

水と土

No.135
2003

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



固化処理した底泥土の碎・転圧盛土工法について (本文22頁)



施工前の皿池の状況



盛立て完了後の状況

米須地下ダムにおける現位置攪拌工法止水壁の施工について (本文47頁)



地中連続壁工法の施工状況



酸化槽全景



濾過槽(全景)



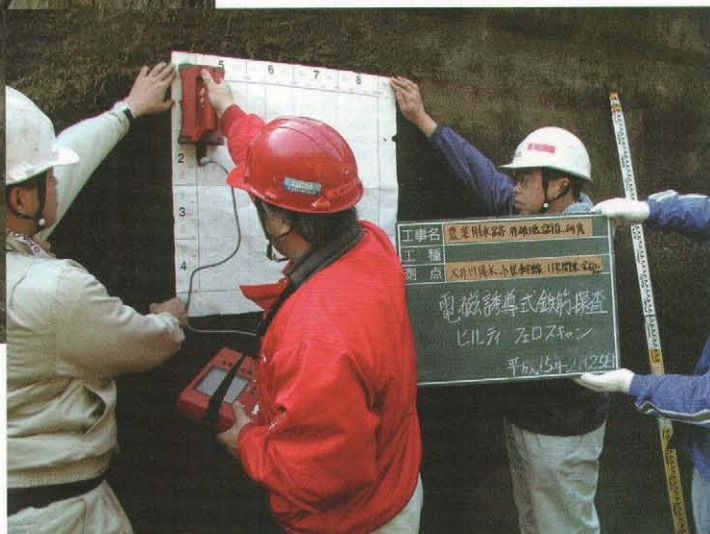
酸化槽への流入状況



濾過槽管理施設(逆洗ポンプ)



レーザー式内空断面計測状況



電磁誘導法による配筋状況の確認



トレンチャー型攪拌混合機による初期固化状況



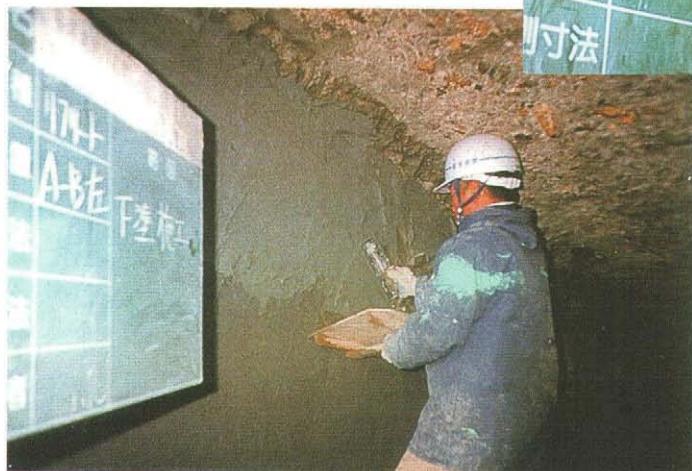
バケット式解砕機による解砕状況



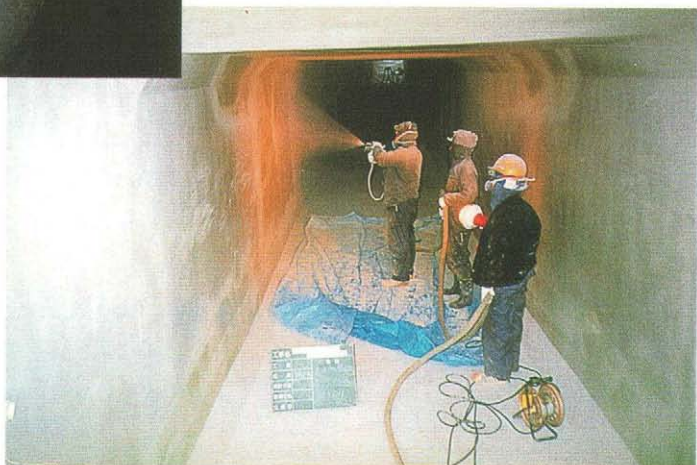
目視調査による鉄筋露出状況



サンドブラスト完了状況



断面補修材塗布状況



ポリウレア樹脂材塗布状況

◆お知らせ

平成15年度農業土木技術研究会研修会の開催案内 9

◆報文内容紹介 11

□巻頭文

ストック保全技術の普及をめざして

永井良房..... 15

□報 文

九頭竜川下流地区のバイブラインシステム設計について
-性能設計手法を用いた水管理システムの検討-

寺田憲治・中 達雄..... 17

固化処理した底泥土の砕・転圧盛土工法について

渡部輝夫..... 22

川代ダムにおける管理の現状と課題について

吉村三男・田中俊也・宮部政知..... 27

溶解性鉄の除去技術の開発と応用

米山元紹・杉内 誠・山田 昇..... 36

米須地下ダムにおける現位置攪拌工法止水壁の施工について

伊佐健次..... 47

長大用水路システムの水利調整機能の分析事例

中 達雄・島 武男・田中良和・青木克己・伊藤秀明..... 57

連続画像スキャニングによる効率的な農業用水路の調査・診断システムの開発

森 充広・渡嘉敷 勝・長束 勇・石村英明・石神暁郎
吉田典明・藤原鉄朗..... 68

都市化した小流域河川の流量調査

-横浜市 大岡川-

中山 康・五十嵐 求..... 77

老朽化ため池における底泥土を活用した堤体改修工法とその適用事例

谷 茂・福島伸二・北島 明・酒巻克之..... 84

リフリート工法によるサイフォン改修について

千葉真裕..... 94

◆会告..... 100

◆入会案内..... 101

◆投稿規定..... 103

平成15年度農業土木技術研究会研修会の開催案内

ダム、頭首工、用排水機場、幹線水路などの農業水利施設は、地域農業を支える基幹的施設であることから、その水利施設の有する機能を今後とも持続的に発揮するには、施設の計画的かつ適切な更新・改修・補修・管理が不可欠であり、その基本となる施設の安全性評価等を行うための機能診断に関する技術、手法の整備が進められているところです。

また、全国各地においては農業水利施設の劣化、損傷に伴い、補修、改修工事が進められているところ

です。そこで、農業土木技術研究会では農業水利施設の補修・改修工事が進められている実態を踏まえ「農業水利施設の機能診断と補修・改修工法」をテーマに研修会を開催することとします。

- 開催日時：平成16年1月27日（火） 10:00～17:00
- 開催場所：科学技術館（サイエンスホール）TEL 03-3212-3939
東京都千代田区北の丸公園2-1
- プログラム

時間	プログラム	講演のポイント	講師等
10:00	開会挨拶		農業土木技術研究会 会長 松浦良和
10:10	研究会賞表彰		
10:40	既存ストックの有効活用に向けた取組み	農業水利施設の有効活用やライフサイクルコストの低減に向けた取組み等について	農村振興局 事業計画課 課長補佐 中田峰示
11:10	管路診断及び改修技術	農業用管路として一般的なダクタイル管とFRPM管の管路診断及び改修技術について	日本ダクタイル鉄管協会・強化プラスチック複合管協会 課長 草野聡也
11:50	昼食		
13:00	農業水利施設の機能診断のあり方	水路トンネルを対象としたレーザー・レーダー計測と機能診断結果の紹介及び今後の機能診断のあり方について	(独)農業工学研究所 施設機能研究室 主任研究官 渡嘉敷勝
13:40	国営かんがい排水事業亀田郷地区における親松排水機場の施設更新	ポンプ設備等の機能診断及び更新の検討について	北陸農政局 亀田郷農業水利事業建設所 係長 向川和久
14:20	老朽化ため池の堤体改修工法事例	老朽化ため池における底泥土を活用した堤体改修工法とその適用事例について	新技術研究開発組合 主席コンサルタント 福島伸二
15:00	休憩		
15:10	管更正工法による農業用水の改修	農業用管路の更新工事における非開削工法（管更正工法）の検討について	滋賀県農政水産部耕地課 主任技師 饗庭直樹
15:50	国営かんがい排水事業新湖北地区のコンクリート開水路の改修	開水路の改修工事に採用したFRPM板ライニング工法の施工事例について	近畿農政局 新湖北農業水利事業所 係長 崎山佳孝
16:20	施設機械設備における機能診断と改修工法	施設機械設備における機能診断事例及び改修の設計方法等について	(社)農業土木機械化協会 技術顧問 西出定雄
16:50	閉会挨拶		農業土木研究会理事

注) プログラムは都合により変更することがあります。

4. 参加費：農業土木技術研究会 会員 5,000円・非会員 8,000円

(昼食代は含みません。参加費は当日会場にて申し受けます。)

*会員とは年会費を納めて機関誌「水と土」が届いておられる方の事を言います。

5. 参加人数：定員400名（会場の都合により定員になり次第締め切ります。)

6. 農業土木技術者継続教育プログラム認定

本研修会は、農業土木技術者継続教育のプログラム認定を受けており受講された方には6単位が認定される。

継続教育登録会員の方は申込書に会員番号をご記入願います。

7. 申込方法：(1)申込期日 平成16年1月9日（金）まで

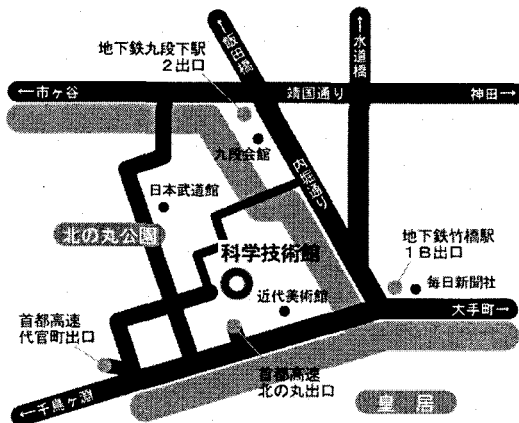
(2)申込先 〒105-0004 東京都港区新橋5-34-4

農業土木会館内

農業土木技術研究会 TEL 03-3436-1960

FAX 03-3578-7176

(3)手紙又はFAXでお申送ください。



科学技術館への案内図・道順

●地下鉄

・東西線 竹橋駅下車（1B出口）

・半蔵門線・都営新宿線

九段下駅下車（2出口）

各駅徒歩約7分

*申し訳ございませんが、当日は外部からの電話の取り次ぎは出来ませんので、急用の場合は、下記へFAXをお願い致します。

なお、FAXは受付に張り出します。

FAX 03 (3212) 8485

<http://www.edusoft.co.jp/main/navi/map/map.htm>

----- キリトリ線 -----

農業土木技術研究会研修会 参加申込書

所属機関名
所在地 〒
電話番号

所属	氏名	会員・非会員別	継続教育会員番号	備考

(備考) 参加者多数の場合は、この様式で追加して下さい。

九頭竜川下流地区のパイプラインシステム設計について —性能設計手法を用いた水管理システムの検討—

寺田憲治・中 達雄

近年、性能設計（信頼設計）という言葉が耳にする機会が多くなってきている。性能設計とは、最終的に作られたものが、当該構造物に要求される性能を満たすかどうかを別途照査することを前提として、構造形態・意匠などのソフト的な設計はもとより、材料の選択、部材の寸法決定などのいわゆるハード面での設計を極力自由化する、一連の設計体系と一般的に理解されている。つまり性能設計とは、これまでの設計基準のように仕様規定に頼ることなく「性能」に着目し、設計の自由化を実現、そして経済的で設計者の設計思想や利用者のニーズが伝わりやすい設計手法である。

