形式は、中心遮水ゾーン型ロックフィルダムでの施工である。本ダムにおける建設施工実績数値は表-3.1 名蔵ダム盛立施工管理結果一覧表のとおりである。

表-3.1 蔵ダム盛立施工管理結果一覧表

| 項目  | Zone1   | Zone2  | Zone3  | Zone4  | Zone5                         | フィルター  |
|---|---|--|--|--|-------------------------------|--|
| 比重G <sub>s</sub>                          | 2.56~2.68   | (表乾比重)<br>2.51~2.60                                    | (表乾比重)<br>2.48~2.59                                    | (表乾比重)<br>2.53~2.57<br>(>2.5)                          | -                             | (表乾比重)<br>2.60~2.64  |
| 施工含水比w<br>(%)                             | 13.1~22.7   | (吸水率)<br>0.8~2.6                                       | (吸水率)<br>0.9~3.5                                       | (吸水率)<br>1.2~2.0<br>(<3.0)                             | -                             | 3.5~8.5  |
| 乾燥密度γ <sub>d</sub><br>(t/m <sup>3</sup> ) | 1.61~1.93   | 1.92~2.20  | 1.92~2.13  | 1.96~2.15  | (湿潤密度)<br>1.85~2.29<br>(>1.8) | 1.70~1.85<br>(>1.7)  |
| D <sub>値</sub> Dr値(%)                     | 95.1~102<br>(D>95)  | 80.4~104<br>(Dr>80)                                    | 82.0~99.0<br>(Dr>80)                                   | 81.4~101<br>(Dr>80)                                    | -                             | -  |
| 飽和度Sr(%)                                  | 80.4~99.9<br>(Sr>80)  | -  | -  | -  | -                             | -  |
| 透水係数k<br>(cm/s)                           | 1.0*10 <sup>-3</sup><br>~1.9*10 <sup>-3</sup><br>(<2*10 <sup>-3</sup> ) | 5.7*10 <sup>-3</sup><br>~1.2<br>(>1*10 <sup>-2</sup> ) | 2.8*10 <sup>-3</sup><br>~1.4<br>(>1*10 <sup>-2</sup> ) | 4.1*10 <sup>-3</sup><br>~9.7<br>(>1*10 <sup>-2</sup> ) | -                             | 6.7*10 <sup>-4</sup><br>~1.9*10 <sup>-3</sup><br>(9*10 <sup>-4</sup> ~3*10 <sup>-3</sup> ) |
| 安定性                                       | -   | -  | -  | 0.0~11.3<br>(<12)                                      | -                             | -  |

### 3-3 ダム管理・監視の状況

#### ①ダム管理の状況

名蔵ダムは平成9年5月より試験湛水を開始、平成10年8月に終了し、その後ダム供用を開始している。

名蔵ダム管理は国営事業完了後から、沖縄県農

林水産部に管理委託され、通常の管理規程に基づき管理中であった。

#### ②監視の状況

ダムの安全性の確認を目的に、堤体、基礎部、地山部の挙動を把握するため観測計器を設置しているが、完全に稼働していたのは、浸透量計、オープンピエゾメータ（自動）程度で、間隙水圧計においては30%が稼働するのみで、これらの計測値では挙動の解析応用には対処出来ない状況であった。

また、このダムにおけるダム管理上、特に要注意事項及び要監視事項などは、ダム管理者に対し問題意識として十分に引継ぎされていなかった。

## 4. 左岸浸透量増加

### 4-1 浸透量増加時の状況・経緯

#### ①浸透量増について

ダムを供用開始し4ヶ年を経過した頃、取水設備点検ためダム水位を低下している時期、平成14年2月22日と23日に左岸管理ドレーンからの浸透量を観測した。

(2/22:1,017ℓ/min, 2/23:1,003ℓ/min)

左岸ドレーンの平常時の浸透量は（同水位：115ℓ/min）である。よってダム管理者はこの観測数値が降雨の影響を受けてないことを確認し、この値が異常な観測数値であることを関係機関へ緊急報告した。

#### ②管理者への対応

関係機関からの指示は、異常な浸透量を観測したことから、ダム水位をH=1/2水深程度に保持し、これ以上ダム水位を上昇させないよう管理するものであった。

また、日常の管理は2名体制の職員で常駐し、大雨・洪水の警報発令時には3名体制で職員がダム管理を行うよう指示がなされた。

ダム水位をH=1/2程度で保持するため、貯水量が減少する事について土地改良区からユーザーへ情報を伝え、ダム管理水位の承諾を得た。

### 4-2 原因追求調査での検討内容

#### ①原因の究明と対応

原因究明のため「ダム技術検討委員会」を開催し、この委員会で「管理の状況」、「堤体及び基礎部の安定性評価」、「浸透経路とメカニズムの検討」、「ダム安定性と今後の対応方針」等を検討し、対応処理に当たった。

「堤体及び基礎部の安定性評価」として、次の点から今回の浸透量増加がダム遮水性ゾーン又はカーテングラウチングの異常に起因したものではないと判断された。

- a. 堤体の挙動観測において異常な観測値が得られておらず、また、目視点検でも異常は認められていない。
- b. 浸透量観測室のピット内には沈殿物がほとんど無い状況である。また、左岸ドレーンの浸透量は、急増直後以後、漸減低下状態に維持された貯水位に関係なく減少傾向を示している。
- c. 左岸地山ブランケットに設置された間隙水圧計のうち、地山側計器は地山地下水位の低下に伴った挙動を示しているものの、貯水池側の計器については、貯水位と連動した動きとなっている。
- d. 堤体最大断面に設置している間隙水圧計の水頭の変化に異常が認められない。また、最大断面付近を浸透経路とするとフィルターを通じて河床ドレーンにも影響が生じるはずである。

「浸透経路とメカニズムの検討」結果、今回の浸透量増加は、左岸ドレーンだけに現象として生じており、仮にフィルターを通した浸透や堤敷下面を経路とするような浸透を想定すれば、フィルターに隔壁を設けてないため河床部ドレーンも浸

透量の増加を感知するはずである。また、左岸地山ドレーンの浸透量も増加してないことから、堤体下流での浸出範囲は、左岸地山ドレーンから左岸ドレーン部にかけての下流左岸地山の範囲と考えられる。(図-6.2 名蔵ダム左岸部ドレーン浸透量履歴図参照)及び(図-6.3 名蔵ダム右岸部ドレーン浸透量履歴図 参照)

## 5. 最終確認までの対応

今回の浸透量増加は地山地下水の浸透経路が変化し、地山内に蓄えられた地下水が短時間で流出したために発生したものと考えられる。

浸透量増加後の地下水挙動等から、左岸地山部の安定性は確保されると考えられるものの、地山の浸透経路に何らかの変化が生じていることは事実であり、貯水位を慎重に満水位まで上昇させ、最終的な安定性を確認する。

## 6. 最終確認

ダムの再満水までは、いろいろな気象条件が重なり約3年間を要した。この期間において貴重な観測データの入手と解析活用が出来、最終的なダムの安全性を確認する資料として取りまとめた。

### 6-1 各浸透量の観測値と評価

名蔵ダムには、4径路のドレーンを設置し浸透量の観測を行っている。(図-6.1 名蔵ダムドレーン配置図 参照)

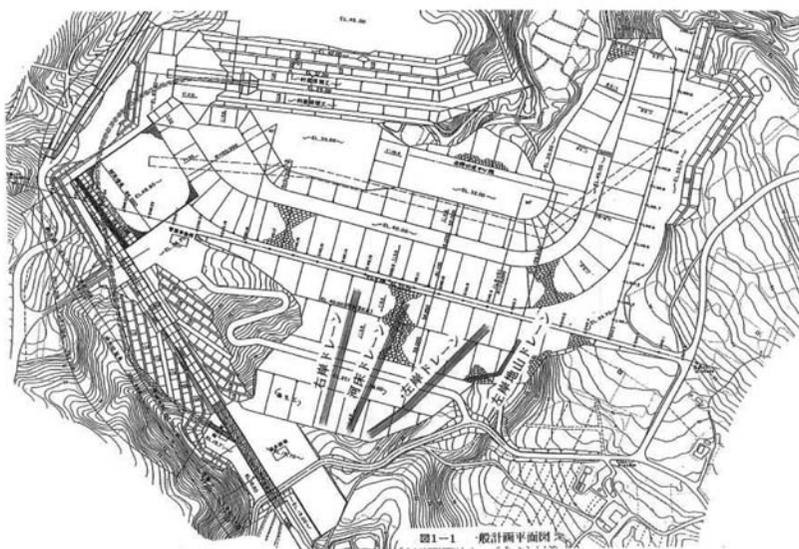


図-6.1 名蔵ダムドレーン配置図

これまでの浸透量及び水質の観測データ、現場状況などから以下のとおり評価を行った。

- a. 浸透量の増加が確認された左岸ドレーンにおいて、浸透量増加が確認されたH14.2.22以降、無降雨時に増加は確認されず降雨の影響を受け増減を示している。(図-6.2 名蔵ダム左岸部ドレーン浸透量履歴図 参照)
- b. 右岸ドレーン及び河床ドレーンにおいては、これまで流出形態の変化、流出量の変化は確認されておらず、降雨の影響を受け増減を示している。(図-6.3 名蔵ダム右岸部ドレーン浸透量履歴図 参照)
- c. 各ドレーンにおける浸透水の水質については、浸透量の変動に関わらず変化は見られなく安定している。
- d. 浸透量の状況は、浸透量増加以降、流出量の変化・流出形態の変化は発生しておらず、新たな浸透経路の形成や浸透経路の拡大・閉塞も発生していないと判断する。

### 6-2 各間隙水圧計観測値の挙動と評価

間隙水圧計については、左岸ブランケット、堤体基礎及び堤体内部に埋設されているが、経年劣化などにより現在は30%程度しか正常に稼働していないため、正常計器の観測値により評価を行った。(図-6.4 間隙水圧計観測位置図及び埋設位置図 参照)

- a. 左岸ブランケット部のLR-3断面では、遮水部トレンチを挟んで貯水池側にP-47、地山側にP-48が埋設されている。なお、左岸地山部に地下水観測孔としてOP-13を設置している。

LR-3断面においては、P-47とP-48に水頭差が保たれており、P-47では貯水池変動に呼応した挙動となっている。また、OP-13の水頭が一番低く推移しており、ブランケットの遮水性は確保されていると思われる。(図-6.5 間隙水圧計LR-3断面履歴図 参照)

- b. DNO.8断面の堤体基礎部に埋設されている(P-3, P-5, P-7, P-9)では、貯水池側から下流に向かって水頭の低下傾向が伺え、浸透量増加以降においても異常は認められず、安定した挙動を示している。(図-6.6 堤体基礎部の間隙水圧計DNO.8断面履歴図 参照)
- c. DNO.8断面の堤体内部に埋設されている(P-14', P-15, P-16)及びDNO.12の堤体内部に埋設されている(P-32, P-33, P-34)については、貯水位上昇に伴い堤体内が飽和してきたことから、各間隙水圧計は上昇傾向を示している。

貯水池側から下流に向かって水頭の低下

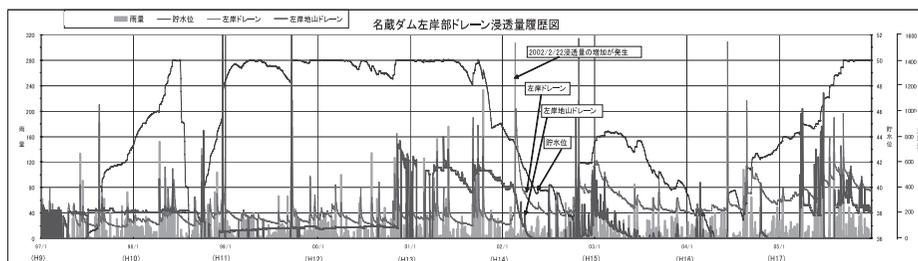


図-6.2 名蔵ダム左岸部ドレーン浸透量履歴図

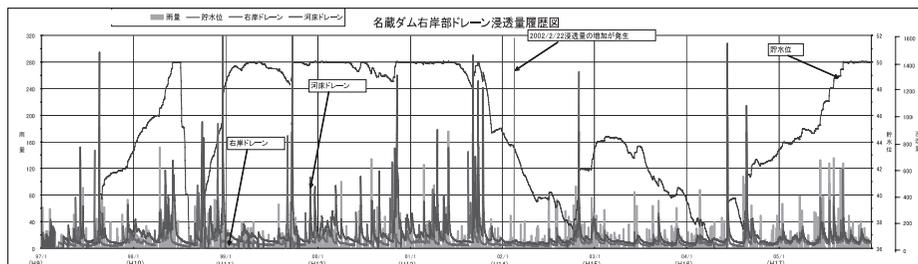


図-6.3 名蔵ダム右岸部ドレーン浸透量履歴図

傾向が伺え、浸透量増加以降においても異常は認められず、安定した挙動を示している。(図-6.7 堤体内部の間隙水圧計

DNO.8断面履歴図 参照) 及び(図-6.8 堤体内部の間隙水圧計DNO.12断面履歴図参照)

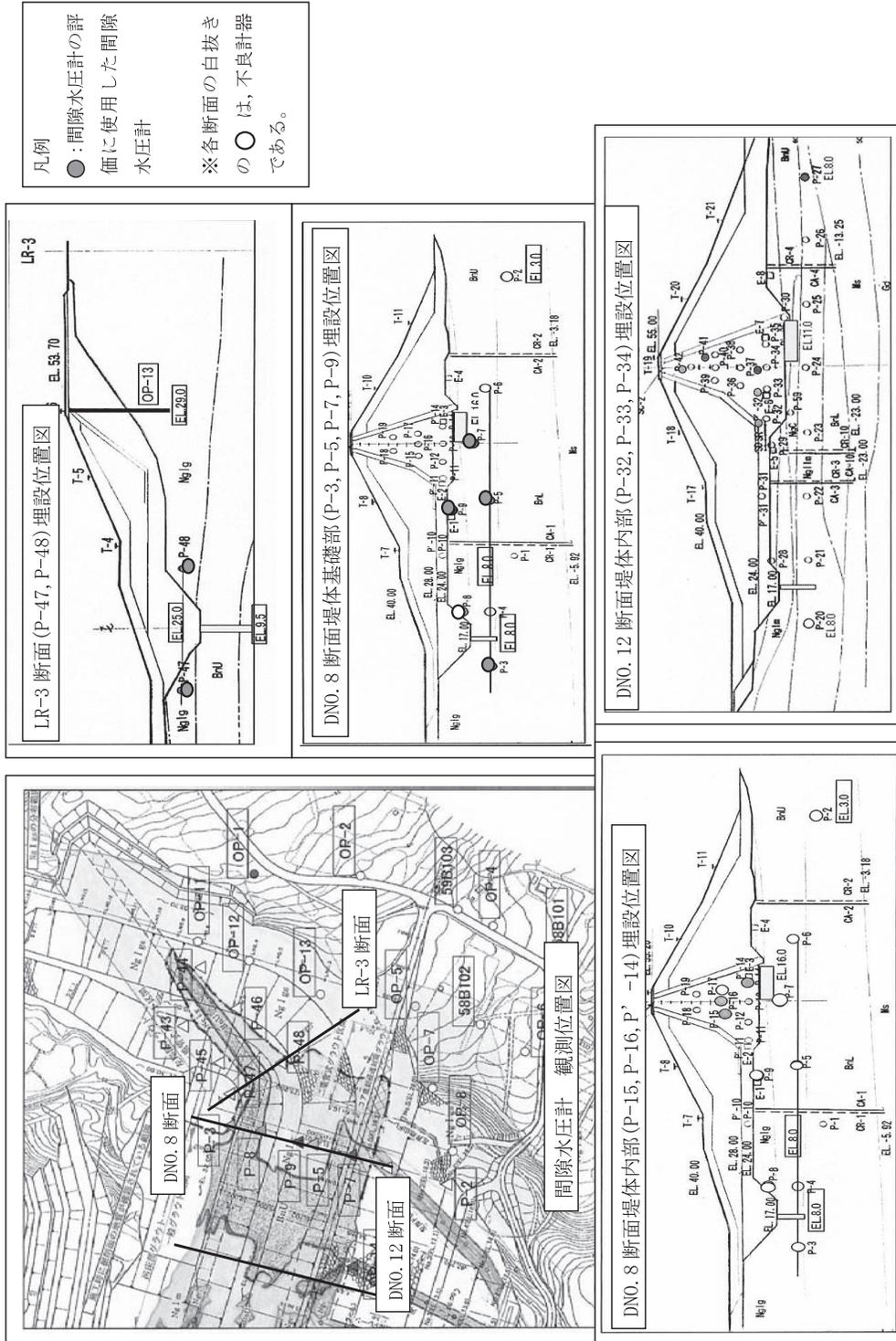


図-6.4 間隙水圧計観測位置図及び埋設位置図

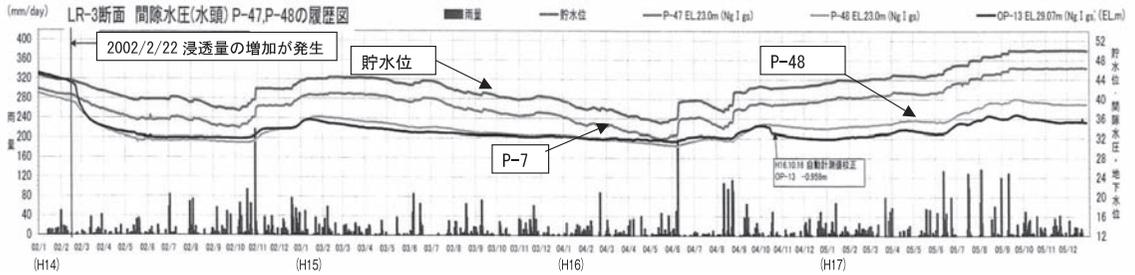


図-6.5 間隙水圧計LR-3断面 履歴図

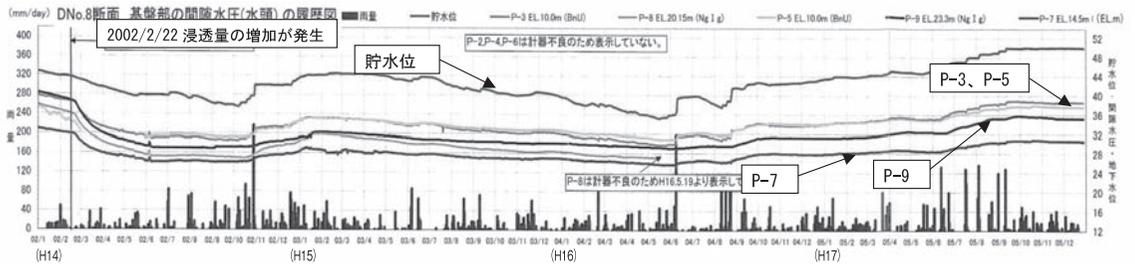


図-6.6 堤体基礎部の間隙水圧計DNO.8断面 履歴図

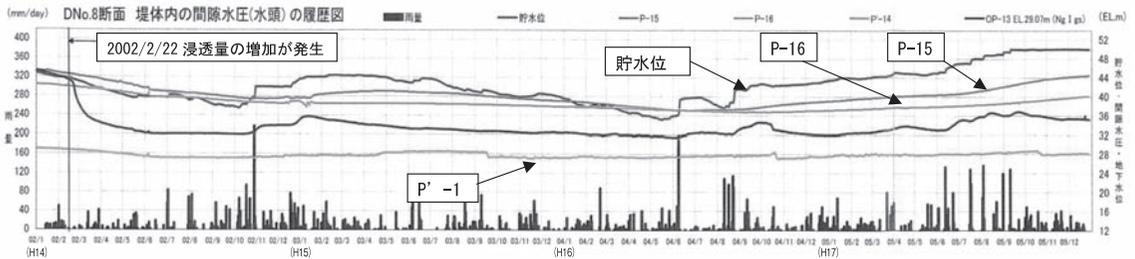


図-6.7 堤体内部の間隙水圧計DNO.8断面 履歴図

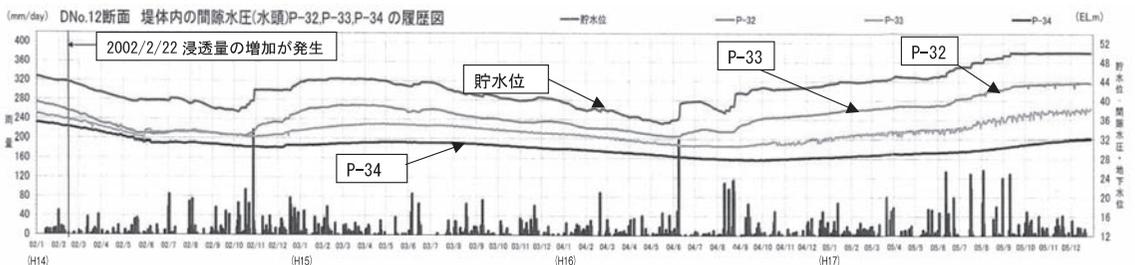


図-6.8 堤体内部の間隙水圧計DNO.12断面 履歴図

d. 以上のことから、間隙水圧計の評価においては、ブランケット、カーテングラウトの止水性、コアの止水性及びフィルターの排水性は安全に保たれているものと判断する。

左岸地山地下水水位にあたっては、浸透量増加からの地下水位の挙動及びダム建設当時の地下水水位記録などをもとに評価を行っている。(図-6.9 左岸地下水水位観測孔位置図 参照)及び(図-6.10左岸地下水水位履歴図 参照)

6-3 左岸地山地下水位の挙動と評価



左岸地山地下水位

図-6.9 左岸地山地下水位観測孔位置図

a. ダム建設当時

平成3年度から平成6年度半ばまで、基礎処理のためにグラウト施工が実施されている。

グラウト施工の終盤に差しかかる平成6年度当初から、左岸地山地下水位の上昇が発生し、試験湛水が開始されるまでEL = 40.0m前後 (FWL : 50.0m) で推移している。

b. 試験湛水時

平成9年5月から試験湛水実施に貯水が開始され、貯水位 (FWL : 50.0m) 上昇に伴い左岸地山水位も上昇し、試験湛水終了後以降は貯水位と同程度で地下水位は推移している。

c. 浸透量増加時

左岸浸透量の増加時には、貯水位と同程

度に推移していた地下水位の低下 (最大低下量 : 20m) が発生し、貯水位と同程度であったこれまでとは違い差が生じた。

d. 浸透量増加以降

左岸浸透量増加以降の地下水位は、上流部 (OP-1, OP-11, OP-12) のグループ、下流部 (OP-5, OP-2, OP-4, OP-7, 58B101, 58B102, 58B103) のグループ及び中流部 (OP-13) と最下流部 (OP-6) の3つの地下水位グループが形成された。

これまでと異なる地下水位分布となっているが、これは堤体掘削前の地下水位分布に類似している。

浸透量が増加した平成14年2月から平成17年12月まで左岸地山水位は、3つのグループ関係に変化は見られず安定した水位状態を維持している。

このことから、左岸地山地下水位には特に異常は生じていないものと判断する。

6-4 堤体変位の状況と評価

堤体変位の状況にあたっては、層別沈下及び表面変位のこれまでの変位状況を取りまとめ、浸透量増加後にダム本堤の異常の有無を確認することにより評価を行った。

a. 層別沈下

名蔵ダムにおけるこれまでの層別沈下量は、表-6.1 層別沈下量取りまとめ表 (SC-1断面) のとおりである。

試験湛水開始時 (H9.5.15) の基盤の沈下量は23.10cm、浸透量増前 (H14.1.22) まででは25.63cm、浸透量増加後再湛水時

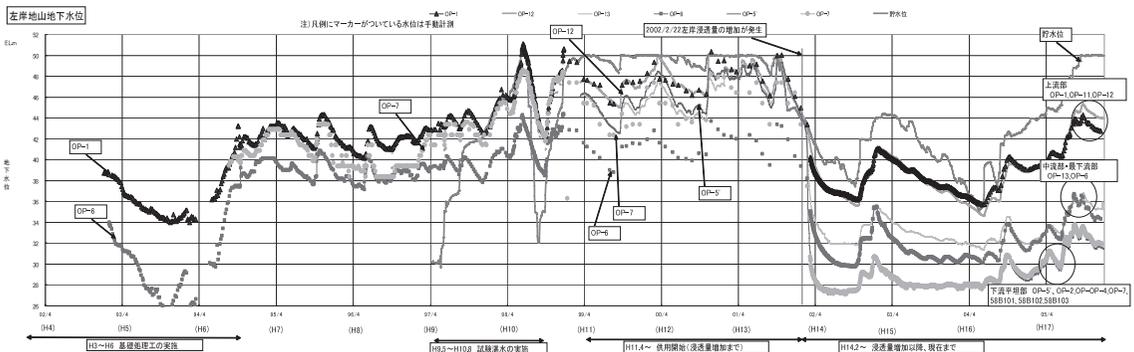


図-6.10 左岸地山地下水位履歴図

表-6. 1 層別沈下量取りまとめ表 (SC-1断面)

| 年月日                   | 経過<br>日数        | 貯水位<br>EL.m | 堤体中<br>間隙水<br>圧<br>P-16<br>EL.m | 層別沈下計 DNφ.8+5.0 SC-1 |           |             |                 |           |             |                 |           |             | 表面変位計T-9        |           |             |
|-----------------------|-----------------|-------------|---------------------------------|----------------------|-----------|-------------|-----------------|-----------|-------------|-----------------|-----------|-------------|-----------------|-----------|-------------|
|                       |                 |             |                                 | 基礎 EL.22.0           |           |             | 5段 EL.37.0      |           |             | 天端 EL.55.0      |           |             | 天端              |           |             |
|                       |                 |             |                                 | 累積<br>沈下量<br>cm      | 変位量<br>cm | 年平均<br>cm/年 | 累積<br>沈下量<br>cm | 変位量<br>cm | 年平均<br>cm/年 | 累積<br>沈下量<br>cm | 変位量<br>cm | 年平均<br>cm/年 | 累積<br>沈下量<br>cm | 変位量<br>cm | 年平均<br>cm/年 |
| H9.5.15               | 試験湛水開始時         | 0           | 30.21                           | 38.15                | -23.10    |             |                 |           | -59.10      |                 |           | -3.60       |                 |           | -0.90       |
| H12.2.18              | 試験湛水開始から約1000日後 | 1009        | 50.00                           | 42.02                | -24.57    | -1.47       | -0.53           |           | -62.00      | -2.90           | -1.05     | -6.90       | -3.30           | -1.19     | -2.77       |
| H14.1.22              | 浸透量増加前          | 1713        | 43.96                           | 42.26                | -25.63    | -2.53       | -0.54           |           | -63.73      | -4.63           | -0.99     | -8.83       | -5.23           | -1.11     | -3.50       |
| H16.5.13              | 貯水位が最低時         | 2555        | 35.23                           | 37.30                | -25.87    | -2.77       | -0.40           |           | -66.13      | -7.03           | -1.00     | -11.97      | -8.37           | -1.20     | -5.93       |
| H17.9.22              | FWL到達直後         | 3052        | 49.95                           | 38.60                | -26.57    | -3.47       | -0.41           |           | -67.30      | -8.20           | -0.98     | -13.23      | -9.63           | -1.15     | -6.63       |
| H17.12.22             | FWLで約90日保持後     | 3143        | 49.99                           | 40.10                | -26.80    | -3.70       | -0.43           |           | -67.55      | -8.45           | -0.98     | -13.40      | -9.80           | -1.14     | -6.70       |
| H14.1.22~H17.12.22の期間 | 1430            |             |                                 |                      | -1.17     | -0.30       |                 |           | -3.82       | -0.98           |           | -4.57       | -1.17           |           | -3.20       |
| H14.1.22~H16.5.13の期間  | 842             |             |                                 |                      | -0.24     | -0.10       |                 |           | -2.40       | -1.04           |           | -3.14       | -1.36           |           | -2.43       |
| H16.5.13~H17.12.22の期間 | 588             |             |                                 |                      | -0.93     | -0.58       |                 |           | -1.42       | -0.88           |           | -1.43       | -0.89           |           | -0.77       |

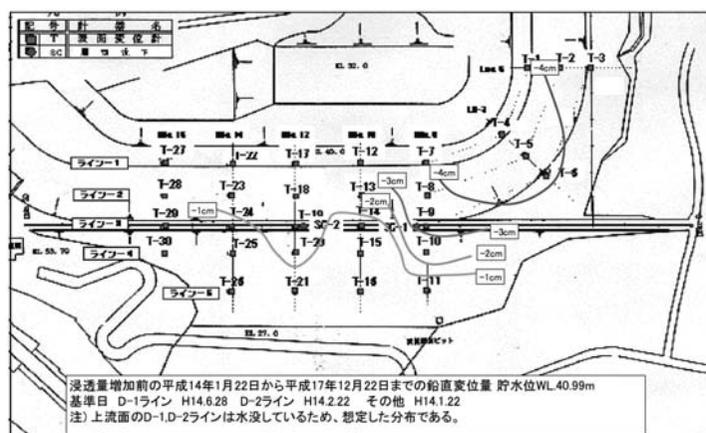
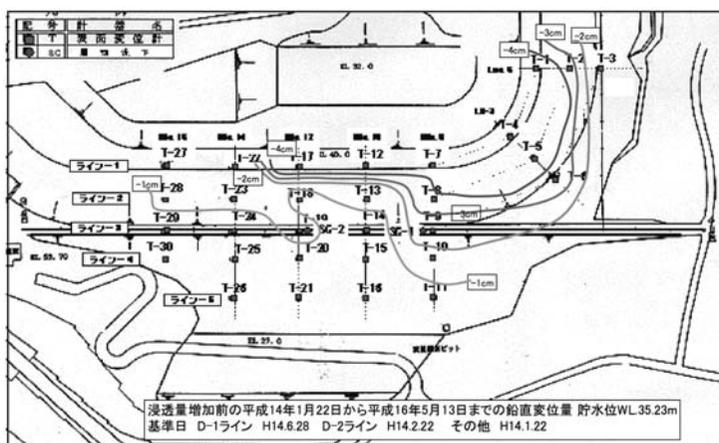


図-6. 11 表面変位 (鉛直変位) のカウンター図

(H17.9.22) まででは26.57cmとなっており、年平均の沈下量は0.30cmとなっている。

また、天端での沈下量については、試験湛水開始時から浸透量増加後再湛水時まででは、3.60cmから13.23cmとなり9.63cmの沈下量となっている。

これまでの沈下量から、浸透量増加前と

増加後以降において異常な沈下量は発生しておらず、沈下の進行速度もほぼ同等となっている。

b. 表面変位

表面変位の計測においては、ダム軸上流側で2路線 (ライン-1, 2), ダム軸1路線 (ライン-3), ダム軸下流側で2路線 (ライ

ン-4, 5) の5路線で鉛直変位, 上下流変位, 左右岸変位を計測している。

浸透量増加前のH14.1.22からの常時満水位を90日間保持したH17.12.22までの観測結果を図に表したものが図-6. 9 表面変位(鉛直変位)のカウンター図となっている。

カウンター図から判断すると, 左岸ブランケット部から本堤DNO.8にかけて3~4cm程度の沈下となっているが, これは浸透量増加後に貯水位及び左岸地山水位の低下による堤体内部の水位低下に伴う圧密沈下と, 再度の貯水位上昇に伴う貯水荷重によるものである。

本堤DNO.8から右岸部にかけては, 1~2cm程度の沈下量となっているが, 沈下の発達傾向は伺えない。

また, 貯水位が常時満水位に達してからは, 表面変位の沈下量の発達傾向は伺えず, 天端のアスファルト舗装, 高欄の基礎コンクリートにはひび割れは確認されていない。

変位における評価として, 層別沈下及び表面変位のこれまでの状況から堤体に異常は発生していないため, 特に問題はないものと判断される。

## 7. 今後の管理方針について

名蔵ダムにおける浸透量増加後のダム管理にあたっては, ダムの安全性確保の観点から管理体制及び観測頻度を強化するダム管理対応を行ってきたが, これまでの各観測値の挙動から堤体, 基礎及び左岸地山部の安全性は確保されていると判断されたため, 今後は, 通常のダム管理と水利使用規則に対応する管理体制で行うこととした。

また, 今回発生した事象は, 今後また, 左岸地山部の浸透経路の拡大, 閉塞による左岸地山地下水水位の変化, 左岸ドレーン浸透量の増減が生じる可能性もあると考えられるため, 今後のダムの安全性, 左岸地山部の安全性, さらに左岸地山部の浸透経路の経年変化を確認するため, 左岸地山地下水水位及び浸透量の変動について, 継続的に監視・観測を実施することとした。

## 8. 終わりに

ダム管理者は管理を始めて4年目に突如, 浸透

量の急激な増量に遭遇した。ダム管理者は降雨の影響を受けていない時期と管理上ダム水位を降下している状況下で, この浸透量は異常に多い量であると気づき, 管理規程に基づいて関係機関へ状況報告し, 今後の対応指示を待った。

報告を受けた上部機関は, 未経験な事象のため即答は出来ず, 更なる上部機関へダム状況を説明し, 当面の管理対応を相談した。報告を受けた上部機関は, 至急に現地でのダムの安全性を確認したうえで, 事象が発生した貯水位より上昇させないよう水位保持の指示をした。また, これと平行して, 原因究明を行いながら, ダムの再湛水を行うため詳細な監視・管理基準を再区分し, ダムが満水に到達した時点での, 更なる安全性を確認したのが今日の名蔵ダムの現状である。

今回, このような事象を取りまとめるに当たって感じたことは, ①試験湛水等でダムの安全性が確認されても, 地山地下水水位の上昇は経過年数とともに表れる現象であるため要注意であること, ②緊急な事象に伴い, 関係するダム管理関係図書等の管理が重要であること, ③左岸ブランケット施工中及び試験湛水中においても, 地山地下水水位は高い状態であったが, これらの情報等をダム管理者に重要事項として引継ぎされてなかったこと, ④ダムの挙動は埋設計器による計測値が重要で計測計器は, 最低でも設置後10ヶ年程度は計測出来るように保守対策が必要なことである。

最後に, 名蔵ダムは「7. 今後の管理方針について」でも述べたが, 堤体左岸側の地山水位の変動を追加継続して観測することにより, 将来の浸透経路の閉塞等を監視することが重要であります。

また, この報文が今後のダム管理へ参考となればと思う次第でございます。

# 農業水利施設のライフサイクルコストの検討

平 田 将 史\* 丹 治 肇\*\*  
(Masafumi HIRATA) (Haijime TANJI)

|                   |    |
|-------------------|----|
| 目                 | 次  |
| 1. はじめに……………      | 32 |
| 2. 事例地区の事業概要…………… | 32 |
| 3. 施設の現況……………     | 33 |
| 4. LCCの算定……………    | 35 |
| 5. 結果及び考察……………    | 38 |
| 6. おわりに……………      | 38 |

## 1. はじめに

現在までに建設された農業水利施設を見ると、全国の農業用排水路は総延長約40万kmに達する。ダム、頭首工及び用排水機場等の基幹的農業水利施設は約7,000カ所に達する。これら農業水利施設の総資産額は、再建設費換算で約25兆円にのぼっている。

近年、更新時期を迎える農業水利施設が大幅に増加している。たとえば、水田地域の国営事業を見ると、新規整備と更新整備の地区数の割合は、昭和53年の新規が8割が、現在では逆転し更新が8割となっている。

更新が必要な水利施設が増える一方で、公共事業費は年々減少している。平成10年以降、土地改良事業を含む農業農村整備事業の予算も大幅に抑制され、ピーク時の65%に減少している。したがって、限られた予算をいつ、どの農業水利施設の維持管理・保全に効率的に配分すべきかは重要な課題である。言い換えれば、今までの施設の故障が致命的になってから整備更新を実施する「事後保全」から、今後は、的確な機能診断に基づき施設の故障が致命的になる前に適切な補修を実施する「予防保全」に転換して、予算をより有効に利用する必要がある。その手法としては、既存施設の長寿化及び施設の維持管理・更新整備に要する費用（ライフサイクルコスト；LCC）を考慮した更新時期の決定が期待されている。特にポンプ設備やゲート設備等の機械設備や水管理制御施設等の電気・通信設備における予防保全は部品交換や補修等が早期に実施できれば、施設の耐用年数の延伸が期待できる。その結果は経費削減に非常に効果がある。予防保全を実施する場合、施設の維持管理状態を長期間に亘り把握すべきであるが、現時点では資料が十分でなく、状態を明確に把握できていない。実績データが十分に収集されるまでは、従来のように耐用年数を用いた実績に基づかないライフサイクルコストによる評価を行わざるをえない。これは、実際の望ましい費用削減に対するバイアス（偏り）を生じ、無駄な出費となる。

このため、ライフサイクルコストによる評価では実績を積み重ね、この手法の信頼性向上が肝要である。しかし、実際の維持管理費を用いた算定した事例が整理された資料は多くない。

ここでは、現在国営事業実施地区において、維持管理費の実績値を用いたLCCの算定事例を報告する。

ここでは、現在国営事業実施地区において、維持管理費の実績値を用いたLCCの算定事例を報告する。

## 2. 事例地区の事業概要

写真-1に示す野洲川ダムは、平成11年度から国営野洲川沿岸土地改良事業（国営総合農地防災事業）により改修を実施している。ここでは、野洲川ダムを対象としLCCの算定を行う。このダムは、供用開始から55年が経過しており、その間に部分的な改修・更新が幾度か行われている。また、国営事業では、流域の荒廃等により流出形態が変化したことによる、洪水吐機能の低下の回復を目的とした改修を実施している。

以下、事例地区の事業概要を述べる。

\*近畿農政局野洲川沿岸農地防災事業所土山支所  
(Tel. 0748-69-0741)  
\*\* (独) 農業・食品産業技術総合研究機構農村工学研究所  
(Tel. 029-838-7567)



写真-1 野洲川ダムの現況（平成16年撮影）

表-1 野洲川ダム諸元

| 項目         | 諸元（（ ）内は改修後）                                |
|------------|---|
| ダム形式       | 重力式コンクリートダム                                 |
| 堤頂高        | EL 392.700 m (EL 394.400m)                  |
| 堤高         | 52.7m (54.4m)                               |
| 堤長         | 142.0m (〃)                                  |
| 総貯水量       | 8,500,000 m <sup>3</sup> (〃)                |
| 有効貯水量      | 7,280,000 m <sup>3</sup> (〃)                |
| 設計洪水水位 HWL | EL 390.500 m (EL 392.700m)                  |
| 常時満水位 FWL  | EL 389.500 m (〃)                            |
| 最低水位 LWL   | EL 366.000 m (〃)                            |
| 設計洪水量      | 308m <sup>3</sup> /s (830m <sup>3</sup> /s) |
| 洪水吐        | ゲート型（自然越流型）                                 |
| 取水形式       | 多孔式（〃）                                      |

#### (1)旧県営・国営事業（一次整備）の概要

旧県営・国営事業は、本地区の慢性的な用水不足を解消するため、地域最上流部（野洲川本川）の土山町大河原に「野洲川ダム」を築造し、関係水田3,933haへのかんがい用水を補給する計画であった。

このかんがい用水は、野洲川ダムから一旦、野洲川に放流し、下流の「水口頭首工」、「石部頭首工」及び県営事業等の頭首工で取水する。かんがい用水は、延長約167kmに及ぶ幹支線用水路を経て各ほ場に配分される計画であった。

この計画に従ってまず昭和14年に滋賀県営事業としてダム工事に着手され、仮締切、仮排水トン

ネル工事を実施した。しかし、昭和19年戦争非常措置により工事中止に至った。

戦後、食糧増産の要請に応じ、昭和22年1月に工事が再開されたが、工事の進捗を図るため同年7月国営事業に移管され、特に昭和25年からは米国対日援助見返資金の割当てを受けるなど大幅な予算を充当し、昭和26年にダム工事が完成した。

引き続き、国営事業は、昭和29年に石部頭首工、昭和30年には水口頭首工を完成させて、昭和30年10月に完了した。

#### (2)国営造成土地改良施設整備事業

野洲川ダムを始め旧県営・国営事業で築造された一連の基幹施設（国営造成施設）は、事業完了後20年余経過する間に施設の一部が損傷し、用水管理に支障を生じるなど緊急に補強或いは改良工事を行う必要が生じてきた。

このため、昭和49年度から国営造成土地改良施設整備事業により野洲川ダム本体の補強グラウト工事等を実施した。事業は、昭和53年度に完了した。施設諸元を表-1に示す。

### 3. 施設の現況

現国営事業では、前述の国営造成土地改良施設整備事業とは異なり、構造の変更を伴う改修を行う。

また、機能向上を行わない範囲で老朽化の著しいゲート設備や水管理制御施設を付帯工事として改修する計画である。維持管理費（ランニングコスト）の傾向としては操作・管理設備に係るものが大半を占めており、今回行なったLCCの算定においても、ゲート設備の更新事業費をイニシャルコストとして取り扱っている。

現況ダムの取水・放流は、写真-2の堤体上流面右岸側に設置された取水塔により行われている。取水設備のタイプは、多孔式に分類される。取水塔には表面に深さ3～6mの間隔でNo.1～6の鋳鉄製スライドゲートが設置されている。取水塔はこのゲート操作により貯水位に応じて表面近くの水を取水選択する構造になっている。

放流設備としては、取水ゲート背面の堤体上流面にNo.7ゲート（2,000mm鋳鉄製スライドゲート）が設置されている。放流量は、No.7ゲートを開閉して調整する。

マニュアルでは、No.7ゲートに不具合が生じた場合にはNo.1～No.6ゲートを全閉にし取水塔内を

ドライにしてから補修作業を行う。しかし、現状ではNo.1～6ゲートからの漏水が多く、この方法では補修できない。実際の補修には貯水位を低下させる必要があり、補修がダムの機能を制限している。

放流ゲートにより調整された放流水は現況ダム堤体内の幌型断面コンクリートトンネル内を通過し、堤体下流の河川に達する。

これらの施設は、国営造成土地改良施設整備事業により、一部施設の改修が実施されたが、改修後約30年が経過し老朽化が著しい。また、未改修の施設は、約50年が経過している。このため、早急な改修が必要である。

改修計画では、前述の放流量の調整を行なっているNo.7ゲートは機能上不要になるので撤去する。その代わりに、ダム堤体下流部を改修して、堤体内に導水管を設置し、堤体下流静水池横まで導水し、新たな放流ゲートを設けて下流河川に放流する。

この放流ゲートは、計画最大取水量（ $Q = 10.3\text{m}^3/\text{s}$ ）に対応した主放流ゲートと非かんがい期の小流量放流時の小放流ゲートの2門からなる。



写真-2 堤体上流面（平成17年度6月撮影）

ゲート改修に先立ち、平成14年度に実態把握を目的とした板厚計測、外観検査、漏水調査、試運転計測を行った。その結果、全体的な腐食の進行や、一部部品の脱落などの状況が確認された。

現在実施中の取水ゲート改修工事前の状況を写真-3に示す。本ダムには網場が設置されていないため、流木が多く堆積している。また、ゲートは非常に老朽化しており、戸当りと扉体の間の水密板が欠落している。（写真-4内の囲み）

野洲川ダムの管理は野洲川土地改良区が実施している。通常時は1名の管理人が常駐しており、洪水時等の非常時には応援人員が派遣される。

通常時の管理業務は、ダム監視、取水ゲート操作及び点検等が主であり、機器異常などが発見された場合は必要に応じて委託業務を発注する。



写真-3 No.2取水ゲート

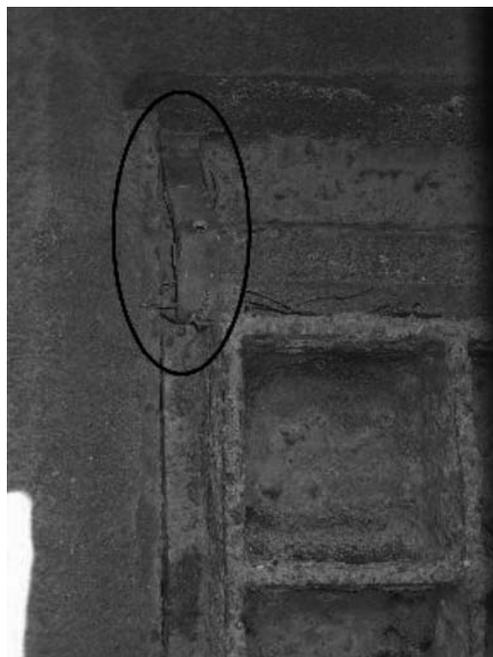


写真-4 水密板欠落状況

#### 4. LCCの算定

LCCの算定については、農業用施設機械設備更新技術の手引き（平成13年11月、農林水産省農村振興局整備部設計課）において一般算定式が示されている。今回の検討は、本手引きの算定式を用いる。

##### (1)LCC判定の定義

LCC判定とは、建設費（イニシャルコスト）と運用・維持管理費（ランニングコスト）のバランスを考慮した判定方法で、設置何年後に更新するのが最も経済的であるかを評価するLCCにより設備の経済的耐用年数が設定される。

LCCでは設備のトータルコストを、「設備の現在価値」及び「ランニングコスト」、「廃棄処分コスト」の和と考え、このトータルコストを経過年に沿って時系列に表したものを設備のライフサイクルコストとする。

LCCでは、図-1のライフサイクルコストが最小となる経過年を、経済面からみた最適更新年次と判定する。

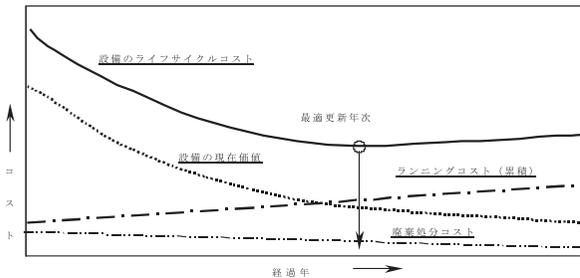


図-1 ライフサイクルコストの概念

$$C_p = C_o + \sum_{n=1}^t C_n \cdot (1+i)^{-n} + S (1+i)^{-t}$$

$$C_o = C_i \cdot (1-j)^t$$

$C_p$  : 経過年数 $t$ 年目までに発生する現在価格の合計値

$C_o$  : イニシャルコスト ( $C_i$ ) を起点とした $t$ 年目における定率減価償却法による残存価値

$C_n$  : 設備のランニングコスト

$C_i$  : 設備のイニシャルコスト

$S$  : 廃棄処分コスト（解体・運搬・処分費－スクラップ収入）

$(1+i)^{-n}$  : 現価法に基づく、 $n$ 年後における現価係数

$t$  : 経過年数

$i$  : 物価上昇率

$j$  : 減価償却法による耐用年数に対応する償却率

手引きによれば、残存価値の評価法は税法による減価償却により評価する。減価償却の方法には、定率法と定額法の2つの方法があり、ここでは、定率法（fixed percentage method）を適用する。

定率法の期間償却費の額は、「簿価×償却率」で求める。償却率は「 $1 - (\text{耐用年数})^{\sqrt[10]{0.1}}$ （残存価額÷取得価額）」で得ることができる。手引きでは、定率、定額いずれの減価償却法を適用しても、初期価格の10%の残存価値となるよう取り決められているため、償却率は耐用年数の関数とされる。仮に耐用年数を30とした場合、

$$1 - \sqrt[30]{0.1} = 0.76$$

となる。

##### (2)ランニングコストの設定

ここではLCCの算定に用いるランニングコストの検討を行う。今回の検討においては、現在までの維持管理費の実績値を用いて算定を行う。算定では、データの補正及び発生費用を基準年に換算するための補正を実施している。

本ダムは昭和30年より供用されており、当該年度から維持管理費が発生している。

今回の検討に当たり、野洲川土地改良区の協力により、供用開始から現在までの維持管理費のデータを得た。

##### (3)維持管理費の傾向及び補正

今回、LCCの算定に当たり、施設設置時点からのランニングコストを算出する必要がある。

今回得たデータにおいては途中、大規模改修（国営造成土地改良施設整備事業及び県営災害復旧事業）が実施されている。

また、管理者が独自で行う点検整備や修繕の支出が予算としての性質上、単年度に計上されることとなり、各年度毎のばらつきが大きくなっている傾向がある。

このことを踏まえ、各々の項目についての傾向を確認し、必要な補正を行った上でLCCの算定に

用いるランニングコストを算出した。

また、費用を基準年に換算する補正は、手引きでは現価法に基づき行うものとされている。この算定には社会的割引率が用いられ、土地改良事業の経済効果算定においては、国債及び地方債の利回りの推移より4%が採用されている。これに基づき割引率4%を用いてランニングコストの現在価値化を行ったところ、昭和62年以降において極めて大きくなった。これはバブル崩壊後に我が国の経済構造が大きく変化したこと起因すると考えられる。このため、より正確に維持管理費を補正するため、総務省統計局により公表されている消費者物価指数（CPI）を用い、現在価値化を行った。