本報文ではこの性能設計の考え方にに基づき、九頭竜川下流地区のパイプラインシステムを検討する。

（水と土 第135号 2003 P.17 企・計）

固化処理した底泥土の砕・転圧盛土工法について

渡部輝夫

「砕・転圧盛土工法」は、ため池底泥土に固化材を混合して良質な盛土材に改良し一定期間養生させ、規程粒径に解砕した後に撒きだし、転圧して堤体盛土材として有効利用する工法である。この工法は、自然材料をリサイクルすることからコスト面や地域の環境への負荷軽減を図ることなどに優れている工法であり、施工事例として紹介するものである。

（水と土 第135号 2003 P.22 設・施）

川代ダムにおける管理の現状と課題について

吉村三男・田中俊也・宮部政知

ゲート高9.0mで河道貯留式の川代ダムの概要と利水状況及び洪水時におけるゲート操作と合わせて、管理の現状と課題について取りまとめる。さらに、平成15年度より運用している「流入予測システム」についても紹介する。

（水と土 第135号 2003 P.27 企・計）

溶解性鉄の除去技術の開発と応用

米山元紹・杉内 誠・山田 昇

井戸を水源とする農業用水には溶解性鉄が含まれている場合がある。溶解性鉄は空気中の酸素に触れると赤褐色に変色する性質を持っている。

このため、地下水中に含まれる溶解性鉄を確実に、簡単にかつ経済的に除去し、畑地かんがい用水の水源として利用するために、現地に実験施設を設置し、溶解性鉄の除去について実証実験を実施したところ、安定した処理性能が得られたことから、今回この内容を報告するものである。

（水と土 第135号 2003 P.36 企・計）

米須地下ダムにおける現位置攪拌工法 止水壁の施工について

伊佐健次

国営沖縄本島南部土地改良事業地区は、沖縄本島南端部に位置し、地下ダム2箇所、用水路44kmを新設整備する事業を行っている。主要な水源である米須地下ダムの大部分を築造する「地中連続壁工法（原位置攪拌工法）」による止水壁の施工が完了したところである。この地中連続壁工法について、施工管理や施工を進める上で検討された技術的課題への対応等を紹介する。

（水と土 第135号 2003 P.47 設・施）

長大用水路システムの水利調整機能の分析事例

中 達雄・島 武男・田中良和
青木克己・伊藤秀明

用水の安定供給、管理用水や水管理労力の節減及び施設の安全性の確保を図る目的で既存の用水施設の水管理上の水利学的課題を整理し、水管理システムの再構築及び調整施設の改修のあり方等について検討した。実際の水管理状況及び時間単位の送水量や下流用水需要量等の管理計測データを基に、数値モデルにより、現況の調整機能を評価し、更新事業における必要調整池容量を分析した。

（水と土 第135号 2003 P.57 企・計）

連続画像スキャンによる効率的な 農業用水路の調査・診断システムの開発

森 充広・渡嘉敷 勝・長東 勇・石村英明
石神暁郎・吉田典明・藤原鉄朗

現在実施されている農業用水路の目視調査においては、ひび割れなどの変状がいつ発生したか、あるいは経年的な進行性が認められるかなどの記録が保管されていない。そこで、ひび割れなどの変状を効率的に電子媒体として記録し、得られた情報から農業用水路の劣化レベルを診断するシステム開発を行っている。本報では、道路トンネルなどで利用されている連続画像スキャンを農業用水路の機能診断に適用した事例を紹介する。

（水と土 第135号 2003 P.68 企・計）

都市化した小流域河川の流量調査 —横浜市 大岡川—

中山 康・五十嵐 求

平成14年度横浜市内の大岡川埋田橋地点で行った流量観測の報告である。

集水面積が小さいので7時間で1本の水位流量曲線が得られた。ここは、昭和30年代の都市化で洪水被害が頻発し、昭和56年に分水路と水門が竣工した。

8本の水位流量曲線にはこの堰上げ及び低下背水効果が複雑に含まれているので、その分類や統一的解釈を工夫してみた。

（水と土 第135号 2003 P.77 企・計）

老朽化ため池における底泥土を活用した 堤体改修工法とその適用事例

谷 茂・福島伸二・北島 明・酒巻克之

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、最近では遮水性や強度に優れた築堤土を近傍で入手困難となっている。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、その除去処分が必要となっているが、その土捨て場の確保が難しくなっている。そこで、著者らは、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てきた。ここではこの工法の概要と、これを適用した老朽化ため池の改修事例について紹介するものである。

(水と土 第135号 2003 P.84 設・施)

リフリート工法によるサイフォン改修について

千葉真裕

ため池等整備事業鞍坪地区の鞍坪排水サイフォン(B-2.5m×2.5m, L=64.6m)は、築造から50年ほど経過し、クラック、表面剥離の老朽化が著しい状況であったため、躯体コンクリート劣化診断を行い、ポリマーセメントモルタル系断面修復工法である「リフリート工法」による排水サイフォンの改修を実施した。本報文では新技術の紹介として、躯体コンクリート断面修復工の施工事例を紹介する。

(水と土 第135号 2003 P.94 設・施)

ストック保全技術の普及をめざして

永井良房*

(Yoshihusa NAGAI)

生来の貧乏性のせいか、今に至るまで物を無駄にすることに対して罪悪感を感じる。最近、基幹水利施設の改修事業の一環として、コンクリート構造物を壊して改築する現場を見るにつけても忍びない。骨材としての活用以外に躯体そのものを何とか有効に活用する方法はないものかと考え込んでしまう。

我が国の農業農村に配置された基幹水利施設のストックは、これまでの着実な投資の結果、25兆円程度といわれるほど膨大な社会資本資産として評価されている。これらの施設は「日本水土図」をみるまでもなく、用排水ネットワークとして毛細血管のように日本全土に張り巡らされている。

これらの投資により、十分とはいえないまでも一定水準の水準が確保されるに至っている。しかし、これらの既存ストックの維持管理や更新の需要は着実に増大し、将来の財政を圧迫するだけでなく、十分な活用が図られずに安易な解体・更新が行われれば、廃棄物の急増等の深刻な環境問題を引き起こすことが懸念される。

このようなことから、既存ストックを適切に維持管理するとともに、必要に応じてリニューアルや用途転換を行い、可能な限りストックの有効な活用や多様な効果の発現を確保していくことが期待されている。

一方、技術面でみると、従来の技術は、施設を新設する技術が中心であったが、今後は、施設機能の確保と経済性の観点から、更新整備の最適な時期を決定する必要がある。このため、施設の安全性や機能を的確に点検診断する技術手法を確立するとともに、次に示すような更新整備に関する設計施工技術の体系的な整備・確立が緊急の課題である。

- ・ 個々の基幹水利施設の機能の現状について、定量的に把握し、評価する機能診断技術
- ・ 施設の機能を改善し、長寿命化を図るための予防保全技術
- ・ 予防保全の効果（施設機能の向上、長寿命化等）を定量的に把握する評価技術
- ・ 施設の現状把握を基に、施設に求められている機能に応じて適用すべき工法の選択を可能とする計画技術
- ・ ストック全体の管理運営の最適化を図るため、水系、地区、地区内ブロック等の適切な単位を設定し、個々の施設を全体として最適に管理運営していくためのストックマネジメント技術
- ・ 従来の設計基準の類にみられるような建設技術に特化した技術から、現状の構造物をなるべく活かした補修、改修のための更生技術

*北海道開発局農業水産部農業水利課長（Tel. 011-709-2311）

特に、北海道では開発の歴史が浅いことから、戦後の国策としての北海道開発の過程でようやく近代的な基幹水利施設の本格的な整備が図られてきた。このため、これまでは限られた投資額の範囲内で、一次整備として最低限度の機能確保に徹せざるを得なかった。

しかし、今後の更新整備に当たっては、単純な更新整備の枠にとらわれずに、次に示す視点からの取組が必要となる。

- ①最小の投資で最大の効果、ここではいかに経済的に施設の長寿命化を追求する。
- ②愛着のある施設、利用者、管理者にとって使い勝手の良い施設、管理し易い施設となる工夫を図る。
- ③施設の位置、路線の特長を活かし、付加価値の高い、質の高い施設、すなわち多面的機能の発揮が期待される施設への活用を図る。

我々農業土木技術者の多くは、基幹水利施設の計画や建設に携わるが、一般に維持管理の実務を担うことはまれであるため、この分野への関心が薄い。しかし、今後は更新整備の機会をとらえて、「利用者、管理者にとって使い勝手の良い施設、管理し易い施設とは」という命題に対して、正面から受け止める必要がある。

そのためには、①用水利用計画として、合理的でゆとりのある計画への転換、②管理者にとって管理し易い施設への工夫という2つの視点からの取組が考えられる。

前者については、次の水利計画上の転換が求められる。

- ・水利再編による揚水機掛りから自然流下方式への変更
- ・水利再編による取水工の統合
- ・長大水路における調整機能の付与による用水利用ピークの解消

後者について、最近、土地改良区から聴き取った代表的な要望は次のとおりである。

- ・支線水路のパイプライン化
- ・無動力、省エネルギー型機器の導入
- ・自動草刈機、排砂車輛、除雪機等の管理用機械の導入
- ・携帯電話を活用した簡易な水位流量管理、ゲート操作
- ・ハーブ、クローバー等の植栽による除草、防除の省力化
- ・流木、雑草、ゴミ等の炭化施設の導入

戦後まもなく導入された篠津地域泥炭地開発事業等に代表されるように、初めて未開の地に農業用水が通水されたときのような感動を与える事業は、現状ではなかなか見当たらない。しかし、魅力のある事業が出づらくなっている今こそ、技術者の斬新な知恵と工夫により、地域にとって評価の高い事業や取組が期待されている。

参考文献

栗原真行：社会資本ストックの維持管理，開発こうほう（2002.12）

九頭竜川下流地区のパイプラインシステム設計について

—性能設計手法を用いた水管理システムの検討—

寺 田 憲 治* 中 達 雄**
(Kenji TERADA) (Tatsuo NAKA)

目 次

1. はじめに……………	17	4. 性能設計の考えを用いた水管理システムの検討…	20
2. 事業概要……………	17	5. まとめ……………	21
3. 分水口における配水の均等性について……………	18		

1. はじめに

近年、性能設計（信頼設計）という言葉を目にする機会が多くなってきている。性能設計とは、最終的に作られたものが、当該構造物に要求される性能を満たすかどうかを別途照査することを前提として、構造形態・意匠などのソフト的な設計はもとより、材料の選択、部材の寸法決定などのいわゆるハード面での設計を極力自由化する、一連の設計体系と一般的に理解されている。つまり性能設計とは、これまでの設計基準のように仕様規定に頼ることなく「性能」に着目し、設計の自由化を実現、そして経済的で設計者の設計思想や利用者のニーズが伝わりやすい設計手法である。

本報文ではこの性能設計の考え方にに基づき、九頭竜川下流地区のパイプラインシステムを検討する。

2. 事業概要

2.1 事業目的

本地区は、福井県の北部を流れる九頭竜川の沿岸部に位置し、福井市他7町にまたがる県下有数の穀倉地帯である。

本地区の基幹施設は、昭和22～30年の国営かんがい排水事業九頭竜川地区および昭和39～41年の国営かんがい排水事業第二九頭竜川地区、附帯県営かんがい排水事業により整備されたものであり、近年老朽化に起因する機能低下が著しくなっている。また本地区は近年都市化・混住化が進行

しており、それに伴う水難事故の増加、用水の水質悪化、用水へのゴミの混入による施設の維持管理費の増高等が顕著な問題になっている。また九頭竜川河口付近の地域においては、用水の水質悪化に加え、塩水遡上による塩害の発生などの問題も起きている。

そこで本事業では、既設の開水路をパイプライン化し、配水システムの再構築を図り、合理化によって生み出された用水を九頭竜川河口付近の地区などに用水転換を行うものである。また既設用水路が有していた地域用水機能を維持・増進するためにパイプライン整備後の上部にせせらぎ水路を造成するものである。

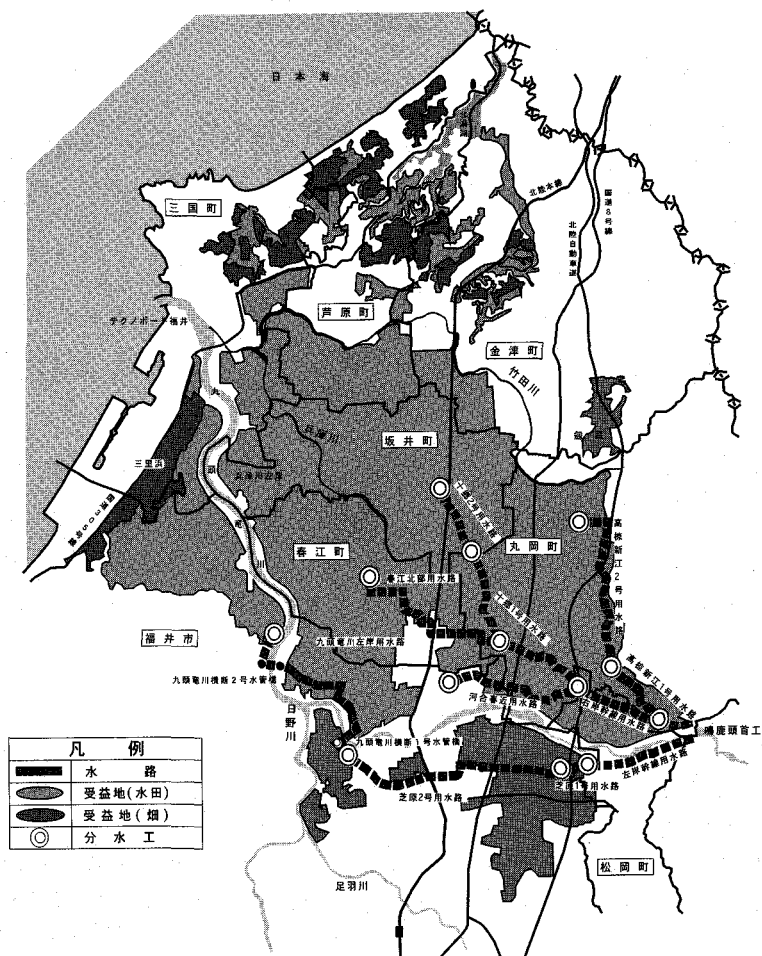
2.2 水管理システムの概要

本地区のパイプラインは、国営幹線区間はクローズドタイプであり、県営等で整備する支線および末端パイプラインとの接続点には調圧水槽をもうけて水理的に縁切りをしており、全体としてはセミクローズドタイプパイプラインシステムで計画されている。また本地区の末端用水路については、幹線用水路と同様にパイプライン化する地域（以後、「自然圧ブロック」と称す）と、幹線用水路をパイプライン化した後も既設開水路を使用し続ける地域（以後、「開水路ブロック」と称す）を有し、配水の均等性の必要性から減圧等の対策が必要である。また本地区では、このように自然圧ブロックと開水路ブロックが混在していることから、その水管理は複雑かつ困難を極めることが予想される。

そこで、本報文では本地区の水管理システムに

*北陸農政局 九頭竜川下流農業水利事業所 (Tel. 0776-68-5500)

**独立行政法人 農業工学研究所 水工部



図一 九頭竜川下流地区概要図

において、開水路ブロックをどのように配慮することにより、配水の均等性を確保していくべきか、その方向性を検討する。

3. 分水口における配水の均等性について

3.1 解析の目的

本地区の国営幹線用水路はクローズドパイプラインであり、大きいところで0.2MPaほどの高圧な自然圧を有している。

また、本地区の配水ブロックには、自然圧を有効利用できる自然圧ブロックと減圧が必要になる開水路ブロックが混在している。このような地区において、配水の均等性を確保するためには、水管理制御システムの検討が不可欠である。そこで、本地区において配水の均等性を確保する方法をシミュレーションにより検討する。

3.2 解析方法

FORTRANによりコード化された「パイプライン特性曲線法による解析プログラム」(CHARACTERISTIC METHOD FOR PIPELINE NETWORK, SEPTEMBER 10, 2001: COPY REIGHT YOSHINO HIDEO) を使用し、以下の条件で作成したデータでパイプラインの定常流解析を行った。

3.3 検討に要する基本条件

九頭竜川下流地区の右岸幹線系(右岸幹線用水路、十郷用水路、春江北部用水路、河合春近用水路)を図2のような模式図に表した。

境界条件は、自然圧ブロック及び開水路ブロックの全節点について水位(圧力)境界を与えた。開水路ブロックの設定水位は受益の最高地盤高と

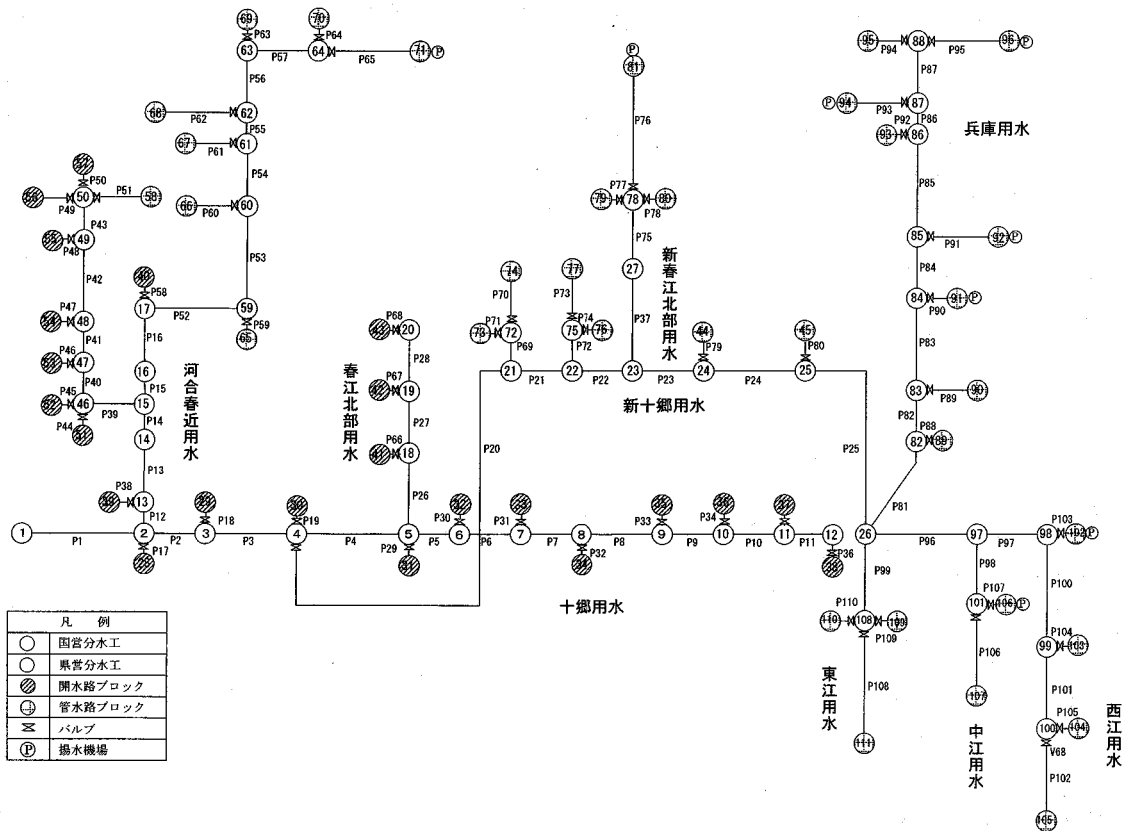


図-2 九頭竜川下流地区（右岸幹線系パイプライン）模式図

し、自然圧ブロックの圧力境界は、かんがい期の引継水位とした。

各末端に設置する分水口バルブは、バタフライ弁を採用した。弁の口径は、弁設置個所のパイプライン口径と同口径のもの、あるいは大口径の場合は若干小さいものを採用した。なおバルブは常に開いた状態にし、20分間シミュレーションを行った。

3.4 検討ケースとその条件

検討ケースとその条件については、以下のような2ケースを設定した。

Case1：すべてのバルブを一定開度に設定した。（バルブ開度40%）

Case2：各分水地点のバルブ開度を調整した。（各バルブ開度を10%、20%、30%、60%に設定）

3.5 結果及び考察

均等性を評価する際に、均等性を示す評価指標が必要になる。そこで、(1)の式を使い均等度を定義し、均等性を評価する。

①個々のバルブの均等度(%)

$$q_i(\%) = \left| 1 - \frac{\text{解析における流量 (m}^3/\text{s)}}{\text{設計最大流量 (m}^3/\text{s)}} \right| \times 100 \quad \dots(1)$$

②システムの均等度(%)

$$q_s(\%) = \frac{\sum_{i=1}^n q_i}{n} \quad \dots(2)$$

(1)の指標で各配水ブロックの節点の均等度を、また(2)の指標を使ってパイプラインシステム全体の平均均等度を算出し、各ケース間で比較した。

(1)の指標より算出した個々のバルブの均等度分布を、図3に示す。

case1の場合はシステムの均等度が166.8%となり、各節点においてほとんど均等性がとれていない。Case1は各末端によって配水の不均等性が生じていることがわかる。

また各節点毎にバルブ開度の調整を行ったcase2においては、全体的に設計流量に近い形で配水されている。システムの均等度も、17.8%という結果が得られた。

取水口の水位も常に変動し、各分水工の引継水位も様々に変化することが考えられるので、分水の均等性を確保する観点からある程度のリアルタイムの集中管理が必要になると考えられる。

また開水路ブロックは、バルブ開度を10%ほどに設定し、減圧制御をする必要がある。しかし現実にはバルブを微小に絞ることは操作上困難なことであり、人的な操作を必要としない減圧弁等の減圧施設が必要になる。

4. 性能設計の考えを用いた水管理システムの検討

4.1 性能設計の導入にあたって

現在構造物の設計及び施工時の指標となっているのは、多くの場合は経済性である。しかし、設計及び施工時において、経済性のみでの検討では性能設計の観点からは不十分であり、施設の管理者や利用者のニーズや周辺環境等に対する要素をシステム設計上重要視しなければならない。ただ設計及び施工を進める折に、複数ある要素をそれぞれの程度加味して、方針を決定していくのかを判断することは容易ではない。このような場合に、性能設計の考え方を使得って決定していくことがより効果的である。