消費者物価指数はある基準年を100として表され、現在最新の基準は平成12年である。これを平成17年に換算する場合は接続係数を用いて換算すればよいが、平成12年以降の物価変動は非常に微小であり、平成12年を基準とした場合の平成17年の指数は96.9と、約3%の変動であるため、換算は行わず、平成12年基準にて換算を行った。

補正前の維持管理費と各々補正した維持管理費との合計の傾向を確認する。

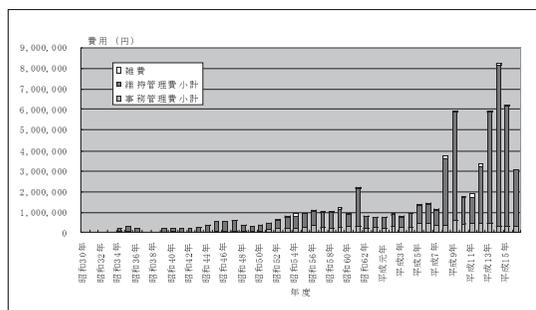


図-2 維持管理費の傾向（補正前）

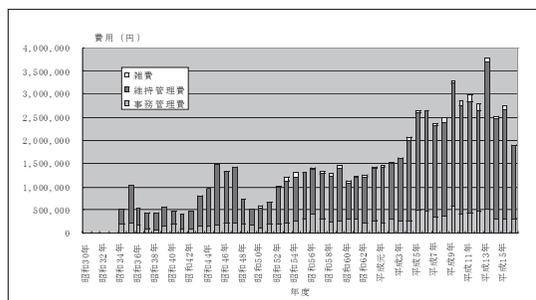


図-3 維持管理費の傾向（補正後）

図-2の補正前は車輛購入を行った昭和61年を除き、緩やかに上昇傾向が続き、平成8年頃から急激に上昇傾向になっている。

全体としての傾向は捉えづらく、近年の増高傾向のみが把握できる。

一方、図-7の補正後のデータについては近年の修繕費や備品費の平滑化により上昇傾向が顕著になっている。

また、維持管理費に関しては国造成土地改良施設整備事業実施前に上昇傾向となり、事業実施直後に増高したもの、その後上昇傾向が緩やかになっている傾向が確認できる。その後、平成4年頃から修繕費の増高に影響を受け、大幅な増加傾向となっている。多少の変動はあるものの事務管理費は、維持管理費と比較してほぼ一定の傾向が見られる。

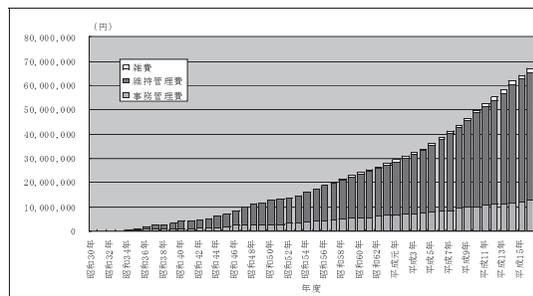


図-4 維持管理費累計値

図-4の累計グラフに着目すると、維持管理費は昭和49年～53年の国造成土地改良施設整備事業の実施前後にはほぼ横ばいとなっている。これは、改修が決定したことにより修繕を行っていないためと考えられる。施設整備事業では、改修した施設から逐次供用されていくため、事業実施中も維持管理費は増加しているが、増加の割合はその後15年程度ほぼ一定である。その後の10年間はそれまでに比べ、上昇幅が大きくなっている。

また、現在の事業は平成13年から実施されているため、平成14年以降はそれまでの上昇傾向と比較して減少傾向となっており、施設の改修から次期更新までの維持管理費の傾向を最も的確に捉えているのは昭和51年から平成13年までの間である。このことから、昭和51年から平成13年までの傾向からランニングコストを算出し、使用する。

算定に用いるランニングコストは、事務管理費及び維持管理費に分類し、以下に示す算定式より

算出する。

#### (4)イニシャルコストの設定

設備のイニシャルコストは、その施設を建設した際の費用である。対象とする施設は昭和26年から現在まで55年間供用されており、その間に国営造成土地改良施設整備事業が実施されているため、イニシャルコストの設定時点が課題になる。

野洲川ダムの築造時の工事費をイニシャルコストとして使用する場合、検討対象の取水ゲート設備が付帯施設であり施設造成時の建設費用に関する当時の文献等が無く、堤体築造に係る費用とゲート設備の費用分割が困難である。また、国営造成土地改良施設整備事業により取水ゲート設備がほぼりプレースされており、事業において未改修であった扉体についても現在まで修繕等を実施せずに使用されてきている。そこで国営造成土地改良施設整備事業のうち、ゲート設備の更新事業費を現在価値に換算し用いた。

ここで得られたイニシャルコストを減価償却法により、経過年数毎の残存価値を算出する。

算定のために用いる耐用年数は、イニシャルコストに水管理制御設備を含んでいることから、30年として算定を行った。

また、本来の減価償却法の考え方では耐用年数を30年とした場合、30年経過した時点での残存価値が初期投資額の10%となり、耐用年数経過のため計算はそこまでとなる。しかし、耐用年数経過後のLCCの動向を確認するため、ここでは、40年経過までの値を算出した。

廃棄処分コストは、現在実施している事業において、更新する際の実績値を使用し、社会的割引率4%にて換算を行った。

#### (5)LCCの算定結果

図-5にこれまでに算定した値を用いLCCを算定した結果を示す。

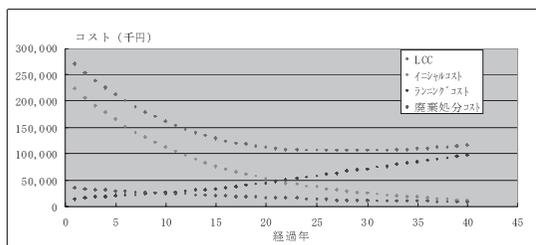


図-5 LCCの算定結果

LCCが最低値となった点、最適更新年次は28年経過した時点となり、今回の算定の前提とした総合耐用年数とほぼ一致している。また、LCCの最低値はイニシャルコストの残存価値に大きく影響を受けていることから、施設のイニシャルコストに対して適正なランニングコストとなっていると考えられる。仮に施設造成直後からランニングコストの比重が高いと最適更新年次が早くなるため、イニシャルコストとその後のランニングコストのバランスが重要とも言える。

#### (6)ランニングコストの予測値

維持管理費の傾向から、事業実施後15年程度経過した時点でランニングコストに上昇傾向が生じることが確認できた。

実際には、算定した結果とほぼ同時期に全面的な更新事業を実施しており、このことにより、今後のランニングコストの上昇は緩やかな傾向となると想定されるが、更新を行わなかった場合を想定し、その結果、どの程度ランニングコストに影響が出るかシミュレーションを行った。

算定結果から得られた傾向に基づき、以下の3パターンについて検討を行う。

Case1. 15年経過時点で施設更新を実施

Case2. 30年経過時点で施設更新を実施

Case3. 45年経過時点で施設更新を実施

それぞれのケースにおいて着目するのはランニングコストの上昇傾向であり、更新事業の実施時におけるイニシャルコストは当初施設造成時のコストを要するとした。

Case1の場合は施設設置から15年目と30年目の2回更新を行うとし、施設設置から15年経過までの維持管理費の傾向がそのまま継続されると設定し、Case3においては施設設置から30年経過後は更に維持管理費が増高すると設定した。この場合、30年経過した時点からの維持管理費については、15年経過時点で上昇する傾向が生じるとして算定した。

いずれのケースにおいても事務管理費は一定と設定した。

表-2 検討ケースの結果

|             | Case 1 | Case 2 | Case 3  |
|-------------|--------|--------|---------|
| 維持管理費       | 61,492 | 80,481 | 118,458 |
| case 1 との比較 | 1      | 1.31   | 1.93    |
| case 2 との比較 | 0.76   | 1      | 1.47    |
| case 3 との比較 | 0.52   | 0.68   | 1       |
| 更新回数        | 2回     | 1回     | 0回      |

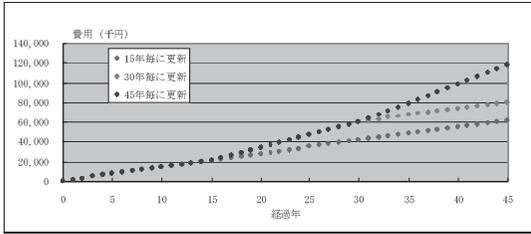


図-6 更新年次による維持管理費の変化

表-2と図-6から、45年経過した時点で、更新事業を実施しない場合（Case3）は、Case1と比較すると2倍、Case2の場合に対しては1.5倍の維持管理費を要する。

一方、Case1、Case2の場合は更新事業に要する費用が発生する。

次に、維持管理費用が与えられた場合に、LCCから見て、可能な更新事業を考察する。まず、リプレースでの全面更新を前提とすれば、15年経過時点で更新事業を実施するCase1では45年間の間に2回の更新を行うこととなり、LCCでの評価では不経済となるに違いない。しかし、途中の更新事業を最低限の機能低下防止（補修・部品交換）に留め、更新コストを抑えられれば、施設機能を低下させず、ランニングコストも低く抑えることができ、経済的になる可能性もある。つまり、この場合、ランニングコストの予測値から、補修を実施しても不経済とならない上限の補修費が推定できる。ところが、LCC算定では施設のインシヤルコストを残存価値によって評価しているため、施設機能との相関は確認の必要がある。

次に、逆に初期費用に重点を置いて算定結果を考えると、Case3は更新を想定しない検討のため、最も経済的ではある。しかし、算定結果のように、管理費用にかかる負担は増大する。さらに、更新が非常に遅れた場合、この他、施設機能の低下に伴い安全性の低下等の諸問題が発生する。かんがい用ダムは、洪水制御用ダムと異なり、費用対効果分析では、洪水の防災効果を見ていないが、ダムがあまりに老朽化すると、ここでは考慮しなかった負の防災効果についても考慮する必要があると考えられる。

## 5. 結果及び考察

事例地区におけるランニングコストを詳細に分類して、増加割合を確認できた。しかし、施設の更新は単純更新ではなく、材質の変更や改造による機能的な変更が生じる場合が多い。例えば、操作・管理の省力化を目的としていると、管理費用に変動が生じ、更新後の管理費用の変動を検証した上で予測値を作成する必要がある。

一方、施設機械設備は、経年劣化により機能低下が生じて、物理的寿命が生じるまで使用に耐えうる性質がある。この場合、定率法による減価償却の考え方では施設の機能が貨幣価値として正しく反映されない懸念がある。このため、ある時点での施設の物理的劣化状況を貨幣価値に換算し把握し、より正確な更新年次を算定するなど、今後、算定方法を検討していく必要がある。

## 6. おわりに

本報文は、平成17年度に農業工学研究所（当時）にて実施されたシステム技術研修（技術解析コース）により、河海工水理研究室の指導を得てとりまとめを行なったものである。

データを提供いただいた野洲川土地改良区に感謝の意を表するとともに、本報告が今後の維持管理に何らかの形で役に立てれば幸いである。

### ※参考文献

- 1) 農業用施設機械設備更新技術の手引き  
（農林水産省農村振興局整備部設計課監修）
- 2) 近畿農政局（平成11年）国営野洲川沿岸土地改良事業計画決定補足資料（効果編）
- 3) 総務省ホームページ <http://www.stat.go.jp>
- 4) 昭和60年度 製造プラント設備のメンテナンス技術－ライフサイクルコスト－に関する調査研究報告書  
（社）日本プラントメンテナンス協会
- 5) 野洲川工事誌 昭和54年3月発行

# 正常流量の確保と無動力フロート式自動調整ゲートの水理模型実験について

浦 杉 敬 助\* 山 内 順 也\*\*  
(Keisuke URASUGI) (Junya YAMAUCHI)

## 目 次

|                  |    |                              |    |
|------------------|----|------------------------------|----|
| 1. はじめに          | 39 | 5. 呼び水水路と無動力フロート式自動調整ゲートについて | 42 |
| 2. 佐賀中部農地防災事業の概要 | 39 | 6. おわりに                      | 48 |
| 3. 川上頭首工の概要      | 39 |                              |    |
| 4. 魚道について        | 40 |                              |    |

### 1. はじめに

川上頭首工では、頭首工下流への正常流量の放流方法は、魚道、及び魚を誘導するための呼び水水路（魚が流れに向かう習性を利用して魚道下流端脇から強い流れを出す施設）の2施設を利用して正常流量 $2.2\text{m}^3/\text{s}$ を流下させる計画としている。頭首工水位の水位変動に応じて、呼び水水路の流下量が無動力のフロート式自動調整ゲートにより調整され、魚道と呼び水水路の放流量の合計が、常時、 $Q = 2.2\text{m}^3/\text{s}$ となるような施設構造とするために水理模型実験を実施したので、この結果について報告する。

### 2. 佐賀中部農地防災事業の概要

本地区は、地盤沈下の進行により国営嘉瀬川土地改良事業（昭和24～48年度）で造成された用水施設が機能低下し、用水の配分、施設の維持管理に多大な労力と経費を要し、また、流域開発等の他動的要因による洪水流出形態の変化等により、湛水被害が顕著になっている。

このため、用水施設の機能回復を図るとともに、地区内全般の体系的な排水改良を行うことにより、災害の未然防止を図り、農業生活の維持及び農業；経営の安定と併せて、国土保全に資するものである。

#### (1)関係市町村（2市3町）

佐賀市、小城市、川副町、東与賀町、久保田町

#### (2)かんがい面積

10,290ha（水田10,290ha）

#### (3)受益戸数 9,693戸

#### (4)主要工事計画

- ・川上頭首工（改築）  
取水量 $19.01\text{m}^3/\text{s}$ 、全可動堰 $L = 110.0\text{m}$
- ・幹線用水路 65.1km
- ・幹線排水路 24.5km
- ・排水機場 11ヶ所

#### (5)事業費

（単位：百万円）

| 総事業費    | H18 まで  | 進捗率    | H19 予算 | H19 予算残 |
|---------|---------|--------|--------|---------|
| 66, 012 | 56, 361 | 85. 4% | 5, 600 | 9, 651  |

#### (6)事業工期

着 工 平成2年度  
完成予定 平成21年度

#### (7)主要作物

水稻、麦類、大豆、玉葱、苺等

### 3. 川上頭首工の概要

川上頭首工は、嘉瀬川の水を取水し、約1万haの受益地へ農業用水を安定的に送水するために国営嘉瀬川土地改良事業により昭和35年に築造された。以来、47年を経過しており、経年変化とともに機能低下が顕著になり河川工作物として河川構造令への不適合から広域的な災害発生の恐れがあるため、国営佐賀中部土地改良事業（農地防災事業）の一環として改修している（表-1）。

\*九州農政局佐賀中部農地防災事業所（Tel. 0952-33-7020）

\*\*在ボリビア日本国大使館

表-1 川上頭首工 新旧諸元比較表

| 項目          | 現況                          | 計画                                |                                       |
|-------------|-----------------------------|-----------------------------------|---------------------------------------|
| 河川基本諸元      | 計画洪水量                       | Q=2,200m <sup>3</sup> /s          | Q=2,500m <sup>3</sup> /s              |
|             | 計画高水位                       | El.16.25m                         | El.17.30m                             |
|             | 計画河床勾配                      | 0.00192                           | 0.00149                               |
|             | 河川縦断流量                      | —                                 | Q=2.2m <sup>3</sup> /s                |
|             | 計画河床高                       | 頭首工上流 El.10.87m<br>頭首工下流 El.9.38m | 頭首工上流 El.10.782m<br>頭首工下流El.10.750m   |
| 計画取水量       | Qmax=19.01m <sup>3</sup> /s | Qmax=19.01m <sup>3</sup> /s       |                                       |
|             | N.W.L.13.00m                | N.W.L.12.80m                      |                                       |
| 型式          | フローティングタイプ<br>(可動堰+固定堰)     | フローティングタイプ<br>(可動堰+固定堰)           |                                       |
| 堤長          | L=178.0m                    | L=110.0m                          |                                       |
|             | 土砂吐                         | —                                 | —                                     |
| 体           | 敷高                          | El.10.65m                         | El.10.50m                             |
|             | 径間                          | 幅15.0m×扉高2.45m×2連                 | 幅12.0m×扉高2.4m×2門<br>(起伏ゲート付2段ローラーゲート) |
|             | ゲート型式                       | プレートガーダ構造<br>ローラーゲート              | シエル付構造ローラーゲート<br>起伏ゲート                |
| 洪水吐         | 敷高                          | El.11.55m                         | El.10.70                              |
|             | 径間等                         | 幅30.00m×扉高1.45m×2連                | 幅37.00m×扉高2.2m×2門                     |
| 開閉装置        | ゲート型式                       | 起伏ゲート                             | シエル構造ローラーゲート                          |
|             | 電動油圧方式                      | 電動油圧方式                            | 電動ワイヤーロープ巻き上げ式                        |
| 固定堰         | 天際標高                        | El.13.00m                         | —                                     |
|             | 堰上高                         | H=1.70m                           | —                                     |
|             | 河床高                         | 土流 El.11.55m<br>下流 El.11.05m      | —                                     |
| 魚道          | 型式                          | 階段式魚道                             | 傾斜越流型バーチカルスロット式                       |
|             | 規模                          | 幅2.00m×延長48.53m                   | 幅3.00m×延長82.46m                       |
| 呼び水水路       | 写 程                         | 1/1/20                            | 1/1/20                                |
|             | 管渠                          | —                                 | 管渠(φ800×2条、延長46.91m)                  |
| 護床工         | 型式                          | コンクリート字ブロック                       | コンクリート護床ブロック                          |
| 取水工         | 延長                          | 土砂吐56.60m洪水吐50.40m                | 土砂吐&洪水吐49.0m                          |
|             | 規模                          | 幅3.00m×扉高1.95m×5連                 | 幅3.80m×扉高2.00m×5連                     |
|             | 敷高                          | El.11.55m                         | El.11.80m                             |
| 右岸幹線水路サイフォン | ゲート形式                       | スルースト、油圧遠隔操作                      | ローラーゲート、電動遠隔操作                        |
|             | ヒューム管φ                      | 1800mm                            | ボックスカルバート1,900×1,900                  |

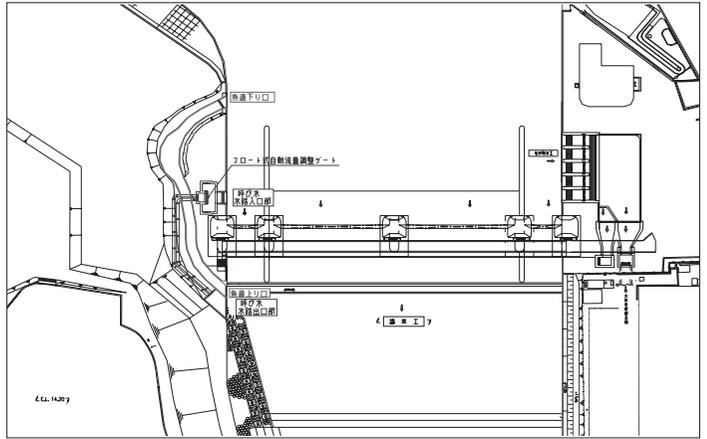


図-1 川上頭首工 計画平面図



工事着手前 (平成15年4月)



完成予想図 (平成19年4月)

#### 4. 魚道について

川上頭首工の改修に係る魚道計画に当たっては、棲息魚介類調査及び学識経験者等による「川上頭首工魚道技術検討委員会」を設置し、魚道タイプは、「傾斜型越流式バーチカルスロット」(改良型)としている。

#### (1)魚道設計条件

##### ①設計対象魚類

設計対象魚類は、アユ、コイ等の有用魚類だけでなく、嘉瀬川に生息するすべての魚類を対象とし、平成9～10年に実施された調査により以下の19種を対象魚類に選定した。

- 1) 回遊魚：アユ、ウグイ、オイカワ、ヨシノボ

り、ウナギ

- 2) 定着魚：底生魚類（スナヤツメ、カマツカ、ツチフキ、ナマズ、ドンコ）、中層魚類（タカハヤ、ムギツク、カワヒガイ、タモロコ、イトモロコ、ニゴイ、コイ、ギンブナ、ヤリタナゴ）

②設計対象魚類の特長（遡上時期）

対象魚種の遡上時期は、1) の回遊魚を対象に記述する。

- 1) アユ：産卵－水温15～18℃の時に最盛期で概ね12月中旬。遡上－稚魚に成長した時期に川と海の水温が接近し始める頃3月～6月に遡上する。
- 2) ウグイ：産卵－水温が13℃付近に達する3月頃に産卵をはじめ。成長－河川のみで一生を終えるもの、降海するものに分かれ大きいものは40～50cmに成長する。
- 3) オイカワ：産卵－5月下旬から8月下旬（水温18～20℃）に平瀬の砂礫底で産卵。成長－2～3年で13cm程に成熟する。
- 4) ヨシノボリ：産卵－4月～7月に平瀬の深さ30～80cm水底にあるはまり石の下面に産卵。遡上－全長20mm程度に育つと7～10月に川へ遡上し始める。
- 5) ウナギ：産卵－8月～10月の増水時に降海して産卵をする。成長－7～12年で成熟し、40～90cmに成長する。

③設計流速

本魚道対象の19魚種の突進速度から判断し、0.5m～2.0mの幅広い流速で計画する。

④設計流量

魚道設計流量は、水理模型実験により確認した0～0.568m<sup>3</sup>/sを対象としている。

表-2 遊泳速度一覧

|       |         | 魚類      | 体長(mm) | 巡回速度(cm/s) | 突進速度(cm/s) |
|-------|---------|---------|--------|------------|------------|
| 移動    | 表層      | オイカワ    | 80～100 | —          | 100        |
|       |         |         | 60～140 | 5～15       | —          |
|       |         | ウグイ     | 70～100 | —          | 100        |
|       | 回遊      | アユ      | 150～   | —          | 160        |
|       |         |         | 40～50  | 5～10       | 50～70      |
|       |         | 50～90   | 40～60  | 100～120    |            |
|       |         | 100～    | —      | 200～       |            |
|       |         | オオヨシノボリ | —      | —          | —          |
|       |         | ウナギ     | 90     | 15         | 80         |
|       |         | 定着      | 底生     | スナヤツメ      | —          |
| カマツカ  | 30～190  |         |        | 10～80      | —          |
| ツチフキ  | —       |         |        | —          | —          |
| ナマズ   | 250～600 |         |        | 70～110     | 150～200    |
| ドンコ   | 70～90   |         |        | 30～50      | 60～80      |
| 中層    | タカハヤ    |         | —      | —          | —          |
|       | ムギツク    |         | —      | —          | —          |
|       | カワヒガイ   |         | —      | —          | —          |
|       | タモロコ    |         | 60～100 | 5～15       | 10～30      |
|       | イトモロコ   |         | —      | —          | —          |
|       | ニゴイ     |         | 70～440 | 60～120     | 100～120    |
|       | コイ      |         | 153    | 70         | 150        |
|       | ギンブナ    |         | 70～180 | 10～70      | 30～120     |
| ヤリタナゴ | —       | —       | —      |            |            |

(2)魚道構造について

①魚道下り口標高、及び変動水位

下り口標高は低水位時には魚は登らないことから、土砂混入の起こさない標高として取水下限水位EL12.10mとした。水位変動幅は取水堰上流側の湛水とし、WL12.10m～WL12.80mとしている。

②魚道上り口標高、及び水位

下流側河川水位は、誘導水路（図-2）を正常流量2.2m<sup>3</sup>/sが流れる時に水深0.45mを確保できる水位としてWL10.00mとしている。

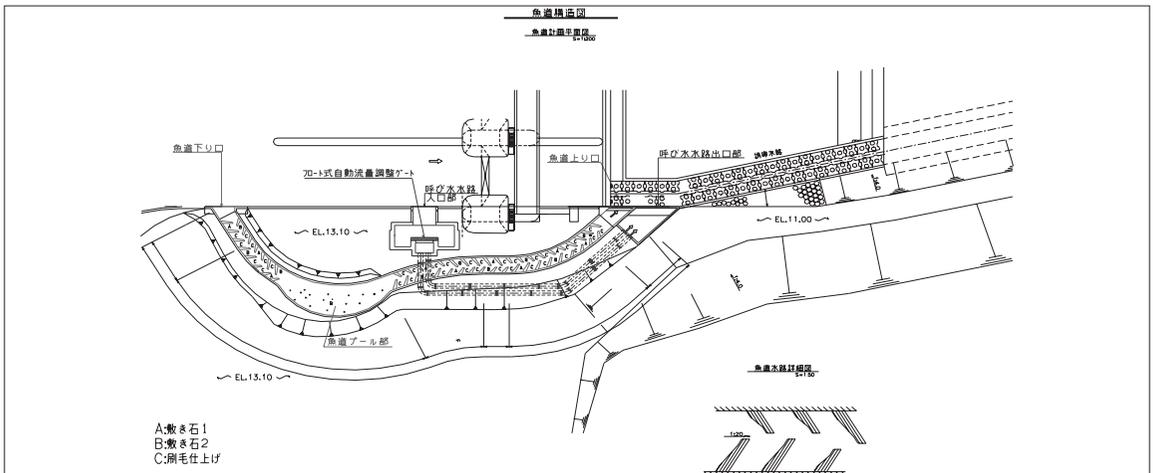


図-2 魚道、呼び水水路平面図

### ③魚道勾配

既往の魚道としては1/10が一般的であったが、稚魚その他嘉瀬川に生息する19魚種を対象とすることから、緩勾配として1/20で計画している。

### ④魚道幅

一般的には河川低水路幅の3%を目安とし2～6mが多いことから、河川低水路幅（ゲート部の有効幅）の3%とし、 $98.0 \times 0.03 \approx 3.0\text{m}$ としている。

### ⑤魚道各部の水力検討

このタイプの魚道については、①流量計算手法が明確でないこと、②川上頭首工地点に棲息する対象魚種全てが遡上できる流速分布となるかの実証がないことから、1/5スケールの魚道水力模型実験を実施した。河川の水位と流量の関係を示すHQ曲線を図-3に、魚道横断の流速分布を図-4に示す。図-4と表-2の遊泳速度一覧表より、本魚道は隔壁部、スロット部と同断面内で多様な流速分布となっており、本頭首工地点に生息する多くの魚種が遡上できる魚道とするという本魚道の設計方針に合致したものとなっている。さらに、魚道の延長が長いことから中間部にプール部を設けることで、休息場所が確保されており、魚の遡上環境に配慮した構造としている。

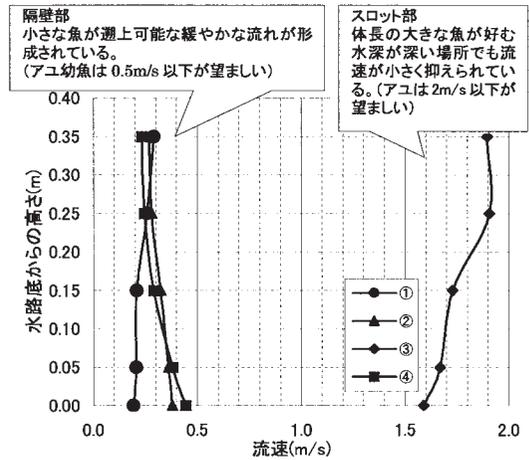


図-4 流速分布図

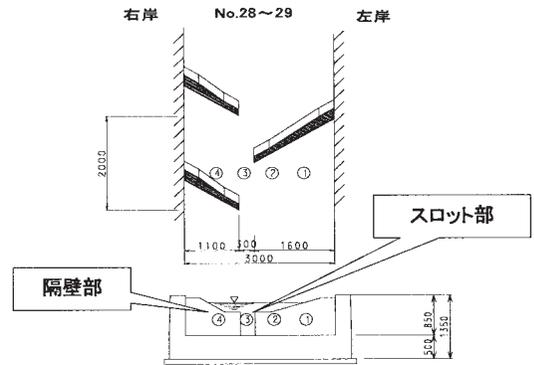


図-5 流速測定地点（流速は実物大の魚道に変換）

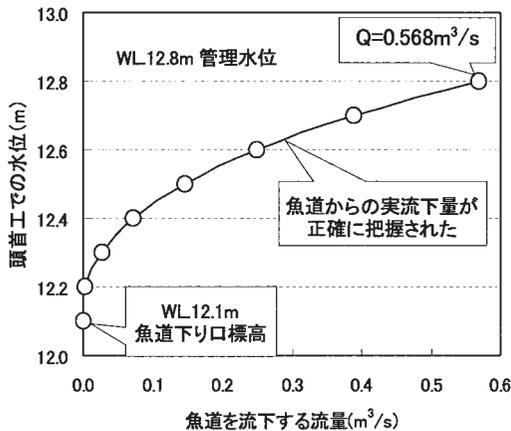


図-3 魚道のHQ曲線

## 5. 呼び水水路と無動力フロート式自動調整ゲートについて

### 基本的な考え方

- ・魚道については、魚類の移動を確保しつつ水量を制御することは技術的には困難であるため「呼び水水路」にて水量の制御を行う。
- ・「呼び水水路」については、管理労力を軽減させるために水位の変動に伴い自動的に水量が変動する無動力のフロート式自動流量調整ゲートを設置する。

### (1)流量調節と水力実験の目的

無動力のフロート式自動調整ゲートは、水位が高くなるにしたがい呼び水水路の流量を低下させる機能が必要であるため、図-8のとおり、ゲート開口部において越流量を調整するための障害板を設け、通水断面積を制御する計画とした。

表-3 無動力フロート式自動調整ゲート諸元

|               |                    |
|---------------|--------------------|
| 形式            | ステンレス鋼製ローラーゲート     |
| 純径間×扉高        | 3.0m×1.370m        |
| 設置数           | 1門                 |
| 設計水深(上流)      | 6.361m(EL.17.300m) |
| (下流)          | 0m(EL.17.300m)     |
| 操作水深上昇開始時(上流) | 0.861m(EL.11.800m) |
| (下流)          | 0m(EL.10.939m)     |
| 下降開始時(上流)     | 1.861m(EL.12.800m) |
| (下流)          | 0m(EL.10.939m)     |
| ゲート敷高         | EL.11.019m         |
| 水密方式          | 後面3方ゴム水密           |
| たわみ度          | ローラー中心間隔1/800以下    |
| 余裕厚(片面)       | 0cm                |
| 揚程            | 1.0m               |
| 開閉装置          | 無動力による水位自動追従       |
| 操作方法          | 上流側水位追従操作          |
| 技術基準          | 鋼構造物計画設計技術指針(水門扉編) |

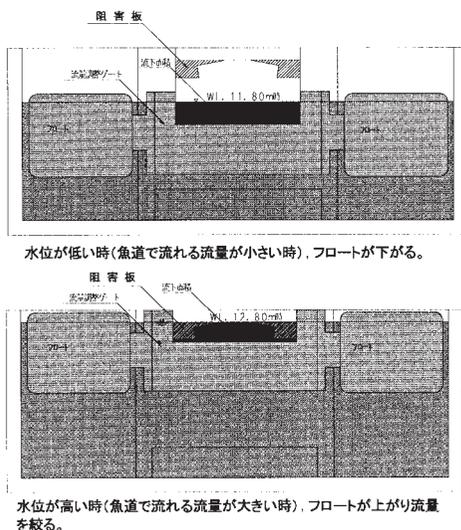


図-8 ゲートの考え方(概略断面図)

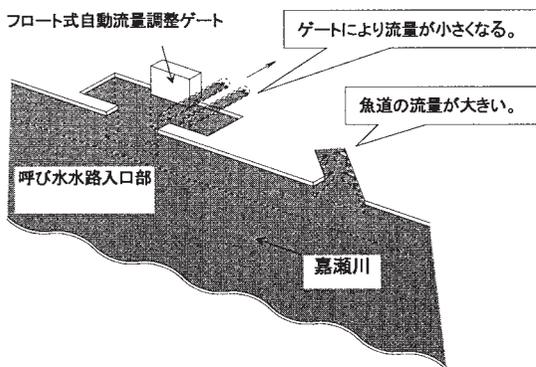


図-6 河川水位が高い時

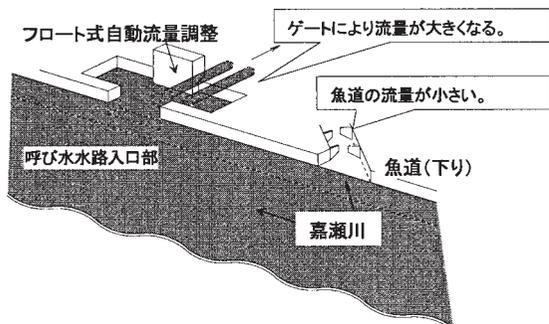


図-7 河川水位が低い時

このため、実験では水位の変動に応じて流量を調整できるような阻害板形状の特定を目的に実験に行った。

(2)計算式による越流水深

対象流量及び施設規模等を考慮して、ゲート幅  $B=3.0\text{m}$  とする。

$B=3.0\text{m}$  において越流水深  $H$  は矩形刃形堰と考えると

$$Q = CbH^{\frac{3}{2}} \text{ により算定される。}$$

ここに、 $Q$ : 越流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$b$ : 切欠きの幅 (m)

$h$ : 越流水深 (m)

$C$ : 流量係数 ( $\text{m}^{1/2}/\text{s}$ )

ここで、呼び水水路最大対象流量  $Q_2=2.2\text{m}^3/\text{s}$  (川上頭首工直下流の正常流量) の時の越流水深を算定すれば、

$$H = \left( \frac{Q}{Cb} \right)^{\frac{2}{3}} = \left( \frac{2.2}{1.8 \times 3.0} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.55 \text{ m}$$

したがって、水位(フロート)と越流水深の関係は常に一定で越流水深  $H=0.55\text{m}$  になると考えられる。

(3)水理模型実験

魚道を通る流量が  $Q=0\text{m}^3/\text{s} \sim 0.568\text{m}^3/\text{s}$  であったことから、製作した1/4模型に  $Q=2.2\text{m}^3/\text{s} \sim 1.632\text{m}^3/\text{s}$  に相当する流量を流下させ、各流量に対応する。

障害板形状の決定に至るまでの実験過程を5段階の実験1~5に分けて説明する。

【実験1】(障害板なしでの越流水位の確認)

(2)の計算においては、水位が変動しても越流水深 $H=0.55\text{m}$ となるが、実際にそのようになるのか確認を行った。

障害板を設けず越流幅を一定とし、WL.12.10mから0.1m毎に水位を測定した結果と水理計算結果は表-4であり、その水位の関係が図-9である。

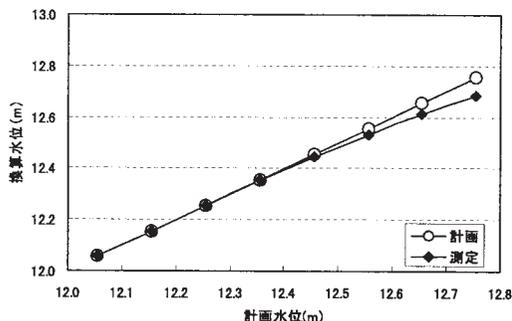


図-9 実験1の計画水位と測定水位

※「計画」は越流水深計算式による計算値  
「測定」は模型による実験値(以下、同様)

【実験2】(障害面の求積)

実験1により水位が上昇していくにつれて、水位低下量 $\Delta h$ が大きくなり、流速も遅くなっていることから、流量が低下していることが判明した。

よって、実験1の結果を踏まえ、流量調整の精度を高めるために、水位が変化しても越流水深が一定になるようにしつつ、障害板形状を検討することとした。

まず、障害面積の目安を求めるために実験2では、四角形の越流堰幅を狭くすることで、堰幅を調整(障害)し、必要な障害面積を表-5のとおり求めた。

【実験3】(障害板形状を三角形として検討)

四角形の障害板で測定した結果、越流水深を常時一定にするためには、水位の上昇とともに障害面積を増加させる必要があることが確認された。そこで測定した面積を三角形に換算し、三角形の障害板を作成し、形状の違いの検討を行なった。

四角形の障害面積を単純に三角形障害面積に換算した場合に所定の越流水深を得ることができないことから、水位を一定に保持できる三角形形状

表-4 越流幅一定での水位低下量 $\Delta h$ 測定結果

模型実験測定結果(実験1)

|       | 計画            |             |                                      | 測定              |                   |             |                   | 参考値   |
|-------|---------------|-------------|--------------------------------------|-----------------|-------------------|-------------|-------------------|-------|
|       | 水深 $h$<br>(m) | 計画水位<br>(m) | Q(模型流量)<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | 水深 $h_i$<br>(m) | $\Delta h$<br>(m) | 換算水位<br>(m) | 流速 $V_i$<br>(m/s) |       |
| CASE0 | 0.2388        | 12.055      | 0.0688                               | 0.2388          | 0.0000            | 12.055      | 0.288             | 0.289 |
| CASE1 | 0.2638        | 12.155      | 0.0687                               | 0.2637          | 0.0001            | 12.155      | 0.260             | 0.262 |
| CASE2 | 0.2888        | 12.255      | 0.0679                               | 0.2889          | -0.0001           | 12.256      | 0.235             | 0.235 |
| CASE3 | 0.3138        | 12.355      | 0.0665                               | 0.3137          | 0.0001            | 12.355      | 0.212             | 0.207 |
| CASE4 | 0.3388        | 12.455      | 0.0642                               | 0.3364          | 0.0024            | 12.446      | 0.191             | 0.176 |
| CASE5 | 0.3638        | 12.555      | 0.0609                               | 0.3583          | 0.0055            | 12.533      | 0.170             | 0.152 |
| CASE6 | 0.3888        | 12.655      | 0.0566                               | 0.3779          | 0.0109            | 12.612      | 0.150             | 0.142 |
| CASE7 | 0.4138        | 12.755      | 0.0510                               | 0.3966          | 0.0172            | 12.686      | 0.129             | 0.125 |

表-5 四角形障害板での障害面積計算結果

模型実験測定結果(実験2:四角形障害あり)

|       | 計画            |                                      | 測定              |             |                          |             | 参考                |               |
|-------|---------------|--------------------------------------|-----------------|-------------|--------------------------|-------------|-------------------|---------------|
|       | 水深 $h$<br>(m) | Q(模型流量)<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | 水深 $h_i$<br>(m) | 堰調整量<br>(m) | 障害面積<br>( $\text{m}^2$ ) | 換算水位<br>(m) | 流速 $V_i$<br>(m/s) | 測定流速<br>(m/s) |
| CASE0 | 0.2388        | 0.0688                               | 0.2388          | 0.000       | 0.0000                   | 12.055      | 0.288             | 0.289         |
| CASE1 | 0.2638        | 0.0687                               | 0.2638          | 0.000       | 0.0000                   | 12.155      | 0.260             | 0.262         |
| CASE2 | 0.2888        | 0.0679                               | 0.2888          | 0.000       | 0.0000                   | 12.255      | 0.235             | 0.235         |
| CASE3 | 0.3138        | 0.0665                               | 0.3138          | 0.000       | 0.0000                   | 12.355      | 0.212             | 0.207         |
| CASE4 | 0.3388        | 0.0642                               | 0.3388          | 0.030       | 0.0038                   | 12.455      | 0.190             | 0.168         |
| CASE5 | 0.3638        | 0.0609                               | 0.3638          | 0.000       | 0.0063                   | 12.555      | 0.168             | 0.152         |
| CASE6 | 0.3888        | 0.0566                               | 0.3888          | 0.090       | 0.0114                   | 12.655      | 0.146             | 0.141         |
| CASE7 | 0.4138        | 0.0510                               | 0.4138          | 0.150       | 0.0189                   | 12.755      | 0.123             | 0.124         |

を検討した。面積に換算してみると、図-10のとおり水位標高が高くなるにしたがい、実験2で求めた面積との間に大きな差が生じていることが判明した。

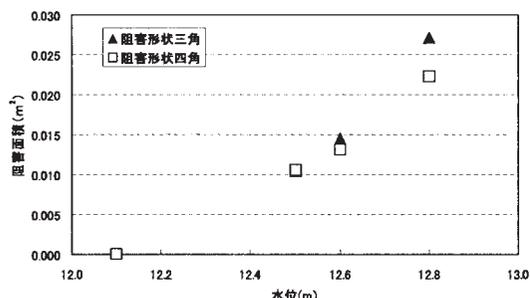


図-10 阻害形状の違いによる面積と水位の関係

#### 【実験4】(流速分布の検討)

実験3の結果より、阻害板の形状の違いにより、阻害面積に差が生じた。この原因として、水路を流れる水の流速が関与しているのではないかと考え、そこで、各ケースにおいて流速分布を測定し検証を行った。CASE0～CASE4(頭首工水位WI.12.10m～12.50m)までは、図-12の傾向であったが、CASE5～CASE7(頭首工水位WI.12.60m～12.80m)は、図-13のように表面流速が最大となる。これは、図-14に示すように水路敷水深H1と越流水深H2の関係に起因するものと考えられる。低い水位の時は、H1とH2の差は小さく、断面を一様に水が流下しているが、水位が高くなると、H1とH2の差が大きくなり、堰体に衝突する流況となり、その分所要量を流下させるために表面水が急激に速くなる傾向があると考えた。

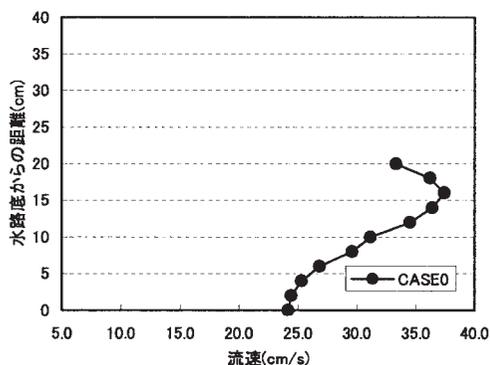


図-11 CASE 0の流速分布

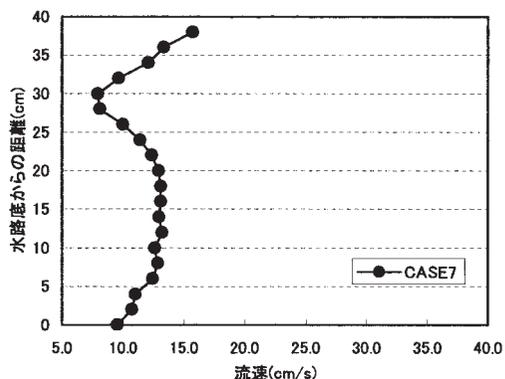


図-12 CASE 7の流速分布

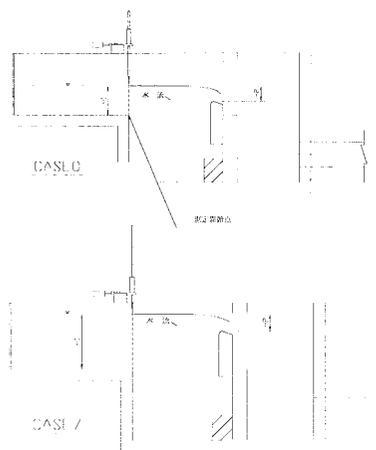


図-13 CASE 0, 7の流況模式図

#### 【実験4-1】(阻害板：流速分布の考慮①)

流速分布の結果より、阻害板の形状を水面付近の流速の速い部分の阻害面積を大きくする形状とし、阻害板を作成して測定を行なった。CASE7(頭首工水位WI.12.80m)においては所定越流水深を保持できるものの、CASE4～CASE6(頭首工水位WI.12.50m～WI.12.70m)においては所定水位を保持できないことから、阻害板の下部の面積を増やし、その増分を中上部から減らした形状で検証を行った。

#### 【実験4-2】(阻害板：流速分布の考慮②)

阻害板中心部付近の面積を減らした形状とし、再度測定を行なった。CASE1～CASE7(頭首工水位WI.12.10m～12.80m)においてほとんど計画水位と一致した結果が得られたが、図-14のとおり、CASE6(頭首工水位WI.12.70m)及び7(頭首工水位WI.12.80m)で若干水深が高い結果と

なったため、最終形状の微調整を実験5で行なうこととした。

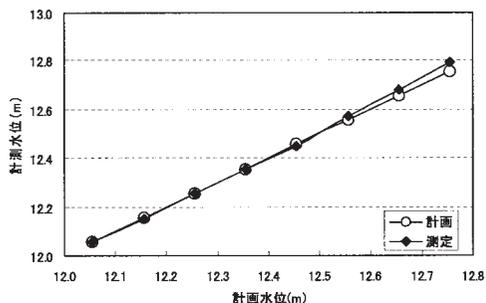


図-14 実験4の障害板による測定結果

【実験5】(障害板に潤辺を考慮)

実験4-2の結果より、障害板の面積を減少させたが水位の低下は、あまりみられなかった。これは、実験4-2の障害板の形状に問題があると考え、各ケースにおける通水面積と潤辺を測定した結果、面積は増加していて、潤辺も増加しているケースがみられた。その結果により、通水面積を増加させる場合は、潤辺を減少させる形状の障害板として修正を行い図-15のように決定した。

実験5の障害版での測定結果は表-6、図-16であり、計画流量と測定流量の比較と併せゲートの放流量と水位の関係は図-17となった。よって、魚道との流量の関係のグラフは図-18となり、実

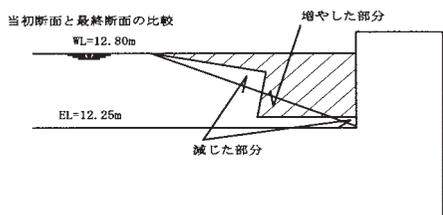


図-15 当初三角形断面と流速分布、潤辺を考慮した最終断面との比較

験5の障害板形状で頭首工の各水位において「魚道を流下する水量」+「呼び水水路を流下する水量」=2.2m<sup>3</sup>/sとなることを確認した。

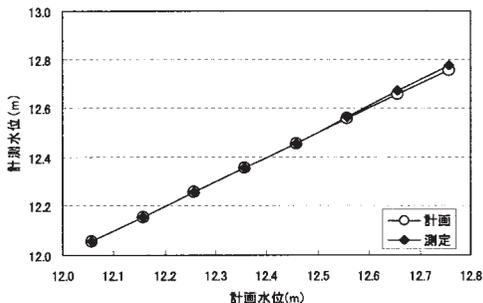


図-16 実験5の障害板による測定結果

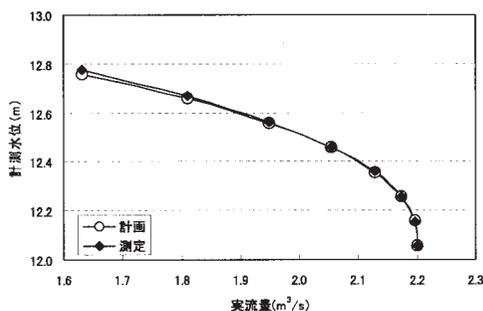


図-17 ゲート計画流量と測定流量の比較

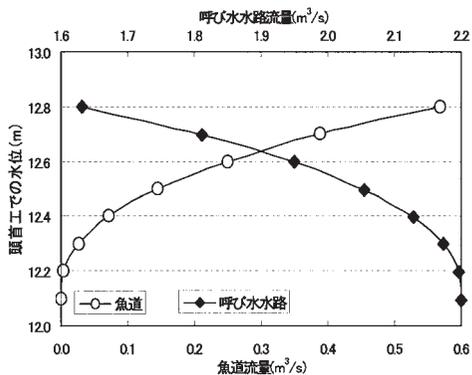


図-18 魚道、呼び水水路HQ曲線

表-6 実験5の測定結果

模型実験測定結果(実験5)

|       | 計画      |          |                            |                             | 測定                   |         |          |                        |
|-------|---------|----------|----------------------------|-----------------------------|----------------------|---------|----------|------------------------|
|       | 水深h (m) | 計画水位 (m) | Q(実流量) (m <sup>3</sup> /s) | Q(模型流量) (m <sup>3</sup> /s) | 水深h <sub>1</sub> (m) | Δh (m)  | 換算水位 (m) | 流速V <sub>2</sub> (m/s) |
| CASE0 | 0.2392  | 12.057   | 2.200                      | 0.0688                      | 0.2392               | 0.0000  | 12.057   | 0.288                  |
| CASE1 | 0.2642  | 12.157   | 2.197                      | 0.0687                      | 0.2640               | 0.0002  | 12.154   | 0.260                  |
| CASE2 | 0.2892  | 12.257   | 2.174                      | 0.0679                      | 0.2890               | 0.0002  | 12.256   | 0.235                  |
| CASE3 | 0.3142  | 12.357   | 2.128                      | 0.0665                      | 0.3145               | -0.0003 | 12.358   | 0.211                  |
| CASE4 | 0.3392  | 12.457   | 2.055                      | 0.0642                      | 0.3392               | 0.0000  | 12.457   | 0.189                  |
| CASE5 | 0.3642  | 12.557   | 1.950                      | 0.0609                      | 0.3655               | -0.0013 | 12.562   | 0.167                  |
| CASE6 | 0.3892  | 12.657   | 1.811                      | 0.0566                      | 0.3924               | -0.0032 | 12.670   | 0.144                  |
| CASE7 | 0.4142  | 12.757   | 1.632                      | 0.0510                      | 0.4189               | -0.0047 | 12.776   | 0.122                  |