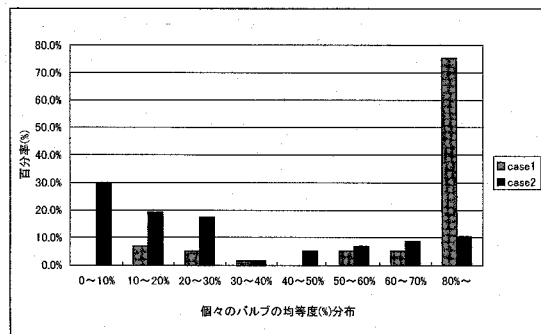


図-3 各配水ブロックの均等度分布

4.2 性能設計とは

性能設計とは、複数の要求される性能（以下「要求性能」と称す）を設定し、それらの要求性能を照査し、トレードオフする。いくつかの要求性能を複合的に考慮して、最適な点を設計目標とし、その設計目標を目指し設計していくものである。

4.3 水管理システムの性能設計手法の導入について

九頭竜川下流地区の水管理システムを検討するにあたって、ここでは操作性（配水の均等性）と経済性を要求性能とした。また、今回の検討では上位性能を経済性とした。本来であれば、より多くの要求性能を設定し、総合して評価すべきであるが、今回はわかりやすく性能設計手法を用いて検討を行う目的から要求性能を2つのみの簡素化したものにした。

ここで言う経済性とは、開水路ブロックについては3章で述べたように減圧施設が必要であることから、開水路ブロックがかたまっている箇所に関して減圧施設の統合（ここでは減圧弁）を検討し、減圧にかかるイニシャルコストとすることにした。

4.4 結果及び考察

2つの要求性能を設定した結果を図4に示すが、今回は、上位性能を経済性にしたことから、多項式の変化点に近いシステム均等度約25%で減圧コストが19,000千円あたりの所が最適であると判断した。また今回の検討では減圧施設を減圧弁としたが、エネルギーの有効利用の観点から減圧施設として小水力発電施設を設けるなどとして、イニ

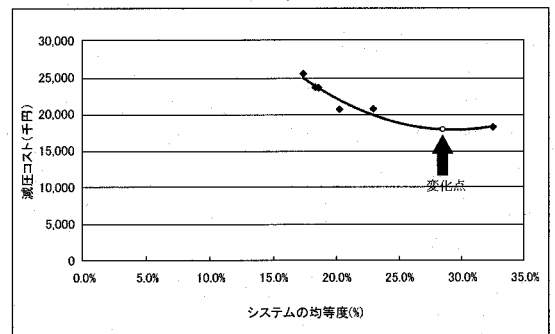


図-4 性能設計手法による検討

シャルコスト及びランニングコストの両面からも検討を試みる必要がある。

5. まとめ

今回の性能設計では、簡素化するため要求性能を2つのみとし、また経済性を上位性能としたため、4章のような結果が出たが、操作性を上位の要求性能にすれば、また最適なケースが異なるわけである。性能設計は、その設計主体の求める要求性能の順位付けによって、様々に変わるものである。

これまでの設計基準は、仕様規定型であったため、「基準に沿って設計していれば問題ない。」という意識が強く、本来求められる施設の機能を特に意識しなくても設計が可能であった。しかし今後は、土木建築分野においても国際化が進展し、我が国の設計基準も性能規定型の形態を有する

ISO規格に準じたものに改編されるであろう。設計基準が性能規定型に移行すると、機能面に着目した設計スタイルになるため、フレキシブルな設計になり、新技術の導入も容易になる。コスト縮減及び説明責任 (accountability) の面でも有利になると考えられる。その反面で検討すべき項目が増加し、現状より作業量も多くなり、設計コストの増嵩、設計者の技術者としての資質、いわゆる「技術力」が要求されることになるであろう。

この研究は、(独)農業工学研究所主催の平成14年度システム技術研修「技術解析コース」の中で取り組んだものである。研修中は、水工部の中上席研究官及び田中研究員、向井研究員、研修課の皆様方に大変お世話になりました。深くお礼申し上げます。

ゆとりある農村空間

株式会社 日本農業土木コンサルタンツ

(JIRCO ジルコ)

代表取締役社長 池田文雄

本社	〒105-0004 東京都港区新橋5-34-4	農業土木会館4階	Tel.03(3434)3831(代表)
分室	〒105-0004 東京都港区新橋5-35-10	新橋アネックス2階	Tel.03(5404)0745(代表)
東北支社	〒980-0804 仙台市青葉区大町1-3-2	仙台MIDビル8階	Tel.022(263)7595
九州支社	〒862-0954 熊本市神水1-3-1	ヨネザワ熊本県庁前ビル4階	Tel.096(213)2570
事務所	札幌・青森・茨城・千葉・金沢・岡山・長崎		
URL	http://www.jirco-net.co.jp/		E-mail : info@jirco-net.co.jp

固化処理した底泥土の砕・転圧盛土工法について

渡 部 輝 夫*
(Teruo WATANABE)

目	次
I. はじめに	22
II. 工事概要	22
III. 砕・転圧盛土工法の施工方法	22
IV. 終わりに	26

I. はじめに

北神戸農地保全事業の実施地域は、兵庫県の六甲山北側に位置し、神戸市、三木市及び吉川町の2市1町にまたがる東西15km南北8kmの範囲における標高100～250mの農地及び山林等からなる丘陵地である。本地域の地すべりの歴史は古く、江戸時代から松杭による地すべり対策が広く行われてきたところであるが、地すべり防止区域が広範囲にわたること等から、その対象工事の実施に遅れをきたしている状況である。

本事業は、このような状況に対応するため、従来から県営事業として実施されてきた地すべり区域を一括包含する1,674haの地すべり地域について、国が直轄で対策工事を行うこととして平成5年度から実施しているものであり、この対策により、地域を一体のものとして、恒久的かつ抜本的な地すべり対策を講じ、より一層の国土の保全と民政の安定を図り、地域の農業経営の安定化に資することを目的とするものである。

ここでは、地すべり対策工法の中の1つである浸透防止工において、新工法を採用した施工事例を紹介する。

II. 工事概要

施工場所は、大規模な地すべり区域である神戸市北区大沢町市原地内のA-1ブロック内であり、崩積土の地すべりが生じているが、これは近接するため池からの浸透水により誘発していることが明らかとなったことから、その対策として、池敷内に堆積した底泥土を「砕・転圧盛土工法」により前刃金土として施工することによって、皿池の



写真一 上流から見た皿池

旧堤体から浸透している漏水を遮断し、地すべりの防止対策を図るものである。

本工事は、地すべり対策工法における唯一の浸透防止工であり、従来の工法では近傍の土取り場の土に頼るか、堤体内にシートを張る工法などがあるが、施工位置が市街地近傍であるため近くに適当な土取場もなく、刃金土の供給量が困難であり、また底泥土の処理場が近傍にないため処理費も膨大にかさむことから、経済的にも有効である「砕・転圧盛土工法」を採用することとした。

III. 砕・転圧盛土工法の施工方法

1. 「砕・転圧盛土工法」とは

「砕・転圧盛土工法」とは、今までは産廃処理していた底泥土を良質な盛土材に改良し、堤体の前刃金土として有効利用するという新しい工法であり、具体的には、底泥土に固化材を混合して一定期間養生させ、規定粒径で解砕した後に撒出し、敷均しを行い、転圧により盛立てを行う工法である。

*近畿農政局北神戸農地保全事業所 (Tel. 078-965-1141)

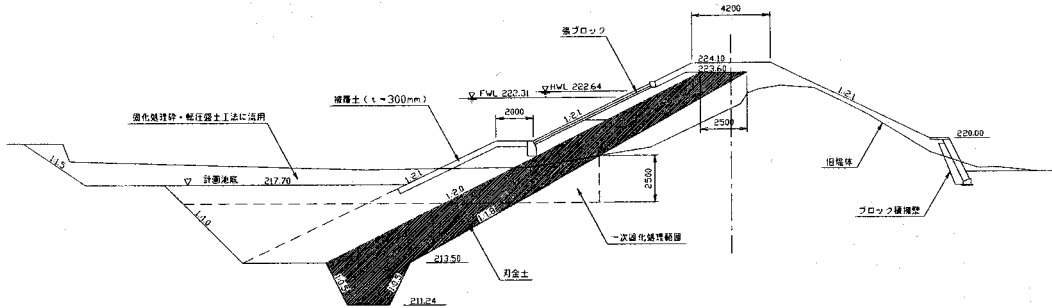
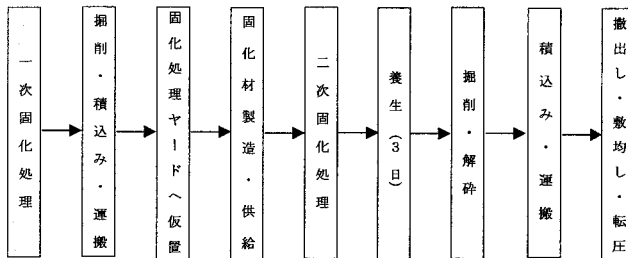


図-1 標準断面図

表-1 搬出固化処理法フロー



皿池では、湧水を遮断するため新たに施工する前刃金土の基礎部を旧堤体の前縁部に設けることから、厚く堆積した流動性の高い底泥土を一次固化処理して搬出し、固化処理ヤードに仮置したものを、さらに透水材として適するように二次固化処理して築堤土とする搬出固化処理法を一部採用している。

施工手順は大きく5つの工程からなっている。

- ①底泥土に固化材の添加・混合
- ②初期固化のための一定期間養生
- ③バケット式解砕機による規定粒径での解砕
- ④解砕土の運搬・搬出し・敷均し
- ⑤解砕土の転圧

また、この工法は固化材の添加量・初期固化養生日数及び解砕する粒径を管理することにより適度の透水係数の設定が可能であり、目的に応じた盛土材の提供ができます。「砕・転圧盛土工法」は池敷内で固化処理する現位置固化処理法と、底泥土を仮置ヤードに搬出して固化処理する搬出固化処理法があり、本現場では施工性に有利である搬出固化処理法を採用することとした。

2. 「砕・転圧盛土工法」の特長

砕・転圧盛土工法によるため池堤体の浸透防止工法は、以下のような特長を有している。

- ①底泥土の除去処分と堤体の改修や補強を同時に実現すること。
(底泥土の有効活用によりコスト縮減が可能で経済的である。)
- ②入手困難な状況にある築堤土の現地調達を可能とすること。
(所要の強度と遮水性をもつ築堤土を製造でき、リサイクル推進に貢献し迅速な改修が可能である。)
- ③築堤土の土取り場からの搬入、底泥土の廃棄場所への搬出が不要となること。
(環境への負荷が少ない。)

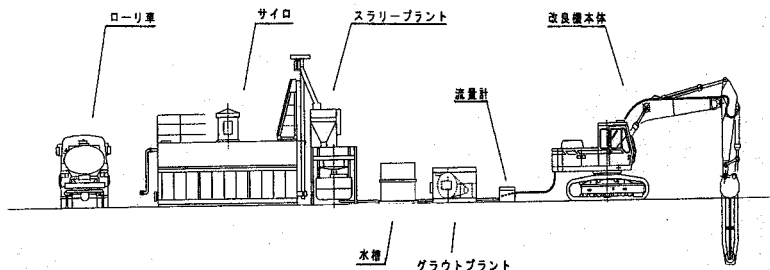


図-2 スラリー圧送供給・トレンチャ混合配置計画図

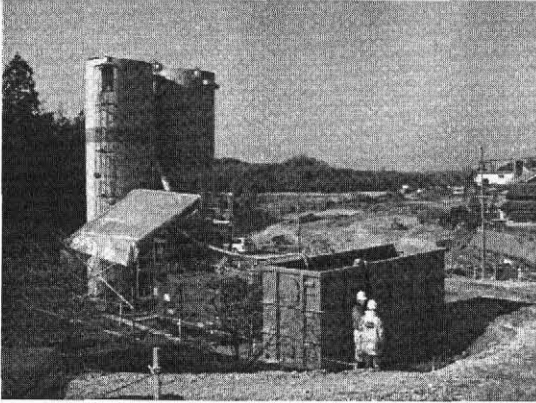


写真-2 仮設プラントの設置状況

3. 仮設計画

この現場では、底泥土を固化処理場で混合する固化材は、養生の初期段階に大きく強度を増加するセメント系一般軟弱土用固化材を使用します。そのため堤外周辺の水田における稲作の生育に被害がでないように配慮する必要があり、水田のな

い皿池の最上流部に固化処理ヤードを設けています。よって工事用道路は堤敷内へ計画し、固化処理プラントはセメントの運搬や水の供給設備を考慮し堤敷外へ設けている。

4. 施工方法

底泥土の掘削から解砕土の盛立てまでは、ため池内の施工のため、非かんがい期という限られた工期と、狭い作業ヤード内において効率的に進めて行く必要がある。以下に皿池の固化処理法の施工状況について写真3～6に示す。

5. 施工管理

本工事の目的は、底泥土を堤体の前刃金土に使用することにより漏水の浸透防止を図るものであることから、以下に示すとおり施工管理に細心の注意を払う必要がある。

- ①底泥土の含水比により固化材の添加量が決まることとなるが、現場においては、底泥土の



写真-3 トレンチャーによる固化材混合状況



写真-4 解砕機による解砕・積込み状況

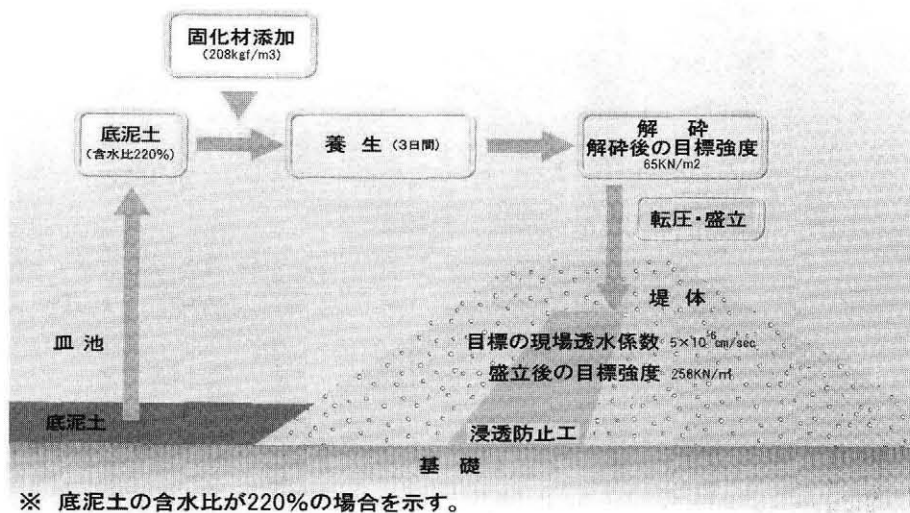


写真-5 バックホウによる撒き出し状況



写真-6 ブルドーザーによる転圧状況

表-2 皿池底泥土の堤体盛土材への模式図



採取する場所により含水比が異なるため、午前・午後のきめこまかな測定が必要となること。

- ②目標の現場透水係数が $5 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ 以下であるため、解砕粒子間の転圧状況及び空隙等の有無を目視等により検査することが重要であること。
- ③現地の施工は天候に大きく左右されるため、数日先の気象条件を正確に先取りすることが必要となること。

また、施工は前刃金工が所要の強度と遮水性を満足していることを確認しながら進める必要がある。

り、これらは毎日実施する日常管理試験と、一定築堤土量である 1500m^3 毎に実施する直接管理試験により管理を行うこととしている。

- 1) 日常管理試験
 - ①強度管理：球体落下試験（一軸圧縮強さの推定）
 - ②遮水性管理：コアカッター法による密度試験（締固め度）
- 2) 築堤土量約 1500m^3 毎の直接管理試験
 - ③強度管理：コア供試体の一軸圧縮試験
 - ④遮水性管理：現場透水試験（立杭法）とコア供試体の三軸透水試験



写真-7 球体落下試験



写真-8 密度試験（コアカッター法）

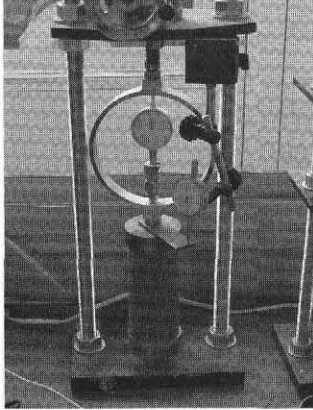


写真-9 一軸圧縮試験

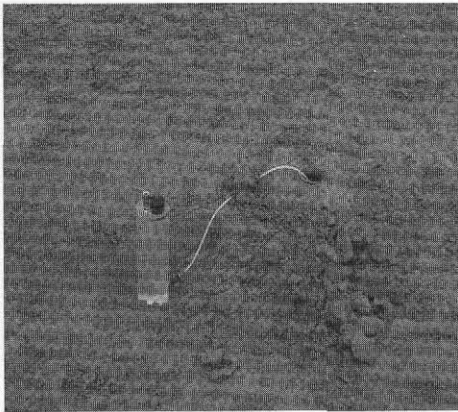


写真-10 現場透水試験

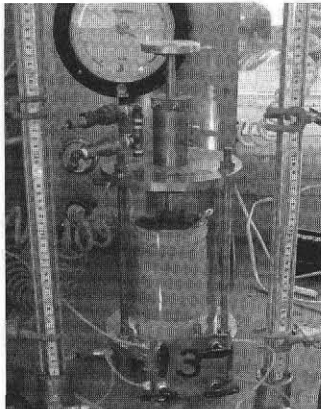


写真-11 三軸セルを用いた透水試験

IV. 終わりに

今回の施工は、現場内から発生するため池の底泥土を有効利用するといった建設副産物のリサイクルの推進により、現場や周辺地域への環境に対する負荷等のさまざまな影響の軽減を図ることが可能となった。

本工法は、官民連携新技術開発事業により生み出された新工法であるが、本報文が今後の既設ため池の遮水性の改修の参考になれば幸いであり、この他の新技術についても積極的に情報発信がなされることを期待したい。

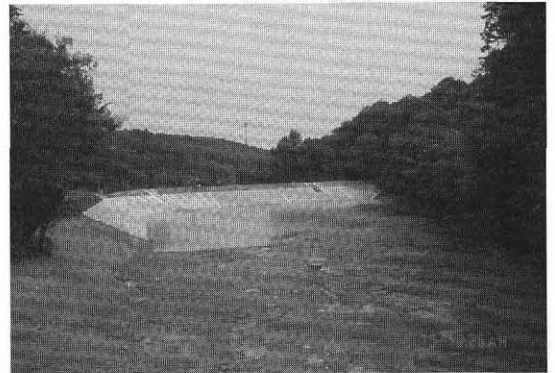


写真-12 盛立て完了後の状況

(引用・参考文献)

「固化処理したため池底泥土による砕・転圧盛土工法の設計・施工指針」(案)

平成14年4月 農林水産省官民連携新技術研究開発事業「ため池改修工事の効率化」新技術研究開発組合

川代ダムにおける管理の現状と課題について

吉村 三男* 田中 俊也* 宮部 政知*
 (Mitsuo YOSHIMURA) (Shunya TANAKA) (Masatomo MIYABE)

目 次

I. はじめに	27	Ⅲ. 流入量予測システムについて	33
Ⅱ. 川代ダム管理の現状と課題について	27	1. 流域流出モデルについて	33
1. 川代ダムの概要	27	2. システムの内容について	33
2. 利水管理の現状と課題	27	3. 本システムを使った管理事例について	35
3. 洪水管理の現状と課題	29	4. システムを利用する上での課題について	35
4. その他の課題について	31	終わりに	35

I. はじめに

農業用ダムは、一般的にかんがい期初めに満水として、その後常に貯水を確保することが求められるため、出水期に容量をあけている治水ダムと比較して洪水時管理がより難しいといえる。川代ダムは、貯留を伴う堰であるためゲート操作についてはダムに準じた取り扱いになっている。流域面積219km²に比べて貯水量は1,280千m³(5.8mm/km²)と小さく、少雨でも流出量があり、下流の大川瀬ダムへ効率的に送水するためにもゲート操作が難しく、合理的なダム管理を図るために、昭和59年から近畿農政局管内ダム管理技術検討委員会において検討を行ってきた。本報では、これまでの川代ダムの管理における現状と課題及び平成15年度より運用している「流入量予測システム」について報告する。

なお、加古川水系広域農業水利施設総合管理事業における全体的な状況は、本誌NO.130 2002「施設管理の実態を通して」に報告されているので参照願いたい。

Ⅱ. 川代ダム管理の現状と課題について

1. 川代ダムの概要

川代ダムは兵庫県中東部に位置し、国営東播用農業水利事業の一環として建設された河道貯留式ダムである。主要施設の構造は次のとおりである。

2. 利水管理の現状と課題

川代ダムは、東播用水地区水源開発量約1億m³の内43,000千m³を受け持つ施設である。取水量は

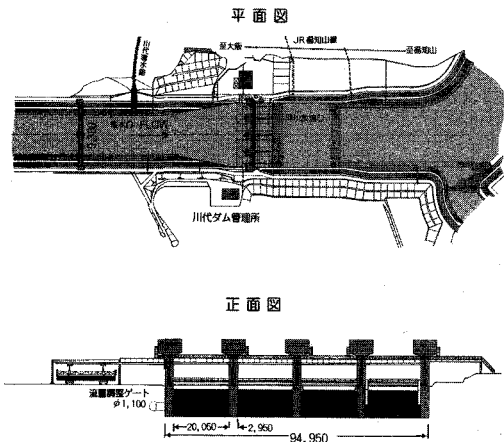


図-1 川代ダム構造図

表-1 川代ダム諸元

河川名	加古川水系篠山川	
目的	かんがい・上水道	
堤体・貯水池	形 式	ゲート式ダム
	堤 高	9.0 m
	堤 長	95.0 m
	堤 高	EL 180.0 m
	常 満 高	EL 189.0 m
貯 水 量	1,280 千 m ³	
取水量	最大 12.0 m ³ /sec	
洪水吐	形 式	シエルローラー
	規 模	20.5 m × 9.0 m × 4 門 (うち 両側2門2段式 上段 4.1 m 下段 4.9 m)
	高 水 量	1,600 m ³ /sec