今回の障害版形状決定の各実験段階をまとめると以下のフローと図-19のとおりとなる。

**【実験1】(障害版なしでの越流水位の確認)**

目的：越流幅を一定とした時の水位低下量を測定。  
結果：水位が上昇（流量が減少）するとともに計画水位と測定水位の差（ $\Delta h$ ）が増加する傾向にある。堰の公式より、流量係数と堰幅を一定と仮定すれば、流量が低下するとともに越流水深は低下するため、水位低下は流量の変化によるものと考えられる。

**【実験2】(障害面の求積)**

目的：水位低下量を回復させるため、四角形の障害版を用いて堰の開口幅のみ縮める。障害面積と水位低下量の関係を求めた。  
結果：水位が上昇（流量が減少）するに伴い、障害面積を増加させる必要があることが確認された。

**【実験3】(障害版形状を三角形として検討)**

目的：実験2で測定した障害面積を用いて、障害版の形状を四角形から三角形にし、同じ障害面積を持つ障害版で測定を行なった。  
結果：形状が変わると同じ水位を回復させるためには、障害面積も変化する。三角形の障害版では、四角形より多くの障害が必要となることが解かった。

流速分布の測定

目的：形状の変化による障害面積は、流速が関与していると考えられるため流速分布の測定を行った。  
結果：水深が大きくなると水面付近の流速は大きくなるため、流速の速い部分で障害することが重要である。

**【実験4-1】(障害版：流速分布の考慮①)**

目的：水面付近で障害するような形状として測定した。  
結果：CASE4以外では水位が上昇が過剰であり、障害版中心部付近の面積を減少させた。

**【実験4-2】(障害版：流速分布の考慮②)**

目的：障害版の中心部付近を削った形状で測定した。  
結果：ケース7において実験4-1よりも水位が上昇した。この原因として、堰を通過する水の面積は増加し、潤辺も増加していたと考えられる。

潤辺及び通水面積

結果：実験4-1と4-2の障害版において通水面積は増加していた。あわせて潤辺も増加していたため、径深が減少し、水位が増加したと考えられる。

**【実験5】(障害版に潤辺を考慮)**

目的：障害面積を減らし、潤辺も減少させた障害版とした。  
結果：ケース4~7において実験4よりも水位が減少し、越流水深を一定にする水面形状であると考えられる。

|  | CASE4 | CASE5 | CASE6 | CASE7 |
|--|-------|-------|-------|-------|
| 実験2<br>(障害形状：四角形)<br>越流水深 0.55mにするために<br>障害板を変動させ障害面積を求めた。 |       |       |       |       |
| 実験3<br>(障害形状：三角形)<br>※障害板は固定。                              |       |       |       |       |
| 実験4-1<br>(流速分布考慮)<br>※障害板は固定。                              |       |       |       |       |
| 実験4-2<br>(流速分布考慮)<br>※障害板は固定。                              |       |       |       |       |
| 実験5<br>(湧辺考慮)<br>※障害板は固定。                                  |       |       |       |       |

図-19 実験過程の総括図 (CASE4 : WL=12.5m, CASE7 : WL=12.8m)

## 6. おわりに

魚道については、水理模型実験を実施して魚道としての機能が得られるよう隔壁の配置等、構造の改良を行った。無動力のフロート式自動調整ゲートは、流量を制御するための障害板形状を水理実験を行い決定している。特に、ゲートの実験では前半に所定の越流水深を得ることができない結果となり、流速分布を測定し検証を行ったところ、計画水位が高い場合には、堰体に衝突する流れとなり、その分、所要量を流下させるために表面水の流速が上昇することが判明した。よって、計画水位が高い時に表面水が流れる箇所の障害面積を調整しながら、越流水深が一定に保てるよう試行錯誤し、図-16のように障害板形状を決定するのは予想以上に時間を費やすこととなった。また、これらの施設の施工後は、魚道は、その機

能に対してモニタリングが行われ、放流量についても現地にて測定が行われるよう検討しているところであり、現地で得られるデータと模型実験の結果を検証することとしている。

最後に魚道、及びゲートの検討に当たり多大なる指導をいただきました川上頭首工魚道技術検討委員会の先生方をはじめ関係各位に対し、この場を借りて深く感謝いたします。

# 高耐圧ポリエチレン管の挙動観測報告

—試験施工による管路設計定数の推定—

山 田 樹 予 成\* 工 藤 俊 隆\* 田 頭 秀 和\*\*  
 (Kiyonari YAMADA) (Toshitaka KUDOU) (Hidekazu TAGASHIRA)

## 目 次

|                      |    |                         |    |
|----------------------|----|-------------------------|----|
| 1. はじめに.....         | 49 | 3. 試験フィールドの試験内容と結果..... | 52 |
| 2. 試験施工の試験内容と結果..... | 49 | 4. おわりに.....            | 56 |

### 1. はじめに

国営かんがい排水事業「空知川右岸（二期）地区」は、北海道中央部の富良野盆地に位置している。地区内の農地は、泥炭層が顕在し軟弱な土質形状を呈しており、また十勝岳の影響を受けた酸性河川の流入により強酸性土壌となっている。

本地区の幹線水路は、強化プラスチック複合管を主管種とし、耐腐食性を考慮した施工を行っているが、基礎材の置き換えによる増加荷重の影響により、沈下を誘発しやすい状態で、管の離脱、屈折破損の防止対策に苦慮していた。この対応策の一つとして、地盤の変動に追従し、耐酸性の特色を持つ高耐圧ポリエチレン管を試験的に施工してその挙動観測を行った。

更に、現地に試験フィールドを設け、土圧計を直接管に設置して、土圧と管の挙動を計測し設計定数の検討を行った。本報は、その結果を報告するものである。

### 2. 試験施工の試験内容と結果

#### 2-1. 試験概要

##### 1) 基礎形式

管路の基礎形式は表-1の6タイプを設定して施工し、管の挙動変化を平成16年12月から平成18年3月まで計測し基礎形式の違いによる影響を検討した。施工断面を図-1に示す。

表-1 管路の基礎形式

| タイプ | 基礎形式               | 備 考                     | 施工延長                            |
|-----|--------------------|-------------------------|---------------------------------|
| 1   | 現地発生土基礎<br>(泥炭)    | 基床:砂利<br>+土木シート         | 各タイプ<br>L=33.00m<br>(5.50m×6 本) |
| 2   | 購入火山灰<br>2θ180° 基礎 | 基床:砂利<br>+土木シート         |                                 |
| 3   | 購入火山灰<br>2θ360° 基礎 | 基床:砂利<br>+土木シート         |                                 |
| 4   | 現地発生土<br>(泥炭)      | 基床:砂利<br>+ジオグリット        |                                 |
| 5   | 購入火山灰<br>2θ360° 基礎 | 〃                       | L=13.90m                        |
| 6   | 購入火山灰<br>2θ360° 基礎 | 〃<br>道路横断区間<br>埋戻し全て良質土 |                                 |

2θ:施工支持角

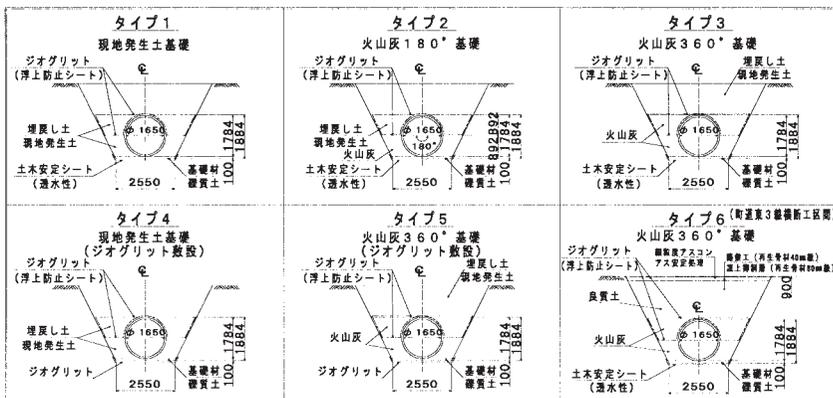


図-1 施工断面図

\*北海道開発局旭川開発建設部富良野地域農業開発事業所  
第1建設班 (Tel. 0166-32-1111)

\*\* (独) 土木研究所寒地土木研究所水利基盤チーム  
(Tel. 011-841-1764)

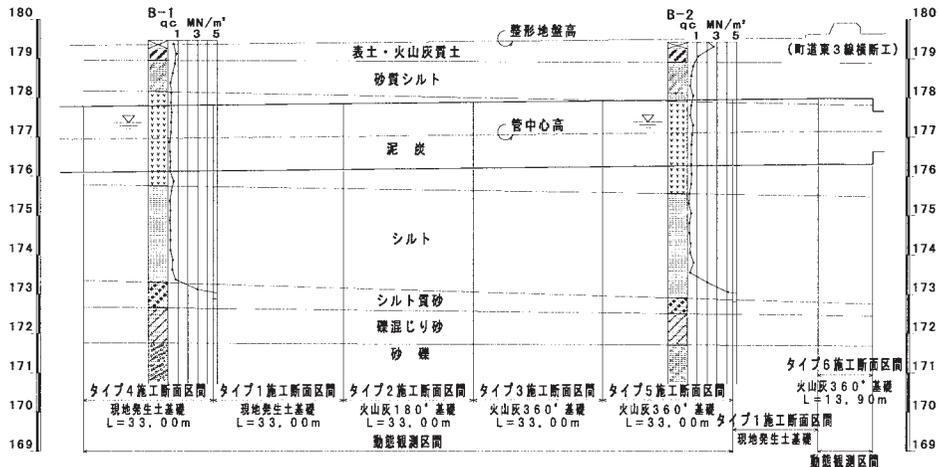


図-2 地質縦断面図

2) 調査・計測項目

本試験で実施した調査・計測項目は表-2の通りである。

表-2 調査項目一覧表

| 調査項目・目的 |                                | 調査方法   | 数量                                   |
|---------|--------------------------------|--|--------------------------------------|
| 土質調査    | 土層の確認                          | ・φ66mm コアボーリング<br>(地下水位観測孔として利用)                                 | 6.0m×2 孔                             |
|         | 不攪乱試料の採取                       | ・シンウォールサンプリング  | 2 カ所                                 |
|         | 埋戻し土単位体積重量確認                   | ・現場密度試験<br>(湿潤密度)  | 26 点                                 |
|         | 土質性状の把握                        | ・室内土質試験<br>①土粒子の密度試験<br>②含水比試験<br>③粒土試験<br>④締固め試験<br>⑤泥炭土の強熱減量試験 | 3 試料<br>3 試料<br>1 試料<br>2 試料<br>2 試料 |
|         | 土の反力係数 $e_v$ の確認<br>土の内部摩擦角の確認 | ⑥三軸圧縮試験(CU)<br>・・・施工前<br>⑥三軸圧縮試験(CU)<br>・・・施工中                   | 2 試料<br>2 試料                         |
| たわみ量計測  | たわみ量の確認                        | ・棒ゲージ<br>(鉛直・水平・斜め 45°<br>現位置手動計測)                               | 12 断面                                |
| ひずみ計測   | 作用応力の確認                        | ・ひずみ計(円周 8 等分点)<br>～手動計測   | 6 断面                                 |
| 沈下量計測   | 沈下量の確認                         | ・計測棒<br>(管頂水準測量)   | 33 カ所                                |
| 地下水位計測  | 地下水位の確認                        | ・硬化塩化ビニル管(有孔管)+水位計<br>(原位置手動計測)                                  | 2 地点                                 |
| 積雪量調査   | 積雪量の確認                         | ・積雪尺他(目視観測等)   | 1 地点                                 |
| 地盤変位調査  | 地盤変位の確認                        | ・水準測量  | 5 地点                                 |

2-2. 試験結果と考察

1) たわみ量

たわみ量の大きな順を見ると、タイプ6→3→4→1→2→5となり、タイプ6が最も大きな値を示した(表-3)。これは、道路路体荷重の影響により他の断面と比べて鉛直土圧が大きいことが要因として考えられた。また、タイプ1~5の挙動からは、基礎材の種類によるたわみ量への影響に明確な傾向が認められなかった。

表-3 最大水平たわみ量およびたわみ率

| タイプ | 計測値 (cm) | たわみ量 $\Delta X$ (cm) | たわみ率 (%) | 発生時期       |
|-----|----------|----------------------|----------|------------|
| 1   | 172.3    | 7.3                  | 4.25     | 2005/11/4  |
| 2   | 171.4    | 6.4                  | 3.73     | 2005/11/15 |
| 3   | 173.2    | 8.2                  | 4.78     | 2005/4/5   |
| 4   | 172.7    | 7.7                  | 4.48     | 2005/11/15 |
| 5   | 170.3    | 5.3                  | 3.09     | 2005/11/15 |
| 6   | 173.7    | 8.7                  | 5.07     | 2005/11/15 |

内径 165 cm を基準に水平たわみ量とたわみ率を算出した。

2) ひずみ-応力

ひずみ計測から求めた応力度の算定は、いずれのタイプも高耐圧ポリエチレン管の許容値(765N/mm<sup>2</sup>)内であることが確認された(図-3, 表-4)。応力度の算定は下式により行った。

$$\sigma = E_s \times \mu \times 10^{-6} \dots (1)$$

ここで、 $\sigma$ : 応力度 (N/mm<sup>2</sup>)、 $E_s$ : 高耐圧ポリエチレン管のヤング係数 (765N/mm<sup>2</sup>)、 $\mu$ : ひずみ (計測値) =  $\mu \times 10^{-6}$  とする。

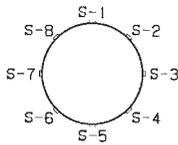


図-3 ひずみ計測位置

表-4 最大発生ひずみ-応力

| タイプ | ひずみ (×10 <sup>-6</sup> ) | 応力 (N/mm <sup>2</sup> ) | 発生位置 | 発生時期       |
|-----|--------------------------|-------------------------|------|------------|
| 1   | -4.333                   | -3.31                   | S-8  | 2005/11/15 |
| 2   | 5.969                    | 4.57                    | S-3  | 2005/8/22  |
| 3   | 5.850                    | 4.47                    | S-8  | 2005/8/13  |
| 4   | 4.798                    | 3.67                    | S-7  | 2005/8/13  |
| 5   | 3.455                    | 2.64                    | S-7  | 2005/8/13  |
| 6   | -5.797                   | -4.43                   | S-5  | 2005/4/5   |

3) 沈下量

沈下量はタイプ3が最大値を示しており、続いてタイプ6→2→5→4→1の順となった。基礎材料に火山灰を利用した方が大きな値を示しており、火山灰基礎は泥炭土基礎に対して約1.2~1.6倍ほど大きい結果となった。(表-5)

表-5 最大沈下量

| タイプ | 基礎形式, 材料                   | 最大沈下量 (mm) |
|-----|----------------------------|------------|
| 1   | 泥炭土(発生土)基礎                 | 117        |
| 2   | 火山灰土 2θ180°基礎              | 164        |
| 3   | 火山灰土 2θ360°基礎              | 191        |
| 4   | 泥炭土(発生土)基礎                 | 125        |
| 5   | 火山灰土 2θ360°基礎              | 149        |
| 6   | 火山灰土 2θ360°基礎 (埋戻し土は全て良質土) | 184        |

2θ: 施工支持角

4) 考察

軟弱地盤に埋設した管路に発生する変形やひずみなどは、基礎形式などの単独要因だけでなく、基礎下方の現地盤の沈下やそれに伴う基礎の緩みなどが複合的に作用しているものと考えられる。

また、管のたわみ量、ひずみ等の最終観測データを基に、土地改良事業計画設計基準・設計「パイプライン」基準書・技術書(平成10年3月。以下「設計基準」という。)に記されている各種の

式を用いて、以下のように設計定数(設計支持角2θと反力係数e')の推定を試みた。

設計基準には、曲げモーメントMの算出式として下記の(2)~(4)式が示されている。これらの式には、設計支持角の大きさによって変化する係数(K, a)が含まれている。

一方、ひずみの実測値から(1)式を用いて算出した応力を用いると、Mは(5)式で示すことができる。

$$e' = \frac{2 \cdot F \cdot K \cdot W \cdot R^4 - Es \cdot I \cdot \Delta X}{0.061 \cdot R^3 \cdot \Delta X} \dots (2)$$

$$M = \alpha \cdot W \cdot R^2 - 0.166 \cdot P \cdot R^2 \dots (3)$$

$$P = \frac{1}{F} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X}{2} \dots (4)$$

スパンクラー公式

$$M = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2} \cdot Z \dots (5)$$

ここで、F: 変形遅れ係数、W: 鉛直荷重(kN/m<sup>2</sup>)、R: 管厚中心半径(m)、I: 断面二次モーメント(m<sup>4</sup>/m)、ΔX: 水平たわみ(m)、P: 水平土圧(kN/m<sup>2</sup>)、Z: 管の断面係数(m<sup>3</sup>)とする。

最初に、(3)式と(5)式により求まるそれぞれの曲げモーメントMの一致する点から設計支持角2θを推定し、次に(3)、(5)式より推定した設計支持角2θを(2)式に反映させて、反力係数e'を推定することとした(図-4(a))。しかし、全てのタイプにおいて(3)式によるMと(5)式によるMが一致する2θを見いだせず、e'等の設計定数を推定することは出来なかった(図-4(b))。

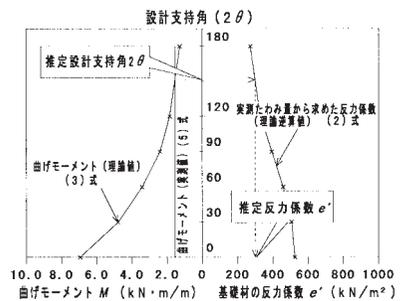


図-4(a) 推定方法の概念図(タイプ1)

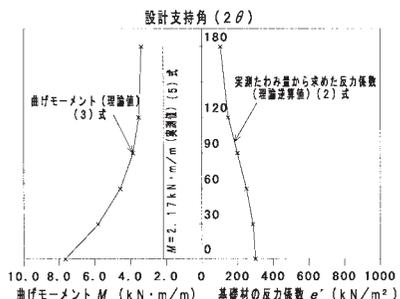


図-4(b) 検討結果の事例(タイプ1)

埋戻し後3ヶ月時点の観測データにより設計定数を推定した場合は、(3)式によるMと(5)式によるMは適合しなかったものの、最終観測データ(1.5年後)の値よりは近い値を示していた(図-5)。この原因は主に、時間の経過に伴って大幅に増加したたわみ量にあったのではないかと考えられる。

設計基準では、変形遅れ係数のもととなる管のたわみ量は、埋設完了後3ヶ月以内に大半が進行するとしているが、本試験での観測データからは、埋設後3ヶ月以降も管のたわみ量は増加していることが確認でき、3ヶ月を基準とすると1.5年後での増加変形率は1.54(=1.5年目のたわみ量7.70÷3ヶ月目のたわみ量5.00)となる。このことから、今後適正な変形遅れ係数の検証が望まれる。

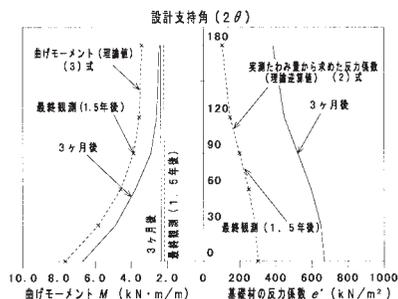


図-5 曲げモーメントの変化(タイプ1)

### 3. 試験フィールドの試験内容と結果

本試験では管体に作用する土圧を土圧計により直接計測し、この結果を基に土圧分布と設計定数の検討を試みた。なお観測期間は平成18年9月から平成18年12月である。

#### 3-1. 試験概要

##### 1) 埋設管の仕様

埋設試験に使用する管の仕様は、次のとおりである(表-6)。

管種: 高耐圧ポリエチレン管(L=5.50m)

内径: φ1,100mm

外径: φ1,186mm

管厚: t=43mm

表-6 管材料の特性及び許容値

| 項目      | 単位                       | 特性値     | 備考                 |
|---------|--------------------------|---------|--------------------|
| 管材料     | 高密度ポリエチレン                |         | JIS K 6922-1       |
| 比重      | kN/m <sup>3</sup>        | 9.4     | 管重量 1.7 kN/m       |
| 引張降伏強さ  | MPa (N/mm <sup>2</sup> ) | 23.0    |                    |
| 弾性係数    | kN/m <sup>2</sup>        | 765,000 |                    |
| 許容たわみ率  | %                        | 10      | メーカー規定値            |
| 設計たわみ率  | %                        | 8       | ±2%を考慮             |
| 許容引張応力度 | N/mm <sup>2</sup>        | 7.6     | 降伏強度 23.0÷安全率3     |
| 長期強度    | N/mm <sup>2</sup>        | 6.4     | クリープ強度 8.0÷安全率1.25 |

(規格標準温度 23℃)

#### 2) 試験埋設管路施工断面

本試験での埋設管路断面を図-6に示す。埋め戻しは現地発生土(泥炭)を使用した。

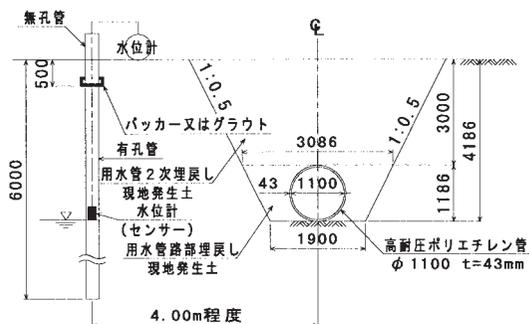


図-6 施工断面

試験埋設管は、管端部の拘束の影響を排除するため定尺管3本(L=5.50m/本×3本=16.50m, EF接合, 内面バンド)使用し、土圧、たわみ量、ひずみの計測を行う位置は各試験埋設管の中央部とした。また、試験埋設管の片側は土砂が管路内に入らないように密閉した(図-7)。

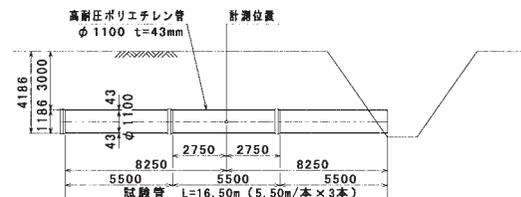


図-7 埋設管路断面図

### 3) 調査・計測項目

本試験で実施した調査・計測項目は表-7の通りである。

表-7 調査項目一覧表

| 調査項目・目的 |              | 調査方法  | 数量      |
|---------|--------------|---|---------|
| 土質調査    | 土層の確認        | ・φ66mm コアボーリング<br>(地下水位観測孔として利用)                | 6.0m×1孔 |
|         | 不攪乱試料の採取     | ・シンウォールサンプリング                                   | 1カ所     |
|         | 埋戻し土単位体積重量確認 | ・現場密度試験<br>(湿潤、乾燥密度)                            | 1点      |
|         | 土質性状の把握      | ・室内土質試験<br>①含水比試験<br>②泥炭土の強熱減量試験<br>③三軸圧縮試験(CU) | 各1試料    |
| 土圧計測    | 作用土圧の確認      | ・土圧計(円周8等分点)<br>～データロガー使用                       | 1断面     |
| たわみ量計測  | たわみ量の確認      | ・棒ゲージ<br>(鉛直・水平・斜め45°<br>現位置手動計測)               | 1断面     |
| ひずみ計測   | 作用応力の確認      | ・ひずみ計(円周8等分点)<br>～データロガー使用                      | 1断面     |
| 沈下量計測   | 沈下量の確認       | ・計測棒<br>(管頂水準測量)                                | 1カ所     |
| 地下水位計測  | 地下水位の確認      | ・硬化塩化ビニル管(有孔管)+水位計<br>(現位置手動計測)                 | 1地点     |

### 4) 動態観測時期

管の土圧、ひずみはデータロガーを使用して1時間に1回計測した。たわみ量、沈下量、地下水位の動態観測は以下に示す時期に行った。

- ・管布設時 (2006/9/4)
- ・管頂埋戻し時 (2006/9/5)
- ・埋戻し完了時 (2006/9/6)
- ・埋戻し完了より10日後 (2006/9/16)
- ・埋戻し完了より20日後 (2006/9/26)
- ・埋戻し完了より1ヶ月後 (2006/10/9)
- ・埋戻し完了より2ヶ月後 (2006/11/6)
- ・埋戻し完了より3ヶ月後 (2006/12/6)

### 3-2. 試験結果

地山部(泥炭)の物性値を以下に示す。

湿潤密度: 1.049g/cm<sup>3</sup>

乾燥密度: 0.255

土粒子の密度: 1.807

自然含水比: 311.3

粘着力: 8.9kN/m<sup>2</sup>

摩擦角: 14.9

#### 1) 土圧

土圧は埋設直後に大幅に増加し、それ以後は、たわみ量計測のために行った排水ポンプのon-off

時に管下側の値が大きく変動しているが、全体的には概ね微増して推移した(図-8, 9)。

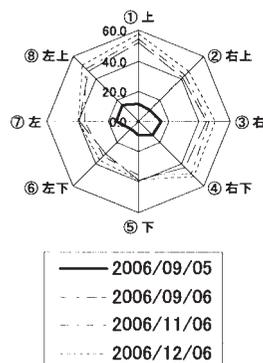


図-8 土圧の推移

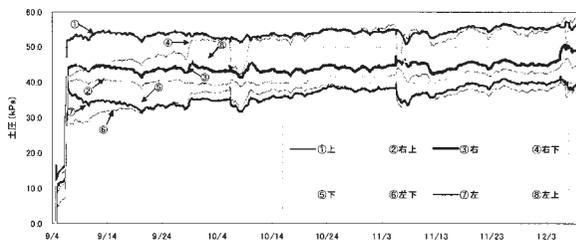


図-9 土圧の経時変化

#### 2) たわみ量

たわみ量の計測は、鉛直方向・水平方向・45°方向(2方向)を棒ゲージで計測した。たわみ量計測により求めたたわみ率は、現在のところいずれのタイプも許容値(10%)内であることが確認されており、管体の構造的な安全性は保たれていた(水平たわみ量<11.83cm(2R)まで許容する)(表-8)。

表-8 管内径実測値とたわみ率

| ① 鉛直      | ① 鉛直     |         | ③ 水平     |         |
|-----------|----------|---------|----------|---------|
|           | 内径実測値(m) | たわみ率(%) | 内径実測値(m) | たわみ率(%) |
| 2006/9/4  | 1.113    | 1.2     | 1.106    | 0.5     |
| 2006/9/5  | 1.081    | -1.7    | 1.106    | 0.5     |
| 2006/9/6  | 1.055    | -4.1    | 1.113    | 1.2     |
| 2006/9/16 | 1.024    | -6.9    | 1.112    | 1.1     |
| 2006/9/26 | 1.019    | -7.4    | 1.114    | 1.3     |
| 2006/10/9 | 1.019    | -7.4    | 1.111    | 1.0     |
| 2006/11/6 | 1.017    | -7.5    | 1.108    | 0.7     |
| 2006/12/6 | 1.106    | -7.6    | 1.110    | 0.9     |

### 3) ひずみ-応力

ひずみは、管の外面に円周方向の8等分点にひずみ計を取付け、データロガーにより計測した。ひずみ計測から求めた応力度の算定は、2. 試験施工と同様(1式)により行った。

ひずみ計測から求めた応力度は、いずれの地点も高耐圧ポリエチレン管の許容応力度(7.60N/mm<sup>2</sup>)を下回っており、部材として安全な状態にあるといえる(表-9、図-10)。

表-9 ひずみ量~応力

| 計測位置      | ひずみ量       |           | 応力度(N/mm <sup>2</sup> ) |           |
|-----------|------------|-----------|-------------------------|-----------|
|           | 図-10<br>①上 | 図-10<br>⑤ | 図-10<br>①上              | 図-10<br>⑤ |
| 2006/9/5  | -543       | -474      | -0.42                   | -0.36     |
| 2006/9/6  | -2911      | -2588     | -2.23                   | -1.98     |
| 2006/9/16 | -5346      | -4582     | -4.09                   | -3.51     |
| 2006/9/26 | -5926      | -4931     | -4.53                   | -3.77     |
| 2006/10/9 | -6032      | -5033     | -4.61                   | -3.85     |
| 2006/11/6 | -5983      | -5014     | -4.58                   | -3.84     |
| 2006/12/6 | -6159      | -5217     | -4.71                   | -3.99     |

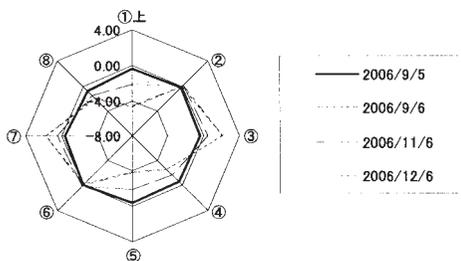


図-10 応力分布図

### 4) 管底標高・地下水位

たわみ量と同時に計測した管頂部の標高を基に、計測たわみ量を考慮して管底部標高の変動量を求めた(図-11)。管底部は直接計測していないが、管底標高の変位(沈下)に大きな変動はないと考えられる。

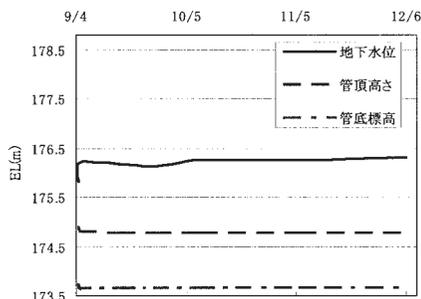


図-11 管底標高・地下水位推移

地下水位は、管頂より上に地下水位があることが確認された。

### 3-3. 考察

以下、前出の設計基準の土圧公式から算出した土圧と実測土圧との比較検討等を行うが、その際、水平方向に均質な埋め戻しが達成できた場合の土圧分布は左右対称となると仮定し、左右の値を平均して用い、斜め45°方向の実測値は、鉛直方向成分と水平方向成分に分けて使用することとした。また、地下水位が管頂より上部にあることから浮力を考慮し、管上側の土圧実測値から浮力分を差し引き、管下側には浮力分を加えることとした。また、管下側の実測土圧値からは管体自重分を差し引くこととした。浮力・管体自重を考慮した値を表-10のとおり仮定し、以下これを用いて検討することとした。

表-10 浮力・管体自重を考慮した鉛直方向の実測値(kN/m<sup>2</sup>)

| 位置         | 土圧計値 | 浮力  | 管自重 | 浮力・管自重を考慮した値 |
|------------|------|-----|-----|--------------|
| ①上         | 57.0 | 9.1 |     | 47.9         |
| ②右上<br>⑧左上 | 35.4 | 6.5 |     | 28.9         |
| ④右下<br>⑥左下 | 32.0 | 6.5 | 1.0 | 37.4         |
| ⑤下         | 37.8 | 9.1 | 1.4 | 45.5         |

(観測日：2007/1/6)

$$\begin{aligned} \text{浮力} F &= \pi R^2 g \rho / 2R \\ &= \pi R g \rho / 2 \\ &= 3.14 \times 0.593 \times 9.8 \times 1.0 / 2 = 9.1 \end{aligned}$$

以上のようにして得た値を、鉛直土圧と水平土圧毎に3点の計測値から近似曲線(本試験においては二次関数)を求め、実測土圧分布とした。

#### 1) 鉛直土圧

上部①、②、⑧および下部④、⑤、⑥地点の鉛直方向の計測値は、それぞれ管頂および管底で最大値を示す不等分布を示している。

理論上の鉛直方向の土圧は、鉛直荷重および基礎反力が等分布であると仮定しているため、実測土圧分布曲線を用いて荷重を積算し(図-12(a))、それを管直径で割って等分布とすると、実測鉛直土圧は35.2kN/m<sup>2</sup>、実測基礎反力は40.1kN/m<sup>2</sup>となる。(図-12(b))。

本試験の場合、前出の設計基準に従って管に作用する鉛直土圧を求めると、マーストン公式の突

出形が採用される。

この場合の理論値は24.7kN/m<sup>2</sup>となり、実測鉛直土圧値35.2kN/m<sup>2</sup>よりも小さな値を示す。また、垂直土圧公式では33.0kN/m<sup>2</sup>となり、マーストン公式よりも実測鉛直土圧値に近い値を示す(表-11)。

基礎反力については、理論的には「鉛直土圧<基礎反力」になるが、図-8に示されているように管下部で小さな土圧計測値があることから、部分的に土圧計測部と土との密着性が十分ではなかった可能性があると考えられる。

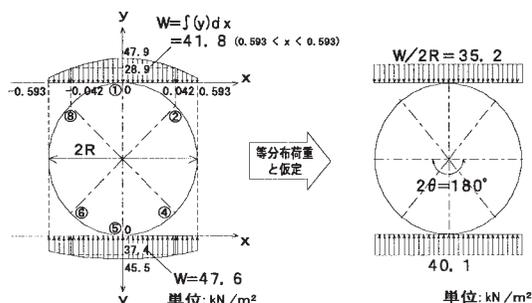


図-12(a) 荷重の積算

図-12(b) 等分布荷重

表-11 とう性管の鉛直土圧公式 (kN/m<sup>2</sup>)  
( $\gamma = 11.0 \text{ kN/m}^3$ )

| 実測鉛直土圧 | マーストン公式             |      | 垂直土圧公式 |
|--------|---------------------|------|--------|
|        | 設計基準による採用値<br>(突出形) | (溝形) |        |
| 35.2   | 24.7                | 28.4 | 33.0   |

## 2) 水平土圧

設計基準によると、水平土圧の理論値はスパングレー公式によって求められる。その土圧分布形状は、管体側面に管中心100°の範囲で放物線状に分布すると仮定している(図-13(a))。

計測した水平方向の値は、管体側面中心部が45.7kN/m<sup>2</sup>、管中心45°地点が35.4kN/m<sup>2</sup>、32.0kN/m<sup>2</sup>を示しているが(図-13(b))、これを管中心100°の範囲で計測した3点を通るような放物線を描くことは不可能であった。

そこで、鉛直土圧と同様の方法で荷重を積算し、管中心100°の範囲で放物線状に分布させたところ、図-13(c)に示すように管中心の水平土圧が64.7kN/m<sup>2</sup>となった。

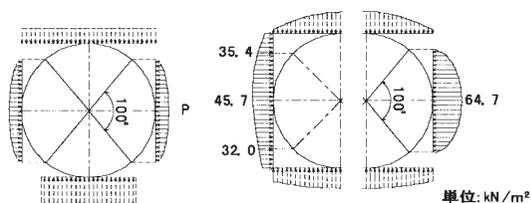


図-13 (a)スパングレー (b)計測値 (c)管中心100°分布公式の水平土圧

鉛直荷重で求めた鉛直土圧と実測たわみ量を用いて、設計支持角ごとに水平土圧を逆算すると、表-12の結果が得られる。上記で求めた値(64.7kN/m<sup>2</sup>)と大きくずれることになるが、スパングレー公式で求める水平土圧は、鉛直土圧が等分布であると仮定した状態における値であるのに対し、計測した水平土圧は、鉛直荷重が不等分布を示している状態の値であることや、実測した水平土圧を管中心100°の範囲で放物線状に分布させたことが一因と考えられる。

表-12 水平土圧の比較 (kN/m<sup>2</sup>)

| 2θ | 0°   | 30°  | 60°  | 90°  | 120° | 180° |
|----|------|------|------|------|------|------|
| ①  | 24.3 | 23.5 | 21.5 | 18.6 | 15.8 | 13.4 |
| ②  | 39.3 | 38.2 | 35.5 | 31.7 | 27.9 | 24.7 |
| ③  | 43.2 | 42.1 | 39.2 | 35.2 | 31.1 | 27.7 |

2θ: 設計支持角  
 ①マーストン公式の鉛直土圧24.7kN/m<sup>2</sup>から算出  
 ②垂直土圧公式の鉛直土圧33.0kN/m<sup>2</sup>から算出  
 ③実測鉛直土圧35.2kN/m<sup>2</sup>から算出

表-12から、水平土圧においても垂直土圧公式から求まる土圧を代入して算出した方が、実測鉛直土圧から算出した値に近い結果となった。

## 3) 土圧分布

理論値と実測値の土圧分布を図-14に示す。

## 4) 曲げモーメント

以上のマーストン公式・垂直土圧公式の鉛直土圧、実測荷重の鉛直土圧を使用して、(3)式から求めた曲げモーメントMと、実測ひずみを(5)式に代入して求めた曲げモーメントMをグラフに示すと図-15のようになる。この図から(3)式によるMと(5)式によるMが適合しており、このことから想定される設計定数e', 2θの値を表-13に示す。

実測荷重の鉛直土圧の設計定数に近かったのはマーストン公式よりも垂直土圧から算出したときの設計定数であった。

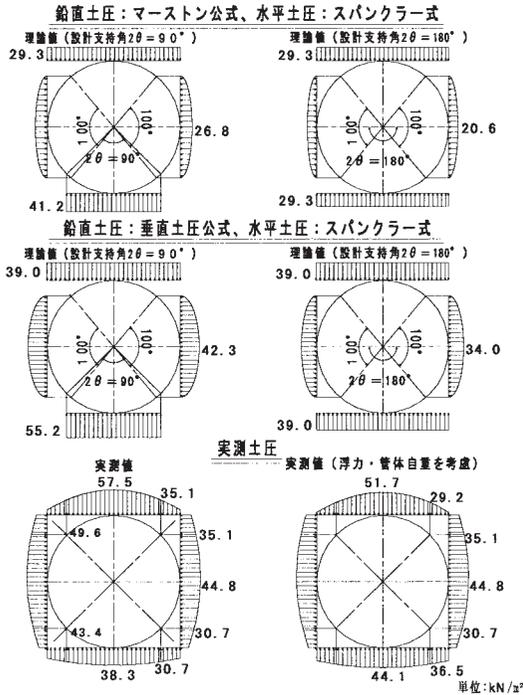


図-14 土圧分布

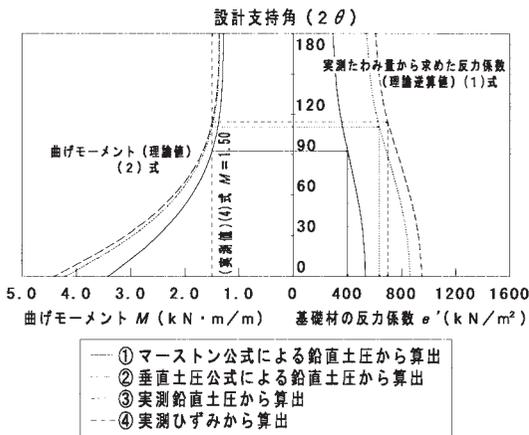


図-15 設計定数の推定

表-13 設計定数

|                     | $2\theta$ | $e'$ |
|---------------------|-----------|------|
| ①マーストン公式による鉛直土圧から算出 | 95        | 400  |
| ②垂直土圧公式による鉛直土圧から算出  | 110       | 635  |
| ③実測鉛直土圧から算出         | 115       | 700  |

#### 4. おわりに

本試験では、計測密度の制限等による限界はあるものの、泥炭地でのポリエチレン管に作用する土圧の分布形状を推定することが出来た。

設計基準では適正な締め固め管理を前提に、埋設完了後3ヶ月後のたわみ量を終局たわみとしているが、試験施工の観測結果では長期間にわたるたわみ量が増加していることから、本試験のように埋め戻しに泥炭を使用し、締め固めを行わない条件で高耐圧ポリエチレン管を使用する場合には、設計たわみ率や変形遅れ係数の設定に留意が必要と考えられる。特に泥炭を埋め戻し土に使用して厳密な施工管理を行うには限界があり、管底側部では管上側に比べて管と周辺土との密着性に劣る可能性があることなどを、施工の際に十分考慮しておく必要があると考える。

また、埋め戻し土に泥炭を使用する場合に採用すべき土圧公式に関しては、本試験の場合では、マーストン公式よりも垂直土圧公式の方が実測値に近い値を示しており、泥炭地盤中の高耐圧ポリエチレン管の設計では、垂直土圧公式を採用する方が実態をよりよく反映できる可能性があるため、設計上使用する土圧公式についても検討が必要である。

今後、さらに詳細な計測、事例収集（長期データを含む）、FEM解析などを行うことにより、高耐圧ポリエチレン管の使用に向けた検証が出来るものと考えられる。

最後に、取りまとめにあたり、資材・設計・施工関係者の方々には多くのご教示を願った。記して感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 熊谷拓実, 佐々木聖彰, 工藤俊隆：  
高耐圧ポリエチレン管の施工事例について、  
第49回（平成17年度）北海道開発局技術研究  
発表会発表 技-35（2005）

# 農業用水路における救命ロープ検証実験

吉田 達雄\* 川野 俊久\*

(Tatsuo YOSHIDA)

(Toshihisa KAWANO)

## 目 次

|                    |    |                       |    |
|--------------------|----|-----------------------|----|
| 1. はじめに            | 57 | 6. 検証実験に伴う安全対策        | 60 |
| 2. 救命ロープ検証実験の概要    | 57 | 7. 救命ロープ検証実験          | 61 |
| 3. 検証実験場所の選定       | 58 | 8. 現況の救命ロープの課題        | 62 |
| 4. 検証実験の方法         | 59 | 9. より安全な施設を目指す（課題の解消） | 63 |
| 5. 左岸導水路流況等（検証実験時） | 59 | 10. 考察                | 65 |

## 1. はじめに

愛知県および岐阜県に広がる濃尾平野を潤している宮田・木津・羽島の3用水はそれぞれに水源を木曾川に求めていたが、各用水とも取水口附近における河床低下・流心の変化によって取水が著しく困難となった。このため、受益者の申請に基づいて昭和32～43年にかけて事業費51億7千万円で国営濃尾用水土地改良事業を実施、犬山城下の地点に3用水を合口した「犬山頭首工」を築造するとともに、用水路の改良を施し、農業用水の安定した取水と地域の農業経営の安定に寄与する施設となっている。

本頭首工は、愛知・岐阜両県にまたがり、上下



写真-1 犬山頭首工

流部の治水および上水道や工業用水などに関連する他、構造上、安定した取水に対し高度の技術が必要とすることから国営管理の要望があり、昭和41年8月から国営直轄管理事業によって操作・管理を行い、安定した農業用水の供給に努めている。

## 2. 救命ロープ検証実験の概要

用水路型式の1つとして用いられる開水路は、水路への転落を防止するためのフェンスや、転落者を救助するための「救命ロープ」を水路内に設置するなど「安全施設」を設置しているが、水路への転落により尊い命を失うという事故が発生している。過去には木曾川（犬山頭首工上流）に転落した方が、左岸導水路に流れ込んだ事例もある。

この結果、施設管理者として責任問題に発展する場合もあり、実効性のある「安全施設」を設置することは、開水路を管理する上で重要な課題となっている。



写真-2 救命ロープ

\*東海農政局木曾川水系土地改良調査管理事務所  
犬山頭首工管理所（Tel. 0568-61-1003）

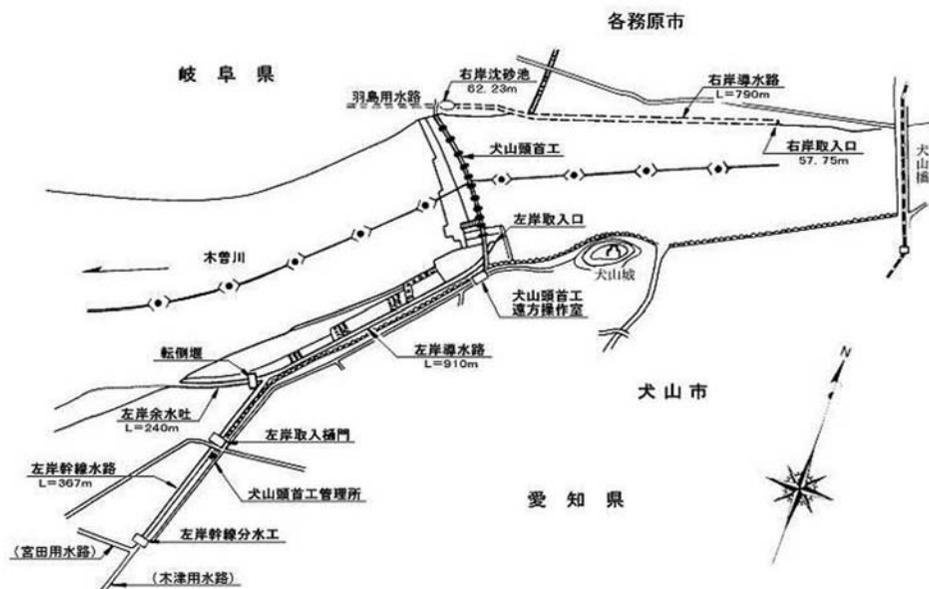


図-1 犬山頭首工直轄管理区域

現在、犬山頭首工附带施設（左岸導水路L = 910m左岸幹線水路L = 367m）では、水路に人が転落した場合に備えて「救命ロープ」を左岸導水路に1ヶ所、左岸幹線水路に3ヶ所の計4ヶ所設置しているが現在に至るまで水路転落者が自力で救命ロープを掴み、なおかつ陸（水路外）に上られる事が可能なのか検証実験をしたことがなく、効果について未確認であった。

今回、左岸導水路（開水路）に設置している救命ロープを利用して「検証実験」を行い、その機能、効果、問題点を把握し整理することにより、「水路に転落後、安全に水路から陸に上がる構造とは！」を目的に検証実験を行った。



写真-3 左岸導水路

### 3. 検証実験場所の選定

救命ロープ検証実験を行うに当たっては、被験者の安全を確保する必要があることから、検証実験に適した場所の選定を行った。

#### 1) 救命ロープ設置箇所の特徴

##### ①左岸導水路：取入門前

- ・水路幅は18mと広く、被験者は陸に上がるのが大変である。
- ・下流に除塵機のスクリーンがあるとともに、取入門を閉めることにより流速の低減を図ることが出来る。



写真-4 左岸導水路（左岸取入門前）

##### ②左岸幹線水路（上流側）

- ・被験者が流される可能性があり、流速を低減

させるにも左岸取入門および左岸分水の双方のゲート操作が必要となる。

- ・水路幅は9mと左岸導水路に比べると狭くなり、被験者の作業は容易となる。
- ・水路沿いはフェンスが設置してあり、緊急時の被験者の救出が難しくなる。
- ・被験者の救出を考慮すると人員を多く配置する必要がある。



写真-5 左岸幹線水路（上流）

### ③左岸幹線水路（中流側）

- ・左岸幹線水路（上流）と同様の内容であるが、被験者が流下した場合、下流の救命ロープが分水工前の1ヶ所だけとなる。



写真-6 左岸幹線水路（下流）

### ④左岸幹線水路（左岸分水工前）

- ・下流には救命ロープが無く、被験者が流下した場合、ゲート操作による流速の低減も時間的に不可能である。
  - ・分水門を潜って下流に流される可能性があり、他の地点に比べると被験者の危険性が高い。
- ※以上の設置箇所による安全性、作業の容易性などの検討結果を踏まえ、救命ロープ検証実験実地場所として「左岸取入門前」を選定した。



写真-7 左岸幹線水路（分水工前）

## 4. 検証実験の方法

検証実験を行うに当たっては、既存の救命ロープの張り具合（ロープ長の設定）を3パターン設定し、水路転落者（被験者）がロープを掴み、移動しながら陸に上がる動作の容易さを比較検証することとした。

今回のロープ長（張り具合）は下記のとおりである。

- (1)通常張り具合での検証  
水路中央でのたわみを「1.5m」に設定。
- (2)ロープをピンと張った状態での検証  
水路中央でのたわみを「0.5m」に設定。
- (3)通常より緩ませた状態での検証  
水路中央でのたわみを「2.5m」に設定。