*近畿農政局淀川水系土地改良調査管理事務所
 川代ダム管理所 (Tel. 079-596-0905)

平成6年以降最大37,000千 m^3 （平成8年）と計画の85%である。なお、現時点の水需要は、農水90%、上水40%程度であり今後も増加が見込まれている。ユーザーである土地改良区や水道部局からは開発要請を受けるが、実管理の感覚では渇水年では限界に近いものを感じている。今後、上水の需要が計画どおり増加することを想定した場合、流出量があったときに確実に取水出来るかが大きな課題である。また、降水量や河川流況の年変動が大きく管理面での対応が年毎に大きく異なる傾向にある。河川流量と開発量の状況を図-2、3に示す。昭和30年は計画基準年、平成10年は流入最大年、平成6年、12年及び14年は渇水年である。

1) 取水実績について

渇水年である平成6年、12年及び14年の3カ年における、かんがい期間（5～9月）の取水可能量に対する取水実績は表-2の通りであり、まだ取水が可能な結果になっている。なお、川代ダムの取水は、大川瀬ダムに送水確認のうえ送水依頼書をもって実施している。

河川流量は、昼に減少し夜間に回復するパター

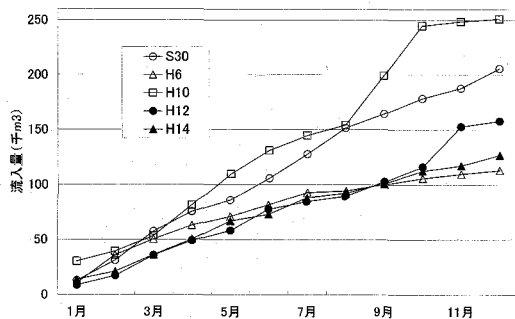


図-2 河川流量

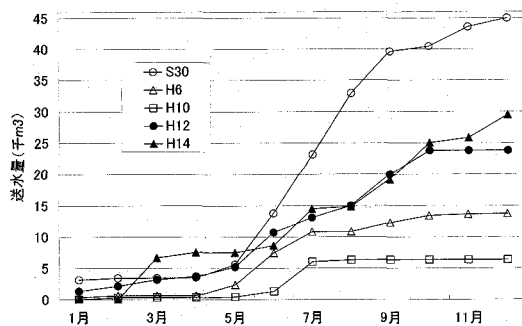


図-3 開発量

表-2 取水実績

年	取水可能量 (百万 m^3)	取水実績 (百万 m^3)	開発率 (%)
H 6	15	12	80
H12	19	16	84
H14	16	12	75

ンであるため、実管理ではある程度の降雨を確認し流出した段階で取水を開始し、夜間はゲートを上げて貯留し翌日に取水している。

機器の精度やその他管理ロスもあるなかで、かんがい期間でのきめ細かな取水管理を休日夜間も含めてどう対応するかが重要となる。

また、平成14年秋に実施した洪水吐ゲート塗装工事の際、初めて仮締め切りゲートを敷設して工事中にも取水を行った。保守整備においては、下流ダムも同時期に実施することから、冬期の利水に支障が生じないようにダム間の調整が必要となる。

2) 管理水位について

川代ダムは、降雨による水位変動が大きいことから流入量増に伴うゲート操作のために貯水位を下げて管理している。管理水位は、EL186.7m（貯水量687千 m^3 ）を目標に運用しており、管理水位でも最大取水量12 m^3 /secは取水できる。なお、ゲートを常時満水位まで上げるときは、降雨後の流入量減少時で、今後数日間の降雨予想が無く下流ダムに送水するまでの短時間としている。今後、想定される需要量増に向けて管理水位を上げる効果及び管理体制の面からどの程度管理水位を上げられるか検討が必要である。

3) 下流制限基準点の時間差について

川代ダムは、加古川本川の板波（いたば）と国包（くにかね）基準点での貯留制限がある。ダムから下流国包まで60km離れていることから、基準点までの流出に遅れが発生し出水を目の前に取水出来ないことがある。平成12年8月8日（図-4）の事例では、無効放流が60万 m^3 以上発生しておりその容量も大きい。上流が出水の場合に、基準点制限流量を確保した上（基準点で2 m^3 /sec不足の場合はダム地点で2 m^3 /secを制限量に上乘せする）で、上回る範囲内を取水出来れば渇水時における取水量の改善が可能となる。

4) 水計算手法について

本地区の水計算（昭和25～44年の20ヶ年連続計算）は半旬計算で行っており、出水量が半旬に均され、制限流量を上回ってれば5日間は継続して取水できる計算になる。一方、実際の流出波形はとがったヒドログラフになるため、制限流量を上回る時間は短い。そのため、取水出来ない出水の大きな量も開発可能に計算されその値が意外と大きい。したがって、ダム収支計算においては最低日計算とし、ダムの管理実態から取水出来ない管理ロスを見越して算定することが望ましい。

3. 洪水管理の現状と課題

1) 管理規程の内容

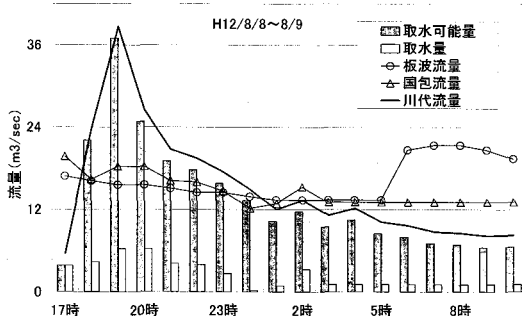


図-4 時間差による取水量

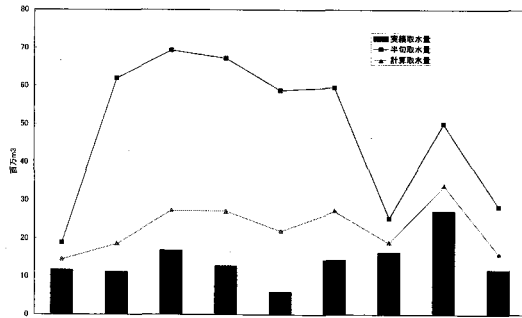


図-5 半旬値との比較

川代ダムは、4門全開状態で計画高水量1,600m³/sec (HWL189.406m) を流下し、1号及び4号上段ゲート最下降状態 (EL185.7m) では380m³/secの越流量が可能になる。

ダムの管理規程 (H5.9.21同意取得) は表-3のようになっているが、注意報・警報だけの判断で管理を行うのは難しい実態が見え、これまでの実管理において補完をしてきている。

2) 川代ダムの洪水管理の特色

1970年からの流出記録によると、洪水(結果的に洪水量を超えたもの)は年1回程度発生しており、洪水発生時の最小降雨及び降雨発生からダムへ到達する最短時間は表-4, 5のとおりである。この表からは、小降雨で洪水が発生し短時間でダムへ到達してしまい、降雨を確認してからではゲート操作が間に合わないことが分かる。

表-4 洪水発生降雨

流域平均値	洪水発生降雨
1時間雨量	11mm
3時間雨量	31mm
6時間雨量	47mm
12時間雨量	58mm
24時間雨量	59mm
累計雨量	59mm

表-5 流量到達時間

最大1hr雨量発生から到達までの時間		
出水規模 (m³/sec)	270m³/sec (時間)	ピーク量 (時間)
200	—	0.5
300	1.5	3.0
400	0.5	2.0
500	不明	2.5
600	0.5	3.0
900	不明	2.0

表-3 ダム管理規定

体制	定義	措置
予備警戒時 (第7条)	①大雨注意報が発令された時 ②洪水吐ゲートを操作して貯留水を放流する恐れがある時	洪水警戒時の措置を容易ならしめる貯水位とする (上段ゲート全開 EL 185.7 m)
洪水警戒時 (第5条)	①大雨警報が発令された時 ②洪水が発生する恐れが大きいと認められた時 ③気象情報で総雨量110mmを越えると予想される時	ゲートを全開に向け操作(増の範囲内)する
洪水及び洪水時 (第4条)	洪水量270m³/secの時	①全開の場合は何もしない ②全開に向けて放流(流入に相当する量)
貯留開始基準 (第23条)	洪水後、流入量が50m³/sec以下になった時	ゲートを閉める

このことから実管理での課題は次のことが言える。

①早い時期からの出水対応

取水のためには水位（上段ゲート）を上げる必要があり、その最中に増水が発生した時には急激なゲート操作を行わざるを得ず、これを防止するためには早い時期からの対応が必要であること。なお、川代ダムは上段ゲートを下げきらないと全開操作に入れない構造になっている。

②大雨注意報、警報に頼らない出水対応

降雨後に警報等が発表されることも多く、実管理では警報発令前に洪水警戒時に入り全開放流を行うこともあり管理規程と整合しない。そのため、注意報・警報やその時点の流入量だけに頼るのではなく降雨の見通しを重視する必要

があること。

③洪水時になる見通し

「洪水」になるか否かで警報活動やゲート操作は大きく異なる。洪水が大きい場合には、操作が遅れ貯留分を保持したまま洪水を迎え計画高水位を超えてしまったケースもあり、洪水に至るまでに確実にゲートを全開するためには、早い時期に洪水の見通しを行う必要があること。

なお、貯水量が小さいため放流を行っても、貯水回復も早くできることから利水上では大きな問題は生じない。しかし、中小出水で放流を行うと警報活動が頻繁に発生してしまい、下流住民への影響もあり放流操作は最低限にする必要がある。川代ダムのゲート操作は図-6の手順により行っている。

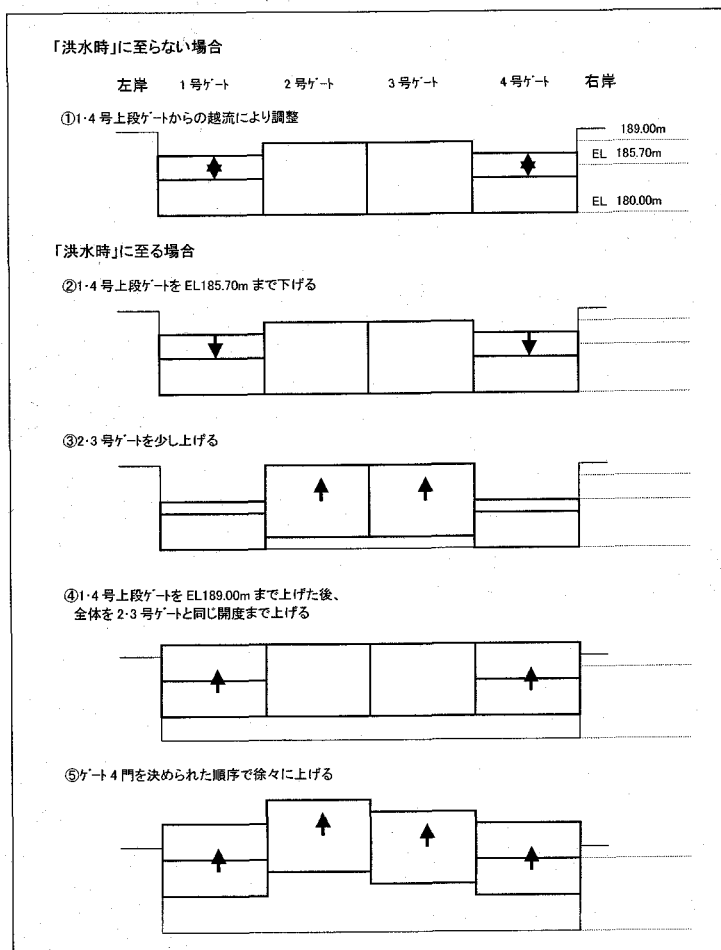


図-6 ゲート操作手順

3) 出水管理計画

川代ダムの場合降雨を確認してからでは洪水管理は出来ないことから、貯水状況や放流方法の違いを考慮し、低下操作、全開操作の所要時間の検討を行い管理計画を策定した。具体的には、降雨の本降り開始の1.5時間～5.5時間前には放流判断をしてゲート操作に着手する必要がある。その上、上段ゲートを下げきるにも最低2時間～4.5時間程度必要になる。このようなことから、出来るだけ早い判断が求められるのである。