写真-8 救命ロープのたわみ状況（たわみ2.5m）

## 5. 左岸導水路流況等（検証実験時）

検証実験当日における左岸導水路の流況は下記のとおりである。

- (1)左岸導水路構造  
水路幅 = 18m 水路高 = 3.0m

- (2)左岸導水路水位・水深  
水位 = 36.750m 水深 = 2.20m
- (3)左岸導水路流速  
右岸側 (0.968m/s) 水路中央 (1.432m/s)  
左岸側 (1.250m/s)
- (4)左岸導水路流量 (左岸)  
宮田用水 (27.67m<sup>3</sup>/s) + 木津用水 (16.87m<sup>3</sup>/s)  
= 44.54m<sup>3</sup>/s (夏期最大取水量)
- (5)ゲート開度  
余水吐転倒堰 (52度) 取入門(1)~(3)号 (250cm)

## 6. 検証実験に伴う安全対策

被験者の安全を確保するため、安全対策（被験者の救出）を迅速に行なえるように、作業員を下記のとおり配置し、検証実験を行った。

### 1) 作業員配置 (班体制)

#### 【1班】被験者流下地点 (No.28 + 15m)

- ①ボート操縦者：1名  
水路の上流より、水路転落者が流下した場合、表面流速が最も速い (1.432m/s) 水路中央を流下することを想定し、被験者を水路中央まで搬送する者。
- ②被験者：1名  
水路中央から救命ロープまで流下し、ロープをつたって陸まで上がる。検証実験の主体であり、救命ロープの効果を体感する者。
- ③連絡者：1名  
検証実験の開始（被験者の流下）等を下流の班（人員）に伝達する者。

#### 【2班】救命ロープ設置箇所 (No.29)

- ④指揮者：1名  
検証実験を指揮し、被験者の状況を把握すると共に作業員に安全対策のため、左岸取入門の閉操作による流速の低減指示するなど総括的な指導を行なう者。
- ⑤右岸側救助者（上流）：1名  
救命浮き輪を投入して、被験者の流下を防ぐ。また、被験者が陸に上がる際に自力で水路内から脱出出来ない場合に備え、補助を行う者。
- ⑥左岸側救助者：1名  
右岸側救助者同様である。
- ⑦右岸側救助者（下流）：1名  
被験者が陸に上がる際の動作補助者。
- ⑧記録者（ビデオ撮影者）  
ビデオカメラにより、記録撮影を行なう者。

#### 【3班】流下防止ロープ地点 (No.30 + 23m)

- ⑨右岸側救助者（浮き輪）：1名  
浮き輪を投げ込み、被験者の流下を防ぐ者。
- ⑩右岸側救助者：1名  
被験者が陸に上がる際の動作補助者。
- ⑪⑫救助者：2名  
長梯子の設置および被験者が陸に上がる際の動作補助者。

#### 【4班】左岸取入門機側操作室 (No.31)

- ⑬状況連絡者：1名  
検証実験の状況連絡およびデジタルカメラにて記録撮影を行なう者。
  - ⑭取入門操作者：1名  
検証実験の状況に応じて取入門の閉作業を行なう者。
- このように安全対策として4班体制で検証実験を実施することとした。

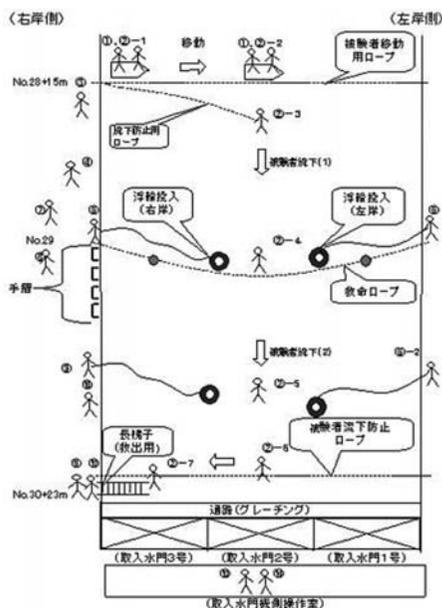


図-2 班体制図 (配置図)

- 2) 被験者の流下防止 (事前対策)  
被験者の流下防止の安全対策として事前に下記の対策を行った。
  - ①左岸導水路右岸側壁天端（スタート地点）に、コンクリートドリルにて削孔を行い、スリーブを打ち込むと共にアイボルトを設置。検証実験の際には被験者が装着する安全帯とアイボルトをトラロープにて結束させる事により、被験者が救命ロープを潜り流下した際に

除塵機のスクリーン手前で停止出来ることとした。

- ②救命ロープの下流に「流下防止対策」として、ロープを張ることにより、被験者が流下した際に掴むものを増やすことで安全性を高めた。
- ③救命ロープ設置箇所の水路側壁天端にタラップを設置することにより、被験者の陸に上がる動作を容易にさせる。また、タラップを下流に間隔を置いて設置することにより、被験者が水路際で掴みやすいタラップの位置を確認することにした。
- ④救命ロープの効果を確認できていない事と水路幅が広く、流速も1.432m/sと速いうえに水深は2.5mと深いため、被験者が水路流下の際に溺れる事態を阻止するため、被験者にライフジャケット着用を義務付けることとした。また、救助者等の作業員も水路沿いの作業となるため、安全に配慮してライフジャケットを着用することとした。

## 7. 救命ロープ検証実験

平成17年9月8日(木)13時00分より、救命ロープ検証実験を実施した。

検証実験開始前に、班体制および各々の役割、緊急時（被験者の異常）等には、手があいている者が救出作業に加勢することを全作業員に意志徹底を行い、被験者の安全確保を最優先とした。

検証実験の過程は下記のとおりである。

- 1) 被験者を水路中央まで移動させる。

被験者の水路流下場所（スタート地点）は、測点No.28+15m地点とし、水路兩岸よりロープを張り、ゴムボートを用いて操縦者が被験者を乗せて水路中央まで移動させる。



写真-9 被験者の移動

- 2) 指揮者は班体制（人員配置）および状況の確認を行い、被験者に流下の指示を行なう。

なお、連絡者は実験開始の連絡を下流の班に行ったら後、被験者が水路中央を流下した。



写真-10 被験者の流下状況

- 3) 被験者がスタート地点より15m流下し、救命ロープに掴まり、右岸側まで移動して水路天端のタラップを利用して陸に上がる。陸に上がる際は自力を基本としたが、被験者は自力にて陸に上がることが困難であったため、救助者が動作補助を行なって被験者を救出した。



写真-11 被験者移動状況



写真-12 被験者引き上げ状況

4) 被験者が救命ロープを掴めず流下した場合 No.29付近に待機している救助者は被験者付近に浮き輪を投げ込み、被験者は浮き輪に掴まり、更なる流下を阻止した。



写真-13 浮き輪による救助状況

5) 機側操作班（左岸取入門）は4)の状況が生じた場合において取入門3号（左岸側）の全閉操作を行ない、除塵機スクリーン前の流速を低下させることにより、被験者の救出の準備態勢に入った。

6) 被験者は事前に安全対策として設置した流下防止ロープに掴まり、右岸側まで移動した。

7) 被験者が更に流下した場合、救助者は浮き輪を投入し、被験者の流下を防いだ。



写真-14 被験者流下防止ロープ

8) 被験者が陸に上がった後、班体制（配置）を組み直し、救命ロープの張り具合を3パターンに変え、それぞれ3回繰り返して計9回検証実験を行った。

被験者および指揮者などの全作業員が安全に心がけたことにより、無事に完了することが出来た。

## 8. 現況の救命ロープの課題

検証実験を終え、3人の被験者に体験レポート

を提出させ、救命ロープの効果および水路転落者の意見を集約する事で、救命ロープおよび水路に対する課題が下記のとおり浮き彫りとなった。

### 1) フロート（浮き）の大きさ

現況の救命ロープに設置してあるフロートは直径 $D=40\text{cm}$ と大きく、ロープを掴み、移動する際に支障となりフロートを跨ぐ際に水圧に押され、「身体にかかる水圧および疲労により手が離れそうになる」と3人の被験者とも同様の意見があった。



写真-15 フロートによる支障

なお、今回はライフジャケットを着用していた事より、浮力により移動する際の力が軽減されたことが大きく影響し、ライフジャケットを着用していない場合は、陸に上がることがより難しいと共通の意見であった。

### 2) ロープの張り具合

ロープの張り具合を①ピンと張った状態（たわみ0.5m）②通常の状態（たわみ1.5m）③緩んだ状態（たわみ2.5m）の3パターンを検証したが、①のピンと張った状態は、ロープが水面で揺れないので掴まりやすく、移動が他のパターンに比べると容易であった。逆に容易で無かったのが③の緩んだ状態である。波によりロープが揺らぐと共にロープを掴んだ際バランスを取るのが難しく、被験者にとっては最も厳しい状況であった。



写真-16 たわみ0.5mでの移動

### 3) ロープの沈み

救命ロープにはフロート（浮き）が両岸に2ヶ所設置してあるが、水路中央はフロートが無く、ロープが水中に沈んでおり、水路転落者が流下する際に救命ロープの確認が難しかった。また、救命ロープを掴む際に、他のパターンに比べ焦りを強く感じたことも被験者共通の意見であった。

今回の検証実験においては、ライフジャケットを着用した事により、溺れに対する恐怖心が薄れたことその他、顔が水面より上がっている状態により、被験者は冷静に状況を判断して救命ロープを確認し掴むことが可能であった。これが着衣の場合では、水路転落者は水路を流下すること、体が沈むことに慌て、手足をばたつかせて体力を消耗させる。よって、呼吸をすることが困難な状況となり、視界が狭くなることで沈んだ救命ロープを見つけることが出来ないと想定される。

また、流下する中でロープが沈んでいるために水路転落者の腹部等に引っかかり、溺死する恐れも懸念される。



写真-17 水路中央部におけるロープの沈み

### 4) タラップの有無

水路壁天端にあらかじめタラップを設置することより、被験者が陸に上がりやすいように施したが、被験者3人とも自力で上がったのは計9回中4回であった。大半が救助者に補助してもらい陸に上がったのである。水路側壁にタラップが設置されていないため腕力のみ動作となり、身体にかかる水圧、水分を含み重くなった衣服や靴、流下することで疲労困憊した身体の状態ですぐに陸に上がるのは難しいことが判明した。

### 5) 救命ロープの設置数の検討

左岸幹線水路においては延長 $L = 367\text{m}$ のうち3箇所設置しているのに対し、左岸導水路は延長 $L = 910\text{m}$ と左岸幹線水路の2倍以上の延長にもか



写真-18 陸に上がる状況

かわらず設置箇所は1ヶ所のみであり、安全対策としては不十分と言える。

### 6) 水路側壁天端のケーブル

左岸側水路側壁天端に施設の制御および動力ケーブルが設置されている。今回の検証実験では、ケーブルの損傷を防ぐために被験者は右岸側の陸に上がることにした。

よって、水路転落者が左岸側に流された場合、陸に上がる際にケーブルを損傷してしまう可能性が高い。



写真-19 ケーブル布設状況

## 9. より安全な施設を目指す（課題の解消）

これらの課題を検証実験により得ることが出来たとともに、「現施設の現状」と「安全対策の重要性」を認識する検証実験となった。今後この課題を解消し、より安全かつ効果のある施設にしていかなければならない。

課題を解消するために行った対策は下記のとおりである。

### 1) フロートの大きさ

水路転落者が救命ロープを掴み、移動する際の負担を軽減することを図った。

現況のフロートの直径は $D = 40\text{cm}$ と大きい

め、ひと回り小さいD=25cmの規格変更した。また、球体状から楕円状の規格に変更した。



写真-20 フロートの比較  
(左：新フロート 右：旧フロート)

## 2) ロープの張り具合

ロープの張り具合によって、水路転落者の負担が大きくなり影響されることが判明した。また、取水量に応じて水深も変動するため、水深に合わせて、適度に救命ロープが張った状態を保持させることとした。

## 3) ロープの沈み

ロープの沈みを解消するために、現況の救命ロープのフロート設置箇所のほか、新たに水路中央付近にD=25cmのフロートを2個追加した。これにより、浮力を得るとともに救命ロープが水中に沈まず安定した形となった。

また、フロートが増えたことにより、救命ロープがより発見しやすい形式になった。

## 4) タラップの設置

救命ロープ設置箇所の水路側壁にタラップを設置することにより、水路転落者の陸に上がる動作が容易となる。

また、タラップを縦一列に設置するのではなく、横3列ぐらいにタラップを設置する方が掴まりやすく、足を踏み外しても、タラップの設置幅が広いと足がタラップに掛かりやすく、より安定する。ちょっとした工夫により、施設の安全性が増すこととなった。(一部実施済み)

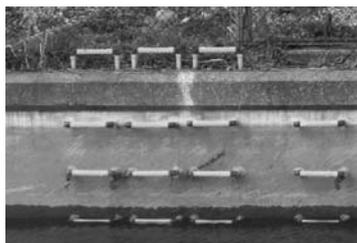


写真-21 タラップの設置

## 5) 救命ロープの増設

左岸導水路は、延長L=910mと長く、水路には洗い場が設置されており、人が水路に近づく可能性がある。

また、左岸導水路には余水吐転倒堰があり、取水量によっては余水吐転倒堰が多く倒れ、余水が木曾川に放流されるため、水路転落者は余水と共に下流に流され、余水吐転倒堰より落下する危険な箇所であることから、新たに救命ロープを設置することとした。

## 6) 水路側壁天端のケーブル保護

水路転落者が陸に上がるヶ所については、水路側壁天端を走る制御および動力ケーブルを保護する必要がある。

ケーブルの損傷を防ぐための対策方法はケーブルの埋設、移設など考えられるが、救命ロープ設置箇所の部分を鋼板を加工してケーブル保護を行うものを写真-22に示す。

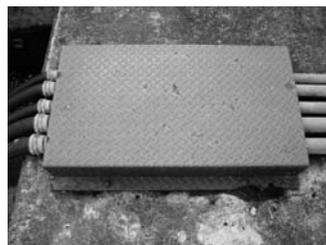


写真-22 ケーブル保護工

下記の表が課題における解消の容易度（レベル）である。

表-1 課題解消レベル

| 番号 | 課題内容          | 解消レベル |
|----|---------------|-------|
| 1  | フロートの大きさ      | ○     |
| 2  | ロープの張り具合      | ○     |
| 3  | ロープの沈み        | ○     |
| 4  | タラップの設置       | △     |
| 5  | 救命ロープの増設      | ○     |
| 6  | 水路側壁天端のケーブル保護 | △     |

こうした課題を解決することによって、より安全な施設・効果を発揮できる施設となる。

小さな工夫の積み重ねが人命を救う可能性を高くすることに繋がるのである。

## 10. 考察

今回、救命ロープの効果および改善内容を把握することが出来ました。

また、安全施設を見直す課程で、施設管理者としての責務または安全施設の意味を考えさせられる内容となりました。

今後においても、施設管理者として管理責任を果たしていくために、今回把握することが出来た課題を解消していかなければならない。また、危険と感じる箇所は、第3者にとっても危険であるため、施設を改善していかなければならない。事故が発生してからでは遅く、事故により失うものは大きいのであることを忘れてはならない。

農業用水路における安全対策は、私たちが思っている以上に県市町村などの機関、住民の方々は「安全」に関心が高いのです。

ある小学校では、通学路に農業用水路（開水路）が通っており、万が一水路内に落ちた事を想定して、着衣した状態でプールや用水路に入ったりする授業が行われている所もあります。

また、地域住民が土地改良区や市町村に用水路の安全性を高めて欲しいとの要望を上げるなど、全国各地で開水路における安全施設について検討が行われています。

農業用水路は田畑に潤いをもたらす、多くの作物を育成し、私たちに食事として「命」を与えてくれる大切な施設であり、農業を育む財産でもあります。一方では施設の不備によって、尊い命を失ったり怪我をされる方々の犠牲者が出ている背景もあります。水路を造る側からすると、安全施設は認識が少なく、本体工と比較すると知識の追求が少ないのかもしれない。

最後に農業土木技術者の主体は、調査・計画・設計・工事の脚光を浴びることが多いです。しかし、パイプライン・開水路および分土工・ダム・頭首工などのコンクリート構造物を造成し、土地改良区および県の方々に施設を引き渡した後は、「施設の維持・管理が必要不可欠」なのです。調査・計画・設計・工事などの技術力の基本にあるのは「管理」であり、管理も重要な技術力であるのです。

技術者としての責務はコストを押さえ、施設を造成することも必要ですが、より効率良く、安全であり、維持・管理がより安易な施設の造成を心

がけなければならないことは基本です。

施設造成に携わる際には、「管理」を踏まえて、各々が施設管理者の立場となり、観点を变えて職務に取り組むことが必要なのです。

# パイプライン事業におけるコスト縮減を目指して —MPIF工法— (MPIF…三重・パイプ・イン・フリューム)

山 本 周 平\*  
(Shuhei YAMAMOTO)

| 目 次           |    |
|---------------|----|
| 1. 背景         | 66 |
| 2. MPIF工法     | 67 |
| 3. 室内実験       | 67 |
| 4. 総合評価と今後の課題 | 72 |

## 1. 背景

中山間地農業の高齢化、後継者不足は他都道府県同様大きな問題であるが、三重県においては、平地農業においても農業従事者の高齢化、後継者不足が深刻な問題となっており、地元では将来の農業経営に不安を抱いている状況である。

県内のほ場整備率が80%を超える中で（対要整備面積：H17時）、従来の営農体系はそのほとんどが個別経営の自己完結型農家で、かつ第二種兼業農家が大半を占めている。

これまでの第二種兼業農家中心の自己完結型農業から、認定農業者及び担い手中心の高生産性農業への移行を推進するため、ソフト・ハードの両面から認定農業者・担い手への支援が必要とされている。



写真-1 MPIF工法取水部

ハード面への支援のひとつとして、早期に基盤整備が完了した地域における開水路型の用水路をパイプライン化することが考えられる。

開水路による農業用水の配水は、常時の水管理が煩雑な上に特に第二種兼業農家が多い三重県などの場合は管理不足から、用水を掛け流しにしている状態も多くみられ、貴重な水資源の無駄にもなっている。こういった状況を解消するためにパイプライン化により自動給水栓等の導入を図ることで、各ほ場レベルにおける水管理の合理化と省力化を図り、担い手への作業委託、農地の集積をスムーズに行うことが可能となる。

しかしながら、昨今の農業情勢を考慮すると、過去にはほ場整備を実施した地区においてはパイプライン化等の再整備に地元負担金等の増加などが伴うため、事業化について地元の理解が得られにくいのが現状である。

このため、三重県では従来のパイプライン工法を見直して、大幅なコスト縮減を図ることで地元負担を軽減し、パイプライン化を進めることが可能となる工法の整備を行った。これが、MPIF工法である。

MPIF工法は、もともと、宮川用水土地改良区が非補助の直管工事による末端整備において、地元負担を軽減するために実施していた工法である。この工法を県営等の補助事業でも実施可能とするために、三重県において技術的な精査を行い施工指針を整備し、実証実験等を重ねているものである。

以下に本工法の詳細とその検証について述べる。

\*三重県桑名農政環境事務所総務・地域計画室農村計画課  
(Tel. 0594-24-3826)

## 2. MPIF工法

「MPIF工法」は、基盤整備完了地区を中心に道路肩などに設置されている既設水路内に管路を布設してパイプライン工事のコスト縮減ならびに、水路敷地の有効利用を目的として平成15年12月に三重県農林水産部で指針化された。

こうした対策によって今後、農業用水の水管理合理化を目的とした開水路のパイプライン化への要望が多く見込まれる。

三重県が平成15年に制定した施工指針は基本的には土地改良事業計画設計基準 設計「パイプライン」(平成10年3月)に準拠したものである。

本工法は、ベンチフリューム、あるいは現場打で布設された用水路をパイプライン化する際に、既設水路を撤去せず水路内に管路を布設する工法である。

標準的に用水路の中に砂を敷き、管体を布設して用水路の上にコンクリート蓋を敷設する工法として、管路周りの基礎砂等についても流亡することなく、均等に管路に土圧等の応力を働かせることが可能と考えた。

使用管種は塩ビ管を使用することとしたため、構造計算上は設計基準に準拠し、とう性管の土圧

公式により行った。したがって、土被りが小さいことから、鉛直土圧は垂直土圧公式を使用し、水平土圧についてはスパングレー公式を使用した。

これらにより、計算上必要な最低土被り厚を確保することを条件とした。コンクリートを蓋のように施工することとしたのは、コンクリートの単位体積重量を利用し、管路上部の厚みを軽減することを目的としたためである。

しかしながら、管体の周り周囲を基礎砂で充填しているとはいえ、従来の開削工法による施工とは違い、非常に近い位置に硬いコンクリート製の壁がある状態となっていることから、硬い岩盤に溝掘して埋管している状態に近い。設計基準で想定している施工状態とは異なり、実際の現場での強度に関するデータもないため、計算上だけでなく、応力の管体への影響を検証する必要があると考え、荷重実験を行うこととしたものである。

## 3. 室内実験

### 3-1 実験概要

今回検討するタイプは、100mm以下の小口径を想定してベンチフリュームに直接蓋掛けを行うAタイプ、250mm以上の大口径を想定し、ベンチフリュームの上を嵩上げて蓋掛けを行うBタイプに加え、蓋掛けを行わないCタイプの3種類とする。

※土被りは、別途計算結果からT-14荷重に対する必要な土被り、VP250mmで20cm、VPφ100mmで10cmを採用した。

### 供試体

#### Aタイプ (図-2)

ベンチフリュームの底に5cm基礎砂を敷き、VPφ100mmを設置して砂で埋設後、コンクリート蓋を敷設するタイプ。

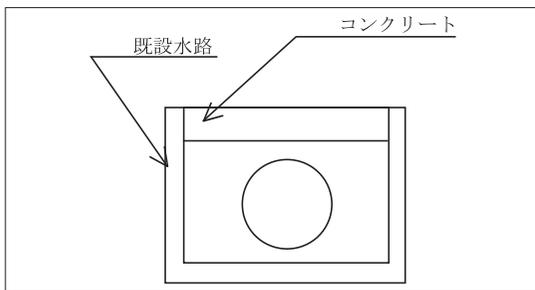


図-1 MPIF工法標準図



写真-2 MPIF工法施工状況

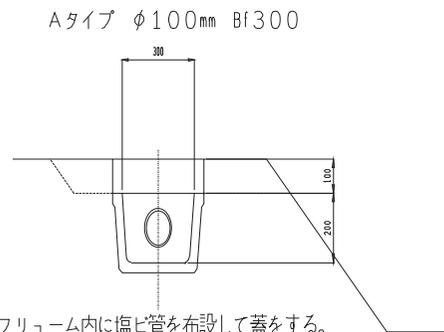
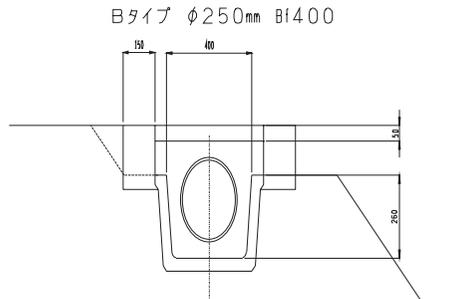


図-2 Aタイプ標準図

### Bタイプ (図-3)

ベンチフリュームの底に5cm基礎砂を敷き、VP250mmを設置して、管天5cmを砂で埋設後、コンクリート蓋を敷設するタイプ。

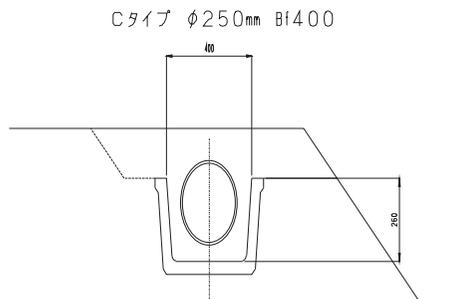


※フリューム内に塩ビ管を布設して高上げて蓋をする。

図-3 Bタイプ標準図

### Cタイプ (図-4)

ベンチフリュームの底に5cm基礎砂を敷き、VP250mmを設置して、管天20cmを埋戻し後、直接載荷するタイプ。



※フリューム内に塩ビ管を布設して高上げる。

図-4 Cタイプ標準図

上記のタイプのうち、Aタイプは、ベンチフリュームの天端に蓋掛けを行い載荷すると、鉛直荷重が直接ベンチフリューム本体に伝わるので、ベンチフリューム本体ならびに蓋の強度が大きく影響する。また、Bタイプ・Cタイプは塩ビ管のそのものに荷重が伝わる。実験では、VP管の耐える限界荷重を確認するのが目的であり、載荷重がベンチフリューム本体にかからないように配慮した。また、室内実験では、ベンチフリュームを固定したので荷重載荷時にベンチフリューム基礎の変形は考慮されていない。

荷重載荷の条件は、ABタイプは蓋全体への等分布荷重、Cタイプは、輪荷重の直接載荷とする。荷重の大きさは、農道下埋設を想定してT-14tを目安とした。また、載荷幅は、T荷重の1輪あた

りの載荷幅0.2m×0.5mにあわせる。

塩ビ管の安全性の評価としては、撓み率3%以下とし、塩ビのジョイント部からの漏水が生じない範囲と考える。

### 3-2 実験方法

#### 実験条件

##### ①載荷荷重

T-14tを想定

1輪あたり：14t×80%÷2=5.6t

載荷重は、5.6tの2倍を目安とする。

5.6×2≒12t

##### ②載荷版大きさ

0.20m×0.60m (平鋼t=36mm)

等分布荷重を想定してABタイプは、載荷版の下に厚さ5cmのコンクリート版を設置した。

Aタイプは1.50m×0.25m、Bタイプは1.50m×0.30mを使用。

##### ③載荷スピード

載荷は、平板載荷試験に準じて行い、段階荷重をかけて供試体の変形状況に注意して実験を行った。

### 3-3 実験に使用した道具・器具

|                   |           |
|-------------------|-----------|
| ・載荷装置             | 1台        |
| ・ジャッキ、ロードセル       | 1台        |
| ・レコーダー (10ch以上)   | 1台        |
| ・載荷板              | 1枚        |
| ABタイプはコンクリート版を併用。 |           |
| ・変位計              | 7個        |
| ・ひずみゲージ           | 8枚/1供試体   |
| ・塩ビパイプ            | φ250mm 2本 |
|                   | φ100mm 1本 |
| ・ベンチフリューム         | BF400 2本  |
|                   | BF300 1本  |

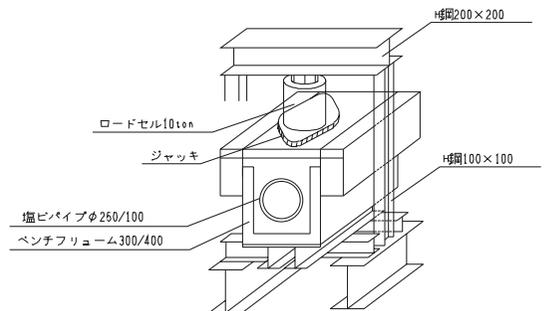


図-5 試験機概要図

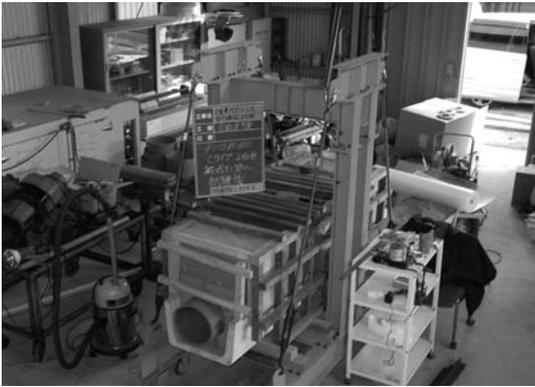


写真-3 試験機状況

室内試験において、供試体に荷重を行うのにおよそ次図に示すような鋼製の荷重装置を作成した。供試体の長さは、荷重荷重が下部ベンチフリュームに影響しない長さとして（荷重巾） $0.5\text{m} \times 3\text{倍}$ （応力分散 $45^\circ$ ） $= 1.5\text{m}$ より、ベンチフリュームの長さ $L = 2.0\text{m}$ とした。

Aタイプ

ベンチフリューム300の底に5cm基礎砂を敷き、ベンチフリューム側方を板で固定して、VP  $\phi 100\text{mm}$ を設置後管側面に砂をいれて突き棒で締め管天に5cmの厚さで砂を敷均し上面から板で転圧を行い、コンクリート版を敷いて

荷重。

Bタイプ

ベンチフリューム400の底に5cm基礎砂を敷き、ベンチフリューム側方を板で固定して、VP250mmを設置後、管側面に砂をいれて突き棒で締め管天に5cmの厚さで砂を敷均し上面から板で転圧を行い、コンクリート版を敷いて荷重。

Cタイプ

ベンチフリューム400の底に5cm基礎砂を敷き、ベンチフリューム側方を板で固定して、VP250mmを設置後、管側面に砂をいれて突き棒で締め管天に20cmの厚さで砂を敷均し上面から板を用いて転圧を行い、直接荷重。

3-4 実験値の計測

①歪みの計測

塩ビパイプ歪みの計測は、下図のようにひずみゲージを8箇所貼り付けて測定。（図-6）

②鉛直方向の変位の測定

塩ビパイプの鉛直方向の変位は、供試体の中心から20cm間隔に変位計を設置し測定した。また、 $\phi 250\text{mm}$ は管内に変位計を挿して内側から測定、管径の小さい $\phi 100\text{mm}$ は、管天に設置して外側から測定した。（図-7）

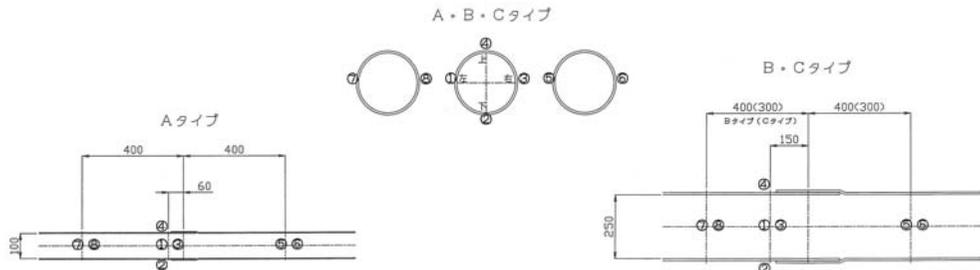


図-6 歪み計位置張付位置

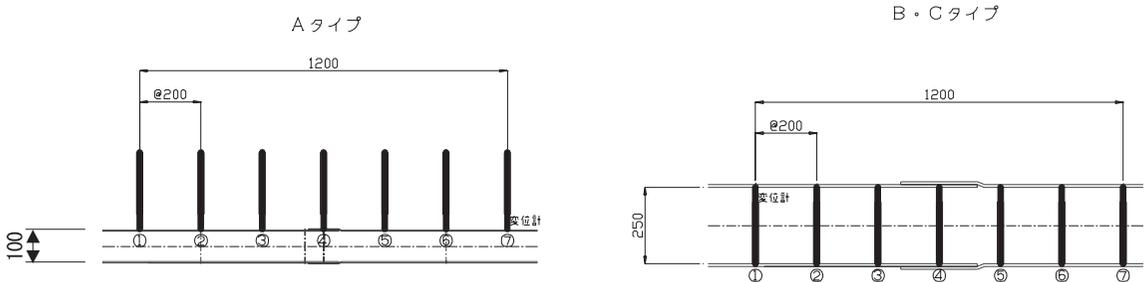


図-7 変位計位置側面図

### 3-5 安全性の確認

現時点で考えられる「MPIF工法」の安全性についての問題点

- ①上載荷重により、ベンチフリューム内に設置された塩ビ管が破壊する。
- ②上載荷重により、塩ビ管の継手に変形して漏水してしまう。
- ③現場の状況から、荷重位置を中心として縦断的な変形を生じ塩ビ管の継手に変形して漏水が生じる。
- ④ベンチフリュームならびに蓋が破壊する。

管本体でなくベンチフリュームが変形破壊する場合は、基礎地盤の状況が大きく影響すると考えられる。

### 3-6室内実験条件

表-1 室内試験条件表

| No | 塩ビ管  | 水路規格  | タイプ | 土被り  | 荷重方法          | 参 考   |
|----|------|-------|-----|------|---------------|-------|
| 1  | φ100 | BF300 | A   | 5cm  | コンクリート版       | 等分布荷重 |
| 2  | φ250 | BF400 | B   | 5cm  | コンクリート版       | 〃     |
| 3  | φ250 | BF400 | C   | 20cm | 集中加重（肩輪巾20cm） |       |

上表の条件で室内実験を行った。

以下に実験結果について整理する。

### 3-7 実験結果と考察

室内実験の鉛直変位量・歪み量の測定を行った結果を整理して考察する。

- 1) 荷重と測定値の関係では、図-8に示すように中央から離れた位置に行くに従って変位量は小さくなっており、応力が縦断方向に分散されているのがうかがえる。測定値で歪み量を見ると、図-9で示すように荷重位置の断面上となる中心位置(①②③④)で歪み量が多い。

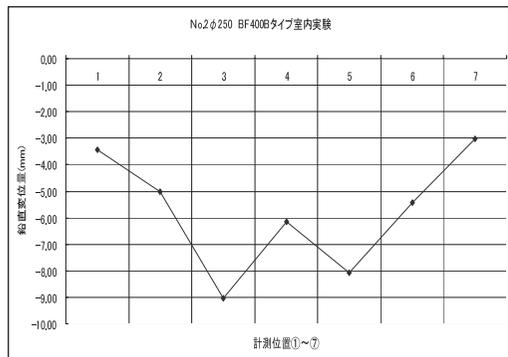


図-8 鉛直変位量と測定位置の関係

- 2) 鉛直変位量については、図-8に示すように、荷重位置となる管中心付近④からそれぞれ20cm離れた位置(③④⑤)での変位量が多いが④の中心部はジョイント付近で管厚が2倍になっていて左右の③⑤より低い値を示している。

- 3) BCタイプで0~10t荷重時の歪み量を見ると、図-9にも見られるように、管体側面①③と管体側面②④の絶対値は、ほぼ等しく変化量も荷重に対してほぼ正比例の関係にあるが、Aタイプは多少ばらつきがあり荷重に対し正比例の関係にない。

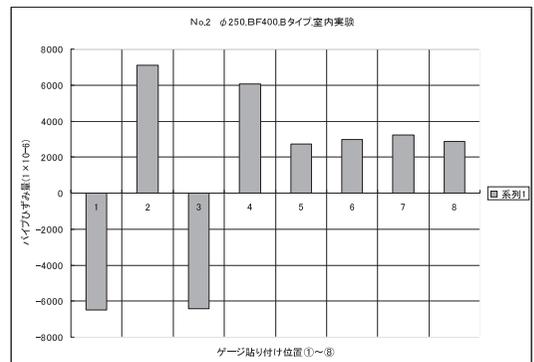


図-9 パイプ歪みとゲージ位置の関係

- 4) 各タイプの変位量は概ね同じ様な線形で変位している。図-10によればAタイプにくらべB・Cタイプの変位量は少ない。

- また、B・Cタイプを比較すると、Bタイプの方が、変位量が多い。

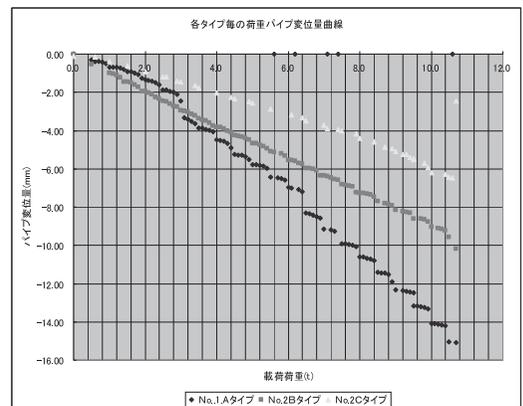


図-10 タイプとパイプ変位量の関係

- 5) 図-11によると、実験では10~16tの荷重を行ったが、荷重を緩めるとパイプ歪み計の測定値

は、0に戻っており、この範囲では破壊に至っていないのが伺える。

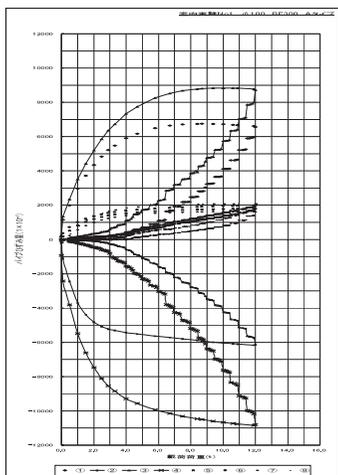


図-11 載荷重量とパイプ歪の形状

実験結果に基づいて載荷重量に対してパイプの変位量を計算して実験結果と比較してみた。計算は載荷条件の考え方が重要で下記のように考えた。

No.1 実験Aタイプ コンクリート板  
 長さ  $1.5\text{m} + 0.05\text{m} \times 2 = 1.6\text{m}$   
 幅  $0.25\text{m} + 0.05\text{m} \times 2 = 0.35\text{m}$   
 載荷面積  $= 0.56\text{m}^2$   
 重量考慮  $W_c = 0.431\text{KN}$   
 鉄板  $W_t = 0.207\text{KN}$

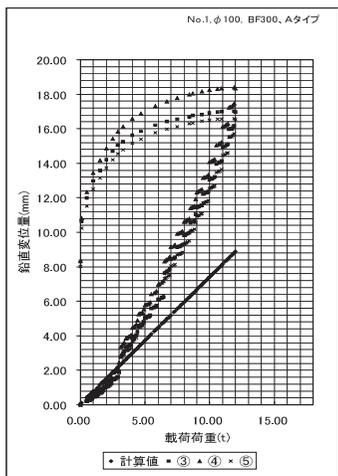


図-12 載荷重量パイプ変位量曲線計算値 Aタイプ

No.2 実験Bタイプ コンクリート板  
 長さ  $1.5\text{m} + 0.05\text{m} \times 2 = 1.6\text{m}$

幅  $0.5\text{m} = 0.5\text{m}$   
 載荷面積  $= 0.8\text{m}^2$   
 重量考慮  $W_c = 0.431\text{KN}$   
 鉄板  $W_t = 0.207\text{KN}$

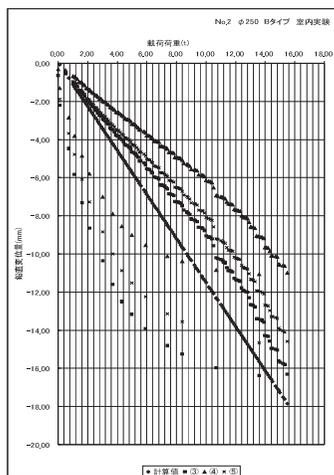


図-13 載荷重量パイプ変位量曲線計算値 Bタイプ

No.3 実験Cタイプ 鉄板  
 長さ  $0.5\text{m} = 0.5\text{m}$   
 幅  $0.2\text{m} + 0.2\text{m} \times 2 = 0.6\text{m}$   
 載荷面積  $= 0.3\text{m}^2$   
 鉄板  $W_t = 0.207\text{KN}$

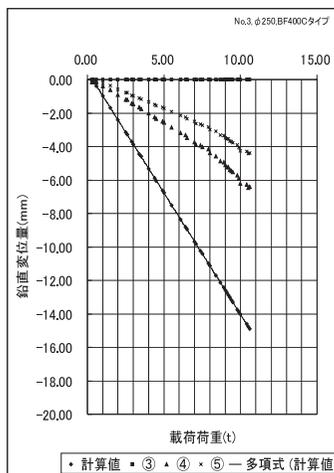


図-14 載荷重量パイプ変位量曲線計算値 Cタイプ

以上の計算結果によれば、Aタイプφ100mmについては、パイプ変位量の測定が管内でなく上から測定しており、埋戻し土の変形が加算されて測定されていたから1.5倍程度大きく測定されたもの

と考えられる。

Bタイプφ250mmについては、比較的計算値に近く約85%小さく測定された。

これは、載荷に際して載荷板とBFの壁との摩擦によって沈下に抵抗しているものと推察される。

Cタイプφ250mmについては、比較的計算値に近く約60%小さく測定された。

これは、載荷に際して鉄板とBFの壁との摩擦によって沈下に抵抗しているものと推察される。また、集中荷重に対して載荷されていないパイプの引っ張り抵抗もあって計算値より小さく測定されているのが特徴である。

#### 4. 総合評価と今後の課題

##### 4-1 歪み量・変位量の評価について

###### 1) 歪み量

塩ビ管の許容引張応力 $\sigma_a$ ならびに弾性係数Eから歪み量 $\varepsilon$ は次式で計算される。

$$E = \sigma_a / \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sigma_a / E$$

$$E = 30,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore \varepsilon = \sigma_a / E = 500 / 30,000 = 16,667 \times 10^{-6}$$

一方、予備実験のNO.4で塩ビ管φ100mmに直接載荷を行い破壊に至るまで荷重をかけ実験を行った結果、載荷荷重5t付近で歪み量は、 $18,667 \times 10^{-6}$ であり、上記の歪み量とほぼ一致する。ここで引張応力度 $\sigma_a = 500 \text{ kg/cm}^2$ の安全率であるが、設計基準の管厚計算では安全率3としている。タイプAの歪み量の測定値からも $\varepsilon = 6,000 \times 10^{-6}$ 付近で歪み量の変位が変わってきており、引張応力度 $\sigma_a$ の安全率3で許容歪み量を決定する。

$$\begin{aligned} \text{許容歪み量 } \varepsilon_a &= 16,667 \times 10^{-6} \div 3 \text{ (安全率)} \\ &\approx 5,500 \times 10^{-6} \end{aligned}$$

###### 2) 変位量

許容変位量は、管体許容歪み量から直径の3%とする。

$$\phi 100 \times 3\% = 3.0 \text{ mm}$$

$$\phi 250 \times 3\% = 7.5 \text{ mm}$$

###### 3) 歪み量・変位量の評価

以上から歪み量と変位量の許容値を下表の通りとして整理する。

##### 4-2 総合評価

実験結果を整理して所定の許容値に対する値を一覧表にして示した。

表-2 歪み量、変位量許容値表

| 塩ビ管  | 歪み量                            | 変位量    |
|------|--------------------------------|--------|
| φ100 | 5,500<br>× 10 <sup>-6</sup> cm | 3.0 mm |
| φ250 |                                | 7.5 mm |

表-3 パイプ変位量による限界載荷荷重一覧表

| 型 | 塩ビ管  | 水路規格  | 土被り  | 場所 | 区分      | 許容値    |
|---|------|-------|------|----|---------|--------|
| A | φ100 | BF300 | 5cm  | 室内 | 位置 ④    | <3mm   |
|   |      |       |      |    | 載荷力 3.0 |        |
| B | φ250 | BF400 | 5cm  | 室内 | 位置 ③    | <7.5mm |
|   |      |       |      |    | 載荷力 8.4 |        |
| C | φ250 | BF400 | 20cm | 室内 | 位置 ④    | <7.5mm |
|   |      |       |      |    | 載荷力 9.8 |        |

以上の結果の中で先にまとめた評価に基づきおのおのタイプによる評価を行う。

###### Aタイプ：

このタイプの実験は、設計的にはBF上載するようになり、BFの強度も含めれば、所定の載荷荷重は満足するものと考えられるが、確認が必要である。

###### Bタイプ：

このタイプはほぼT-14程度の載荷は満足できる。しかし、上載するコンクリートの強度は十分検討しておく必要がある。

###### Cタイプ：

このタイプは一般的なパイプ埋戻しに対して確認する目的で行ったが、限界に近い数値が得られた。

##### 4-3 今後の課題

本実験で課題になったことは埋戻材料が大きく影響しているようである。

これらの、物理、力学的特性を把握しておくとうい。

BFで囲まれた条件はパイプひずみの抵抗として有利に働いているようで、今後実際のフリクションをどのように考えたらよいか、実験していきたいと考えている。

本報告において、今回の室内実験の結果をまとめ、今後の問題を整理し、この報告を礎として、より一層「MPIF工法」の体系化を進め、今後本工法が、農業経営の安定化の大きな目玉となることを目指していきたい。

なお、本実験を行うにあたり、三重大学井上名誉教授には多々ならぬご指導ご協力をいただき、ここに深甚なる謝意を表します。

## コアサンプリングによるPC管の劣化診断

松野 政 廣\* 藤 田 茂\*\* 山 口 俊 夫\*\*\*  
 (Masahiro MATSUNO) (Shigeru FUJITA) (Toshio YAMAGUCHI)

### 目 次

|                       |    |                |    |
|-----------------------|----|----------------|----|
| 1. はじめに               | 73 | 5. 中性化の測定結果    | 75 |
| 2. PC管の構造機能劣化と従来の調査方法 | 73 | 6. 中性化進行と余寿命予測 | 76 |
| 3. 管劣化コアサンプラーを用いた調査方法 | 74 | 7. おわりに        | 76 |
| 4. サンプルコアの外観観察結果      | 75 |                |    |

### 1. はじめに

PC管は昭和36('61)年ごろから国内で普及しだし、ばらばらであったメーカ各社の規格は昭和46('71)年にJIS規格として統一された。その後の規格の変遷でカバーコートモルタル層厚は、当初、厚さ20mmの物が殆どであったが昭和53('78)年の改定で厚さ25mmとなった。これはこの部分に弱点があったための改良と考えられ、重大な破損事故の大半はこのカバーコートモルタル層の厚さ不足や劣化に起因するものであると考えられている。PC管の構造機能を診断する方法として従来から行われている調査方法は、埋設管の上半断面を掘削により露出させ、外面のカバーコートモルタルを研り取り、フェノールフタレイン溶液を噴霧して中性化を調べる他、螺旋状PC鋼線の腐食状況を確認する方法である。この方法は、カバーコートモルタルのひび割れなどを目視観察できる利点はあるが、PC管は河川などの横断サイホンとして使用される場合が多いため、掘削のための借地や土留め・水替えなどの仮設費が高む他、埋戻し土の処理を十分に行わないと事後に沈下が生じ、クレームが寄せられることがある。

このため、調査箇所を選定や箇所数を極力絞り込み、数少ない調査結果を基に余寿命の推定や対策工法選定が行われて来たが、中性化の進行は点の予測でなく、一定区間全体の評価予測が求められることで、ある程度の調査点数を必要とする。また、今後のストックマネジメントの展開におい

ては調査地点をきめ細かに設定し且つ、効果的な対策を計画することが求められており、口径や施工年度毎に調査箇所を設定し、管を掘り出さずに管の内面から構造機能を診断する方法の開発が求められていた。

本報文では、このような実情を踏まえて新たに開発された「管劣化コアサンプラー」を用いて、香川用水地区の幹線水路（農専区間）で試験的に実施したPC管の劣化診断について紹介する。

### 2. PC管の構造機能劣化と従来の調査方法

カバーコートモルタルの劣化は中性化やひび割れに起因するものと考えられている。このような経年劣化に、クロズド系での水撃現象や開水路系でのサイホン呑み口の空気連行による脈動が加わることによって管の破損事故が引き起こされるものと考えられている。また特殊な例として地下水中の遊離炭酸成分等による侵食から破損事故が起きた例の報告もある。何れの場合も直接の破損原因はカバーコートモルタルの劣化から螺旋状PC鋼線が腐食破断することにある。中性化深さはフェノールフタレイン溶液を採取したモルタル片並びに研り取り箇所に吹付、発色（赤紫色）の有無により進行程度を確認する。これと同時にPC鋼線の腐食状況を観察する。コンクリート標準示方書では『鋼材の腐食の開始判定は中性化残り10mmとしてよい』としている。したがって、現状では錆を確認できなくとも、中性化の進行は $\sqrt{t}$ 則に従うので、中性化深さからPC鋼線発錆までの期間は中性化速度係数を用いて予測できる。

\*中国四国農政局事業計画課 (Tel. 086-224-9418)

\*\*株式会社日本水工コンサルタント (Tel. 075-352-2262)

\*\*\*内外エンジニアリング(株) (Tel. 075-933-5118)

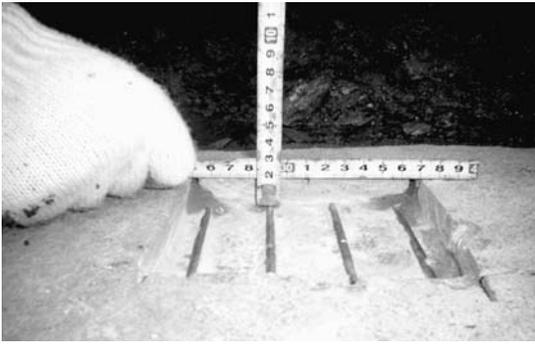


写真-1 従来の調査方法（研り調査）



写真-3 縦方向PC鋼線探査

### 3. 管劣化コアサンプラーを用いた調査方法

- (1)製造メーカー確認：PC管は製造メーカーや製造年によりPC鋼線の配置・口径に違いがあるので、コア採取前に管体構造を既存資料などで確認する。



写真-2 調査機器（管劣化コアサンプラー他）

- (2)コア採取位置：PC管の管端部1mは螺旋状PC鋼線の巻き戻しや、受け口形状の影響があるためこれを避け、中央で1孔、そこから上下流に各1孔を選定した。また、横断方向については、縦方向PC鋼線の位置を避けつつ概ね水平から45°上方として左右にずらして配置し、全コア採取位置が管軸方向に一直線に配備されないよう配慮した。
- (3)縦方向PC鋼線位置の探査：対象管はPC管Ⅱ類と呼ばれるもので、ロール転圧製法にて作られており、この管の縦方向PC鋼線はφ5mmが24本配備されていると想定される。探査は、プロフォメータ（電磁誘導法）を用いて管壁円周方向にセンサーをスライドさせ、反応を読み取り、管壁に概ね3本ずつマーキングした。（写真-3）

- (4)大径削孔：螺旋状PC鋼線を探査するための大径削孔は、φ32mmビットを使用して位置を重ねて3孔を穿ち、長径約52mm、短径32mmの孔を作る。（写真-4）

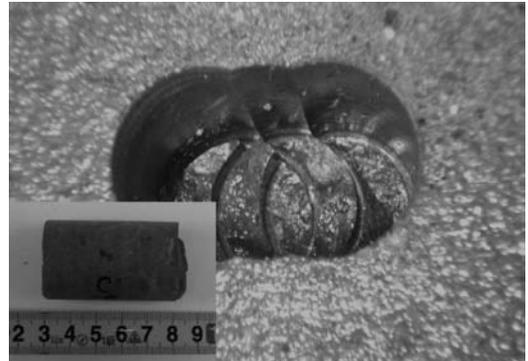


写真-4 大径削孔とφ28mmコア

- (5)孔底浚い：コア採取後の大径削孔の底は凹凸があるので、センサ検出端と螺旋状PC鋼線までの間隔が6mm以内となるように浚いビットを用いて孔底を平滑に仕上げる。（写真-5）



写真-5 孔底浚い仕上がり

(6)螺旋状PC鋼線探査：大径孔内に近接センサ検出端を挿入し、左右に移動させて鋼線の位置を検出する。(写真-6) 鋼線は最低2本検出し、その中央部をカバーコートモルタルのコアサンプリング位置とする。鋼線間隔は概ね20mmと測定され、管種は4種と推定されるが、現在の規格でこれに一致する管種は無い。



写真-6 螺旋状PC鋼線探査

(7)カバーコートモルタルのコアサンプリング：φ12.5mmビットを使用して、コアコンクリートの深い残しとカバーコートモルタルが一体となったφ8.5mmのコアを採取する。(写真-7)



写真-7 カバーコートモルタルのコア  
(計測範囲外はコアコンクリートのコア)

(8)コア採取跡補修：φ8.5mmの孔跡にはゴム栓を素早く挿入し外水と土砂の浸入を防止しその後、プラスチックの中栓を打ち込んで拡径して止水対策を行う。(写真-8)

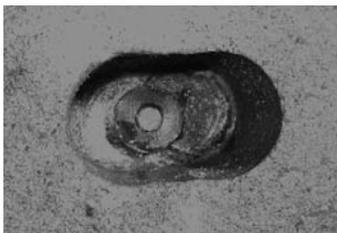


写真-8 ゴム栓挿入，中栓打ち込み

その後、急結セメントやポリマーセメントで大径孔跡を充填補修する。(写真-9)

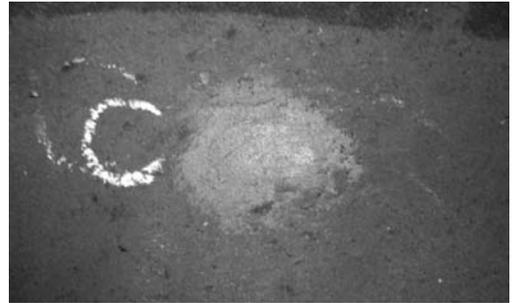


写真-9 ポリマーセメント充填補修

#### 4. サンプルコアの外観観察結果

- (1)モルタルの厚さはA孔14.0mm C孔14.2mm (B孔はコアコンクリート接合面で折損したため参考値として17.4mmであった)  
カバーコートモルタルの厚さは当時の規格から20mmとなるが、採取されたサンプル3本では何れもこれを下回っていた。
- (2)螺旋状PC鋼線の直径は、4mmであることから被り厚さは、A孔10.0mm C孔10.2mm (参考：B孔はφ13.4mm)となる。
- (3)A孔、C孔ともコアコンクリートと密着しており、カバーコートモルタルの浮きや剥離の危険性は予見されない。

#### 5. 中性化の測定結果

採取後24時間自然乾燥したコア表面の最大中性化深さはA孔1.7mm B孔3.0mm C孔3.2mmであった。(写真-10)

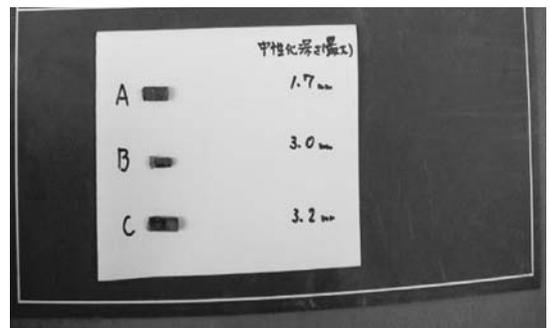


写真-10 中性化試験結果

## 6. 中性化進行と余寿命予測

中性化推定年数及び余寿命を計算する。

$$Y=b\sqrt{t}$$

Y : 中性化深さ (mm)

b : 中性化速度係数 (mm/√年)

t : 中性化 (経過) 期間 (年)

$$Y1=b\sqrt{t1}$$

Y1 : 鋼線発錆までの有効被り (mm)

=PC鋼線被り-10(mm)【腐食開始の判定は中性化残り10mm】

t1 : 鋼線発錆までの中性化推定期間 (年)

$$N=t1-t$$

N : 余寿命 (年)

| 位置  | 経過年数<br>t<br>(年) | カバー<br>コート厚<br>(mm) | PC鋼<br>線被り<br>(mm) | 中性<br>化厚<br>Y<br>(mm) | 中性化<br>速度係数<br>b<br>(mm/√年) | 発錆までの<br>有効被り<br>Y1<br>(mm) | 中性化<br>推定<br>年数<br>t1<br>(年) | 余寿命<br>予測<br>N<br>(年) |
|-----|------------------|---------------------|--------------------|-----------------------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------------|-----------------------|
| A 孔 | 36               | 14.0                | 10.0               | 1.7                   | 0.283                       | 0.0                         | 0.0                          | -36.0                 |
| B 孔 |                  | 17.4                | 13.4               | 3.0                   | 0.500                       | 3.4                         | 46.2                         | 10.2                  |
| C 孔 |                  | 14.2                | 10.2               | 3.2                   | 0.533                       | 0.2                         | 0.1                          | -35.9                 |

このことより、今回試験的に実施したPC管は中性化の進行により鋼材が錆出すのは、A孔及びC孔は0年、B孔は10年となり、部分的に錆が出ている可能性が考えられる。

## 7. おわりに

本調査で、PC管の内側からコア採取がコアサンプラーで可能であることが確認できた。又、試掘調査と併用して行なったところ、ほぼ同様な結果を得た。

よって、今後試掘での調査が不可能な箇所においては、コアサンプリングによるPC管の劣化診断を有効的に取り入れれば、より精度の高い評価が期待できると思われる。

# 香川用水の開水路補強について

小 森 清 和\* 松 倉 恒 和\*\* 行 成 和 彦\*\*\*  
(Kiyokazu KOMORI) (Tsunekazu MATSUKURA) (Kazuhiko YUKINARI)

## 目 次

|                  |    |                 |    |
|------------------|----|-----------------|----|
| 1. はじめに          | 77 | 6. 開水路補強の施工手順   | 82 |
| 2. 香川用水緊急改築事業の概要 | 77 | 7. 舗装開水路の補修について | 84 |
| 3. 開水路補強工事のフロー   | 79 | 8. 開水路補強の効果等    | 87 |
| 4. 併設水路について      | 79 | 9. おわりに         | 87 |
| 5. 開水路補強の概要      | 80 |                 |    |

### 1. はじめに

香川用水は昭和50年に管理を開始し、約30年にわたり香川県のライフラインとして無くてはならないものとなっている。

しかし、昭和60年代からアルカリ骨材反応に起因すると思われる亀甲状のクラックが発生し、水路の漏水事故等が懸念され、水路の早期の補強・補修が必要となった。

そのため、平成4年から6年にかけて施設機能調査を実施し、老朽化の状況を確認したうえで、平成11年度から17年度にかけて香川用水緊急改築事業を実施し、その中で、開水路の補強・補修を行い機能の回復を図ることとした。

平成18年3月に開水路の補強・補修工事が完了したため、今回、その内容を報告するものである。

### 2. 香川用水緊急改築事業の概要

#### 2.1 香川用水の概要

香川県は年間の降雨量が1,100mmと四国の太平洋側の3,000mm以上に比べ極端に少なく、過去、度々の渇水に見舞われてきた。

この状況を改善するべく、吉野川を水源とする吉野川総合開発計画の一貫として、香川用水事業が昭和43年度から着手され、昭和50年に管理が開始された。

香川用水は、吉野川上流にある早明浦ダム（高知県土佐町）を水源とし、吉野川中流部にある池田ダム（徳島県三好市）上流地点から取水して約8kmのトンネルにより香川県に導水し、ここから香川県の東西に延びる総延長約106kmの水路により、県内8市6町の約30,700haの農地に農業用水として毎秒最大11.3m<sup>3</sup>を、8市5町の水道用水として毎秒3.87m<sup>3</sup>を、坂出・丸亀地区への工業用水として毎秒0.63m<sup>3</sup>を供給するもので、合計で毎秒最大15.8m<sup>3</sup>の水を通水する計画である（図-1参照）。

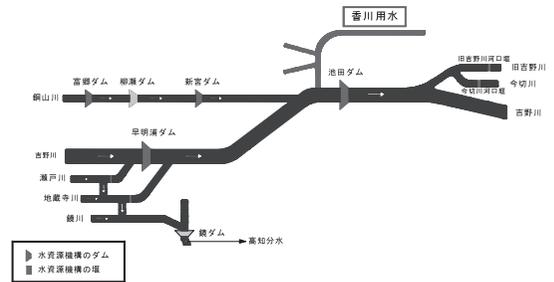


図-1 香川用水概略位置図

#### 2.2 開水路の劣化

香川用水は昭和50年から通水を開始し、香川県民にとって非常に重要な役割を担っている。

しかし、昭和60年代から施設のコンクリート構造物に通常の経年劣化とは異なる写真-1のような亀甲状のひび割れが発生したことから、その原因を解明するべく、関係利水者の協力を得て、平成2年度より開水路のひび割れ箇所を中心に、現地状況調査及び関係試験等を実施した。

この結果、ひび割れの大部分は、アルカリ骨材反応に起因する可能性が非常に高いことが判明した。

\* (独) 水資源機構香川用水総合事業所長  
(Tel. 0877-73-4221)  
 \*\* (独) 水資源機構香川用水総合事業所調査設計課長  
(Tel. 0877-73-4221)  
 \*\*\* (独) 水資源機構香川用水総合事業所調査設計課  
(Tel. 0877-73-4221)

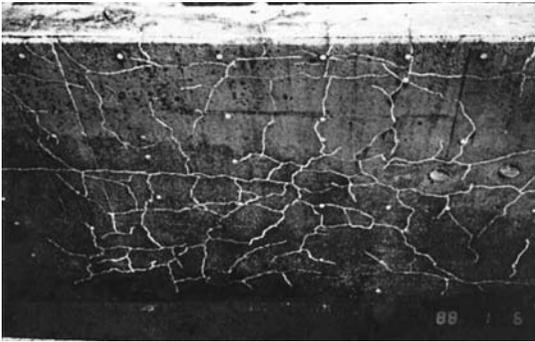


写真-1 開水路クラック発生状況

なお、その要因としては以下の4つである。

- ①セメントのアルカリ量が国の基準の2倍程度であること。
- ②アルカリ骨材反応の特徴である縦断的な大きなひび割れが水路壁の天端に入っていること。
- ③コンクリートの中にアルカリ骨材反応特有の白色ゲルが発見され、反応試験の結果、有害と判定されたこと。
- ④コンクリートの砂利の中には、アルカリ反応鉱物が多く含まれ、かつ、海砂を使用していることによるアルカリ供給が反応を促進したこと。

アルカリ骨材反応とは、「コンクリート標準示方書」<sup>1)</sup>によると、

「コンクリートに含まれる骨材（砂・碎石）中のある種の鉱物とコンクリートの細孔溶液中に存在する水酸化アルカリとの化学反応、あるいはそ

の結果生じたコンクリートのひび割れを主体とした劣化」と定義されるものである（図-2参照）。

### 2. 3 緊急改築事業概要

開水路調査結果を基に、平成11年度から平成17年度にかけて開水路の補強・補修を目的とした緊急改築事業を行った。概要は以下のとおりである（図-3参照）。

|       |       |
|-------|-------|
| 開水路補強 | 約9km  |
| 併設水路  | 約10km |
| 管理施設  | 一式    |

なお、併設水路とは、開水路補強時に仮廻し水路として使用するもので、詳細は次項以降で記述することとする。

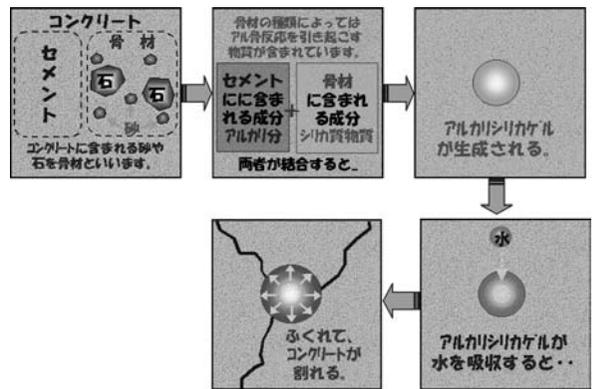


図-2 アルカリ骨材反応模式図  
(香川用水ホームページより引用)

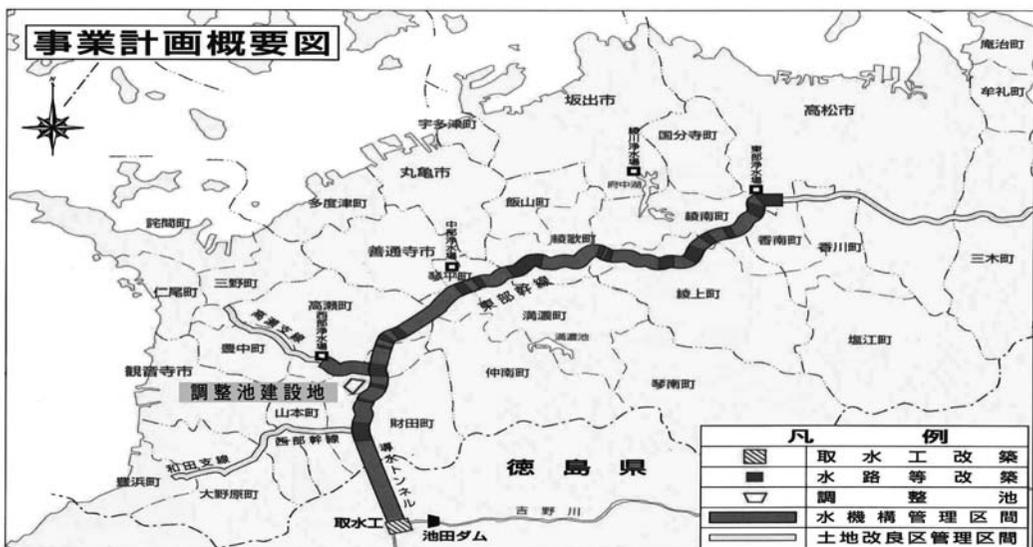


図-3 緊急改築事業概要図

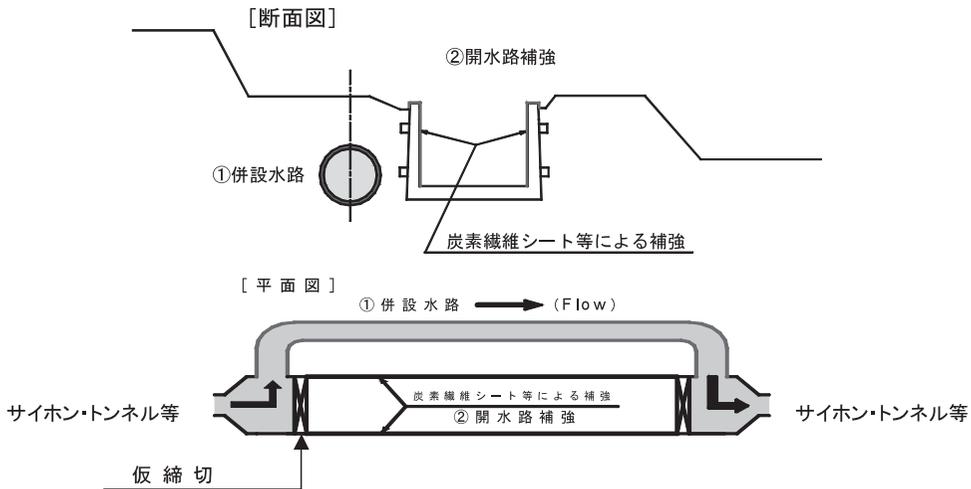


図-4 開水路補強工事概念図

### 3. 開水路補強工事のフロー

#### 3.1 開水路補強にあたって

開水路補強に当たっては、水路内の通水を停止する必要があるが、香川用水は農業用水・水道用水・工業用水を年間通水しており、香川県のライフラインとなっていることから、長期間の断水が不可能である。

そのため、開水路補強に先立ち、水路の仮廻しを行い、通水を確保する必要性が生じた。

仮廻し工法については、諸条件を勘案し比較検討した結果、既設開水路の脇に管水路を設置した後、用水を管水路に仮廻し、開水路を空にして補強工事を実施することとした。

この管水路は本設の管路として埋設し、開水路補強後も存置することで、将来の維持補修及び不慮の事故の代替水路としても使用可能な構造とした。

なお、この仮廻し水路を「併設水路」と称し、以下この名称を使用することとする。

#### 3.2 開水路補強の施工フロー

開水路の補強の時期については、通水量の少なくなる10月11日から翌年3月31日を基本に実施するものとし、施工フローについては以下のとおりとした(図-4参照)。

- ①併設水路の建設を行う。
- ②併設水路完成後、通水を併設水路に切り替える。
- ③通水切替後、空になった開水路の補強・補修

を行う。

- ④開水路補強・補強完成後、再び開水路へ通水する。
- ⑤付帯施設を施工する。

### 4. 併設水路について

#### 4.1 基本方針

併設水路の概要は前項で述べたとおりであり、将来の維持補修及び不慮の事故等による代替水路として利用できる構造とした。

併設水路の計画通水量は、最も通水量の少なくなる10月11日から11月30日までとしており、開水路の最大毎秒6.6m<sup>3</sup>~15.8m<sup>3</sup>に対し、併設水路は区間によって毎秒2.2m<sup>3</sup>~5.0m<sup>3</sup>とした。

写真-2に併設水路の施工状況を示す。



写真-2 併設水路施工状況

#### 4. 2 管種の選定

併設水路の管種については信頼性、経済性、施工性等から鋼管またはダクタイル鑄鉄管を採用しており、35箇所ある併設水路毎に工事費の比較を行い、管種の決定を行った。

#### 4. 3 基本構造

併設水路の基本構造としては、図-5及び6のように、開水路上流側からの流入部に流量調節のためのスライドゲートを備えた流入工（写真-3参照）を設け、また、下流側で開水路に流水を戻す位置には吐出水槽を設け、流入工と吐出水槽間はサイホン形式の管水路構造とした。



写真-3 流入工写真

#### 4. 4 水理設計

併設水路の水理設計は、上流側の仮締切により高くした水位と、下流側に設置された分水路の取水可能な最低水位を検討した上で、上下流の水位差を極力大きくすることで流速を早くし、管水路の口径を小さくして経済的な設計とした（図-5及び6参照）。

### 5. 開水路補強の概要

#### 5. 1 対策の目的

香川用水施設のアルカリ骨材反応によるひび割れ対策は、次のことを目的として実施した。

- ①アルカリ骨材反応によるひび割れの進行に応じて有効な対策を実施して、水路施設の安全を図る。
- ②水路施設の補強工事や補修工事を行うことにより、耐用年数の延長を図る。

#### 5. 2 ひびわれ対策工法の分類

現在一般的なひび割れ補修・補強としては、図-7のとおりである。

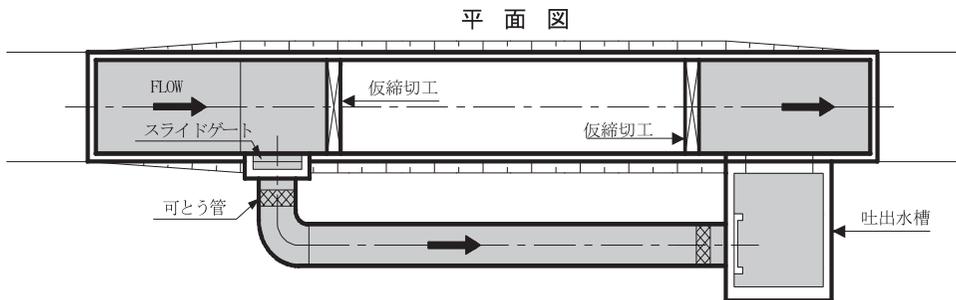


図-5 併設水路平面図

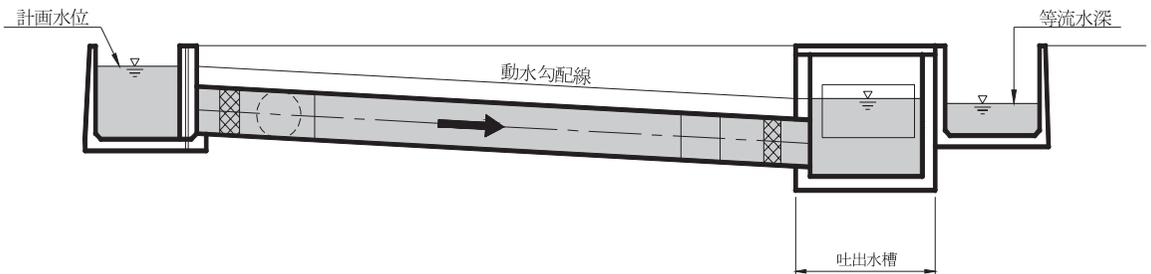


図-6 併設水路水理計算モデル

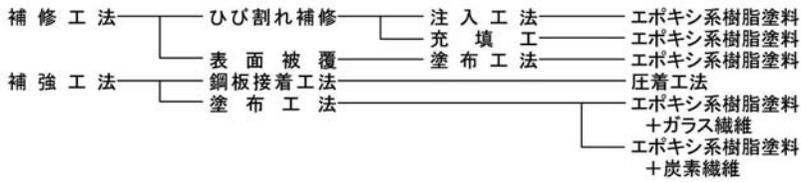


図-7 ひび割れ補修・補強工法

### 5. 3 各工法の特徴

#### (1)補修工法

補修工法は、樹脂塗料をひび割れ箇所へ注入して、かつ、コンクリートの表面に塗布することにより、ひび割れ箇所への水の浸入を止めて、鉄筋の腐食を防止することを目的とするものである。

したがって、アルカリ骨材反応によるコンクリートのひび割れの進行を押さえることは困難である。

#### (2)補強工法

##### ①鋼板接着工法

コンクリート面に鋼板を接着させ、一体化させることによりコンクリートの補強を行う工法である。

しかし、鋼板により通水断面が縮小されることや工費面、加工性、施工性に劣る欠点がある。

##### ②ガラス繊維による補強工法

ガラス繊維シートをエポキシ樹脂を結合材としてコンクリート面に貼り付け、補強を行う工法である。費用は比較的廉価であるものの、強度、耐久性が比較的 low、ひび割れの拘束が難しい。

香川用水における試験施工の結果、補強工完成後、ひび割れが発生した状況が確認された(写真-4参照)。

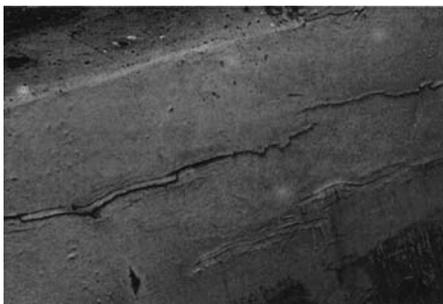


写真-4 ガラス繊維による補修後のひび割れ状況

##### ③炭素繊維シートによる補強工法

炭素繊維シートをエポキシ樹脂を結合材としてコンクリート面に貼り付け、補強を行う工法である。

炭素繊維シートは高強度を有し、接着性、耐久性、耐候性に優れている利点がある。

#### 5. 4 膨張量試験

アルカリ骨材反応によるひび割れが、今後進行するか否かは対策工法に大きく影響することから、膨張量試験により残存膨張量を測定して、ひび割れの進行状況を確認した。

膨張量試験は、アルカリ骨材反応による劣化の内部要因を有するコンクリートからコアを採取し、アルカリ骨材反応の最も進みやすい環境下(高温、多湿)で養生させ、この際の膨張率により今後の劣化進行の可能性を判定する試験である。

本試験は、「コンクリート構造物におけるアルカリシリカ反応の実態調査法(案)」<sup>2)</sup>ならびにモルタルバー法(JIS A 1146)に準拠して実施した。

モルタルバー法によると、「材例3ヶ月で0.05%以上、或いは6ヶ月で0.1%以上の膨張を生じたコンクリートは有害(アルカリ骨材反応)」という基準となっている。

香川用水では、各開水路毎にコンクリートコアを採取し、膨張量試験を実施して、モルタルバー法によるアルカリ骨材反応の判定が出た開水路を「残存膨張の認められる開水路」として、アルカリ骨材反応の進行が今後も予想されると判定し、その他の水路についてはアルカリ骨材反応が収束したと判定した。

写真-5に膨張量の試験状況を示す。



写真-5 膨張量試験状況

## 5. 5 補強工法の選定

香川用水では、劣化状況及び膨張量試験等の結果から、道路橋の塩害対策指針(案)<sup>3)</sup>にある「被覆材料は、長時間にわたって十分な密着性を有し、特に外部からの水分の透過進入を抑制するものでなくてはならない。また、ひび割れの進行に応じて伸び、ひび割れからの水分の進入を防ぎうるものでなくてはならない。」を踏まえ、非吸水性、耐久性、接着性等、各工法の特性及び経済性を考慮し、「残存膨張の認められる開水路」と「その他の水路」に分けて劣化対策工法を選定した。

### (1)残存膨張の認められる開水路

膨張量試験により、残存膨張の認められる開水路については、今後もアルカリ骨材反応による膨張が予想されたため、ひび割れ、膨張による変形等を物理的に拘束する工法を選択する必要があった。

鋼板接着工法は、通水断面の縮小、工事費、加工性、施工性で不利であり、ガラス繊維シートについては、試験施工でひび割れを起こしていることもあり、不採用とした。よって、変形等を物理的に拘束する工法として、高強度を有し、接着性、耐久性、耐候性に優れた炭素繊維シートを採用することとした(図-8参照)。

また、アルカリ骨材反応によるひび割れは亀甲状になることから、一層で縦横両方向の強度を持つ、写真-6のような二方向織りの炭素繊維シートを採用し、コストの縮減及び施工期間の短縮を図ることにした。

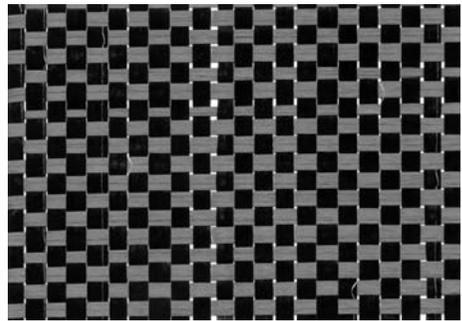


写真-6 二方向織り炭素繊維シート

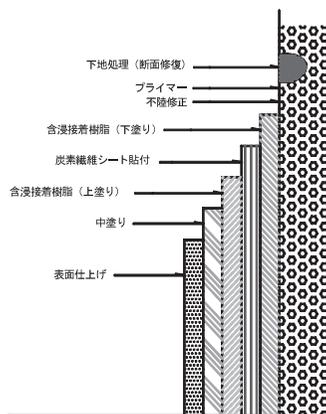
### (2)その他の水路

その他の水路における工法選定については、残存膨張は収束したと判断し、大きなひび割れに対して、ひび割れ補修を行った。これは、該当箇所にエポキシ系の樹脂塗料を注入することにより、ひび割れ部分を完全に充填するものである。併せて、樹脂系塗料をコンクリートの表面への被覆を行った(図-8参照)。これらにより、水の浸入を防ぐことで、鉄筋の腐食を抑制し、水路の摩耗対策を行った(以下、「表面被覆工法」と称す)。

## 6. 開水路補強の施工手順

### 6. 1 基本方針

工事施工に当たっては、幹線水路内を空水にする必要があるため、施工に先立って、併設水路に流水を転流させ実施した。併設水路への通水の切替に当たっては、施工区間の上下流に仮締切をそれぞれ設置した(図-5参照)。



※表面被覆工法はこの断面図の内、炭素繊維シートを除いたものである。

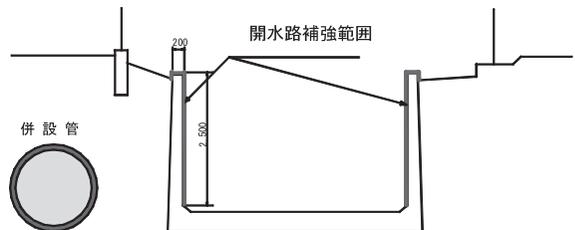
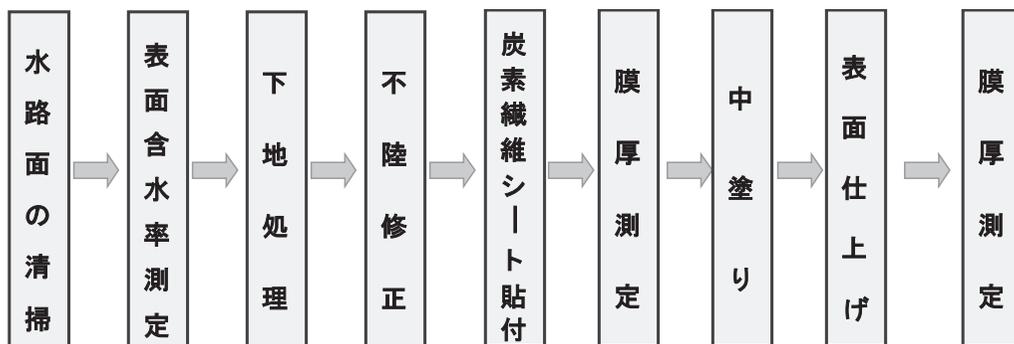


図-8 補強標準断面図



※表面被覆工法はこのフローの内、炭素繊維シートを除いたものである。

図-9 補強施工フロー

なお、施工に際しては水路高が2.5m以上であったが、材料自体の重量が軽いことから特別な重機作業を必要とせず、水路内に移動式足場（H≒1.5m：ローリングタワー）を設置し作業を行った。

## 6. 2 施工手順

工事施工の手順は図-9のとおりである。主要な工種についての内容は以下に示すとおりである。なお、表面被覆工法については(4)の工程は該当しない。

### (1)水路面の清掃（写真-7参照）

- ① 高圧洗浄機（14.7Mpa）によるコンクリート表面の泥、藻等の清掃・除去を行う。



写真-7 水路面の清掃状況

### (2)下地処理（写真-8参照）

- ① 下地コンクリート乾燥後（高圧洗浄完了後）、打継用接着材（プライマー）を塗布する。
- ② プライマー塗布後、直ちに断面修復材（ポリマーセメントモルタル）を金こてにより塗布する。



写真-8 下地処理状況

### (3)不陸修正

- ① ローラー・こて等を用いて不陸修正材を塗布する。

### (4)炭素繊維シート貼付（写真-9参照）

- ① ローラー・刷毛等を用いて含浸接着樹脂を塗布する。
- ② 接着樹脂塗布後、可使時間内に炭素繊維シートを貼る。
- ③ 脱泡ローラーで気泡を抜き、確実に密着させ、後に再び含浸接着樹脂を塗布する。



写真-9 炭素繊維シート貼付状況

### (5)中塗り

①ローラー・刷毛等によりエポキシ樹脂系塗料を塗布する。

### (6)表面仕上げ (写真-10参照)

①ローラー・刷毛等によりポリウレタン樹脂系塗料を塗布する。

②施工端部をシール材により保護する。



写真-10 表面仕上げ状況

## 7. 舗装開水路の補修について

### 7.1 舗装開水路の構造

舗装開水路とは、図-10の様に台形断面をしており、10cmのコンクリートライニングを施した開水路である。フルーム水路がコンクリートの躯体で持たせる構造なのに対し、舗装開水路は土の堤体で持たせる構造となっている。舗装開水路は、地形的な変化が少なく、線形・地質に問題がない場合に採用しており、水資源機構では愛知用水、豊川用水、群馬用水でも採用している。

なお、ライニングは、法面の浸食防止、粗度係数の向上による断面効率の向上を趣旨とするものであり、重要な断面構成材料であるが、主構築材ではなく、「外圧等に対する強度を持つ構造物ではない」とされている。

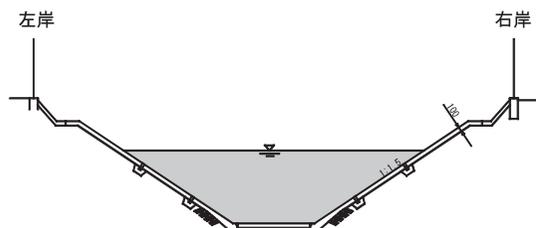


図-10 舗装開水路標準断面図

### 7.2 舗装開水路補修にあたって

香川用水では、開水路延長約9kmのうち、舗装開水路は約2.3km採用されている。

平成2年度に実施された幹線水路の調査では、フルーム水路のひび割れの要因はアルカリ骨材反応によるものと考えられ、「表面被覆工法」での施工を検討していた。一方、舗装開水路においては、コンクリート背面の空洞化・ひび割れの要因が懸念されていた。

上記のことから、舗装開水路の補修を行う前に、舗装開水路の調査を行うこととなった。

### 7.3 開水路調査方法

#### (1)調査方法と調査項目

調査方法は、併設水路の完成した区間で併設水路に通水切替して水路内を空水にし、調査を実施した。

調査項目は次の6項目である。

- ①空洞調査、②ひび割れ調査、③目地材の老朽化、④目地の段差、⑤ウィーブホールの機能確認、⑥コンクリート表面の摩耗の調査

#### (2)空洞調査 (地下レーダー探査)

コンクリート背面の空洞調査は地下レーダー機械 (写真-12参照) を使用し、調査範囲は舗装開水路を除く舗装開水路の斜面範囲の全面積とし、地下レーダー探査測線は斜面上約0.5m間隔に設定した。

探査は、斜面上0.5m間隔に設定した各測線に沿って毎秒1~2mの一定速度で走行させ、電磁波の反射記録を探査機本体のCRT上に反射映像 (時間断面) を表示させるとともにパソコンに全記録を収録した (図-11及び写真-13参照)。

写真-11に地下レーダーによる測定状況を示す。



写真-11 地下レーダーによる測定状況



写真-12 地下レーダー機械

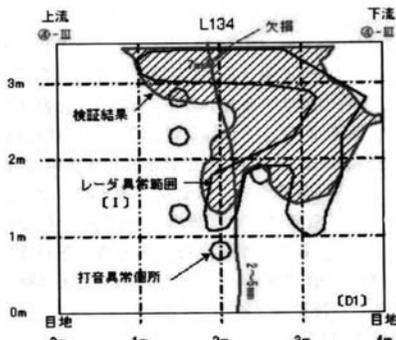


図-11 バレル位置等の対比図

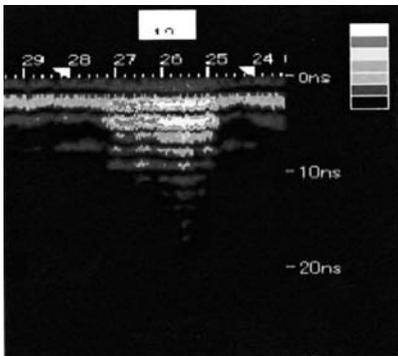


写真-13 CRT上の反射画像

### (3)打音調査

地下レーダー探査において反射異常箇所のあるバレルから調査対象バレルを選定し、打音調査を実施した。

打音調査は、専用機械を使用し、マイクで収録したハンマー打撃音を処理して、その音を画像(スカログラフ)に表示し、同時にその特徴を指数として表すことで背面空洞やコンクリート老朽

化の判定を行うものである。

### (4)ひび割れ等調査

ひび割れ、目地部の老朽化と段差、ウィーブホール・アンダードレンバルブ調査について以下の方法で実施・整理した。

#### ①ひび割れ等調査

ひび割れ状況は、位置、幅、延長の計測及びスケッチと写真撮影を行った。

#### ②目地材の老朽化調査

目視によりコンクリートから剥離した隙間を測定するとともに、剥離延長及び剥離状態を調査した。

#### ③目地の段差調査

調査は正面と横から目視により確認、段差の有無を判別し、最大段差を測定すると共に段差が目地のどの位置で発生しているか、上下流のどちらが高いかを測定した。

#### ④ウィーブホール・アンダードレンバルブ調査

目視により設置されている箇所の劣化、弁体の動作状況の良否を確認した。

### 7. 4 補修の方針

調査結果から、ひび割れの発生要因はアルカリ骨材反応ではなく、使用環境、構造物の不同沈下によるひび割れである可能性が高いと判断された。

フルーム水路の場合は、ひび割れによる鉄筋の腐食に対する補修が重要であり、表面被覆工法が必要となるが、舗装開水路の場合は、無筋コンクリートであり、外圧等に対する構造体では無く、フルーム水路のような亀甲状のひび割れが少ないことを勘案し、舗装開水路で重要となるコンクリート背面の空洞補修及びコンクリートのひび割れ対策を行うものとする。

### 7. 5 補修方法

#### (1)空洞補修

空洞補修は、空洞調査(地下レーダー探査)の結果を基に判定を行い、大きな空洞が見られる場合は、コンクリートを剥がしてやり直すことを原則としたが、補修範囲は、空洞調査以外の調査結果(打音調査及びひび割れ調査)を含めて、現地の状況により判断した。

なお、空洞補修方法は、コンクリートを剥がした後、空洞箇所を既堤体材料と同材料で充填し、再び、コンクリートライニングを行った。

写真-14に空洞状況写真を示す。

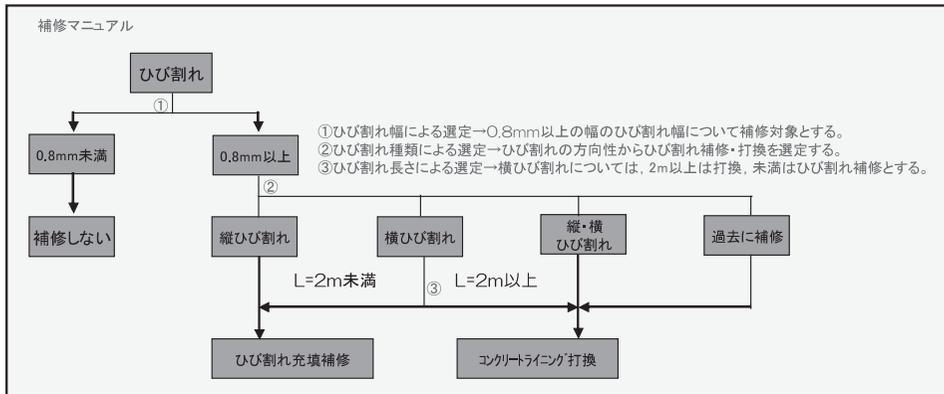


図-12 ひびわれ補修マニュアル



写真-14 空洞状況写真



写真-15 コンクリート打換状況

(2)ひび割れ対策

ひび割れ対策については、補修を基本とするが、ひび割れパターンの横クラックのように背面の状態による影響によるものについては、コンクリートライニング水路で最も重要である背面基盤の補修が必要であると考えられるため、打換も含めて検討した。

図-12にひびわれ補修マニュアルを示す。

(3)コンクリート打換

打換の判断については、ひび割れ密度により決定しており、被害程度の大きいコンクリートライニングは部分的または全面的に打ち直し、背面を確認することとした。なお、打換は下記の3パターンを想定し、検討の結果、②及び③を打換の対象とした。

①縦方向のひび割れ

ひび割れ密度が $0.1\text{m}/\text{m}^2$ 以内のもの  
(2m以下/バレル)

②横方向・2方向性のもので長さが1バレル中2m以上の場合

ひび割れ密度が $0.2\text{m}/\text{m}^2$ 以内のもの  
(2m以上/バレル)

③過去に補修してあるバレル

また、コンクリートライニングの打換は、原則として1バレルを単位として行うこととした。

写真-15にコンクリート打換状況を示す。

(4)ひび割れ補修

ひび割れ補修の対象となるひび割れ幅に関しては、対象となる構造体がどのような目的であるのかによって区分される。表-1に補修の要否に関するひび割れ幅の選定表を示す。

今回のコンクリートライニングにおいては、防水性のものではないため、耐久性から考える。また、ひび割れの深さは解らないため、鉄筋構造物ではないが、かぶり厚さから「小」と判定され、環境条件は水路構造物と考え、「中間」とする。よって、それらから、補修対象となる幅は0.8mm以上とするものとした。

補修方法としては、ひび割れに沿って幅10mm、深さ10mmのUカットを行い、カットを行った箇所

表-1 ひびわれ補修基準<sup>7)</sup>

| 区分                         | その他の要因※1 | 環境※2 | 耐久性からみた場合 |       |       | 防水性からみた場合 |
|----------------------------|----------|------|-----------|-------|-------|-----------|
|                            |          |      | きびしい      | 中間    | ゆるやか  | -         |
| (A) 補修を必要とする<br>ひび割れ幅(mm)  | 大        |      | 0.4以上     | 0.4以上 | 0.6以上 | 0.2以上     |
|                            | 中        |      | 0.4以上     | 0.6以上 | 0.8以上 | 0.2以上     |
|                            | 小        |      | 0.6以上     | 0.8以上 | 1.0以上 | 0.2以上     |
| (B) 補修を必要としない<br>ひび割れ幅(mm) | 大        |      | 0.1以下     | 0.2以下 | 0.2以下 | 0.05以下    |
|                            | 中        |      | 0.1以下     | 0.2以下 | 0.3以下 | 0.05以下    |
|                            | 小        |      | 0.2以下     | 0.3以下 | 0.3以下 | 0.05以下    |

※1 その他の要因（大中小）とは、コンクリート構造物の耐久性及び防水性に及ぼす有害性の程度を示し、下記の要因の影響を総合して定める。

○ひび割れ深さ「貫通（大）、中間（中）、表面（小）」

○鉄筋に対するコンクリートのかぶり厚さ「4cm以下（大）、4～7cm（中）、7～10cm（小）」

※2 主として鉄筋の錆の発生条件の観点からみた環境条件

○きびしい：激しい雨にさらされたり乾湿繰り返しを受けたりする場合、湿っていて、かつ凍結する場合、激しい霧や腐食性のガスにさらされる場合、海水または荒野の水にさらされるか摩滅する状況に有る場合

○中間：気象条件の中庸な地方に建つ通常の構造物、激しい雨にさらされず、水に浸されている場合は氷結しないなどの状態、たとえば地中コンクリート及び連続的に水中にあるコンクリート

○ゆるやか：外気とか激しい腐食環境から完全に遮断されている状態

にシール材の充填を行った。

#### (5) その他の補修について

目地やウィーブホールは、シール材等の寿命と考えられるため、更新を基本として考えるが、空洞・ひび割れ調査結果からの要因等を併せながら決定するものとした。

### 8. 開水路補強の効果等

約7年間にわたる緊急改築事業により、香川用水の水路機能は回復し、躯体及び通水力低下の回復、漏水事故の減少が図られ、かつ、併設水路により、事故等の代替機能の向上が図られた。

なお、今後の課題として、以下の項目が考えられる。

- 水路補強・補修において、樹脂被覆を行っているため、定期的な塗替の対応。
- 水路の老朽化は今後も進行していくことから、老朽具合に併せた補強・補修等の対応。
- 舗装開水路の空洞については今後も予想されることから、空洞補修の対応。

### 9. おわりに

通水の仮廻し方法、水路の補強方法及び施工期間の制約といった様々な制約の中で、関係者の協力の下、香川用水の開水路補強は完成した。

今回の開水路補強は、香川県のライフラインである香川用水の予防保全を行ったといえる。従前は、当用水の開水路の老朽化状況では、水路の全面取壊・更新を行うべきものであったと考えられ

る。開水路補強により水路施設の劣化を抑えることで、コスト縮減にもつながった。

しかし、開水路の管理は今後も続くものであり、今後の維持補修次第で、水路機能の耐用年数は変わってくる。開水路の補強は完了したが、定期的な点検、調査、維持補修を実施し、香川用水の機能低下が無いよう努めていきたい。

#### 参考文献

- 1) (社)土木学会. コンクリート標準示方書「施工編」平成8年制定
- 2) (財)土木研究センター. コンクリートの耐久性向上技術の開発 平成元年5月
- 3) (社)日本道路協会. 道路橋の塩害対策指針(案)・同解説 昭和59年2月
- 4) 阪神高速道路公団, 日本材料学会. コンクリート構造物の表面保護工便覧(案)・同解説 平成元年3月
- 5) JIS A 5308レディーミクストコンクリート附属書 7及び8
- 6) コンクリート工学協会. コンクリートのひび割れ調査, 補修・補強指針 1987
- 7) 水資源開発公団(現,(独)水資源機構). 水路構造物におけるひび割れ調査法(案)

# グラウンドカバープランツとしての イブキジャコウソウの法面被覆効果

須 藤 勇 人\*  
(Hayato SUDO)

## 目 次

|                     |    |                  |    |
|---------------------|----|------------------|----|
| 1. はじめに……………        | 88 | 6. 開花時期……………     | 90 |
| 2. 法面被覆効果……………      | 88 | 7. 挿し木増殖の方法…………… | 91 |
| 3. 優勢品目……………        | 89 | 8. 現地植栽……………     | 91 |
| 4. 維持管理軽減効果……………    | 89 | 9. おわりに……………     | 92 |
| 5. 斑点米カメムシ忌避効果…………… | 90 |                  |    |

### 1. はじめに

農村地域におけるほ場や農道の法面の雑草管理には多大な労力が掛かり、農業者の高齢化や後継者不足が進む中、雑草管理の負担は地域の切実な問題となっており、軽減化が強く求められている。

そうした中、多くの農家の方々に景観形成も兼ねたグラウンドカバープランツ（以下「GCP」）による法面緑化が注目され、新聞、雑誌等で取り組み活動の事例が紹介されてきている。

GCPにも多種多様な種類があり、地域環境や目的等に応じて、品目が選定されている。

その中でも特に植栽事例が多いのは、センチピートグラスによる水田畦畔や法面の被覆であり、大きな成果を上げている。

ここでは、2002年に当農業研究センターが試験研究として取り組んだグラウンドカバープランツの動力吹付緑化工法（ビオ・セル・ショット工法）の試験研究成果において、寒冷地の法面被覆に強く、雑草抑制が高いと確認されたイブキジャコウソウについて紹介する。