4. その他の課題について

1) 水質の変化について

平成15年3月に一般市民から兵庫県丹波県民局

へ「川代ダムの上流域と下流域の水質を調査したところ、川代ダムにより水質が非常に悪化している。川代ダムの水質浄化について、管理者の対応を聞きたい」との意見照会がなされた。貯留に伴う水質への影響は短期間に入れ替わるもののダム管理所としてどう関わるか今後の課題であるが、ダム下流の水質動向は把握しておく必要がある。また、本ダムには魚道はなく（漁業補償済み）様々な機会に経緯や今後の対応等を聞かれるが、現在の環境事情を考慮すると検討の時期も近いと感じている。次に1979年4月から2000年3月におけるダム完成前後での水質データを示す。（図の「◆」は、ダム表層計測値）

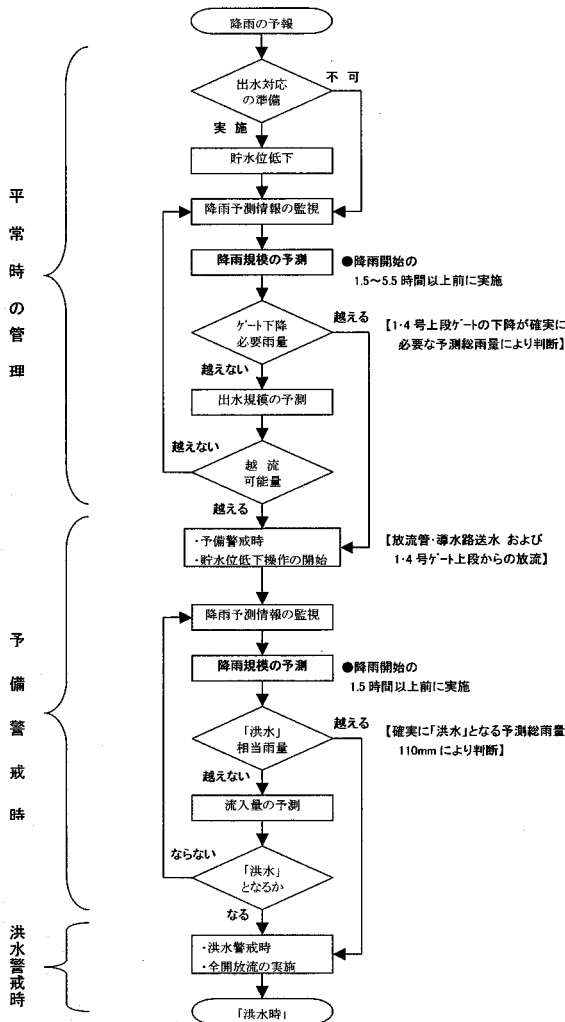


図-7 出水時管理フロー

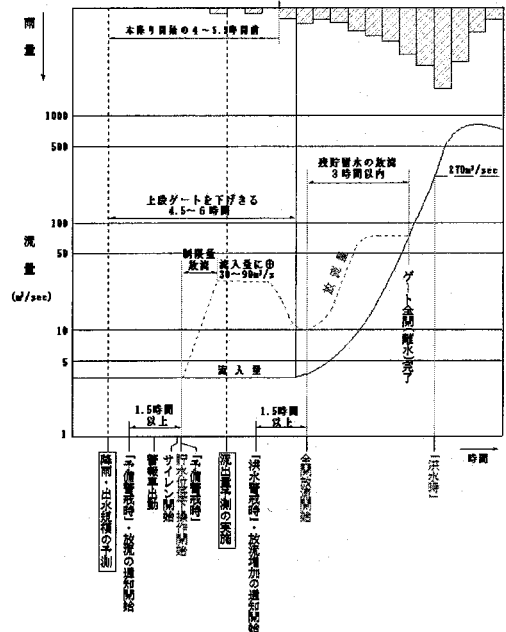


図-8 出水時管理計画

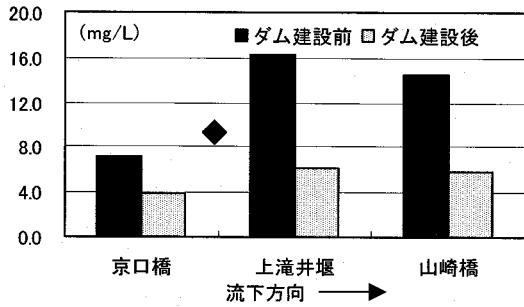


図-9-1 SS (mg/L)

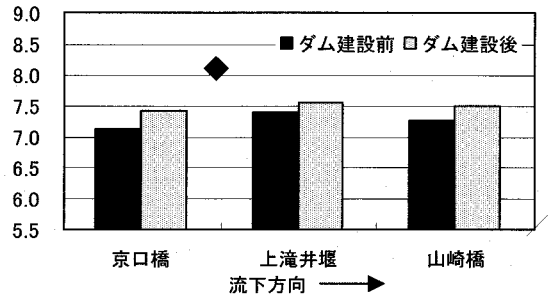


図-9-2 pH (-)

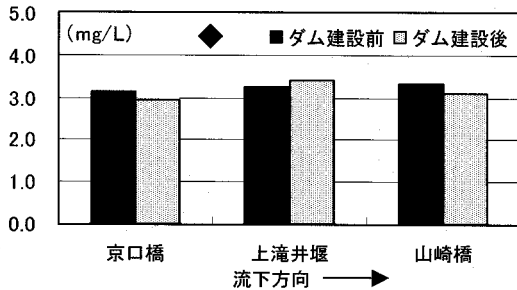


図-9-3 COD (mg/L)

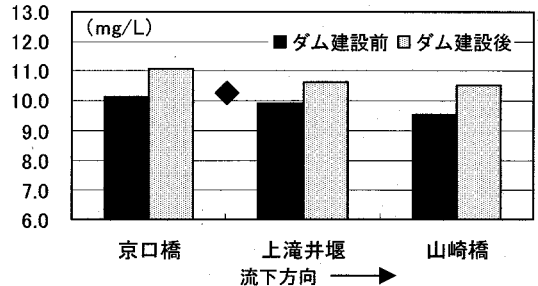


図-9-4 DO (mg/L)

データからは川代ダムの水質は水道用水及び農業用水として使用上の問題はなく、ダム完成前後の水質変化も流下方向及びダム前後での大きな差異は認められない。悪化との意見については、河川水量の減少による河床の付着藻類の繁殖やゴミ等沈殿物の増加による印象からと考えられる。

2) ダム堆砂の状況について

川代ダムは堆砂量のない計画であるが、平成14年12月までに堆積約77千 m^3 、洗堀約82千 m^3 になっている。堆砂は当初から約5万 m^3 増加し、部分的には洗堀も進んでおり今後の推移に注意している。なお、今後も進展すると下流確保量687千

m^3 を大きく侵すことになり、その際はダム管理水位を上げること(1cmは約2千 m^3)になるが、管理面への影響も出てくる。また、堤防高さの根拠にもなっている。堆積は、ダム直上流部や曲線部出口の外側及び河川合流部に見られ、ダムと宮田川合流区間に5万 m^3 と大半が堆積し、その堆積高さは最大2.4m、平均0.8mである。一方、洗堀は篠山川本川に多く流心部で最大3.0m、平均で1.1mに達し、特に管理水位(186.7m)より上流で進んでいる。その為、既設の揚水施設において取水に支障をきたし一部改良が生じている。また、ダム直下流には約1万 m^3 の土砂が堆積している。ダム占

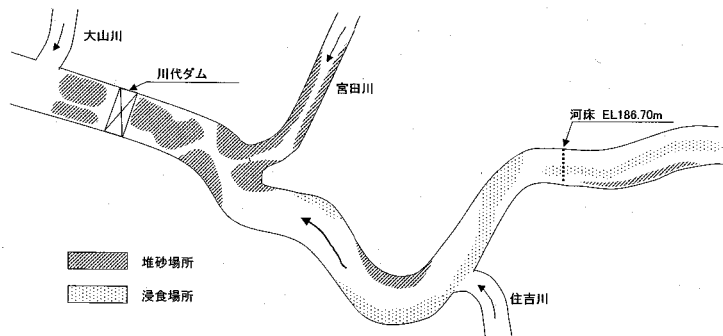


図-10 堆砂浸食状況

用管理区間は、ダム上流180m地点の取水口から下流220m地点の擁壁区間と定め、貯水池内の日常の巡視や堆砂除去はダム管理者において実施することになっている。堆砂除去を行う場合には、進入路、河川内道路、残土処理等課題は多い。

Ⅲ. 流入量予測システムについて

川代ダムの特性として、洪水時にゲートを全開するためには洪水到達前に貯留量を上乗せして放流する必要がある。その操作の根拠となる予測が難しいことから、ダム管理技術検討委員会で検討を行ってきた。操作の基本となる流入予測システムの確立に向けた流出モデルや流出管理計画等の検討結果を受けてH14年度に予測システムが出来たものである。

1. 流域流出モデルについて

雨量から流域流出量を推定するには流出モデルが必要であり、本ダムでは長短期流出両用モデル(角屋・永井)を採用している。このモデルは、無降雨や少降雨には日単位で長期間流出解析を行い、豪雨時には計算単位を1時間若しくはそれ以下に切替、予測雨量を用いて洪水流出量を予測するものである。モデルの構造は3段タンクで構成され1段は上層と下層に分かれ、洪水は1段上層タ

ンク、低水はそれ以外のタンクで表現されている。モデルの同定においては夏期と冬期の降雨分布の検討、流出量、波形及びピーク時間の違いの検討、水利施設の影響等多くの課題をうけて改良を行っている。具体的にはモデル定数の修正、ため池の影響(累加流出量から貯水池が低下している境界線を設定)や水田の期別貯留基準等によりモデルの精度向上を図った。

2. システムの内容について

本システムが保持している機能は次のとおりである。

1) 流域乾湿状態の更新

システムを使用するには流域の乾湿状態を事前に更新しておく必要があり、雨量局4地点の観測雨量を入力すると自動的に流域平均に換算する。試算5日前までは時間雨量、それ以前は日雨量を入力し、流出計算の初期値として利用する。