### 2. 法面被覆効果

2002年8月に当センター内のほ場法面に8品目のGCPを3～4品目の配合（表-1）に分け、機械吹付施工により混植した。（写真-1）

図-1は2002年10月から2005年10月までの、3ヶ年の各配合の被覆率である。3配合とも初夏には全面被覆となるが、イブキジャコウソウを配合

した配合1、配合2の法面は、越冬後の被覆回復が早いのが特徴である。

その要因は、イブキジャコウソウの萌芽が3月下旬頃から始まり、他のGCP品目と比べ最も早いためである。

そして、萌芽後は、初夏にかけて枝の伸長と分枝を繰り返し、法面を匍匐枝でマット状に被覆する。

また、冬期間も匍匐枝は休眠状態で生存するため、年間を通じて被覆が維持され、土壌流亡を防ぐなど、法面被覆の効果が高い。

表-1 配合別GCP品目

| 試験区名 | イブキジャコウソウ | イワタバコ | ツルマンネングサ | マツバキ | ホトテイヤ | シハザクラ | ビンカミノール | セダムコーラルカーペット |
|------|-----------|-------|----------|------|-------|-------|---------|--------------|
| 配合1  | 10        | 20    | 10       | 10   | —     | —     | —       | —            |
| 配合2  | 10        | —     | 15       | —    | 15    | 20    | —       | —            |
| 配合3  | —         | 20    | —        | —    | —     | —     | 15      | 15           |

1m<sup>2</sup>当たり植栽苗数 単位：個



写真-1 ビオ・セル・ショット工法

\*岩手県農業研究センター（Tel. 0197-68-4415）

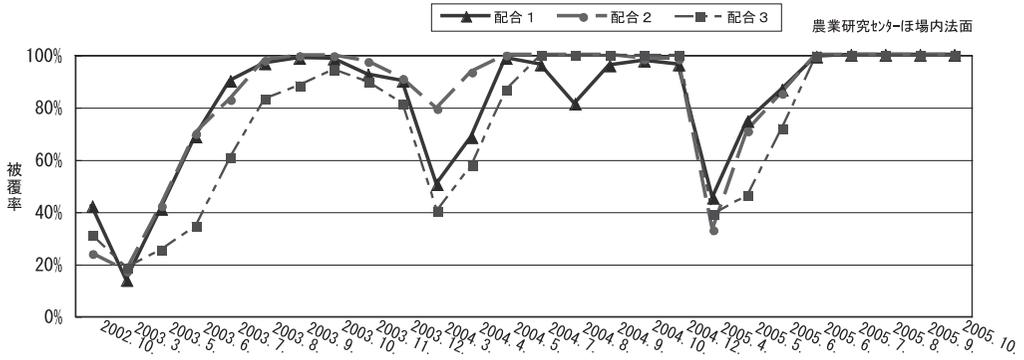


図-1 被覆率

### 3. 優勢品目

配合した8品目の植栽後の被覆占有割合を調査し、優勢品目を確認した。

図-2, 3はその占有割合の結果である。イブキジャコウソウを配した配合1, 2の法面では、施工3年目では80%以上、施工4年目では90%以上の占有率で法面を被覆しており、他のGCPと比較し、非常に優勢に生育する品目であることがわかった。

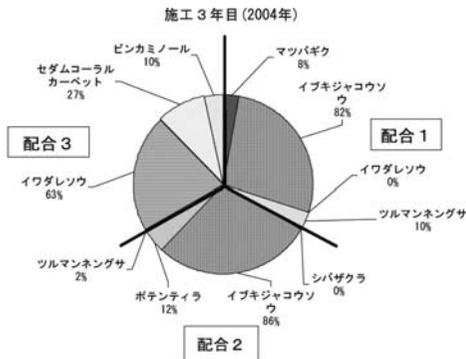


図-2 配合別占有割合 (2004)

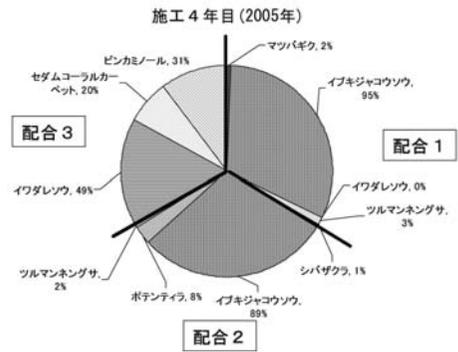


図-3 配合別占有割合 (2005)

### 4. 維持管理軽減効果

イブキジャコウソウを配した法面の雑草除去にかかる時間は、施工2年目では11～18時間/100m<sup>2</sup>、施工4年目では約6時間/100m<sup>2</sup>前後と年々少なくなり、イブキジャコウソウを含まないGCP法面の約1/6になっている。(表-2)

表-2 維持管理時間の推移 (2003-2005)

| 品目構成  | 施工後2年目                |                                  |                                 | 施工後3年目               |                                  |                                 | 施工後4年目               |                                  |                                 |     |
|---|-----------------------|----------------------------------|---------------------------------|----------------------|----------------------------------|---------------------------------|----------------------|----------------------------------|---------------------------------|-----|
|   | 作業期間                  | 延作業時間<br>(時間/100m <sup>2</sup> ) | 作業時間<br>(時間/100m <sup>2</sup> ) | 作業期間                 | 延作業時間<br>(時間/100m <sup>2</sup> ) | 作業時間<br>(時間/100m <sup>2</sup> ) | 作業期間                 | 延作業時間<br>(時間/100m <sup>2</sup> ) | 作業時間<br>(時間/100m <sup>2</sup> ) |     |
| 配合1<br>マツバギク<br>イブキジャコウソウ<br>イワダレソウ<br>ツルマンネングサ | 2003<br>7/9~<br>10/11 | 1回目                              | 5.7                             | 2004<br>6/4~<br>8/19 | 1回目                              | 7.2                             | 2005<br>6/2~<br>8/22 | 1回目                              | 5.8                             | 0.8 |
|   |                       | 2回目                              | 5.4                             |                      | 2回目                              | 3.0                             |                      | 2回目                              | 1.4                             | 0.5 |
|   | 平均                    |                                  | 5.6                             | 平均                   |                                  | 5.1                             | 平均                   |                                  | 3.6                             | 0.6 |
|   |                       |                                  |                                 |                      |                                  |                                 |                      |                                  |                                 |     |
| 配合2<br>シバザクラ<br>イブキジャコウソウ<br>ポテンティラ<br>ツルマンネングサ | "                     | 1回目                              | 9.0                             | "                    | 1回目                              | 6.3                             | "                    | 1回目                              | 3.5                             | 0.6 |
|   |                       | 2回目                              | 8.8                             |                      | 2回目                              | 4.5                             |                      | 2回目                              | 2.0                             | 0.4 |
|   | 平均                    |                                  | 8.9                             | 平均                   |                                  | 5.4                             | 平均                   |                                  | 2.7                             | 0.5 |
|   |                       |                                  |                                 |                      |                                  |                                 |                      |                                  |                                 |     |
| 配合3<br>イワダレソウ<br>セダムコラルカーペット<br>ピンカミノール         | "                     | 1回目                              | 11.0                            | "                    | 1回目                              | 18.9                            | "                    | 1回目                              | 18.6                            | 1.0 |
|   |                       | 2回目                              | 7.9                             |                      | 2回目                              | 13.7                            |                      | 2回目                              | 17.0                            | 1.2 |
|   | 平均                    |                                  | 9.4                             | 平均                   |                                  | 16.3                            | 平均                   |                                  | 17.8                            | 1.1 |
|   |                       |                                  |                                 |                      |                                  |                                 |                      |                                  |                                 |     |

これは、イブキジャコウソウが匍匐枝を高さ20～30cm程の厚さに伸長させ、マット状に被覆していることや、越冬後早期に萌芽、伸長するため、雑草の侵入と生育を抑制しているからである。また、発生する雑草種も少なくなっている。(図-4)

植栽後4年経過した2006年は、イブキジャコウソウの法面は雑草管理を行う必要がなかった。

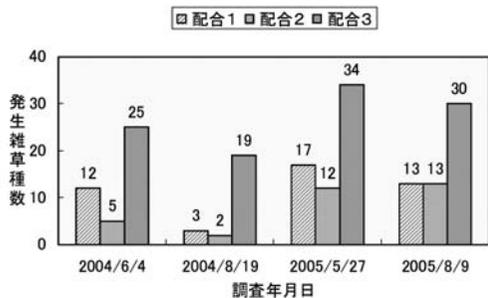


図-4 配合別発生雑草種数 (2004-2005)

### 5. 斑点米カメムシ忌避効果

2ヶ年のすくい取り調査 (20回振り) では、写真2のようなカメムシ類が試験区周辺の農道や水田畦畔、イワダレソウ、ポテンティラなど他のGCP品目の法面で確認されたが、イブキジャコウソウの法面では確認されなかった。(表-3)

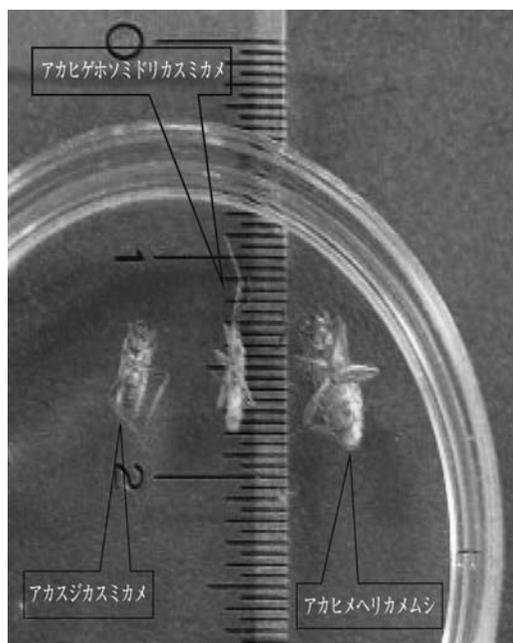


写真-2 確認されたカメムシ

表-3 斑点米カメムシすくい取り調査 (2005-2006) 確認された斑点米カメムシ類

| 調査場所                               | 調査日                              |   |
|------------------------------------|----------------------------------|---|
|                                    | 2005.08.09                       | 2006.08.01  |
| GCP<br>イブキジャコウソウの植生法面              | 無し                               | 無し (任意3カ所調査)  |
| 周辺                                 | イブキジャコウソウ植生法面の北側水田畦畔             | アカヒゲホソドリカスミカメ×10<br>アカスジカスミカメ×4<br>アカヒメヘリカメムシ×3       |
|                                    | イブキジャコウソウ植生法面の南側農道               | アカヒゲホソドリカスミカメ×12<br>アカスジカスミカメ×5<br>アカヒメヘリカメムシ×7       |
|                                    | イブキジャコウソウの植生法面の北側道路法面            | 未調査<br>アカスジカスミカメ×4<br>アカヒゲホソドリカスミカメ×3                 |
| GCP<br>他のGCP (イワダレソウ、ポテンティラ) の植生法面 | アカヒゲホソドリカスミカメ×1                  | アカスジカスミカメ×4<br>アカヒゲホソドリカスミカメ×1<br>アカスジカスミカメ×5         |
| GCP<br>周辺                          | 他のGCP植生法面の北側水田畦畔                 | 未調査<br>アカヒゲホソドリカスミカメ×4<br>アカスジカスミカメ×1                 |
|                                    | 他のGCP植生法面の北側水路法面                 | 未調査<br>アカスジカスミカメ×4<br>アカヒゲホソドリカスミカメ×1<br>アカヒメヘリカメムシ×1 |
| GCP<br>法面続きの無処理法面 (雑草帯)            | アカヒゲホソドリカスミカメ ×1<br>アカスジカスミカメ ×1 | アカスジカスミカメ ×12<br>アカヒゲホソドリカスミカメ ×1<br>アカヒメヘリカメムシ ×1    |
|                                    | アカヒゲホソドリカスミカメ ×1                 | アカヒゲホソドリカスミカメ ×1                                      |

### 6. 開花時期

3ヶ年の開花調査では、イブキジャコウソウの開花は、6月下旬から10月下旬まで、長期にかけて見られる。(表-4)

開花の最盛期は7月上旬である。(写真-3) 開花期間に幅があるのは、新しい茎が分枝成長し、開花しているためである。

表-4 開花期間 (2003-2005)

| 開花時期       | 4月 | 5月 | 6月 | 7月 | 8月 | 9月 | 10月 | 11月 | 12月 |
|------------|----|----|----|----|----|----|-----|-----|-----|
| イブキジャコウソウ  |    |    |    | ←→ | ←→ | ←→ | ←→  |     |     |
| イワダレソウ     |    |    |    | ←→ | ←→ | ←→ | ←→  |     |     |
| シバザクラ      |    | ←→ |    |    |    |    |     |     |     |
| セダムコルカーベット |    |    | ←→ | ←→ | ←→ |    |     |     |     |
| ツルマンネグサ    |    |    | ←→ | ←→ | ←→ |    |     |     |     |
| ピンカミノール    | ←→ | ←→ | ←→ | ←→ | ←→ | ←→ | ←→  |     |     |
| ポテンティラ     |    | ←→ | ←→ | ←→ | ←→ | ←→ | ←→  |     |     |
| マツバギク      |    |    | ←→ | ←→ | ←→ | ←→ | ←→  |     |     |

←→ 2003開花状況   ←→ 2004開花状況   ←→ 2005開花状況



写真-3 イブキジャコウソウの開花 (2003.7.7)

## 7. 挿し木増殖の方法

### 1) トレー及び用土

挿し木増殖には200セルの黒色塩ビトレーに、ソイルフレンドを充填して挿し床とした。

### 2) 挿し穂の調整

3月下旬から5月中旬に露地でマット形成しているジャコウソウの茎を、株の基部10~20cm程度を残し、葉が着生している茎を採集した。挿し穂は節を含むように長さ4~6cmの長さに調整し、節がトレーに約1~2cm程度入るように挿した。

### 3) 管理方法

挿し木後は最低15℃、最高25℃に管理されたガラス温室内で管理し、挿し木後1週間は40%遮光とした。その後は遮光を解除した。水分管理は挿し木後約1週間は、常時湛水による底面給水方式とし、その後は頭上灌水方式とした。(写真-4)

### 4) 育苗期間

写真-5のような根鉢の形成状況を目安に、約1ヶ月間程度育苗し、定植苗とした。



写真-4 遮光、底面給水状況

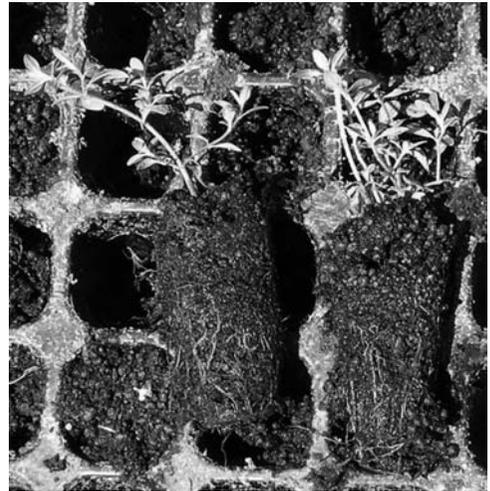


写真-5 根鉢の形成状況

## 8. 現地植栽

### 1) 試験場所

岩手県奥州市胆沢区小山

基盤整備2年後の水田畦畔法面面積

211.44m<sup>2</sup>

### 2) 試験場所の事前準備:

2006年5月26日ラウンドアップ処理による雑草の防除、無施肥

### 3) 定植日

2006年6月16日及び6月20日

### 4) 栽植間隔は20cm×20cmにした。

### 5) 定植方法

法面に対し深さ5cm、径3cm程度の穴を掘り、定植した。

### 6) 定植後の管理方法:

(ア)雑草の抜取りは3回実施 (7/28, 8/22, 9/4)

(イ)追肥は3回実施 (1回目7/20IB化成(中粒)をm<sup>2</sup>当たり100粒程度, 2回目9/22尿素(粒状)をm<sup>2</sup>当たり20g程度, 3回目9/26, ポブピーターズ(N9-P45-K15)の500倍液を2.4ℓ/m<sup>2</sup>程度)

(ウ)補植は3回実施 (8/2, 8/3, 9/15)。

(エ)散水は3.8ℓ/m<sup>2</sup>で8回実施した。

(8/2, 8/3, 8/11, 8/16, 8/22, 9/4, 9/15, 9/22)

本法面は表-5のとおり瘦薄な土壤であるが、写真管理による被度調査では、植栽後3ヶ月で概ね60%の被覆率となっており、基盤整備後の瘦薄

な土壌法面でも、適切な生育管理を行うことでイブキジャコウソウが活着・生育し、実用性があることが明らかになった。(写真-6, 7)

表-5 植栽法面の土壌状況

| 測定位置    | 法面東下段  | 法面中上段  | 法面西下段  | 平均     |
|---------|--------|--------|--------|--------|
| 電気伝導度   | 0.0330 | 0.0295 | 0.0232 | 0.0286 |
| 硬度(中山式) | 5~18   | 5~13   | 9~15   |        |
| PH      | 5.52   | 5.57   | 5.74   | 5.61   |



写真-6 植栽直後 (2006.6.27)



写真-7 3ヶ月経過 (2006.9.26)

## 9. おわりに

イブキジャコウソウはGCPの中でも、法面被覆、雑草抑制の効果が高く、非常に優良な品目である。容易に挿し木増殖が可能であり、瘦薄な土壌法面でも適応できるが、草丈が高いため、歩行する水田畦畔ではなく、法面の被覆に有望である。

ちなみに、イブキジャコウソウと複数のGCP品目を組み合わせることで、開花時期には法面の色彩を楽しむことができる。

最後に、イブキジャコウソウの挿し木増殖の試験研究に際しては、(株)大本組の菊地利春氏、出雲井雄二郎氏、兵庫県立農林水産技術総合センターの福嶋昭氏、セル苗生産者の松岡農場松岡秀明氏より多大なご指導、ご協力を賜った。この場をお借りして、御礼申し上げます。

### 引用文献等

- 1) 「グラウンドカバープランツの動力吹付緑化工法の評価」  
2004年岩手県農業研究センター  
試験研究 成果書
- 2) 「グラウンドカバープランツとしてのイブキジャコウソウの法面被覆効果」  
2005年岩手県農業研究センター  
試験研究成果書
- 3) 「寒冷地におけるグラウンドカバープランツの動力吹付け緑化工法の実証」  
須藤勇人 大志田建男 出雲井雄二郎  
2004年農業土木学会第48回東北支部
- 4) 「寒冷地におけるグラウンドカバープランツの動力吹付け緑化工法の実証 (第2報)」  
須藤勇人 大志田建男 出雲井雄二郎  
2005年農業土木学会第49回東北支部
- 5) 「グラウンドカバープランツとしてのイブキジャコウソウの法面被覆効果」  
須藤勇人 阿部潤  
2006年農業土木学会大会講演会

# 山形県における水田の畑地化対策について

## —水田畑地化の取組と対策工法の一例—

戸 田 靖 浩\*  
(Yasuihiro TODA)

### 目 次

|                    |    |                            |    |
|--------------------|----|----------------------------|----|
| 1. はじめに……………       | 93 | 5. 主な水田畑地化の実施状況……………       | 94 |
| 2. 水田畑地化事業の内容…………… | 93 | 6. 畑地化事業で導入を支援する機材と施設…………… | 95 |
| 3. 主な取り組み経過……………   | 93 | 7. まとめ……………                | 97 |
| 4. 水田畑地化の効果……………   | 94 |                            |    |

### 1. はじめに

山形県では、米の生産調整（転作）によって、県内全水田面積の3割を越える転作を実施しており、米の所得が低下する中で、転作田からいかに収益を上げるかが課題になっている。

そのため、転作田で大豆やそば、園芸作物等に取り組む生産者に対し排水対策、土づくり、地下かんがい、及び排水機材の導入支援等を行う「水田畑地化基盤強化対策事業」（以下、「水田畑地化事業」という。）を実施し、助成金に頼らない足腰の強い農家経営の確立を支援している。

### 2. 水田畑地化事業の内容

#### (1)水田畑地化が必要な水田

水田畑地化事業に取り組む水田面積は、転作面積の30,000haを、排水が劣悪で畑作に不適、または永年性作物が定着済み等の18,000haと、排水良好な2,200haを除いた9,800haを対象としている。これを約300の生産団体等のアンケート調査から、ハード事業対応、ソフト事業対応及び農家自らが実施する対策に区分している。（表-1）

表-1 水田畑地事業の計画面積（単位：ha）

| 生産調整水田面積    |       | 約 30,000ha | 対 応 策       |
|-------------|-------|------------|-------------|
| 畑作不適地・果樹等定着 |       | 18,000     | 加工用米、永年性作物等 |
| 対策済み        |       | 2,200      | 畑作等         |
| 県事業         | ハード事業 | 2,000      | 抜本的改良       |
|             | ソフト事業 | 3,900      | 機材等導入支援     |
|             | 計     | 5,900      |             |
| 農家等自ら実施     |       | 3,900      | 既機材で対応      |
| 合 計         |       | 9,800      |             |

\*山形県農林水産部生産技術課（Tel. 023-630-2507）

#### (2)ハード事業とソフト事業

ハード事業では、既には場整備事業等で設置した本暗渠を活用し、それと交差する補助暗渠を設置することで透水性を強化する。補助暗渠は、専用の「重粘土層改良機」により本暗渠に余剰水を誘導する圧密なモミガラを、2m間隔に設置するものである。

また、畑作物に適した土壌酸度調整や、地力向上のための堆肥投入等土づくりもあわせて行う。さらに「地下水位調整器」等を追加設置し、地下かんがい施設として多目的利用する試みも取り組んできた。

ソフト事業では、生産団体等の排水対策機材の購入に対する補助や、生産者が作業機械を借りて排水改良を行う場合にも支援を行っている。

### 3. 主な取り組み経過

#### (1)水田畑地化事業の推進

事業の推進体制は、県庁に推進本部、総合支庁に地方推進本部、市町村に実施本部を設け、関係機関と連携して進めている。

現地では、畑地化の効果と輪作体系の実証のためのモデル展示ほの設置や、事業完了地区のほ場を定期的に調査しながら、大豆等の生産確保、石礫除去、低コスト化工法等の課題にも取り組んでいる。

#### (2)園芸作物の導入

山形県では平成16年度から3カ年間を園芸作物振興の重点期間とし、野菜や花き及び果樹等の基盤作りを畑地化事業で支援し、その農産物の出荷調製施設の整備も合わせて支援する制度を創設しながら園芸作物の普及拡大を支援してきた。また、

伝統的な野菜の産地づくりのための支援や、土地利用型野菜の機械化一貫体系の実証・展示にも取り組んできた。

### (3)地域営農の支援

経営所得安定対策を実現するため、平成18年度から、より大規模な受益を対象とした新制度を創設して、担い手農家への集積や、集落営農をバックアップしている。

## 4. 水田畑地化の効果

### (1)収量・品質の向上

ほ場の排水能力の強化によって降雨直後においても、速やかな農作業が可能になった。大豆は土寄せや収穫作業が適期に行われるため、収量及び品質の向上が図られた。(表-2)

表-2 排水改良による収量・品質の向上(大豆の例)

| 項目   | 未実施                  | 実施                   | 効果    |
|------|----------------------|----------------------|-------|
| 収量   | 220kg/10a            | 298kg/10a            | 1.4倍  |
| 1等比率 | 40.0%                | 52.5%                | 1.3倍  |
| 等外比率 | 5.0%                 | 0.0%                 | 全量商品化 |
| 作業時間 | 13.2hr               | 12.3hr               | 7%減   |
| 所得   | 43,308円<br>(38,381円) | 56,361円<br>(38,381円) | 1.3倍  |

※畑地化モデル展示ほのデータにより試算。

( )は平成17年度産地づくり交付金の平均金額。

### (2)園芸品目の導入

水田畑地化事業により、排水改良された転作田では、えだまめ等の園芸作物を導入することで、所得の向上が可能となった。モデル展示ほの例では、枝豆の所得額は米の4.1倍になっている。また、機械化一貫体系が可能なえだまめ、ねぎ等の土地利用型野菜では規模拡大をすることにより、経営の柱になっている例も出てきている。

### (3)畑地化による輪作体系

水田畑地化事業の実施ほ場において、作付が最も多い大豆は、連作障害が懸念されるため畑作物による輪作が必須となっている。そば、さといも等との輪作体系に取り組み、さらに所得の向上と連作障害防止効果が期待できる。(表-3)

## 5. 主な水田畑地化の実施状況

水田畑地化の実施面積は、平成18年度の実施見込みを含めると4,325haで、目標に向けほぼ計画通りに進んでいる。(表-4)

表-3 大豆を柱とする輪作体系の所得比較

| 輪作体系      | 栽培品目・所得(円/10a) |                       |              | 米との所得比較 |
|-----------|----------------|-----------------------|--------------|---------|
|           | 1年目            | 2年目                   | 3年目          |         |
| 大豆の連作     | 大豆<br>56,361   | 大豆<br>56,361          | 大豆<br>56,361 | 1.3倍    |
| 大豆⇒小麦+そば  | 大豆<br>56,361   | 小麦+<br>そば<br>46,525   | 大豆<br>56,361 | 1.2倍    |
| 大豆⇒さといも   | 大豆<br>56,361   | さといも<br>113,780       | 大豆<br>56,361 | 1.7倍    |
| 大豆⇒枝豆+えん麦 | 大豆<br>56,361   | 枝豆+<br>えん麦<br>180,199 | 大豆<br>56,361 | 2.2倍    |

※米は山形県農林水産統計年報H13, H14, H16平均値43,737円。畑地化モデル展示ほのデータにより試算。

表-4 水田畑地化事業の実施状況

| 区分  | H13 | H14 | H15 | H16 | H17   | H18 | 計     |       |
|-----|-----|-----|-----|-----|-------|-----|-------|-------|
| ハード | ①   | 4   | 15  | 27  | 39    | 41  | 157   |       |
|     |     | 28  | 172 | 253 | 321   | 211 | 1,172 |       |
| ソフト | ②   | —   | 455 | 452 | 491   | 530 | 481   | 2,409 |
|     | ③   | 57  | 92  | 113 | 125   | 300 | 57    | 744   |
| 合計  | 85  | 719 | 818 | 937 | 1,041 | 725 | 4,325 |       |

①水田畑地化基盤強化事業(単位:上段地区数,下段面積ha)

②機材導入支援事業(単位:ha)

③麦大豆等生産拡大推進事業(単位:ha)

### (1)園芸作物の推進

平成18年度までの水田畑地化事業の実施ほ場における園芸作物作付見込み面積は833haで、その割合は19%となっている。作付の多い作物は、枝豆、ねぎ、アスパラガス等である。(図-1)

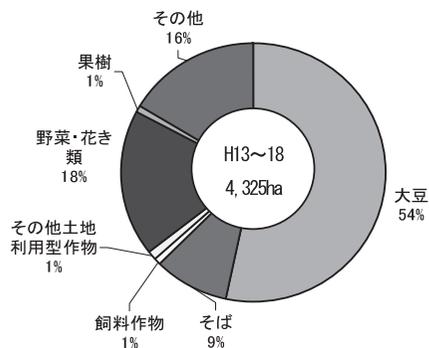


図-1 畑地化実施地区の作付割合

### (2)担い手の育成と農地集積

水田畑地化事業の主な採択要件に団地化と担い手への農地集積を掲げて推進してきたため、当該事業を契機に集積率は実施前より約28%増加した。

### (3)農地の高度利用

水田畑地化事業実施地区で畑作物等の輪作体系が実施されている地区が増加している。例として、大豆、そば、小麦の組み合わせによる二年三作体系や、大豆とにんじん等との輪作体系等の成果が上げられる。

## 6. 畑地化事業で導入を支援する機材と施設

### (1)簡易な補助暗渠の施工法

#### ア) 簡易ハード機材

水田は、難透水性層を代掻き等で形成し耕盤として貯留水を確保する。このため10m間隔の本暗渠までの導水は地表滞留をへて行われるため時間がかかり、作物への湿害が避けられない。

この耕盤を破壊するサブソイラ等の施工ですぐに効果が表れるが、亀裂はすぐに閉塞してしまい効果が持続しない。

#### イ) 簡易な排水改良機材

平成13年度から県単独事業として実施している畑地化事業のハード事業では、大型の重機を使用して施工する「重粘土層改良工」を主に実施してきた。この方法は、効果が非常に高いものの、大型の特殊機械を使用するため事業費が高く、中山間地域の小さなほ場には不向きである。このため、比較的排水が良好なほ場では過剰投資となってしまう。

そこで、トラクターに装着できる市販の疎水材充填機を利用した簡易補助暗渠の施工が有効となる。この方法は、生産者自ら施工が可能のため、この機材の購入に対する補助事業を展開している。

#### ウ) 疎水材充填機

トラクターにモミガラ用のホッパを装着し、ナイフで幅4cm、深さ約40cmの溝を掘りながら同時に溝にモミガラを充填し、補助暗渠を施工する機械である。(写真-1)

PTOの動力がナイフに振動を与える振動式のため、溝掘り作業やモミガラ充填（自然落下方式）がスムーズに行える構造となっている。

#### エ) 施工方法

標準の施工方法としては、深さ約40cmの溝を本暗渠に交差させるように2m間隔で掘り、モミガラを充填する。溝の間隔と深さはほ場の排水条件や栽培する作物を考慮して設定する。(写真-2)

ホッパの容量は、450リットルで、一回のモミ

ガラ充填で約37mの施工が可能である。モミガラの必要量は、モミガラの水分で多少変わるが、通常のモミガラ袋で10a当たり約60袋が必要となる。

本機材は、通常の補助暗渠施工のほか、効が悪くなった本暗渠工の目減りしたモミガラを再充填して排水機能を回復させることにも利用可能である。



写真-1 疎水材充填機



写真-2 補助暗渠の状況

### (2)石礫処理機

#### ア) 畑地化ほ場の石礫

水田では、耕土が約15cmで代掻き作業により、石が耕土下へ沈んで作業の支障にはならなかった。

しかし、畑地化した場合は、特に、野菜等では作物によっては30cm以上の深耕をするため、石が下層から多く浮き出てくる。この石礫は畑地化の工事のなかで人力で石拾い作業を行ってきたが、数年経つとまた石が多くなる。

#### イ) 石礫除去機械

この課題を解決する方法・機械として、石礫を拾い上げ、ほ場外に搬出する方法のストーンピッカーと石礫をほ場内で細かく砕く方法のストーンクラッシャーがある。

#### <ストーンピッカー> (写真-3)

トラクタの適応馬力は50馬力以上で、掘取り幅は1.1m、PTO駆動のロットチェーンで石礫を拾い上げながら土塊を分離し、後部のバケットに収納する方式となっている。

バケットは、サイドダンプ式で油圧により運搬

用のトレーラ等に容易に移すことができる。

作業深は20cmで、石礫の処理径は3～30cmとなる。

この機種は、現在市販（約210万円）されている中で最も小型であるが、トラクタを含めた全長が約9mと長くなるため、30馬力のトラクタでも対応できる全長が短い機種の販売も予定されている。



写真-3 ストーンピッカー

＜ストーンクラッシャー＞（写真-4）

トラクタの適応馬力は80馬力以上で、作業幅は1.24m、石礫の破碎はアッパー方向に高速回転するローターに固定された破碎歯と機体前部の受け歯に挟んで砕く方式で行う。

作業深さは、30cmまで可能で、地表面の石だけでなく、地中の石も破碎できる。ほ場外へ搬出しないため除礫後の耕土の目減りを防止できる。直径30cmまでの石の破碎が可能で、油圧式のリヤカバーで破碎径の調節ができる。

機械が高価（約440万円）な上に80馬力以上のトラクタが必要なため、農協や土地改良区等でのリース事業での活用に適する。



写真-4 ストーンクラッシャー

ウ) 使用方法

両機種ともほ場の水分が多いと作業性が悪くなるほか、特に、ストーンピッカーでは、土との分離が悪くなるので、土壌が乾燥した時期に行う。

(3)地下かんがい施設

ア) 畑地かんがい

畑作物は、湿害を受けやすいものであるが、干ばつに対して弱い作物でもあり、果実肥大の時期等には、ある程度の水が必要となる。干ばつに左右されず高品質な作物を安定生産するには、適切な灌水が必要となる。

イ) 地下かんがいの仕組み

畑地化を実施しているほ場では、地下水位調整器を追加することで簡単に地下かんがいを行うことができる。地下かんがいは、用水路から本暗渠に直接水を注入し、補助暗渠を通じて地下から灌水する方法である。地下水位調整器で地下水位を制御できる。(図-2)

ウ) 地下かんがいの特徴

うね間かんがいでは、ほ場全体に均一に灌水することは難しく、水口では湿害を起す恐れがある。(写真-5) それに対し、地下かんがいは、少ない水量で均一に短時間で灌水することが可能となる。(写真-6)

また、適期の灌水が可能となることで、生育量や根張りに大きな差が出る。(写真-7)



写真-5 うね間かんがい



写真-6 地下かんがい



写真-7 かんがい別の根の生育量

エ) 地下かんがいの使用法

地下かんがいをを行う場合、水稻の用水時期と競合する可能性があるため、事前に作物に応じた地下水位を確保しておき、少量で短時間に灌水する方法が有効である。

7. まとめ

米の生産調整には、過去に様々な制度が創設され実施されてきたが、今後は意欲のある認定農業者や集落営農等へ重点化した支援に制度が変わろうとしている。

このため、地域の農業を守っていくためには担い手農家や集落営農を中心とした再編が急がれ

○ 畑地化事業の実施ほ場における水分管理機能

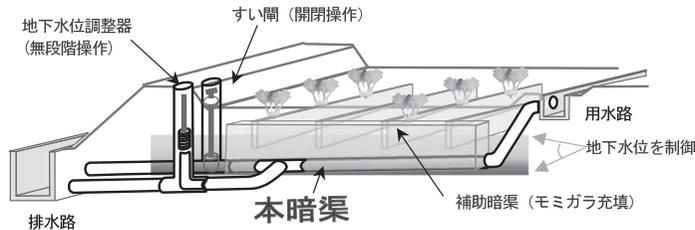


図-2 畑地化事業の基盤整備により、地下水位を下げる（暗渠排水）と地中から水分を供給する（地下かんがい）の機能を持つ。

○ 排水対策の効果（アスパラガス定植1年目）



写真-9 排水対策実施済みのほ場



写真-10 排水対策未実施のほ場

排水対策を実施し、生育が順調なほ場では計画的な栽培管理がなされ、経営強化に結び付いている。

る。しかし、担い手の経営面積の規模拡大だけでは自ずと限度があり、経営の安定化には土地利用型に加えた高収益作物等の導入が必要となる。

また、施設園芸等の取り組み等周年農業への取り組みも重要となる

これらの課題に対し、水田畑地化事業は均一な基盤条件の確保と経営の核となる農産物の産地づくりを支援するものであり、引き続き推進していく考えである。

○ 補助暗渠施工状況



写真-8 重粘土層改良工（岩手県農業公社方式）による補助暗渠工事。2m間隔に掘られた補助暗渠の溝（幅4cm、深さ40cm）に、モミガラを強制的に圧力をかけて充填する。

# 平成15年発生7月梅雨前線豪雨災によるわさび田の災害復旧について —コンクリート床版工法による復旧事例—

伊 藤 勉\*  
(Tsutomu ITO)

| 目 次                   |     |
|-----------------------|-----|
| 1. はじめに               | 98  |
| 2. 地域の概要              | 98  |
| 3. わさびの栽培条件とわさび田の基本構造 | 98  |
| 4. 7月梅雨前線豪雨災害の概要      | 99  |
| 5. 災害復旧工法の検討          | 99  |
| 6. コンクリート床版工法の施工      | 100 |
| 7. おわりに               | 101 |

## 1. はじめに

平成15年7月3日から4日にかけて、梅雨前線の影響により静岡県内全域で激しい雨を観測した。この豪雨により、県内では、農地、農業用施設災害が発生し、特に伊豆半島中央部に位置する旧天城湯ヶ島町（以下「町」）では、わさび田やわさび田の施設である堤塘（水路）、モノレール（収穫物等を運搬する軌条走行運搬施設）が被害を受け、県内では、わさび田の被害としては、昭和33年の狩野川台風災害以来の大きな被害となった。その災害復旧工事が平成16年2月から始まり、平成17年12月にすべて完了した。本報では、このわさび田の災害復旧工事において、「コンクリート床版工法」を導入し、災害復旧を行った事例について報告する。

## 2. 地域の概要

本町の人口は約7,600人（平成15年4月時点）、面積は135.14km<sup>2</sup>で町全体の約9割が山林となっている。この山林内にある溪流に沿って、特産物である「わさび」が栽培されている。

本町は、平成16年4月1日、近隣の修善寺町、中伊豆町、土肥町の3町と合併を行い、現在は、「伊豆市」となっている。（図-1）

静岡県のわさびの栽培面積は144haで、全国一位である。そのうち伊豆市では、約69haのわさび栽培が行われており、これは県全体の48%の面積を占め、県内一位となっている。

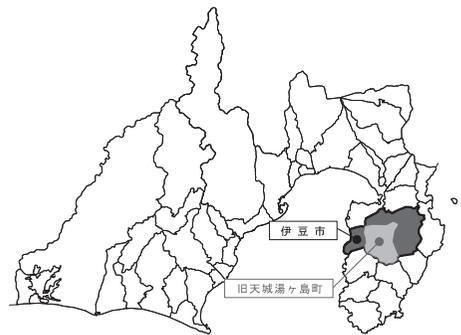


図-1 旧天城湯ヶ島町位置図

## 3. わさびの栽培条件とわさび田の基本構造

「ワサビ栽培」（足立昭三著）によると、わさびの栽培の条件は、標高が200～800m、水温が8～18℃、濁りのないきれいな水であることが条件とされている。また、山間部の溪谷が良く、これは、日照が良好過ぎると、「日焼け」現象を起し、生育阻害を招き、これを防ぐため、写真-1のようにヤマハンノキかんれいしゃを植えたり、寒冷沙を設けるなどしている。



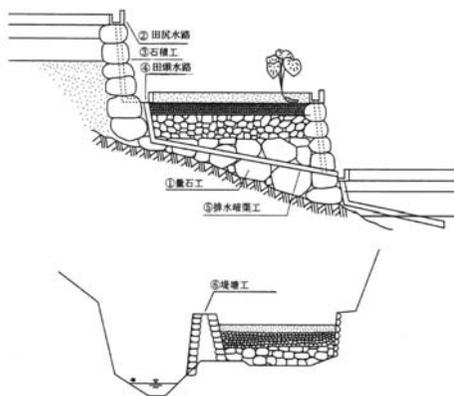
写真-1 ヤマハンノキとわさび田

\*静岡県庁農業水産部農地保全室（Tel. 054-221-2714）

わさびは通常、植付けから収穫まで1～2年の期間が必要で、この間、これらの環境を維持することが、わさび栽培を行う上で、不可欠となっている。

わさび田の構造は栽培を行う地域により異なっているが、伊豆天城地域のわさび田は、「畳石式」と呼ばれている。この特徴は、湧水などの良質で、豊富な水量があることが条件で、水が均一にわさび田の上段から下段に流れるため生育のムラが少ないとされている。

畳石式は、上から耕土（砂）、作土（砂利）、心土（玉石）、そして、径30～50cmの大きい石を30～100cmの厚さできれいに地山の上に敷き並べた畳石の4層構造となっている。この畳石の底部は、細かい砂と粘性土を施工し、地山への漏水を防ぐ工夫を行っている。



「農地・農業用施設 災害復旧事業の復旧工法2005年版」より

図-2 畳石式わさび田の構造図



写真-2 畳石式わさび田の構造

#### 4. 7月梅雨前線豪雨災害の概要

平成15年7月3日20時から4日20時までに、わさ

び田の近隣にある、持越雨量観測所（伊豆市持越）で観測した24時間雨量は213mm、最大時間雨量は7月4日3時から4時までの100mmである（図-3）。年間降水量が約2,800mmを観測するこの地域では、今回の雨量は決して多くはなかったが、短時間で降水量が多かったことが、今回の災害発生の原因と考えられる。

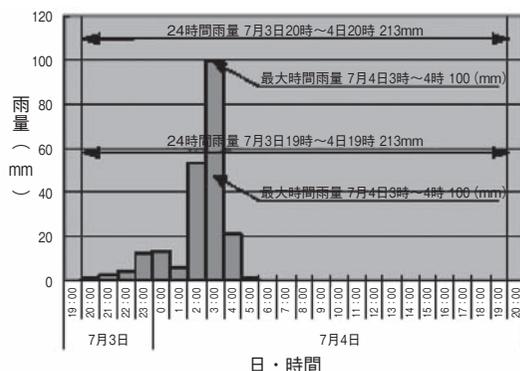


図-3 降雨量グラフ（持越雨量観測所（伊豆市））

この豪雨により町では、土砂流入や流亡によるわさび田の被害が61地区、面積は2.78haとなった。また、わさび田の堤塘やモノレールについても25地区で被害を受け、この豪雨によるわさび田関係の被害の総額は15億2千万円となった。

この被災箇所のうち、53地区を国へ災害申請を行い、最終的に表-1のとおり災害として認定された。

表-1 わさび田関係災害査定結果（旧天城湯ヶ島町）

| 区 分   |          | 件数（件） | 査定金額（千円） |
|-------|----------|-------|----------|
| 農 地   | わさび田     | 30    | 34,505   |
| 農業用施設 | 水路，モノレール | 23    | 282,863  |
| 計     |          | 53    | 317,368  |

#### 5. 災害復旧工法の検討

被災直後から、町ではわさびの生産者組織である、天城湯ヶ島山葵組合（以下「組合」）と何度も、復旧方法等について打合せを行った。その中で、特に、過去の災害経験から、被災農家の負担金が大きくなることが問題になった。畳石まですべて流亡したわさび田（写真-3）を復旧する場合、従来工法の畳石式では、事業費が高くなり、被災農家が負担金を払えなく、結果として復旧を断念せざるをえない状況が多く発生するというものであった。



写真-3 畳石まで流亡したわさび田

畳石式で復旧を行う場合、標準的な事業費は、約2,160万円/10aとなる。農地災害復旧事業では、傾斜ごとに限度事業費が定められており、これを超えた分については、補助の対象となっていない。標準的なわさび田では、国の補助額が約350万円/10aであるため、残りは農家負担となる。今回の災害に限り、町では被災農家を援助する制度を創設したが、それでも、従来の畳石式では、事業費の約40%について、農家負担が必要であった。

この農家負担を軽減するため、わさび田の復旧で一番経費がかかる畳石の部分をもっと経済的に施工できないか、町と組合で議論を重ねた。その結果、「コンクリート床版」を施工すれば、畳石と同等にわさび田の上段から下段へムラがなく水を流すことができる、という結論になった。長年、わさび栽培に携わっている農家等からも意見を聞き、最終的に、畳石まで流亡したわさび田についての復旧は、「コンクリート床版工法」で行うことに決定した。

## 6. コンクリート床版工法の施工

コンクリート床版工法は従来の畳石の部分、現地にある石で盛土を行い、床付けを行った後(写真-4)、金網を敷設し(写真-5)、現場打ちのコンクリートを施工するもので(写真-6)、そのコンクリートの厚さは10cmとした。

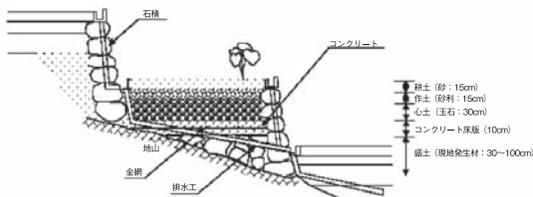


図-4 コンクリート床版式わさび田標準図



写真-4 床付完了



写真-5 金網敷設後



写真-6 コンクリート打設後

コンクリート床版より上部の層は、従来の畳石式と同様に、耕土、作土、心土の3層構造となっている。



写真-7 心土および作土の施工状況



写真-8 耕土施工後

町では、小規模であったが、平成13年度に、124m<sup>2</sup>のわさびの展示ほ場を施工した実績があった。このほ場での収量は、通常の畳石式のわさび田に比べ2割増収した、という関係者からの聞き取り調査結果もある。これは、特に水量が少ないわさび田では、畳石式と比較し、地山へ浸透する用水量が少なくなり、上段から下段に安定的に水量が確保されることが、要因であると考えられる。

この他、コンクリート床版工法の利点として、次の3点が考えられる。

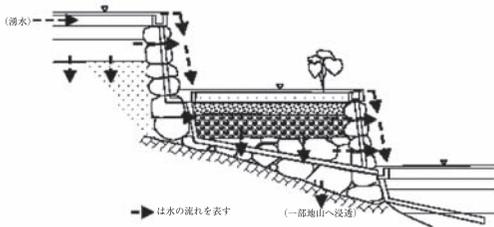


図-5 畳石式わさび田の水の流れ（通常時）

1点目はコストの縮減である。標準的なわさび田の1区画（幅8m、奥行6m、高さ0.6m、面積48m<sup>2</sup>）で、畳石式と事業費を比較した資料が表-2である。この表のとおり、コンクリート床版工法を採用したことにより、約3割のコスト縮減が図られている。

2点目は工期の短縮である。畳石工法では人力中心の施工となり、標準歩掛から算定すると、240m<sup>2</sup>（標準的なわさび田5枚）当たり、2~3ヶ月必要なのに対し、コンクリート床版工法は、コンクリート打設と養生の3週間程度での施工が可能となるため、約7割の工期短縮が図られる。

3点目は畳石を施工できる熟練施工者が少なくなっており、技術者不足への対応ができることである。昭和33年の狩野川台風災害で畳石式のわさ

表-2 畳石式工法とコンクリート床版工法の事業費の比較

●畳石式工法の事業費

| 項目                      | 事業費（千円）   |
|-------------------------|-----------|
| 畦畔石積み復旧                 | 39,364    |
| 耕土（材料現地採取・厚さ15cm）       | 67,399    |
| 作土（材料現地採取・厚さ15cm）       | 190,080   |
| 心土（材料現地採取・厚さ30cm）       | 287,179   |
| 畳石工（厚さ30cm）             | 456,357   |
| 計（48m <sup>2</sup> あたり） | 1,040,379 |
| 1m <sup>2</sup> あたり     | 21,674    |

●コンクリート床版工法の事業費

| 項目                      | 事業費（千円） |
|-------------------------|---------|
| 畦畔石積み復旧                 | 39,364  |
| 耕土（材料現地採取・厚さ15cm）       | 67,399  |
| 作土（材料現地採取・厚さ15cm）       | 190,080 |
| 心土（材料現地採取・厚さ30cm）       | 287,179 |
| 盛土工（厚さ20cm）             | 25,121  |
| コンクリート床版工（厚さ10cm）       | 146,520 |
| 計（48m <sup>2</sup> あたり） | 755,663 |
| 1m <sup>2</sup> あたり     | 15,742  |

び田復旧を経験した熟練施工者は、現在65歳を越えており、実際に作業できる人は町内には数人しかいない状況である。コンクリート床版工法は土木技術があれば施工ができるため、一般の土木施工業者でも施工が可能である。

7. おわりに

今回の災害復旧では、コンクリート床版工法による復旧は、全わさび田復旧面積のうち約24%で行った。

平成17年12月末ですべてのわさび田の災害復旧工事が完了した。コンクリート床版工法で復旧したわさび田での栽培は、平成18年3月から本格的に行われている（写真-9）。



写真-9 現在のわさび栽培状況

一部早期に工事が完了したわさび田では、今春に収穫を行う予定であるが、その農家へ現在の状況について聞き取り調査を行ったところ、生育の状況や品質について、従来と比べても、特に変わり

ない，という回答であった。今後も，コンクリート床版工法で復旧した地区について，わさびの品質，収量等の追跡調査を行っていきたい。

最後に，本稿を作成するにあたり，伊豆市役所から写真等の資料を提供していただき，この場を借りて一言お礼申し上げたい。

#### 参考文献

- 1) 足立昭三：ワサビ栽培，秀潤社
- 2) 農林水産省農村振興局防災課：  
農地・農業用施設 災害復旧事業の復旧工法  
2005年版，公共事業通信社

# 菜切谷池堤体改修における砕・転圧盛土工法の設計・施工法

— 固化処理した底泥土による老朽ため池堤体の補強と漏水防止対策 —

福 島 伸 二\* 谷 茂\*\* 佐々木 義 浩\*\*\* 佐 藤 健 作\*\*\*\*  
(Shinji FUKUSHIMA) (Shigeru TANI) (Yoshihiro SASAKI) (Kensaku SATO)

## 目 次

|                              |     |                            |     |
|------------------------------|-----|----------------------------|-----|
| 1. まえがき .....                | 103 | 5. 砕・転圧盛土工法の設計法 .....      | 108 |
| 2. 砕・転圧盛土工法の概要 .....         | 103 | 6. 砕・転圧盛土工法の施工法 .....      | 111 |
| 3. 菜切谷池の堤体改修時のゾーニングの検討 ..... | 104 | 7. 砕・転圧盛土工法における施工管理法 ..... | 112 |
| 4. 底泥土の室内配合試験 .....          | 105 | 8. あとがき .....              | 115 |

### 1. まえがき

菜切谷池は昭和13～15年頃（1938～1940）にわたって築造された灌漑用ため池で、昭和22年（1947）のカスリン台風と昭和23年（1948）のアイオン台風により被災したため昭和28年頃（1953）に全面改修を受けている。しかしながら、改修後既に50年以上が経過して老朽化がすすみ、堤体が断面不足や漏水により地震や豪雨に対して十分な安定性が確保されていないことや、洪水吐や取水施設も損傷して機能が著しく低下していた。また、池内にはシルト・粘土分を多く含む底泥土が約10,000m<sup>3</sup>堆積し貯水容量が低下していた。そこで、菜切谷池では大規模な宮城県沖地震の発生が予想されている地域に立地していることも考慮し、防災上の見地から堤体の補強と漏水防止を行うことになり、併せて洪水吐と取水施設を現行基準に合致した仕様に改築することになった。しかしながら、菜切谷池では堤体補強と漏水防止に必要な強度と遮水性を満足する築堤土を池近傍で入手できなかったことから、池内に堆積した底泥土を築堤土として活用できる砕・転圧盛土工法を採用することになった。

本報文では、砕・転圧盛土工法を適用して堤体の補強と漏水防止のための改修工事を実施した菜切谷池を事例として、堤体改修時のゾーニング構造、底泥土を築堤土として築堤するまでの設計・施工法、そして施工中の管理試験について説明する。

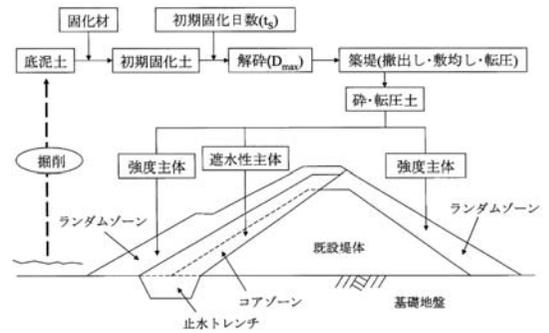


図-1 砕・転圧盛土工法の概念図

### 2. 砕・転圧盛土工法の概要<sup>1)～4)</sup>

ため池は築造年代が古く、老朽化による堤体の断面不足や漏水等により早急な改修を必要とするものが多いが、最近ではこの改修に必要な遮水性や強度に適した築堤土を池近傍で入手困難になっている。一方、老朽ため池には貯水容量低下や水質悪化の原因になる超軟弱な底泥土が堆積し、その除去処分を必要とされているが、土捨て場の確保が近年ますます難しくなっている。そこで、底泥土を土捨て処分することなく、セメント系固化材により固化処理して築堤土として有効活用できる砕・転圧盛土工法を開発し<sup>1)～4)</sup>、これまでに数箇所のため池の堤体改修に適用してきた<sup>5)～7)</sup>。

砕・転圧盛土工法は、図-1に概念的に示すように、老朽化ため池やフィルダムの堤体改修と池内の底泥土の除去処分を同時に達成するために、底泥土をセメント系固化材により固化処理して所要の強度と遮水性を有する築堤土を製造して堤体の補強や漏水防止のための築堤を行うものである。築堤は一定の初期固化期間 $t_s$ だけ固化させた

\* (株) フジタ土木本部 (Tel. 03-3796-2297)  
 \*\* (独) 農研機構 農村工学研究所 (Tel. 029-383-7569)  
 \*\*\*宮城県大崎地方振興事務所 (Tel. 0229-91-0701)  
 \*\*\*\*宮城県仙台地方振興事務所 (Tel. 022-275-9252)

底泥土（これを初期固化土という）を規定の最大粒径 $D_{max}$ により解砕して、さらにこれを通常の築堤土と同様に均一に撒出し、一定層厚に敷均してから転圧して1層毎に行う（これを砕・転圧土という）。

砕・転圧土は $t_s$ と初期固化土の解砕・転圧後の経過期間 $t_{cc}$ を合わせた $t = t_s + t_{cc}$ が固化材添加後の全養生期間になるが、 $t_s$ は解砕・転圧後の再固化強度の発現に影響する。また、 $D_{max}$ は強度と遮水性の両方に影響し、 $D_{max}$ を大きくした砕・転圧土ほど強度が大きく、透水係数も大きくなる。このため、砕・転圧土により所要の強度と遮水性を有する堤体を築造するには $t_s$ と $D_{max}$ を適切に管理する必要があり、このことが一般の土質改良工<sup>8)</sup>と異なる点である。

砕・転圧盛土工法は堤体改修と底泥土の除去処分を同時に達成できること、所要の強度を有する築堤土を人工的に製造できるので急勾配法面での改修ができるなどの利点を有している。従来、単なる底泥土の固化処理土（ここでいう初期固化土）は強度を固化材添加量の加減により容易に制御できるが、通常の築堤土に比較して破壊ひずみが小さく脆性的なひずみ軟化型の応力～ひずみ特性にあるため、既設堤体との間の極端な強度や変形性の相違に起因するクラックが生じやすく貯水用の堤体には使用できなかった。砕・転圧盛土工法は、このような固化処理土を築堤土として使用する場合の問題点を、初期固化させた底泥土を固化途中に解砕して通常の築堤土と同様に転圧して築堤すると、再固化時の応力～ひずみ特性が通常の築堤土と同じひずみ硬化型になる性質を利用して既設堤体との密着性（なじみ）を良くしたものである。

### 3. 菜切谷池の堤体改修時のゾーニングの検討

通常の築堤土による堤体改修は、使用する築堤土が有している強度に応じて安全率 $F_s \geq 1.20$ を満足して安定するように堤体の形状や勾配を決める必要がある。これに対して、砕・転圧盛土工法は築堤土の強度を固化材添加量の加減により自由に設定できることから、堤体改修時の堤体ゾーニングを予め決めてから、堤体全体が $F_s \geq 1.20$ を満足するために必要とされる砕・転圧土部に必要な強度を逆算することになる。

菜切谷池では、改修後の堤体を図-2に示すように、堤体上流側にコアゾーンIとランダムゾーンIIを、堤体下流側にランダムゾーンIIIを築造するものとし、池内に堆積した底泥土を活用する砕・転圧土はコアゾーンIのみに使用し、洪水吐や既設堤体の掘削発生土をランダムゾーンII・IIIに使用して場外処分することなしに全量を流用できるゾーニングとした。すなわち、コアゾーンIは既設堤体上流側表層の劣化部を掘削除去し、さらに基礎地盤の止水性が期待できる砂質凝灰岩層 $Y_t$ まで掘り下げてから、止水トレンチ（約 $1,000m^3$ ）とその上層の傾斜部（約 $6,000m^3$ ）を既設堤体上流側に固化処理した底泥土からなる砕・転圧土を用いて築造した。また、ランダムゾーンII（約 $2,900m^3$ ）とランダムゾーンIII（約 $5,500m^3$ ）は洪水吐部と既設堤体などの掘削発生土を流用して築造した。菜切谷池の改修前・後の堤体の仕様は表-1にまとめて示す。また、写真-1は工事開始直前における堤体上流側の堤体状況を、写真-2はほぼ同じ方向からみた改修後の堤体の状況をそれぞれ示す。

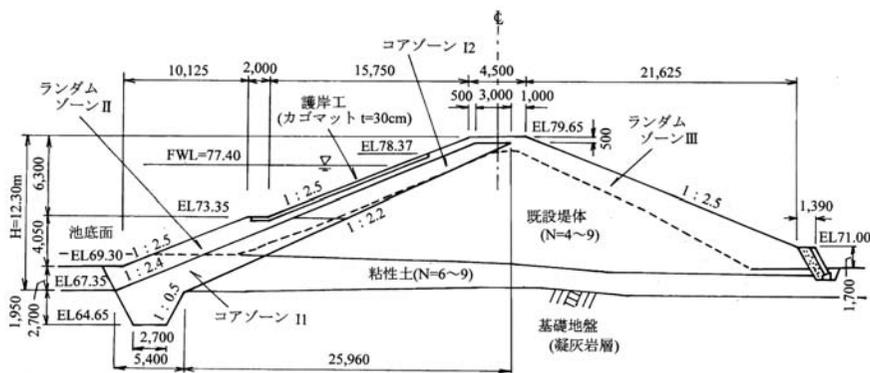


図-2 菜切谷池の改修後堤体の標準断面

菜切谷池における堤体ゾーニングの特徴は、コアゾーンの幅が狭くすべり面全長中に占める砕・転圧土部の占める割合が少なく、堤体安定に必要なとされる砕・転圧土の強度レベルが提高や法面勾配からすると高くなりやすいことである。既設堤体に期待できる強度が高い場合には砕・転圧土と既設堤体との強度差が相対的に少なくできるが、既設堤体に期待できる強度が低い場合には両者の間の強度差が極端に大きくならないようにする必要がある。そこで、コアゾーンIは小段面を境にして上・下層で強度レベルを変え、すべり面が通過し堤体安定にとって重要な役割をする下層のゾーンIIの強度を堤体安定に必要な強度に、小段上層のゾーンI2を施工機械のトラフィカビリティ確保するための施工上必要な最低の強度に設定することにした。

表-1 菜切谷池の改修前・後の堤体仕様

| 堤体仕様                     | 改修前     | 改修後          |
|--------------------------|---------|--------------|
| 堤体形式                     | 均一型     | 傾斜コアゾーン型     |
| 堤高 (m)                   | 10.7    | 12.3         |
| 堤長 (m)                   | 125.0   | 125.0        |
| 堤体積 (m <sup>3</sup> )    | 165,000 | 170,000      |
| 貯水量 (m <sup>3</sup> )    | 146,000 | 146,000      |
| 砕・転圧土量 (m <sup>3</sup> ) |         | 約 7,000      |
| 流用土量 (m <sup>3</sup> )   |         | 約 8,400      |
| 法面勾配                     | 上流      | 1 : 2.5      |
|                          | 下流      | 1 : 2.5(小段付) |
| その他の改修                   |         | 洪水吐・底樋・斜樋    |



写真-1 改修工実施前の堤体上流側の状況



写真-2 改修工実施後の堤体上流側の状況

#### 4. 底泥土の室内配合試験

##### 4.1 底泥土の堆積状況とその粒度・物理特性

図-3は常時満水位状態 (FWL) での沿岸線により表示した池平面図を示す。室内配合試験に使用した底泥土は落水状態に堤体法先から約30m上流の池敷 (図中の①の位置) で採取した。底泥土は9.5mmフルイに通過させて混入していた枯れ葉や木片などの異物を取り除いてから、攪拌により均一化させて粒度試験 (JIS A1204) と液性・塑性限界試験 (JIS A1205) を実施した。底泥土の粒度曲線は図-4に示すが、粒度の指標となる細粒分含有量は $F_c \approx 96\%$ 、物理化学的特性の指標となる塑性指数は $I_p \approx 49$ であった。

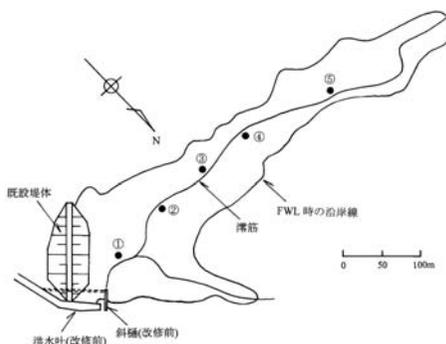


図-3 菜切谷池における貯水池の平面図

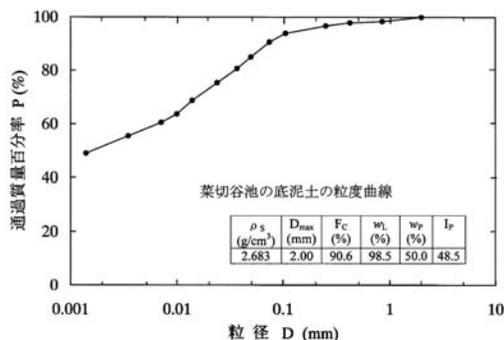


図-4 池内に堆積した底泥土の粒度曲線

底泥土の配合試験時の含水比 $w$ は実施工で想定される値を基準含水比 $w_0$ とするのが理想である。菜切谷池では堤体改修工を開始するまでに完了させる必要のある洪水吐や底樋の改築期間中ずっと池内を空にすることから、実施工でも底泥土採取時に近い含水状態にあるものと判断して、その時の自然含水比 $w_n$ を $w_0 = w_n = 96.6\%$ とした。

池内に堆積した底泥土の粒度と物理化学的特性

を調べるために、図-3に示した落水時の滞筋に沿った5箇所(①~⑤)の位置で採取した底泥土の $F_c$ と $I_p$ を調べた結果を図-5に示す。図から、池内における底泥土の $I_p$ の変化は少なく物理化学的特性がほぼ一定であるが、 $F_c$ は上流側ほど低下し粗粒分量が増加することがわかる。ただし、底泥土におけるこの程度の粗粒分の変化は固化処理強度に及ぼす影響が少ないので、固化材添加量の決定には $w$ の影響だけを考慮することにした。

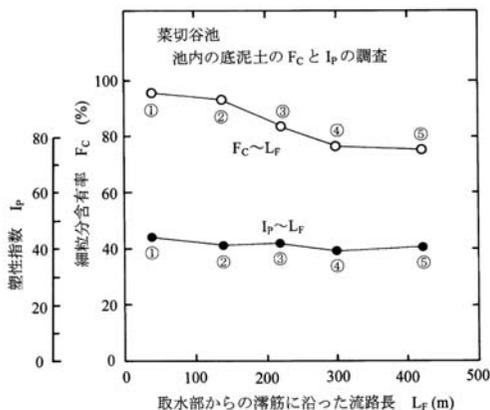


図-5 滞筋に沿った底泥土の粒度と塑性指数の変化

#### 4. 2 初期固化土と砕・転圧土の強度特性

固化材は底泥土のような高含水比粘性土の固化処理に適したセメント系固化材(一般軟弱土用)を使用した。また、固化材添加量は底泥土の湿潤状態での密度 $\rho_t$ に対する質量 $\Delta MC$  ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )により表示することにした。底泥土の $\rho_t$ は各種のヘドロや泥土について整理された $\rho_t \sim w$ 関係<sup>9)</sup>から推定し、 $w = w_0$ において $\rho_t = 1.45 \text{g}/\text{cm}^3$ とした。底泥土への固化材の添加は実施工と同じ水・固化材比 $w/c = 1.0$ のスラリー状態にして加え、初期固化土と砕・転圧土の供試体の準備はこれまでの砕・転圧盛土工法に関する基礎的研究<sup>1)</sup>において採用した方法により行った。

##### 1) 初期固化土の強度特性

図-6は底泥土の初期固化土の強度に及ぼす $\Delta MC$ と $w$ の影響を体系的に調べるために、 $\Delta MC$ を100, 150, 200, 250 $\text{kg}/\text{m}^3$ と変え、 $w$ を $w_0 = 96.6\%$ とこれを中心に乾燥あるいは加水して $w = 70\%, 85\%, 110\%$ の3種類に含水調整した底泥土の試験から得られた強度 $(q_u)_{IS10}$ と $w$ の関係を示す。ここで、 $(q_u)_{IS10}$ は初期固化土の $t = t_s = 10$ 日目の一軸圧縮強さであり、下添字ISは初期固化土

であること、下添数字10は $t = t_s = 10$ 日であることを表す。 $(q_u)_{IS10} \sim w$ 関係は $(q_u)_{IS10}$ を $w = w_0$ 時の強度 $a$ により、 $w$ を $w_0$ により正規化して両対数グラフ上にプロットすると、底泥土の種類や $\Delta MC$ によらず直線

$$(q_u)_{IS10} = a \cdot (w/w_0)^b \quad (b = -1.37) \quad (1)$$

によりほぼ近似できることがわかっている<sup>3)</sup>。図中の曲線は上式によるものであり、比較的良好な近似を与えることがわかる。式(1)は施工中における固化処理した底泥土の強度に及ぼす $w$ の影響を考慮して $w$ と $w_0$ の差に応じて $\Delta MC$ を加減するのに使用できる。

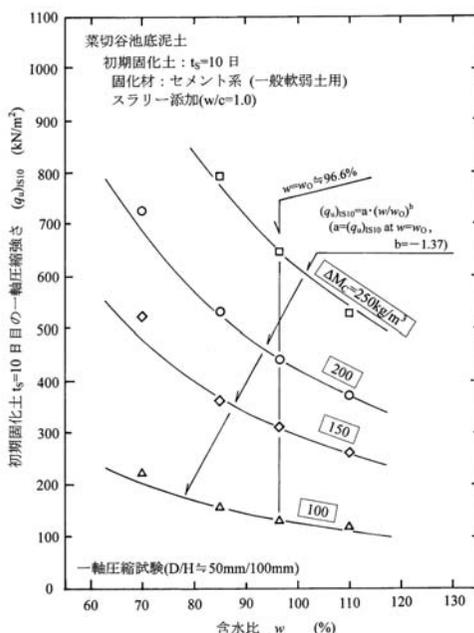


図-6 底泥土による初期固化土の $(q_u)_{IS10} \sim w$ 関係

##### 2) 砕・転圧土の強度特性

図-7は初期固化土の $(q_u)_{IS} \sim t_s$ 関係と、 $t_s$ を1, 3, 5, 7日とした砕・転圧土の $(q_u)_{CC} \sim t$  ( $t = t_s + t_{CC}$ )関係の比較を示す。ここで、 $(q_u)_{CC}$ の下添字CCは砕・転圧土の強度であることを表す。図中の左半分黒塗りの記号は初期固化土を解砕・転圧した直後 $t_{CC} = 0$ 日目の砕・転圧土状態での再固化強度 $(q_u)_{CC0}$ を示すが、これは築堤面上の施工機械のトラフィカビリティーに関係している。図から、短期間の $t_s$ では解砕・転圧による強度低下が少なく固化効率が良いものの、 $(q_u)_{CC0}$ が低くトラフィカビリティー確保が難しく施工性が問題とな

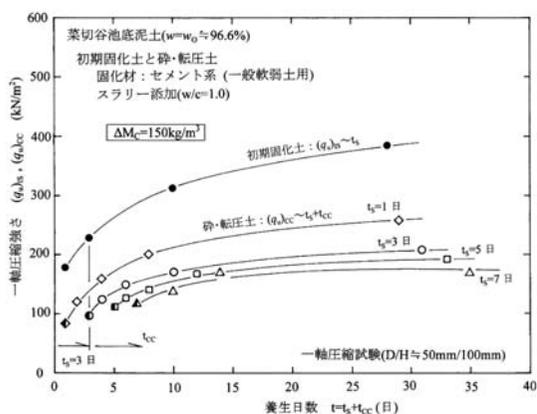


図-7 底泥土の砕・転圧強度  $(q_u)_{cc}$  に及ぼす  $t_s$  の影響

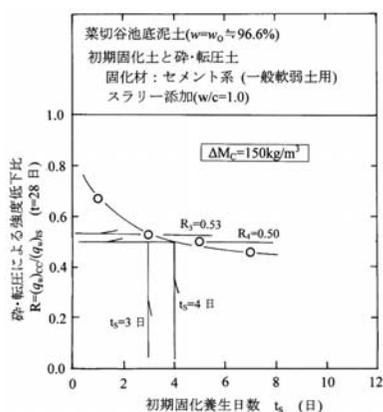


図-8 砕・転圧による強度低下に及ぼす  $t_s$  の影響

る。一方、長期間の  $t_s$  では  $(q_u)_{cc0}$  が高く施工性は良いが、初期固化土の解砕・転圧による強度低下が著しく、同じ強度を確保するのにより多くの  $\Delta M_c$  を必要とする。図-8は初期固化状態からの解砕・転圧による強度低下を  $t = 28$  日における砕・転圧土と初期固化土の  $t = t_s + t_{cc} = 28$  日における強度比

$$R = (q_u)_{cc} / (q_u)_{is} \quad (2)$$

により定義して求めた  $R$  と  $t_s$  の関係を示す。砕・転圧土の  $(q_u)_{cc}$  は初期固化土状態での  $(q_u)_{is}$  より低下するが、その程度は  $t_s$  とともに大きくなることがわかる。砕・転圧盛土工法では、解砕・転圧日  $t_s$  は施工性や固化効率を考慮して強度低下傾向が緩やかになり、かつある程度のトラフィカビリティーを期待できる  $t_s = 3$  日を標準としている。

しかしながら、初期固化土の解砕日を  $t_s = 3$  日の1種類に固定した施工では、木曜日に底泥土の初期固化をすると3日後の築堤日が日曜日にあたること、また日曜日に底泥土の初期固化ができないので3日後の水曜日には築堤ができないことが問題となることがある。すなわち、工期に余裕のない場合には、週に6日の作業日を取りながら正味5日の築堤しか進まず、効率の悪い施工になってしまうからである。この問題は解砕日を標準の  $t_s = 3$  日と、 $t_s = 4$  日の2種に設定することで解決できる。つまり、①  $t_s = 3$  日とした施工は、週前半の月、火、水曜日には標準の  $t_s = 3$  日として初期固化し、それぞれの3日後にあたる週後半の木、金、土曜日に築堤をする。②  $t_s = 4$  日とした施工は、週後半の木、金、土曜日には  $t_s = 4$  日として初期固化し、それぞれの4日後にあたる週前半の月、火、水曜日に築

堤をする。こうすることで、1週間に6日の作業日すべてにおいて初期固化と築堤が可能となる。

菜切谷池では効率的な施工を目指すために、 $t_s = 3, 4$  日の2種類の  $t_s$  を採用した砕・転圧盛土工法とした。図-8から  $(q_u)_{cc}$  を  $(q_u)_{is}$  に変換するための  $t_s = 3$  日と4日に対応した強度低下比  $R_3$  と  $R_4$  はそれぞれ

$$t_s = 3 \text{ 日の場合} : R_3 = 0.53$$

$$t_s = 4 \text{ 日の場合} : R_4 = 0.50$$

のように読み取ることができる。

### 3) 解砕・転圧時に発揮される強度

図-7に示したような試験のうち、 $t_s$  を3日と4日として  $\Delta M_c$  と  $w$  を変えた砕・転圧土の試験から得られた解砕・転圧時に発揮される  $t_{cc} = 0$  日目の強度  $(q_u)_{cc0}$  と、 $(q_u)_{cc0}$  が目標強度の設定日  $t = t_s + t_{cc} = 10$  日目までに増加する強度、すなわち  $t_s = 3$  日であれば  $t_{cc} = t - t_s = 10 - 3 = 7$  日目の強度  $(q_u)_{cc7}$ 、あるいは  $t_s = 4$  日であれば  $t_{cc} = 10 - 4 = 6$  日目の  $(q_u)_{cc6}$  の関係をそれぞれ図-9に示す。これらの関係は第5章で後述する転圧機械のトラフィカビリティーを確保するために必要な強度  $(q_u)_{ccTrafficability}$  を求めるために必要なものである。図から、 $(q_u)_{cc7} \sim (q_u)_{cc0}$  関係、あるいは  $(q_u)_{cc6} \sim (q_u)_{cc0}$  関係はそれぞれ直線

$$(q_u)_{cc7} = 44 + 1.32 \cdot (q_u)_{cc0} \quad (3a)$$

$$(q_u)_{cc6} = 30 + 1.14 \cdot (q_u)_{cc0} \quad (3b)$$

により近似できる。

### 4. 3 砕・転圧土の遮水性

砕・転圧土の遮水特性は堤体内の土要素が受ける築堤に伴って土被り圧が増加してゆく応力状態のもとで調べることが望ましく、砕・転圧盛土工

法では等方圧密応力  $\sigma_c$  を加えた状態の透水係数  $k_{TC}$  が求められる三軸セルを用いた透水試験（以下三軸透水試験という）<sup>1)</sup> の実施を標準としている。

図-10には  $\Delta M_c$  を変えた砕・転圧土 ( $t = t_s + t_{CC} = 3 + 7 = 10$  日) の三軸透水試験から得られた  $k_{TC} \sim \sigma_c$  関係を示す。図から、砕・転圧土の  $k_{TC}$  は  $\Delta M_c$  の影響が少なく、 $\sigma_c$  の影響を強く受け  $\sigma_c$  が高いほど低下することがわかる。そこで、砕・転圧土の透水性の指標として  $\sigma_c = 20 \text{ kN/m}^2$  における透水係数 ( $k_{TC}$ )<sub>20</sub> を採用すると、( $k_{TC}$ )<sub>20</sub> は室内試験における遮水性基準値

$$k_{Lab} \leq 1 \times 10^{-6} \text{ cm/sec} \quad (4)$$

を満足しており、砕・転圧土が遮水材として十分適用できることがわかる。

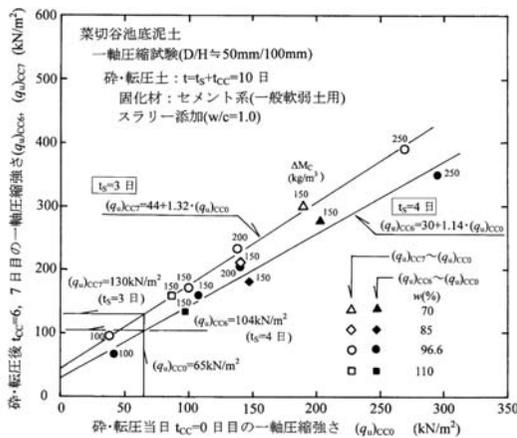


図-9 底泥土による砕・転圧土の  $(q_u)_{CC7} \sim (q_u)_{CC0}$  関係

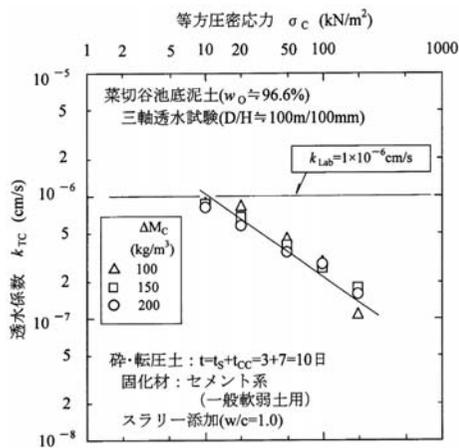


図-10  $\Delta M_c$  を変えた砕・転圧土の  $k_{TC} \sim \sigma_c$  関係

## 5. 砕・転圧盛土工法の設計法

### 5.1 目標強度の設定

セメント系固化材により固化処理した底泥土の強度は養生日数  $t$  とともに増加してゆくが、その傾向は図-7に示したように1週間程度までに急増し  $t = 10$  日以降急激に緩やかになってくる<sup>1)</sup>。そこで、砕・転圧盛土工法における目標強度は強度の増加傾向が緩やかになり始める  $t = 10$  日目の値、初期固化土では固化材を添加してから  $t = t_s = 10$  日目の強度  $(q_u)_{IS10}$  で、砕・転圧土では  $t = 10$  日から初期固化した日数  $t_s$  を差し引いた解砕・転圧後からの日数  $t_{CC}$ 、 $t_s = 3$  日の場合には  $t_{CC} = t - t_s = 10 - 3 = 7$  日目の強度  $(q_u)_{CC7}$  により設定することにして<sup>3), 4)</sup>。

目標強度は  $(q_u)_{CC*}$  により表示するものとし、これは堤体安定に必要な強度  $(q_u)_{CCStability}$  と築堤中の施工機械のトラフィカビリティーを確保するのに必要とされる強度  $(q_u)_{CCTrafficability}$  を比較して大きい方の値とする。しかしながら、菜切谷池では、次節で述べる安定計算の結果からわかるように、すべり面が必ずコアゾーンI内の小段面より下層のゾーンIIを通ることから、ゾーンIIを  $(q_u)_{CC*} = (q_u)_{CCStability}$  の砕・転圧土により、上層のゾーンI2を  $(q_u)_{CC*} = (q_u)_{CCTrafficability}$  の砕・転圧土により築造することにしたので、これら両方を算出する必要がある。以下に、 $(q_u)_{CCStability}$  と  $(q_u)_{CCTrafficability}$  の設定法と、これらを現場で達成するために必要な固化材添加量  $\Delta M_c^*$  を決定するための手順をそれぞれ説明する。

### 5.2 堤体の安定性を確保するために必要な強度

砕・転圧土の一軸圧縮強さ  $(q_u)_{CC}$  は一般の土質改良工での取扱い<sup>8)</sup> と同様に三軸圧縮試験により求められる粘着力  $(c')_{CC}$  との間に

$$(q_u)_{CC} = 2 \cdot (c')_{CC} \quad (5)$$

の関係が成り立ち、内部摩擦角  $(\phi')_{CC}$  は無視するものとする ( $(\phi')_{CC}$  を考慮する場合もある)。堤体安定に必要な砕・転圧土の強度パラメータ  $(c')_{CCStability}$  は図-2に示した図-11の左側の手順により求められ<sup>3), 4)</sup>、堤体ゾーニングについて砕・転圧土の強度パラメータのうち  $(c')_{CC}$  だけをパラメトリックに変えて安定計算を実施して  $F_s$  と  $(c')_{CC}$  の関係を求め、 $F_s \geq 1.20$  に相当する値として逆算される。

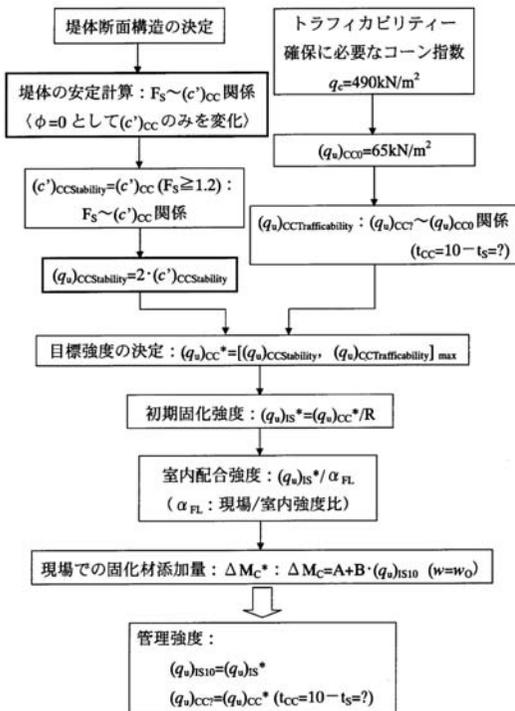


図-11 目標強度の設定と固化材添加量の決定

菜切谷池の安定計算は、配合試験において碎・転圧土の  $(\phi')_{cc}$  は  $\Delta M_c$  に関係なく  $(\phi')_{cc} \approx 20.0^\circ$  が確保できることを確認できたので、これを無視せずにそのまま考慮することにした。安定計算はFWL時に、この地域で想定される地震力（水平震度係数  $k_H = 0.15$ ）を加えた条件下で行ったが、得られた  $F_s$  と  $(c')_{cc}$  の関係を図-12に示す。図から以下のことがわかる。すべり面による破壊モードは  $(c')_{cc}$  の値により以下のように異なる。 $(c')_{cc} \leq 7 \text{ kN/m}^2$  の範囲では、すべり面が小段上層の碎・転圧土ゾーンI内を長く通る破壊モード（A）である。  $7 < (c')_{cc} \leq 50 \text{ kN/m}^2$  の範囲では、すべり面が既設堤体内を長く通るような破壊モード（B）となっている。さらに、  $(c')_{cc} > 50 \text{ kN/m}^2$  の範囲では、すべり面はゾーンI内を最短、かつ既設堤体と基礎地盤内を最長になるような破壊モード（C）になっている。つまり、Cの範囲では、  $(c')_{cc}$  が増加しても全すべり面長に占めるゾーンI内を通るすべり面長の割合が常に小さく、  $(c')_{cc}$  の  $F_s$  への寄与が小さくなっていることがわかる。

堤体安定に必要なとされる安全率  $F_s \geq 1.20$  を満足する強度は図から

$$(c')_{CCStability} \geq 63 \text{ kN/m}^2$$

のように読み取れる。この場合のすべり面は、  $(c')_{cc} > 50 \text{ kN/m}^2$  の範囲にあることから、必ず小段下層の碎・転圧土部を通過する。この状態における堤体下流側の安定性は図-13に示すように  $F_s = 1.24$  が確保されている。  $(c')_{CCStability} = 63 \text{ kN/m}^2$  は式(5)により一軸圧縮強さに変換すると

$$(q_u)_{CCStability} = 2 \times (c')_{CCStability} = 2 \times 63 = 126 \text{ kN/m}^2$$

となり、さらに  $(q_u)_{CCStability}$  に乾・湿繰返しによる強度劣化対策のために強度割増し  $(1/\beta_{DW} = 1/0.8 \text{ 倍})$  <sup>4)</sup> を行うと

$$(q_u)_{CCStability} = 126/0.8 = 158 \text{ kN/m}^2$$

となる。  $(q_u)_{CCStability}$  は式(2)により初期固化状態での強度  $(q_u)_{ISStability}$  に変換すると、強度低下比  $R$  が図-8に示したように  $t_s$  により異なり  $t_s = 3$  日では  $R_3 = 0.53$  に、  $t_s = 4$  日では  $R_4 = 0.50$  になるので

$$t_s = 3 \text{ 日} : (q_u)_{ISStability} = (q_u)_{CCStability}/R_3 = 298 \text{ kN/m}^2$$

$$t_s = 4 \text{ 日} : (q_u)_{ISStability} = (q_u)_{CCStability}/R_4 = 316 \text{ kN/m}^2$$

となる。これらの強度から現場/室内強度比  $\alpha_{FL}$  を考慮して強度割増をした室内配合強度が

$$t_s = 3 \text{ 日} : (q_u)_{ISStability}/\alpha_{FL} = 298 \times 1.5 = 447 \text{ kN/m}^2$$

$$t_s = 4 \text{ 日} : (q_u)_{ISStability}/\alpha_{FL} = 316 \times 1.5 = 474 \text{ kN/m}^2$$

のように求められる。

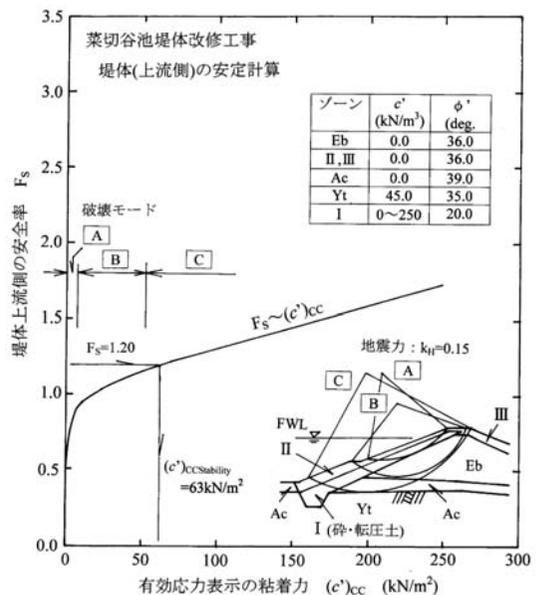


図-12 安全率  $F_s$  ~ 碎・転圧土の粘着力  $(c')_{cc}$  の関係

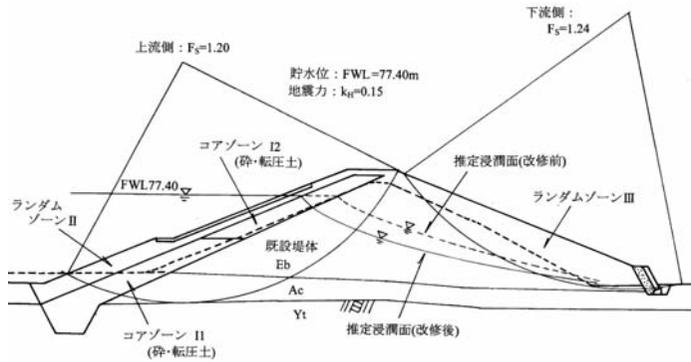


図-13 堤体上流側が $F_s=1.20$ の時の下流側の安定性

### 5.3 トラフィカビリティーの確保に必要な強度

築堤中における施工機械のトラフィカビリティーの確保に必要なとされる強度  $(q_u)_{CCTrafficability}$  は図-11の右側の手順に沿って算定される。砕・転圧盛土工法では初期固化土を $t=t_s$ 日目に解砕・転圧してから、直ちに撒出し→敷均し→転圧をして築堤するので、施工機械のトラフィカビリティーの確保に必要な強度が図-10に示した解砕・転圧の当日 $t_{CC}=0$ 日目の強度  $(q_u)_{CC0}$  となる。 $(q_u)_{CC0}$  は「ため池整備」<sup>10)</sup>に規定されているため池の堤体基礎地盤で要求される機械施工が可能な地耐力(コーン指数 $q_c=490\text{kN/m}^2$ が目安)を満足しなければならないとすると、コーン指数 $q_c$ と一軸圧縮強さ $q_u$ の関係式  $(q_u=q_c/7.5)$  によると

$$(q_u)_{CC0} = q_c/7.5 = 65\text{kN/m}^2 \quad (6)$$

となる<sup>3)</sup>。

$(q_u)_{CCTrafficability}$  は  $(q_u)_{CC0}$  が $t=10$ 日までに、すなわち $t_s=3$ 日の配合であれば $t_{CC}=t-t_s=10-3=7$ 日目までに増加する  $(q_u)_{CC7}$ 、あるいは $t_s=4$ 日の配合であれば $t_{CC}=t-t_s=10-4=6$ 日目までに増加する  $(q_u)_{CC6}$  となる。 $(q_u)_{CC7}$  と  $(q_u)_{CC6}$  は既述した図-10に示した室内配合試験から求めた  $(q_u)_{CC7}$   $(q_u)_{CC6} \sim (q_u)_{CC0}$  関係式(式(3a), 式(3b))に  $(q_u)_{CC0}$  を代入して

$$t_s=3\text{日}: (q_u)_{CCTrafficability} = (q_u)_{CC7} = 130\text{kN/m}^2$$

$$t_s=4\text{日}: (q_u)_{CCTrafficability} = (q_u)_{CC6} = 104(130)\text{kN/m}^2$$

と推定される。ここで、 $(q_u)_{CCTrafficability}$  は、目標強度が $t_s$ により異なることは均一な堤体を築造するためには問題となるので、 $t_s=4$ 日の場合においても $t_s=3$ 日の場合と同じ  $(q_u)_{CCTrafficability} = 130\text{kN/m}^2$  とする。

$(q_u)_{CCTrafficability}$  は、図-8に示したように $R$ 値が $t_s$ により $R_3=0.53$ あるいは $R_4=0.50$ となるので式(2)から初期固化状態での強度

$$(q_u)_{ISTrafficability} = (q_u)_{CCTrafficability}/R_3$$

に変換し、さらに $\alpha_{FL}$ により強度割増しをした室内配合強度を求めると、

$$t_s=3\text{日}: (q_u)_{ISTrafficability}/\alpha_{FL} = (130/0.53) \times 1.5 = 368\text{kN/m}^2$$

$$t_s=4\text{日}: (q_u)_{ISTrafficability}/\alpha_{FL} = (130/0.50) \times 1.5 = 390\text{kN/m}^2$$

になる。

### 5.4 現場での固化材添加量の決定

コアゾーンIIの  $(q_u)_{CCStability}$  を現場で達成するために必要とされる固化材添加量  $\Delta M_c^* = \Delta M_c^S$  ( $\Delta M_c^S$ の上添字SはStabilityの意) は、 $t_s=10$ 日目の強度  $(q_u)_{IS10}$  と  $\Delta M_c$  の関係を図-14と図-15に示すように直線近似した

$$\Delta M_c = A + B \cdot (q_u)_{IS10} \quad (7)$$

を利用し ( $w=w_0$ において $A=57$ ,  $B=0.315$ )、式中の  $(q_u)_{IS10}$  に  $(q_u)_{ISTrafficability}/\alpha_{FL}$  の値をそれぞれ代入すれば

$$t_s=3\text{日}: \Delta M_c^S = 57 + 0.315 \times 447 = 198\text{kg/m}^3$$

$$t_s=4\text{日}: \Delta M_c^S = 57 + 0.315 \times 474 = 206\text{kg/m}^3$$

として得られる。

また、コアゾーンI2の  $(q_u)_{CCTrafficability}$  を現場で達成するために必要な固化材添加量  $\Delta M_c^* = M_c^T$  ( $\Delta M_c^T$ の上添字TはTrafficabilityの意) は式(7)の  $(q_u)_{IS10}$  に  $(q_u)_{ISTrafficability}/\alpha_{FL}$  を代入すれば

$$t_s=3\text{日}: \Delta M_c^T = 57 + 0.315 \times 368 = 173\text{kg/m}^3$$

$$t_s=4\text{日}: \Delta M_c^T = 57 + 0.315 \times 390 = 180\text{kg/m}^3$$

として得られる。表-2はゾーンIIとゾーンI2に

における  $t_s = 3$  日と  $t_s = 4$  日に関するそれぞれの  $(q_u)_{CC}^*$ 、 $(q_u)_{IS}^*$  及び  $\Delta M_c^*$  を一覧にして示す。

なお、 $\Delta M_c^*$  は、底泥土の  $w_0$  に対して設定されているので、固化前含水比  $w$  が  $w_0$  と差がある場合にはその差に応じて加減する必要があり、これは式(1)と式(7)を組み合わせた

$$\Delta M_c = A + B \cdot [(q_u)_{IS}^* / \alpha_{FL}] \cdot (w/w_0)^{-b} \quad (8)$$

を利用して行った<sup>3), 4)</sup>。

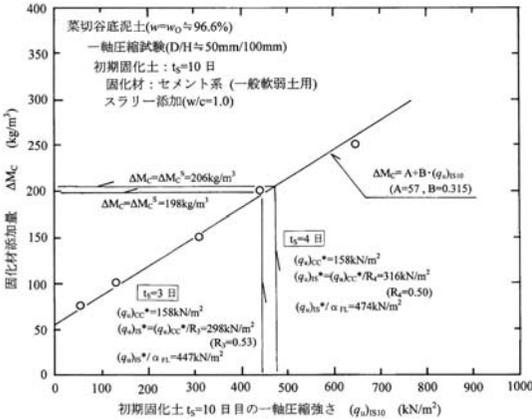


図-14 初期固化土の  $\Delta M_c \sim (q_u)_{IS10}$  関係 ( $\Delta M_c^S$ )

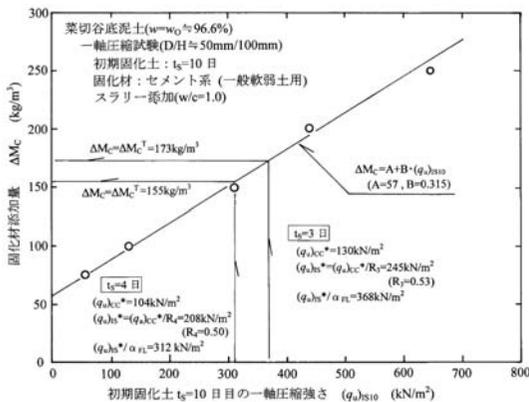


図-15 初期固化土の  $\Delta M_c \sim (q_u)_{IS10}$  関係 ( $\Delta M_c^T$ )

表-2 菜切谷池における目標強度と固化材添加量

| ゾーン | $t_s$ (日) | R    | $(q_u)_{CC}^*$ (kN/m <sup>2</sup> ) | $(q_u)_{IS}^*$ (kN/m <sup>2</sup> ) | $(q_u)_{IS}^* / \alpha_{FL}$ (kN/m <sup>2</sup> ) | $\Delta M_c^*$ (kg/m <sup>3</sup> ) |
|-----|-----------|------|-------------------------------------|-------------------------------------|---|-------------------------------------|
| I1  | 3         | 0.53 | 158                                 | 298                                 | 447   | 198 ( $\Delta M_c^S$ )              |
|     | 4         | 0.50 | 158                                 | 316                                 | 474   | 206 ( $\Delta M_c^T$ )              |
| I2  | 3         | 0.53 | 130                                 | 245                                 | 368   | 173 ( $\Delta M_c^S$ )              |
|     | 4         | 0.50 | 130                                 | 260                                 | 390   | 180 ( $\Delta M_c^T$ )              |

## 6. 砕・転圧盛土工法の施工法

菜切谷池における砕・転圧盛土工法による堤体改修工事は、洪水吐と底樋の改築を完了させた後に、固化処理ピットの造成、プラントヤードの整地とプラント組立てなどの仮設工事と、これに並行して既設堤体と止水トレンチの掘削などの準備工事を行ってから、池敷から掘削採取した底泥土の固化処理ピット内での初期固化、初期固化土の解砕、そして築堤の各工程を繰り返すことによりコアゾーンIの築造を一層毎に行った。

止水トレンチは既設堤体の前縁部に沿って掘削したが、この掘削により発生した底泥土は池上流部に設けた仮置きヤードに一旦ストックしておいてから使用した。固化処理ピットは同一深さで底泥土の初期固化を効率よく行うために、当日初期固化分、1日目養生分、2日目養生分、3日目解砕分、底泥土投入分の5個とした。ピット1個の大きさは1日の最大固化処理量約250m<sup>3</sup>に相当する幅4.5m×深さ2.5m×長さ約23mとした。

初期固化工程は、固化処理ピット内に投入された底泥土の  $w$  を午前と午後の各1回測定し、 $w = w_0$  における  $\Delta M_c^*$  を  $w$  と  $w_0$  との差に応じて式(8)式により加減した固化材をピット内の底泥土に添加し、均一に混合して  $t_s = 3$  あるいは4日だけ初期固化させる工程である。なお、施工中の底泥土の固化前の  $w$  の範囲は  $w = 66.9 \sim 93.8\%$  (平均83.5%)であった。固化材の底泥土への添加と混合はトレンチャー型攪拌混合機により、スラリー化した固化材(水・固化材比  $w/c = 1.0$ )をトレンチャー先端部から一定流量で底泥土中に吐出させながら攪拌して混合を行った。写真-3は底泥土の初期固化状況を示す。



写真-3 底泥土の初期固化状況

堆積した底泥土の掘削には以下の点に留意した。粗粒分を含む地山土が底泥土に混入しないように、底泥土を5cm程度残して掘削する。底泥土の堆積量は約10,000m<sup>3</sup>と推定されており、施工中のロス分や見積り誤差を考慮しても築堤土量に対して十分な量がある。また、底泥土は図-5に示したように池上流部ほど粗粒分量が増加するので、滲筋に沿って150m以上離れた池敷から底泥土を掘削する場合には、掘削が滲筋を20m進む毎に粒度試験を実施してF<sub>c</sub>の値を確認した。

解砕工程は期間t<sub>s</sub>だけ経過した初期固化土をバケット式解砕機により掘削して規定のD<sub>max</sub>で解砕しながら不整地運搬車に積み込みを行うものである(初期固化土を解砕した状態を解砕土という)。解砕機は写真-4に示すような0.7m<sup>3</sup>級バックホウの格子バケットに最大力200kNの押土プレートを装着し、格子バケットで掘削した初期固化土を押土プレートにより格子間から押し出して解砕と積み込みを行うものである(解砕能力は約50m<sup>3</sup>/時間)。格子間隔はD<sub>max</sub>の大きさ200, 100, 50mmの3種類を設定することが可能であるが、菜切谷池ではD<sub>max</sub>を100mmとした。写真-5はバケット式解砕機による初期固化土の解砕・積み込み状況を示す。



写真-4 解砕バケット (スケルトンバケット+押土板)



写真-5 初期固化土の解砕・積み込み状況

築堤工程は、固化処理ピットから運搬されてきた解砕土をバックホウで撒出し、ブルドーザで一定層厚 $\Delta H = 30\text{cm}$ 程度に敷均しをしてから、15ト<sup>ン</sup>級ブルドーザ(乾地)により所定回数Nだけ転圧することで1層毎にコアゾーンを築造する工程である。転圧回数は試験施工を実施して所要の強度と遮水性が確保できるN=6回に決定した。

ここで、解砕土の撒出しにバックホウを使用するのは均一な堤体築造のために粒径の大きい粒子が偏在しないように、かつ一定の層厚になるようにするためである。また、転圧にブルドーザを使用したのは、固化途中の状態にある解砕土を転圧する時に築堤面で発揮される強度( $q_u$ )<sub>CC0</sub>が低くともブルドーザが最もトラフィカビリティを確保しやすいこと、砕・転圧土では高含水の底度泥土を母材としていても過転圧状態になりにくいことのためである。写真-6はブルドーザによる転圧状況を示す。



写真-6 15ト<sup>ン</sup>級ブルドーザによる転圧状況

## 7. 砕・転圧盛土工法における施工管理法

砕・転圧盛土工法における施工管理は、初期固化土が解砕日 $t = t_s$ に所要の強度を有していること、初期固化土を規定の最大粒径D<sub>max</sub>で解砕・転圧した砕・転圧土が所要の強度と遮水性を有していることを確認するために管理試験を実施する。管理試験は毎日実施する日常管理試験と、一定土量築堤毎に実施する品質管理試験(菜切谷池ではその堤体規模から1,000m<sup>3</sup>に1回の頻度)からなる。

### 7.1 強度管理試験

#### 1) 砕・転圧盛土工法における強度管理の考え方

通常の築堤土の強度管理は、締固め試験による

最大乾燥密度  $\rho_{dmax}$  を用いた締固め度による密度管理、すなわち所定の密度が達成されていれば強度も確保されるという考え方による間接的なものである。これに対して、砕・転圧盛土工法における強度管理は、砕・転圧土が通常の築堤土のように締固められた高密度化による強度増加ではなく、固化材による化学的な固結からなる強度発現であるため、強度を直接求める方法を採用している。

砕・転圧盛土工法は固化処理土による堤体築造であり、その堤体強度は養生日数  $t (= t_s + t_{cc})$  とともに増加していくため、強度管理試験は図-16に概念的に示すように初期固化土と砕・転圧土の両方について養生日数  $t_s$  あるいは  $t_{cc}$  を考慮して実施する。

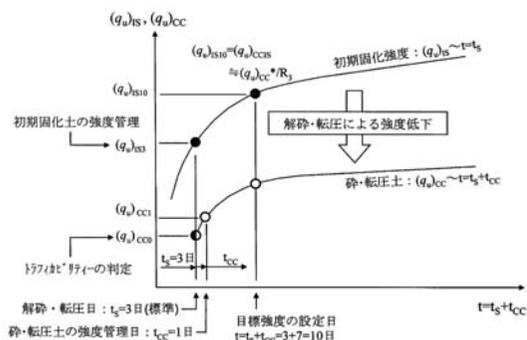


図-16 強度管理の基本的考え方

(初期固化土の場合)

解砕日の  $t_s = 3$  (あるいは) 日目の強度  $(q_u)_{is3}$  (あるいは  $(q_u)_{is4}$ ) を測定し、室内配合試験により予め求められた  $(q_u)_{is10} \sim (q_u)_{is3}$  (あるいは  $(q_u)_{is10} \sim (q_u)_{is4}$ ) 関係を用いて目標強度の設定日である  $t_s = 10$  日目の強度  $(q_u)_{is10}$  を推定し、これが目標の強度範囲を満足していることを確認する。

(砕・転圧土の場合)

解砕土を築堤した翌日の  $t_{cc} = 1$  日目の強度  $(q_u)_{cc1}$  を測定し、目標強度設定日である  $t = 10$  日目に相当する強度  $(q_u)_{ccx}$  (解砕・転圧日が  $t_s = 3$  日であれば  $X = t_{cc} = t - t_s = 10 - 3 = 7$  日目の強度  $(q_u)_{cc7}$ ) を室内配合試験により予め求められた  $(q_u)_{ccx} \sim (q_u)_{cc1}$  関係を用いて推定し、目標の強度範囲にあることを確認する。

## 2) 日常管理試験 (球体落下試験)

築堤工における日常管理は施工エリアを面的に広く、多数位置で簡単に試験可能な現場強度試験

を採用することが必要である。地盤強度を現場で簡単に知ることができる試験装置は各種あるが、最も簡単な試験としてコーン貫入試験 (JGS 1431) がある。しかし、砕・転圧盛土工法が対象とする初期固化土の強度はコーン貫入試験で試験可能な範囲より大きく、初期固化土及び砕・転圧土を同じ方法で管理するにはコーン貫入試験では難しい。そこで、砕・転圧盛土工法では、低～高強度までの広範囲な地盤の強度試験が可能で、試験実施も簡単な球体落下試験を採用している。球体落下試験は地盤面上に一定条件 (球体重量×落下高さ) で球体を自由落下させた時に形成された凹みの直径  $D$  を測定して、 $D$  と地盤の一軸圧縮強度  $(q_u)_{is}$  あるいは  $(q_u)_{cc}$  の関係から強度を簡単に知ることができるものである。

図-17に示す装置 (FW-26型) は球体の直径 80mm、質量  $W = 2.6\text{kg}$  で、落下高さ  $H = 45\text{cm}$  の例であり、これによる初期固化土強度  $(q_u)_{is}$  あるいは砕・転圧土強度  $(q_u)_{cc}$  と  $D$  (cm表示) の関係はこれまでの実績からほぼ一本の直線

$$(q_u)_{is}, (q_u)_{cc} = A \cdot (1/D) + B$$

(A, Bは係数) (9)

により近似できることが分かっている。

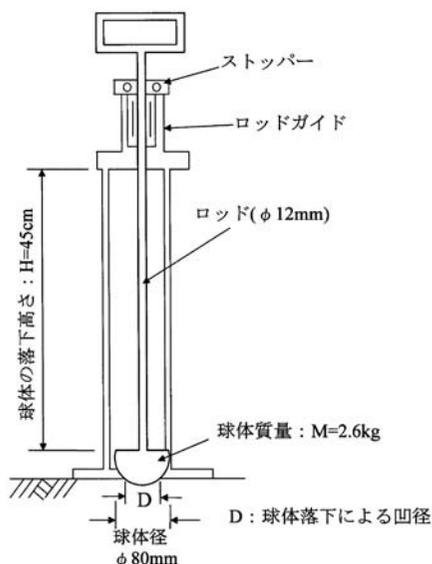


図-17 球体落下試験 (FW-26型)

## 3) 一定土量築堤毎の強度管理試験

一定量築堤毎の堤体の品質管理試験は、堤体規模に応じて決められた一定頻度で、初期固化土あるいは砕・転圧土地盤から不攪乱状態で採取した

3本以上の供試体の一軸圧縮試験を実施し、 $(q_u)_{IS}$ あるいは $(q_u)_{CC}$ の平均値により評価した強度が目標強度に達していることを確認するものである。

供試体の採取は、初期固化土と砕・転圧土とで異なる。初期固化土の供試体は、固化材を添加・混合した直後のまだ固まらない初期固化地盤内に内径寸法 $D/H \approx 75\text{mm}/150\text{mm}$ のシンウォールチューブを埋設しておき、翌日まで固化させてからチューブ内の試料を痛めないように掘り出し、両端面を整形して採取する。砕・転圧土の供試体は、築堤面に内径寸法 $D/H = 75\text{mm}/150\text{mm}$ の薄肉のライナーサンプラーを貫入させてから掘り出して不攪乱状態で採取する（ライナーサンプラー法<sup>2)</sup>）。採取した供試体はクーラーボックス内で乾燥しないように濡れタオルなどで包んで湿度を保った状態で養生しておき、所定の養生日数に達したら一軸圧縮試験に使用する。

#### 4) 強度管理値

強度管理値は、初期固化土と砕・転圧土のそれぞれについて以下のような範囲を設定している。

(初期固化土の場合)

目標強度の設定日である $t = t_s = 10$ 日目の強度 $(q_u)_{IS10}$ が $(q_u)_{IS}^*$ 以上で、かつ $\alpha_{FL}$ により割り増した強度以下の範囲にあることを確認する。

$$(q_u)_{IS}^* \leq (q_u)_{IS10} \leq (q_u)_{IS}^* / \alpha_{FL}$$

(砕・転圧土の場合)

目標強度の設定日である $t = t_s + t_{CC} = 10$ 日目の強度、例えば $t_s = 3$ 日であれば $t_{CC} = 10$ 日目の $(q_u)_{CC7}$ が $(q_u)_{CC}^*$ 以上で、 $\alpha_{FL}$ により割り増した強度以下の範囲にあることを確認する。

$$(q_u)_{CC}^* \leq (q_u)_{CC7} \leq (q_u)_{CC}^* / \alpha_{FL}$$

以上のように、強度管理値に上限値を設けているのは砕・転圧盛土工法による堤体部が堤体安定に必要な強度を有し、かつ既設堤体部との密着性（なじみ）の良い堤体の築造を目的としているためである。すなわち、砕・転圧土の強度が堤体安定に必要な強度を越え既設堤体土との間に極端な強度差が生じると互いの密着性を悪くする原因になるので、単に目標強度を満足すればよい通常の地盤改良工法のように固化材添加量を割増するような施工をしてはならない。

## 7. 2 遮水性管理試験

### 1) 日常管理試験

遮水性の日常管理は堤体面からコアクター法（JGS 1613）に準じた方法で採取した不攪乱供試

体（内径寸法は $D/H \approx 75\text{mm}/100\text{mm}$ 程度）を用いた現場密度試験を実施し、遮水性を間接的に確認する。すなわち、遮水性は室内配合試験により予め求められた図-18に示す密度 $\rho_{tCC} \sim w$ 関係を用いて、同一の $w$ において室内試験の $\rho_{tCC}^*$ に対する現場密度 $\rho_{tCC}$ の比

$$D_p = (\rho_{tCC} / \rho_{tCC}^*) \times 100 (\%) \quad (10)$$

から判定する。これは、現場の $\rho_{tCC}$ が所定以上の値が満足されていればみずみちの原因となる隙間がなく遮水性が確保されるという考え方によるものである。これまでの室内試験や実績によると

$$D_p \geq 98\% \quad (11)$$

であれば遮水性は確保されることがわかっている。ただし、この現場密度試験は底泥土に礫などの粒径の大きい粒子を含む場合には正確な密度測定が不可能なため実施できないことがある。

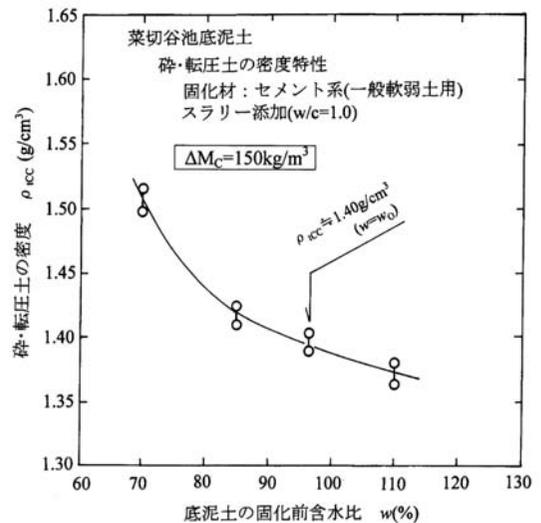


図-18 配合試験による砕・転圧土の密度 $\rho_{tCC} \sim w$ 関係

### 2) 一定土量築堤毎の遮水性管理試験

一定土量築堤毎の遮水性管理試験は、砕・転圧土による堤体が規定の遮水性を満足していることを現場透水試験と室内透水試験から求められる透水係数により直接判定する。

現場透水試験は築堤面にハンドオーガーで直径10cm、深さ20cm程度の立坑を掘削し、写真-7に示すようなマリOTTサイフォンを用いた一定水位型場透水試験（立坑法：JGS 1316に準じる）を実施し現場透水係数 $k_{Field}$ を求めるものとする。遮水性は同時に3ヶ所で行った試験から得られた

$k_{\text{Field}}$ の平均値により評価し、現場透水試験による遮水性基準値

$$k_{\text{Field}} \leq 1 \times 10^{-5} \text{cm/s} \quad (12)$$

にあることを確認する。

室内透水試験による遮水性は、ライナーサンブラー法により3箇所以上で採取した不攪乱供試体(D/H = 75mm/100mm)の三軸透水試験による応力レベル  $\sigma_c = 20 \text{kN/m}^2$ における透水係数 ( $k_{\text{TC}}$ )<sup>20</sup>の平均値が室内透水試験による遮水性基準値

$$k_{\text{Lab}} \leq 1 \times 10^{-6} \text{cm/s} \quad (13)$$

以下であることを確認する。写真-8には菜切谷池で使用した三軸透水試験機の試験状況を示す。

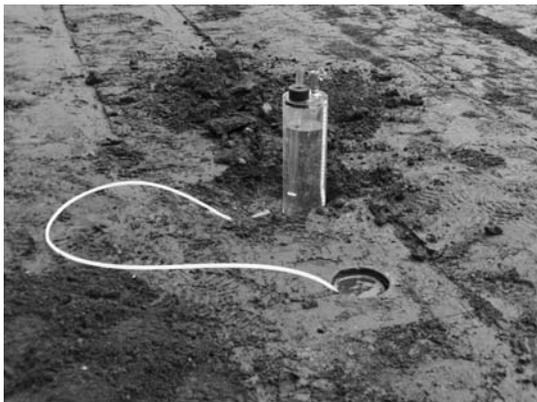


写真-7 現場透水試験の実施状況



写真-8 三軸透水試験機の例 (F-TP75Mk.II型)

## 8. あとがき

砕・転圧盛土工法は農林水産省官民連携新技術研究開発事業の一環として、老朽化ため池における効率的な堤体改修を目指して開発されたもので、池近傍で所要の強度と遮水性を有する築堤土を入手できない場合でも、貯水池内の底泥土を築堤土として有効活用して、底泥土の除去処分と堤体改修を同時に可能にしたものである。砕・転圧盛土工法は底泥土を固化処理して遮水性を確保しつつ所要の強度を有する築堤土を人工的に製造できることから急勾配法面での堤体改修、すなわち少ない土工量で改修が可能であること、貯水容量の減少はないなど経済的な改修が期待できる。また、底泥土の廃棄処分費用、築堤土の購入費用が不要であるなど、直接的なコスト縮減が達成できる。土取り場や土捨て場の造成による環境破壊や廃棄土砂の搬出や購入築堤土の搬入に伴うダンプ運搬による交通障害がないなど環境面でも優れている。

本報文では、菜切谷池の堤体改修工事を事例に砕・転圧盛土工法による堤体改修の設計・施工法と施工中の品質管理法について説明してきた。なお、(社)農業農村整備情報総合センターから『ため池改修工事の効率化、-砕・転圧盛土工法によるため池堤体改修-、設計・施工指針(案)、積算指針(案)、2006年』<sup>11)</sup>が刊行され、砕・転圧盛土工法が詳細な技術情報の提供により適用しやすい環境が整いつつあり、今後さらにため池の堤体改修工事への適用が増えるものと思われる。ここで紹介した事例が今後の同様の堤体改修工事に役立てば幸いである。

## 参考文献

- 1) 福島伸二, 石黒和男, 北島 明, 池田康博, 酒巻克之, 谷 茂:  
固化処理したため池底泥土の盛土材への適用性の研究, 土木学会論文集, No.666/Ⅲ-53, pp.99-116, 2000.
- 2) 福島伸二, 石黒和男, 北島 明, 谷 茂, 池田康博, 酒巻克之:  
固化処理したため池底泥土の堤体盛土材への適用性確認のための現場実証試験, 土木学会論文集, No.680/Ⅲ-55, pp.269-284, 2001.
- 3) 福島伸二, 北島 明, 谷 茂, 石黒和男:

- 固化処理した底泥土を砕・転圧した築堤土の目標強度設定・配合試験法と施工管理法の提案, 土木学会論文集, No.715/Ⅲ-60, pp.165-178, 2000.
- 4) 谷 茂, 福島伸二, 北島 明, 酒巻克之:  
砕・転圧盛土工法設計・施工法について, 農業工学研究所技報, 第202号, pp.141-182, 2004.
- 5) 福島伸二, 北島 明, 谷 茂, 石黒和男:  
固化処理した底泥土により築造した均一型堤体盛土の強度・遮水特性, 土木学会論文集, No.750/Ⅲ-65, pp.205-221, 2003.
- 6) 福島伸二, 北島 明, 谷 茂, 石黒和男:  
固化処理底泥土により築造した傾斜コアゾーンによる老朽ため池堤体の漏水対策事例, 土木学会論文集, No.764/Ⅲ-67, pp.341-357, 2004
- 7) 福島伸二, 谷 茂, 北島 明:  
固化処理底泥土を用いた急勾配・高堤体ため池の補強法の事例研究, 土木学会論文集, No.771/Ⅲ-68, pp.289-308, 2004.
- 8) 社セメント協会編:  
セメント系固化材による地盤改良マニュアル(第三版), 技報堂, 2003.
- 9) 嘉門雅史:  
へドロの工学的性質について, 土と基礎, Vol.26, No.1, pp.19-24, 1978.
- 10) 農林水産省構造改善局建設部設計課:  
土地改良事業設計指針「ため池整備」, 農業土木学会, p.21, 2000.
- 11) 社農業農村整備情報総合センター:  
ため池改修工事の効率化,  
一砕・転圧盛土工法によるため池堤体改修一,  
設計・施工・積算指針(案), 2006.

# 江戸時代初期における“さぬきのため池開発”

西山正志\*  
(Masashi NISHIYAMA)

| 目                  | 次   |
|--------------------|-----|
| 1. はじめに .....      | 117 |
| 2. 高松藩のため池開発 ..... | 117 |
| 3. 丸亀の水利普請 .....   | 119 |
| 4. おわりに .....      | 120 |

## 1. はじめに

香川県は、四国の東北部に位置し東西92km、南北61kmに伸びた半月形の地形で、南に讃岐山脈が連なり、これより北に向かって穏やかに傾斜し讃岐平野が展開している。

北に多島美を誇る瀬戸内海を臨み、海岸線の総延長は689kmに及び、その風光は大変美しいものとなっている。面積は1,875km<sup>2</sup>で全国に占める割合は0.5%と都道府県中、最も小さいが、山地と平地との面積はおおよそ相半ばしているため、土地の利用度は極めて高くなっている。河川は概ね讃岐山脈に源を發し瀬戸内海に注いでおり、流路延長は短く、かつ少雨で流域も少ないことから水量も乏しいものとなっている。

このため県下には満濃町をはじめとする大小約1万6千のため池が築かれ、干ばつから田畑を守ってきたが、これにも限りがあり、夏の干ばつに悩まされることが多々あった。

しかし、吉野川総合開発計画による「香川用水事業」の完成により、吉野川の水が香川県に導水されたことによって、有史以来の水不足も大幅に解消され、産業経済の発展、県民福祉の向上に計りしれない恩恵をもたらすこととなった。

ここで讃岐のため池について、「四国作家」同人である平井忠志先生の『さぬき“水の歴史考”』より、香川のため池開発について誌上をお借りする。

讃岐の水開発の歴史を大別すると、四つのピークがある。第一は飛鳥時代から奈良時代にかけて

の、条里制開発に伴う水開発である。第二は江戸時代初期の生駒藩、高松藩、丸亀藩による集中的なため池建設である。第三のピークは、昭和の戦中から戦後にかけての、食糧増産を旗印に揚げた用水開発で、第四は昭和五十年に開通した香川用水の建設である。

ここでは、最初に江戸時代初期における高松藩のため池建設ラッシュとその時代背景を、次に丸亀藩の水利普請を推考してみたい。



## 2. 高松藩のため池開発

### (1) 生駒藩から高松藩へ

江戸時代のはじめ、讃岐一国十七万三千石を支配していた生駒藩は、用水の開発に力を注いだ。中でも四代藩主、生駒高俊の時代はその最盛期であった。

当時、水利担当の家老は西嶋八兵衛である。彼は干ばつ対策として満濃池の再築をはじめ、小田池、竜満池、神内池など百万トンのため池を次々と築造し、着々と領内の水利を整えていた。

\*中国四国農政局香川農地防災事業所 (Tel. 087-868-7575)

だが残念なことに、寛永十七年（1640）藩主高俊が、お家騒動で改易されて讃岐を追われた。改易による政権交代とはいえ、用水開発を中断して讃岐を去った西嶋八兵衛は、後ろ髪を引かれる思いであったに違いない。その後を受け寛永十九年、東讃十二万石を支配したのが水戸家の嫡男松平頼重である。

#### (2)就封早々の大干ばつ

寛永十九年に讃岐に赴任した藩主頼重は、翌寛永二十年五月に参勤交代で入府している。その留守に讃岐は、近年にない大干ばつに襲われた。高松岩清尾八幡の友安宮司が書いた『讃岐国大日記』によると、「卯月下旬より六月下旬に至り、餓死巷に満つ。当国その十分の一に及ぶ」とあり、飢え死にした領民が、一割にも及ぶという惨状であった。

干ばつはそれだけで済まなかった。その翌々年、正保二年（1645）にも、「この歳、三時（春夏秋）雨降らず。大いに麦禾（米麦）なし」（『全讃史』）という大干ばつに、追い討ちをかけられている。

#### (3)ため池四百か所を築造

記録によると、藩主頼重が江戸から帰国したのは、寛永二十一年（正保元年）の夏であった。頼重は讃岐の厳しい水事情を、初めて痛感したに相違ない。藩主が「水との戦い」を決断したのはこの時で、ここに高松藩のため池建設ラッシュが始まるのである。

『高松藩記』の正保二年の頃に、「この歳、封内大旱。陂池（ため池）四百零（れい）六を創築し、もと有る九百六十と併せ、総計壺千三百六十」とあり、わずか一、二年の間に、四百か所に余るため池を築いたとある。さらに頼重は重臣たちに命じて、城下町に当時としては画期的な上水道施設を建設させている。干ばつが城下町の生活用水まで脅かしたに相違ない。

#### (4)大プロジェクト決断の背景

ため池の築造には膨大な建設費が必要であり、それを集中的に実施すると、藩財政の硬直化を招きかねない。それをわずか二か年少々の間に集中させた采配は、見事というほかない。そんな一大プロジェクトを国替え早々、藩をあげて決行した決断の背景を追ってみたい。

まず決断を大きく左右した背景に、前政権の生駒藩に対する対抗意識があったことは否めまい。生駒藩は改易前の十数年間、讃岐の水利の開発に

全力を注いできた。そんな生駒藩が改易され、水利開発を中断したまま二か年の空白期間が過ぎていた。

その後を受けて入封した高松藩である。少なくとも前政権の実績を上回る成果をあげなければ、徳川親藩のメンツが潰れる。つまり干ばつ緊急対策は、藩の権威にかかわる事業であったといえよう。

#### (5)危機管理を誤る

もう一つの背景に、大干ばつに対する藩の対応の拙さがあった。普通このような大災害では、年貢の減免と夫食（お助け米の支給）を行うのが常であるが、寛永二十年の干ばつ時には行っていない。

この秋は飢餓と年貢の滞納で、領内は混乱していた。このとき藩庫には、就封時に幕府から与えられた二か年分の年貢米が蓄えられていた。それを放出もせず夫食を怠ったのである。

そのうえ、年貢の分割納入制度を提案した。木田郡小村（おもれ）村の青年庄屋田之助を斬罪にするなど、滞納者を厳しく処分している。藩としては一罰百戒を狙ったのだろうが、領民たちは藩政に白い目を向けた。

帰国した藩主頼重は、留守家老たちの危機管理の怠慢に苦い思いを噛み締めながら、人心の掌握策に腐心したに違いない。

#### (6)突貫工事の施工体制

それにしても、ため池四百か所の適地の選定だけでも、一朝一夕に出来るものではない。恐らく前政権時代に西嶋八兵衛が立てていた建設計画の中から、短期間で築造できる小規模のものを選んで、実施に移したのではなからうか。

いま一つ、ため池技術者の確保も大きな課題だったに違いない。私の推察ではこれも、西嶋八兵衛が永年の間に養成し組織した、ため池の技術者集団をそっくり動員したものと思われる。藩はその集団を率いるトップの技術者、矢延平六を召し抱えたと推定しても、唐突ではあるまい。

#### (7)幕閣が御賞味これ有り候

藩主頼重は、四百六ヶ所のため池が完成すると、その調書を持って江戸に参勤し、大老たちに成果を披露し、幕閣から賞賛されている。その様子が江戸家老の彦坂織部・大久保主計から、国許の留守家老に手紙で知らせてきた記録が残っている。

「入部以来、新建の百姓家、塩籠（がま）、新

築の池数書付け、酒井讃岐守（大老）、老中、御奉行、御目付方、御披見あり、各御賞味これ有り候』（『英公外記』正保三年五月の条）とあり、頼重が大いに面目をほどこした様子が伺える。

ちなみに、このとき築造した四百余か所の池の名前は、なぜか残っていない。ただこのあと引き続いて長期計画が立てられたとみえ、宮奥池（東かがわ市）、石神池（さぬき市）、城池・陣内池（高松市）、仁池（綾歌町）、新池（香川町）、など巨大なため池が次々と建築され、讃岐の水開発の最盛期が続くことになる。

### 3. 丸亀の水利普請

江戸時代の水利普請といえば資材費は2割程度で、残りのほとんどが労働費であった。むろん労務は、百姓たちの労務に頼るほかない。このため藩普請（郷普請）では、百姓たちの動員体制の巧拙が、工事の工程に少なからず影響を及ぼしたようである。

ことに丸亀藩は高松藩と比べ、財政規模や支配する石高が小さいため、あらかじめ出役体制を組織化しておく必要があったものと思われる。ここに丸亀藩が知恵をしばった独創的な体制を、『さぬき高瀬のため池』（高瀬町文化材保護協会編）から拾ってみよう。



#### (1) 親藩と外様藩

東讃十二万石の高松藩と西讃五万三千石の丸亀

藩、丸亀平野で国境を分かっている。といっても、丸亀平野の優良穀倉地帯は、そのほとんどが親藩である高松藩の支配地である。

外様の丸亀藩は、水利の便の悪い末流や海岸地帯と、山間部や痩せ地の多い西讃が支配地である。そのうえ城から一步踏み出せば東も南も他国という、いわば高松藩の監視体制下に置かれたようなものであった。これでは年貢の徴収はむろんのこと、水利普請の夫役の割り当て一つといっても、領民たちが隣藩と見比べて苦情を言うことになる。

ことに満濃池の修築工事では、高松・丸亀両藩は受益地の石高割で、領内から出役人夫を動員するしきたりであった。従っていい加減な出役体制をとると、藩同士のトラブルの種にもなりかねない。

#### (2) 棒組を結成せよ

そこで丸亀藩が考案したのが、「棒組」と呼ばれる独創的な作業班の編成であった。棒とは土石を運ぶときモッコなどを担ぐ、担い棒のことである。棒一本の人数を四人として、村毎に二十四組の棒組と二組の「手脇棒」（監督員）を置いたという。

池普請などのときは、この棒組に交代で出役する義務を負わせる代わりに、「足役米」と称して年間1人当たり米6斗（90kg）の固定給が支給される。出勤日数は年間70日程度を目安とし、出役の少ない年は貰い得。日数がこれを超える場合は、若干の歩増しをしたという。

しかも、これはあくまで基本給与で、出役した日は他に1人一日米7合5勺の扶持米が支給される。貧乏藩にしては大奮発と思うかも知れないが、実は藩のふところは痛まない仕組みになっている。

「足役米」は年貢とは別に、すべての百姓たちから石高割で徴収するのである。つまり棒組に入っていない者も、余分に出費だけは強いられることになる。

#### (3) 扶持米は年貢と差し引き

扶持米1人一日7合5勺は高松藩の場合も同様で、いわば江戸時代の讃岐の通り相場であったようだ。しかしこれは不当に安い日当といえよう。この時代、日雇い仕事でも1人一日、米2升は貰えたという。一家の大黒柱を半ば強制的に普請に出役させ、通常の三分の一程度の日当の支給では、家族が養えない。

「いこか、まんしょか、満濃普請、百姓泣かせの池普請」と唄われた由縁でもある。

丸亀藩の場合も、満濃池の修築のような大規模な普請になると、棒組の出動だけでは人数が足りない。その場合は棒組以外の百姓を、7合5勺の扶持米だけで動員していたようである。池普請に出役した者は、普請場で「小切（こぎり）」(村名、組名、姓名を書いた出役証明書)をもらい、村に帰って組頭に提出すると、年貢のとき差し引きして清算してくれたという。

#### (4)棒組に備品を義務付け

水利普請では通常、出役人夫に工具を持参させるしきたりである。このため丸亀藩では棒組ごとに、用具を備え付けている。「鋤クワ2丁・広幅トンガ2丁・ツルハシ2丁・サキグワ4丁・蚊帳4張り・湯桶4個」の定めがある。堤を締め固めるタコ搗き胴石などは藩が別に用意したとみえ、「御用」と彫りこんだものが、いまでも西讃地方に残っている。

このほか一人ひとりの携行品も定めている。

「めんこ（弁当入れ）1個・担い棒1本・もっこ1個・薪少々・菜めんこ（おかず入れ）・米または、麦のひき割り2日分（1升5合・組で相談して決める）・ふとん（冬だけ）・わらじ2～3足、または打ち藁少々・干し大根、干し菜、みそ、つけものなど二日分・お金少々（しょうゆ代など）」と、なかなか細かく、当時の生活が垣間みられて面白い。

#### (5)高松藩は規律ゆるやか

この点、高松藩は少々規律が緩んでいたようである。ここに江戸時代後期、文政十年（1827）に満濃池の底桶の大改修をやった記録、『満濃池御普請一件』（瀬戸内海歴史民族資料館蔵）という古文書がある。これによると高松藩では、人足がカゴも棒も持たず手ぶらでやって来るものがあり、藩の役人を慌てさせている。

「されば人足のうち、持ち籠持参これなき者も多分にこれ有る由、これより今日なども丁場後れ（工事遅延）に相成り・・・（略）西領（丸亀藩）に明日、丁場（仕事の受け持ち区域）受取申せず、はなはだ不外分（不真面目）の至りに候。各、いかが御心得これあり候や」と、高松藩の役人が領内の大庄屋たちを叱責した文書が残っている。

#### (6)出役の人夫も不足

さらに高松藩では、工事人夫も割り当てどおり

出役せず、藩の役人が肩書を狭めるケースもあったようだ。「一筆申し入れ候。されば昨日・・・（略）割当人足差し出し方、郡々のうち不足致し候郡もこれ有り候所、丸亀領には一人も不足これ無く、・・・（略）明日よりは一人も不足致さずよう取り計らい・・・」と、厳しく世話役の大庄屋を戒めている。

これから見ても、丸亀藩の「棒組」という人夫動員組織が、いかに規律正しく威力を発揮したかが伺えて興味深い。

#### (7)いまでも自治活動に名残

面白いのは「棒組」の名残である。三豊郡には地域の水利団体や自治会活動の中に、今もよく似た組織が残っている町があるという。地域を四、五戸単位の「棒」に分け、各棒にはボウヤ（棒親）と呼ばれる世話役が置かれ、情報の伝達や共同作業の円滑化をはかっているという。

プライバシーを重んじる余り、隣人の名前もろくに知らない生活より、余程味があるかもしれない。

## 4. おわりに

香川県は、昭和53年に香川用水が前線通水を開始し、讃岐平野のほぼ全域が潤わされるようになったが、ため池は、この香川用水とともに農業用水の水源として、また、台風シーズンの洪水調整や地下水の涵養など、今も大切な役割をしっかりと担っている。

さらに最近では、親水公園としての整備も進められ、水と調和した花や緑が、訪れる人々に憩いの一時を与えている。

私たちは、これらのため池を造り、残してくれた先人の偉業を偲ぶとともに、「貴重な財産」として、これからも維持管理や改修などに努めながら、大切に守り、後世に伝えていくことが重要である。

# 平成19年度農村計画研修会（第29回現地研修集会）について

農業土木学会農村計画研究部会  
農業土木技術者継続教育プログラム申請中

1. 主 催：農業土木学会農村計画研究部会

後 援：奈良県，水土里ネット奈良（奈良県土地改良事業団体連合会）

協 賛：農村計画学会

2. テーマ：歴史資産と現代の調和をさぐる－元気な地域づくりから美しい大和へ－

3. 日 程：平成19年9月6日（木），7日（金）

4. 会 場：奈良県新公会堂能楽ホール

5. プログラム

(1)研修集会 平成19年9月6日（木）9：30～16：45

8：45～9：30 受 付

9：30～9：45 開会挨拶

9：45～11：15 基調講演「現代科学から見た古代飛鳥の水利基盤（仮）」

京都大学名誉教授 三野 徹

11：15～12：00 講 演「奈良県における開発事業と埋蔵文化財の保護（仮）」

奈良県教育委員会主査 川上 洋一

12：00～13：00 休 憩

13：00～13：30 報 告「奈良県の農業農村整備」

奈良県農林部次長 藤永 和生

13：30～14：10 事例報告「集落ぐるみで取り組む農業公園による地域活性化」

有限会社農業公園信貴山のどか村代表取締役社長 石井 基之

14：10～14：50 事例報告「棚田オーナー制の取組－明日香村稲渕地区の事例から－」

明日香村稲渕棚田オーナー会会長 吉兼 秀夫

（阪南大学国際コミュニケーション学部教授）

14：50～15：20 情勢報告「農村整備を巡る情勢」

農林水産省農村振興局整備部地域整備課課長補佐 古賀 徹

15：20～15：30 休 憩

15：30～16：40 パネルディスカッション

「歴史資産と現代の調和をさぐる」

コーディネータ

京都大学名誉教授 三野 徹

パネリスト

奈良県教育委員会主査 川上 洋一

有限会社農業公園信貴山のどか村代表取締役社長 石井 基之

明日香村稲渕棚田オーナー会会長

（阪南大学国際コミュニケーション学部教授） 吉兼 秀夫

森林インストラクター

（飛鳥川の上風景を取り戻す仲間の会事務局長） 水谷 道子

16：40～16：45 閉会挨拶

(2)現地検討会 平成19年9月7日(金) 8:30~15:00

8:20 奈良県庁前 集合

8:30 奈良県庁前 出発

研修の場所：農業公園信貴山のどか村，明日香村稲刈棚田など

15:00 近鉄橿原神宮前駅 解散

#### 6. 参加費用

研修集会参加費 6,000円 (うちテキスト・資料代3,000円)

現地検討会参加費 4,000円 (昼食代1,000円含む)

#### 7. 参加申込

参加をご希望の方は参加申込書(部会ホームページからダウンロードして下さい)に所要事項をもれなく記入の上、FAXまたは郵送にてお申し込み下さい。なお、原則として団体ごとにまとめてお願いいたします。申し込み多数の場合は、定員400名に達し次第締め切らせていただきますので、あらかじめご了承ください。

なお、台風等の自然災害で現地研修会が開催できない場合でもテキスト・資料代(3,000円)は申し受けますので、予めご了承ください。

(1)申込期限 平成19年7月20日(金)

(2)申込先 農村計画研修会現地運営事務局

〒630-8501

奈良県奈良市登大路町30

奈良県農林部耕地課

担当：植田，寺本

T E L : 0742-27-7453

F A X : 0742-24-5179

(3)参加費の納入

申し込みをいただきますと8月上旬に請求書をお送りしますので、請求書の指定口座に振り込んで下さい。なお振り込み手数料は参加者負担でお願いします。

(4)申込の変更・取消

8月15日(水)までに現地運営事務局までFAXにてお申し出下さい。それ以降の取り消しについては、参加費の返還ができませんので、あらかじめご了承ください。

#### 8. 宿泊施設

参加者各自でお申し込み下さい。

#### 9. その他

詳細は、部会のホームページ (<http://www.jsidre.or.jp/bukai/keikaku/2007nara.htm>) をご覧下さい。

**【現地研修会に対する問い合わせ先】**

農村計画研修会現地運営事務局

〒630-8501 奈良県奈良市登大路町30

奈良県農林部耕地課

担当：植田，寺本

FAX送信先 0742-24-5179

# 平成19年度農村計画研修会(現地研修集会) 参加申込書

7月20日(金)締め切り

|            |                           |             |            |
|------------|---------------------------|-------------|------------|
| 名称<br>所属機関 | 所在地住所 (送付先)               | TEL (代表・直通) |            |
|            | 千 _____ 市・郡 _____ 町 _____ | 担当者氏名 _____ | (内線 _____) |
|            | 都・道・府・県 _____ 市・郡 _____   | FAX _____   |            |
|            | 一括申込人数 _____ 名            |             |            |

| 所属機関          | 職名 | ふりがな<br>参加者氏名   | 性別  | CPD番号<br>(農業土木技術者継続教育機構) | 9/6<br>(木)<br>研修会<br>6,000円 | 9/7<br>(金)<br>現地<br>検討会<br>4,000円 |
|---------------|----|-----------------|-----|--------------------------|-----------------------------|-----------------------------------|
| 奈良県農林部<br>耕地課 | 主幹 | なら たろう<br>奈良 太郎 | ♂・女 | No.000000                | ○                           | ○                                 |
| 1             |    |                 | 男・女 |                          |                             |                                   |
| 2             |    |                 | 男・女 |                          |                             |                                   |
| 3             |    |                 | 男・女 |                          |                             |                                   |

【備考】

- ・ 4名以上の場合は申込書をコピーしてご使用ください。
- ・ ご記入のない欄は申し込み・ご希望のないものとして受付させていただきます。
- ・ 変更の際は変更内容を追加記入して「再送」と書いてFAX(郵送)にてお送りください。

お問い合わせ先 農村計画研修会現地運営事務局  
担当：植田、寺本 TEL 0742-27-7453

# 会 告

## 1. 会員の募集

水と土の発行は皆様の年会費によってまかなわれています。今後とも事業地区の技術情報の交流を図るためには会員の確保が重要となっています。会員の皆様には職場の同僚の方々に農業土木技術研究会の成り立ちや「水と土」をPRしていただき、会員の勧誘をお願いいたします。平成19年度の年会費は2,300円です。なお、別紙のPR版を作成しましたので会員の勧誘に活用いただければ幸いです。

## 2. 報文投稿の募集

「水と土」は会員の皆様からの報文投稿によって支えられています。報文は以下のように様々なテーマが考えられますので、これを参考に皆様が担当されている事業地区の状況を報文にまとめて投稿いただくようお願いいたします。併せて巻末の投稿規定も参照して下さい。

- ① 事業地区の段階は、企画、調査、計画、設計、施工、管理に分けられるので、構造物の施工の有無に関わらず、コスト縮減、創意工夫、新技術導入、環境配慮などの視点から取りまとめた報文
- ② ダム、トンネル、橋梁、揚排水機場等の大規模工事や長期にわたる債務負担行為工事等について、調査、計画、設計、施工の各段階での検討や実績を取りまとめた報文
- ③ 農村工学研究所や県試験場などへの依頼研究の成果について取りまとめた報文（研究依頼先との連名による）
- ④ 土地改良技術事務所、調査管理事務所が対応している技術検討や現場支援業務について取りまとめた報文（当該機関との連名による）
- ⑤ 海外派遣から帰任した職員の派遣先でのプロジェクト等について技術的見地から取りまとめた報文
- ⑥ 建設会社、コンサルタント等の会員について、普及性のある事例や技術検討について取りまとめた報文

## 3. 「水と土」表紙写真の募集

農業土木技術研究会では、会誌「水と土」の表紙を飾る写真を募集しています。

あなたが撮った「美しい農村や農業生産の風景」、「地域にとけこんだ農地、農業施設」、「水・土のふれあい」などを表紙に使わせていただきたいと思います。以下を参考に多数の写真を応募願います。

- ① 写真の種類：カラープリントでサービス版より大きいサイズで提出して下さい。
- ② 枚数：応募点数には制限がありませんが、未発表のものに限ります。
- ③ 応募先：研修会テキスト申し込み先に同じ
- ④ その他
  - (1) 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、写真テーマ、撮影場所、撮影年月日を記入して下さい。
  - (2) 原則として応募写真は返却しません。
  - (3) 採用された写真の著作権は、農業土木研究会に属します。
  - (4) 採否は、編集委員会で決定します。
  - (5) 採用された場合は薄謝を進呈いたします。

# 農業土木技術研究会 会員の募集

## 1. 創立30周年を迎えた「農業土木技術研究会」

本研究会は、全国の農業土木技術者の自主的な研究会です。その歴史は、昭和28年の「コンクリートダム研究会」にまでさかのぼり、事業の展開方向に即して変遷してきました。現在の「農業土木技術研究会」としても、平成11年度には設立30周年を迎えた歴史ある研究会です。

### 〈農業土木技術研究会の変遷〉

- 昭和28年 「コンクリートダム研究会」の発足：会誌「コンクリートダム」の発刊
- 昭和31年 フィルダムを含めて「ダム研究会」に拡大：会誌「土とコンクリート」に変更
- 昭和36年 「水路研究会」の発足：会誌「水路」の発刊
- 昭和45年 両研究会の合併  
「農業土木技術研究会」の発足：会誌「水と土」の発刊

## 2. 技術力向上に資する「農業土木技術研究会」

本研究会は、時代のニーズを反映した事業の円滑な推進に必要な技術力の向上のため、農業農村整備事業の計画・設計・施工事例や技術的検討内容などの現場技術情報の発信と交流を一貫して展開しています。

研究会では、現場の技術報文を中心とした会誌「水と土」を年間4回発行し会員の皆様にお届けしています。また、時代に即した技術的な情報を提供する研修会も開催しています。

## 3. 会員が支える「農業土木技術研究会」

本研究会の活動は、皆様の年会費によってまかなわれています。

21世紀を迎え農業・農村の位置付けがますます重要になっている今日、本研究会に入会いただき、その振興の基礎となる「農業土木技術」に根ざした研究会の活動を支えて頂ければ幸いです。会費は2,300円です（会費は51年度より据置）。

入会の手続きは、研究会へ直接又は各職場の連絡員に会費を添えて申し込んで下さい。

申し込み様式は以下を参考にして下さい。

## 入会申し込み

平成 年 月 日

私は農業土木技術研究会に入会します。

氏名： \_\_\_\_\_

職場・所属： \_\_\_\_\_

職場住所（会誌送付先）：〒 \_\_\_\_\_

電話番号 \_\_\_\_\_

問い合わせ先：農業土木技術研究会

〒105-0004 東京都港区新橋5-34-4

農業土木会館内 TEL 03(3436)1960

FAX 03(3578)7176

# 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。

〒105-0004 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写真・図・表を含め14,500字程度(ワープロで作成の場合, A4版10枚程度)までとする。なお, 写真・図・表はヨコ7cm×タテ5cm大を242字分として計算すること。

4. 原稿はなるべくワープロで作成し, 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, 農業土木標準用語辞典に準じられたい。数字はアラビア数字(3単位ごとにカンマ(,)を入れる)を使用のこと。

5. ワープロで作成した原稿データについては, プリントアウトした原稿(写真・図・表入り)とともにMOディスク等にて提出すること。

写真・図・表の画像データは, 原稿データとは別に添付すること。なお, 図・表については白黒印刷においても判読できるように極力配慮しておくこと。

※データと違いがないかをプリントアウトした原稿で必ず確認すること。

6. 手書きの原稿については, 当会規定の原稿用紙を用い作成すること(原稿用紙は, 請求次第送付)。また, 写真・図・表は本文中の挿入個所を明確に指定しておくこと。

7. 原図の大きさは特に制限はないが, B4版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。

8. 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, などで区別のみぎらわしいものは鉛筆で注記しておくこと。

たとえば,

C, K, O, P, S, U, V, W, X, Zの大文字と小文字

O (オー) と 0 (ゼロ)                       $a$  (エー) と  $\alpha$  (アルファ)

$r$  (アール) と  $\gamma$  (ガンマ)                 $k$  (ケイ) と  $\kappa$  (カッパ)

$w$  (ダブリュー) と  $\omega$  (オメガ)         $x$  (エックス) と  $\chi$  (カイ)

l (イチ) と 1 (エル)                      g (ジー) と q (キュー)

E (イー) と  $\varepsilon$  (イプシロン)         $v$  (ブイ) と  $\nu$  (ウプロシン)

など

9. 分數式は2行ないし3行にとり余裕をもたせて書くこと。

10. 数表とそれをグラフにしたものとの並載せはさけ, どちらかにすること。

11. 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。

12. 投稿の採否, 掲載順は編集委員会に一任すること。

13. 掲載の分は稿料を呈す。

14. 別刷は, 実費を著者が負担する。

## 「水と土」通信

FAX宛先：農業土木技術研究会 03-3578-7176

★「水と土」をより充実したものとするため、下記様式であなたのご意見をお寄せ頂ければ幸いです。

1. 本号(149号)で興味をもたれた報文について記載下さい

(1) 報文タイトル：\_\_\_\_\_

(2) 興味を持たれた具体的内容  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

2. 本号の編集についてご意見をお聞かせ下さい  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

3. とりあげて欲しいテーマなど本誌に対するご意見やご要望をお書き下さい  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

所属：\_\_\_\_\_

氏名：\_\_\_\_\_

### 編集後記

ゴールデンウィークが終わり、長い充実した休暇を過ごされた方も多かったと思います。一方、休み明けは、爽やかな季節の中で、全員が仕事にまっしぐらになっています。

さて、連休中に、帰省した折、道の駅に車で訪れる機会がありましたので、道の駅と農村について述べたいと思います。

道の駅には、農事組合法人が運営する農産物の直売所、花、鉢物販売、地場産品を活かしたレストラン、工芸品など、農家の手作りの品がたくさんあります。それを買いたい客は、近場や遠方からも多数訪れ、「新鮮な有機野菜を買いたい」と話される主婦、子供、夫婦、旅行者などで構内は活気に満ちています。

そこでは、足湯につかりながら田園風景を見ることができたり、液肥の販売機があったりと、農村で生産される作物、商品が地域住民や都市の方々にとり、収入として還元されています。買

い物をした人々は、保養、休憩、食事などで十分な満足を得て帰って行きます。

もちろん、農産物を朝に納品する農家の方々は、充実した顔です。近場の農家出身と思われるレストランのウェイトレスも、明るい笑顔で応対しています。

まさに、車社会の一部である道の駅で、都市農村の交流の場、ひいては農村の活性化の拠点になっているのです。

いま、農政関係をみれば、行財政改革の推進における特別会計の改革、公共事業の見直し、地方分権などが進む中、担い手の育成、輸出の促進、美しい国づくりを目指した農山漁村の活性化など重点施策が進めている時期です。

我々は、普段の生活においても、道の駅のシーンのように、農政の仕事の成果を感じながら進めなければいけないと思います。

(緑資源機構 計画評価部 本間)

### 水と土 第149号

発行所 〒105-0004 東京都港区新橋5-34-4

農業土木会館内

印刷所 〒161-8558 東京都新宿区下落合2-6-22

農業土木技術研究会

TEL 03(3436)1960 振替口座 00180-5-2891

一世印刷株式会社

TEL 03(3952)5651

# ダイプラハウエル管 (高耐圧ポリエチレン管)

φ300~3000

経年劣化が少ない材料により長期寿命を実現!

外圧に強い中空リブ構造で高盛土にも適応!

柔構造物なので軟弱地盤でも適応!

コンクリート基礎不要で工期短縮が可能!

## 公的機関への認可

- 日本工業規格 耐圧ポリエチレンリブ管 (JIS K 6780)
- 下水道協会規格 下水道用リブ付ポリエチレン管 (JSWAS K-15)
- 国土交通省 新技術登録 (NETIS CB-980025) カルバート工 (NETIS CB-980024) 柔構造樋管
- 農林水産省 土地改良事業計画設計基準 (農道)
- 日本道路公団 設計要領第二集カルバート編

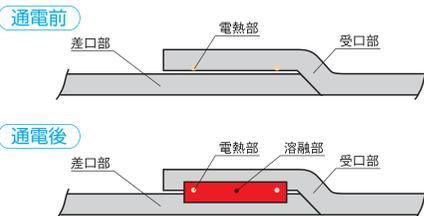
## 農業用水のパイプラインに!

### 管路の一体化による継手部の信頼性!

EF継手は電熱線の通電により熔融し、受口、差口を一体化させ、万全の気密性を保持できます。

常用使用圧力 0.50 MPa

## EF継手(エレクトロフュージョン)



内圧用ダイプラハウエル管



## 農道下横断管に!

耐圧強度が大きく、  
高盛土下に  
埋設可能!

カルバート工  
として  
実績豊富!



## ため池の底樋に!

柔軟性に優れ、  
地盤沈下にも  
対応!

柔構造樋管  
として  
実績豊富!



ダイプラハウエル管

**大日本プラスチック株式会社**

本社: 〒541-0053 大阪市中央区本町2-1-6(堺筋本町センタービル)  
TEL.06-6267-1338 FAX.06-6271-3003  
東京支社: 〒103-0023 東京都中央区日本橋本町3-8-4(第2東硝ビル)  
TEL.03-3662-9861 FAX.03-3664-3187

<http://www.daipla.co.jp>

札幌(営) 011-221-3053 仙台(営) 022-223-0761  
東京(営) 03-3662-9861 名古屋(営) 052-933-7575  
大阪(営) 06-6267-1338 広島(営) 082-221-9921  
福岡(営) 092-721-5166 鹿児島(営) 099-227-1577