2) 放流シミュレーション

この機能は洪水が予想される時点で、既往代表降雨波形(台風型、低気圧型、梅雨前線型、秋雨前線型、その他)若しくは、気象情報から予想される降雨波形を作成し、これをモデルに入力してダム流入量を計算する。そして、貯水位をもとに、流入と放流の収支計算を行い目標の貯水位までの

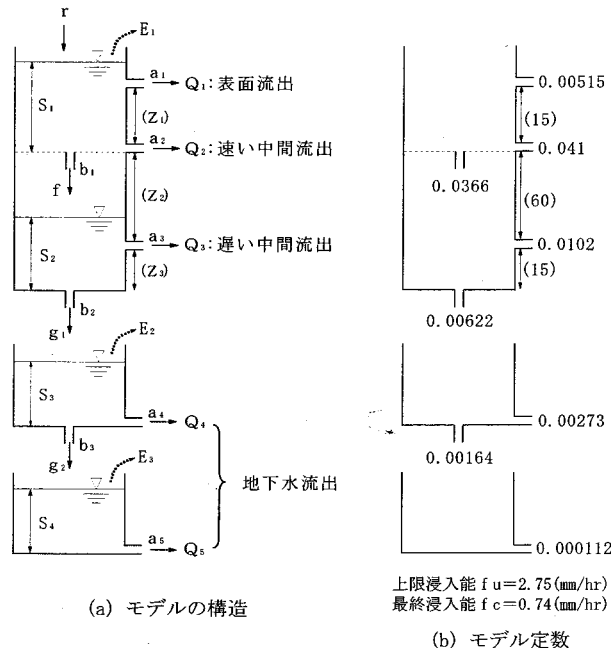


図-11 長短期流出用モデル

低下や全開放流までの所要時間をシミュレーションする。

3) 貯水位変動シミュレーション

この機能はダム貯水位の上昇や低下操作を行うとき、予測時の貯水位から取水や放流を行いながら目標水位までの所要時間を算定する。その際の流入量は、流出モデルの流量と既往出水データによる減水カーブが選択出来る。なお、既往の減水カーブを使用する場合は、そのときの湿潤状態や降雨量により自動的に適用曲線が選定される。

4) 放流計画の検討

開始放流量を設定し、放流増加制限曲線に従っ

た10分毎の放流量を算定する。また逆に、放流計画量に対する制限曲線によるチェックが可能である。加えて、洪水吐上・下段ゲートについて、貯水位とゲート開度を設定し放流量の確認等ができる。

5) 放流増加制限曲線での確認
全開放流では増水中に貯留量の上乗せが必要なことから、制限曲線の範囲内で流入量の増加に左右される。そのため、予測時点で制限曲線内で残貯留量を放流しきれるか知ることが重要になる。また、全開放流に時間的余裕がなく流入量増加が既往出水を超える場合には、制限放流から増加率放流または、計画洪水波形での放流に移行する必

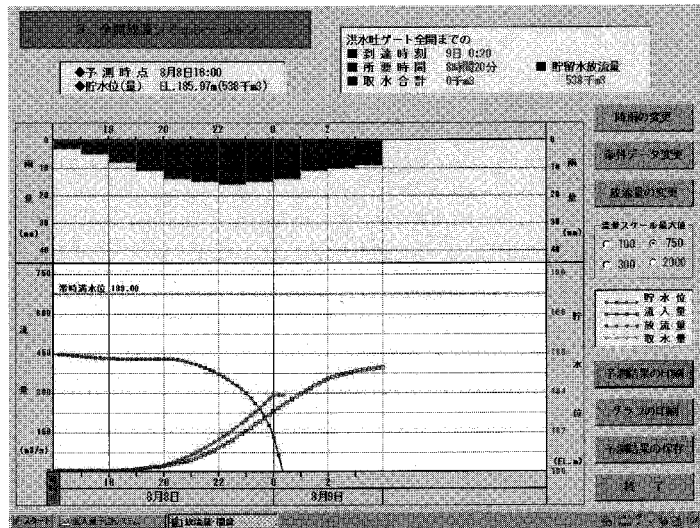


図-12 全開放流シミュレーション

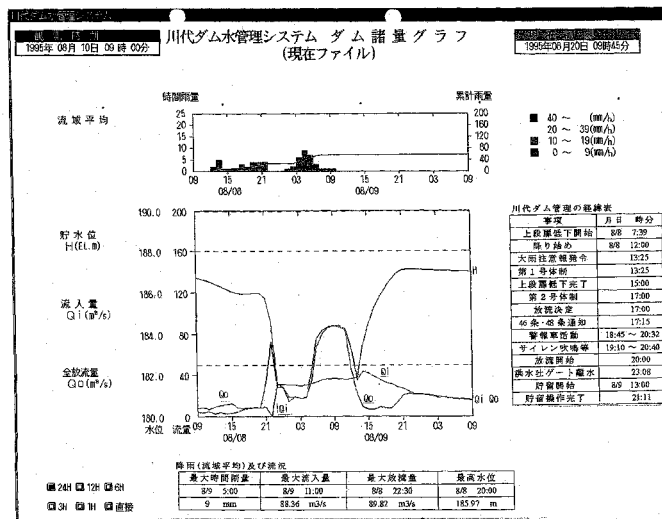


図-13 ダム諸量グラフ

要があり、全開放流実施中にその確認ができる。

3. 本システムを使った管理事例について

本システムを使用した台風10号による全開放流の事例を以下に示す。台風10号が8月8日夜半に上陸が予想されたため、上段扉の低下操作を朝から行い15時に完了し様子を見ている。13時30分の台風情報では、川代地域の今後の予想総雨量は250mmであった。その後、九州地方の被害が報道され近畿上陸が確実になる中で16時発表の気象情報（降雨予想値158mm）により本システムを利用して流出計算を行うと、最大約410m³/secの洪水が8月9日7時に予想され、20時に放流開始が必要であることが分かった。また、降雨が予想より少ない場合でも60mmで100m³/sec程度の流出が見込まれ回復にも支障がないことから、17時に放流を決定した。

その後、全開放流の対応開始が迫った18時の予報でも16時の発表内容と同じであり、洪水の発生に変わりはないと判断して全開放流の実施を行ったものである。

1) 全開放流シミュレーションの事例

図-12は、予想雨量を基に放流開始を20時から行った場合であり、放流量は制限曲線によるものである。このシミュレートでは、貯水残量を放流して離水する時間は9日0時20分となり所要時間4時間20分を要することとなった。

2) 川代ダム出水管理の経緯

水位低下操作から貯水回復までの管理全体の経緯を図-13に示す。結果的に実降雨が少なく、最大流入量も100m³/sec未滿で全開放流をせずに対応は可能であった。しかし、システムの導入により早い段階から短時間に多くの検討を行い放流の判断ができたといえる。なお、実測降雨による流出比較を行うと、モデル値は実測値の70%程度と小さい値を示したがピーク時間はほぼ合致しており、一定の精度も確認できた。

4. システムを利用する上での課題について

運用後短い期間ではあるが簡便に試算が出来るき、雨も多かったせいか日常的に流出量の予測に利用している。引き続きデータの蓄積を図ってきたい。なお、課題としてはつぎのことが考えられる。

- ① 予測降雨波形を何で決めるか。また、その手順を明確にする必要があること。
- ② 実洪水データが少なくモデルに対して全面的な信頼やどの程度の信頼性かの判断がまだ出ていない。
- ③ 実管理にこの予測結果をどう結びつけるか難しい。
- ④ ダムデータがシステムとリンクしておらず、降雨を別途入力しないといけない。
- ⑤ 実測との比較検討がシステム内で合わせて出来ないこと等がある。

なお、予測する方法も少なくこのシステムに依存しがちになる恐れもあるが、本システムは流入予測や洪水判断の一資料であり過度の依存は危険である。一方、利水管理への活用では、各ダムの個別システムをネット化し総合的な利水調整にも活用出来る。また、これらのデータは今後の加古川水系での水利調整や新たな再編の貴重なベースになりえるものである。

終わりに

平成15年前半は通年の2割ほど降雨の多い年となり、洪水管理面で気象情報や水文データをよく見るようになった。しかし、降雨情報の精度は高いとは言えず、多くの気象情報を総合的に組み合わせ考えることにより、降雨予測の精度向上や臨機の対応が可能となるものである。特に管理業務に携わることがはじめての職員が多い中では、その情報が理解を助けるものとなる。川代ダムでも数時間毎に気象情報を確認し、休祭日、夜間を問わず水利調整を行いダム管理に万全を期している。本報告が他地区の管理業務及び会員の理解と参考となれば幸いです。

参考文献

- 広域用水域水質等測定結果報告書（兵庫県）
- 効果発現面積（東播用水土地改良区）
- 近畿農政局管内ダム管理技術検討業務報告書
- 広域基盤整備計画調査報告書（淀川水系土地改良調査管理事務所）
- 東播用水事業誌
- 東播用水地区95条協議書及び水利使用規則、川代頭首工管理規程
- 管理年報、川代ダム等業務報告書

溶解性鉄の除去技術の開発と応用

米 山 元 紹* 杉 内 誠** 山 田 昇***
 (Motoaki KOMAYAMA) (Makoto SUGIUCHI) (Noboru YAMADA)

目 次

1. はじめに	36	5. 実験方法及び結果	39
2. 除鉄の方法と除去技術の考え方	36	6. 実験結果	42
3. 溶解性鉄の特徴	37	7. 維持管理	46
4. 水質浄化実験施設の概要	38	8. おわりに	46

1. はじめに

国営丹後東部、丹後西部農地開発事業においては、開発した農地周辺に畑地かんがい用水を求める個別水源計画である。水源の種類としては、溪流取水、ため池、地下水等となっている。このうち、水源を地下水に求める場合、揚水可能量の把握は勿論のこと、水質についても十分注意する必要がある。

丹後半島は、ほぼ全域が花崗岩質の地質構造であることから、地下水利用の方法としては、経済的な面もあり、比較的小さな流域の下流に集まる伏流水を対象として利用する計画である。このため、上述したように、開発農地周辺に水源を求める条件を含めると、かなり制約された状況下にある。事業実施区域内での広域的な地下水調査結果を見ると、溶解性鉄を含む井戸が少なからず存在し、また既存の井戸においても同様の傾向が見られ、これらの地下水も、かんがい用水として利用することが求められた。

このため、地下水に含まれる溶解性鉄を確実に、簡単にかつ経済的に除去し、畑地かんがい用水の水源として利用するために、現地に実験施設を設置し、溶解性鉄の除去について実証実験を実施したところ、安定した処理性能が得られたことから、今回この内容を報告するものである。

2. 除鉄の方法と除去技術の考え方

今回対象とする地下水に含まれる鉄は、第1鉄イオン(Fe²⁺)と呼ばれている。この第1鉄イオンを除去する方法としては、大きく分類すると表-1に示すように「イオン交換法」と「酸化法」¹⁾がある。このうち「イオン交換法」の特徴としては、析出された水酸化第二鉄がイオン交換樹脂の中に沈着したり、表面を被覆したりして樹脂の能力を低下させ、あるいは水酸化第二鉄の微粒子となって処理水中に漏洩する。このため還元剤による洗浄等の障害防止方法も考案されているが、保守管理が大変で、また樹脂が劣化するためあまり普及しておらず、一般的には「酸化法」が多く使用されているようである。酸化法には、空気による酸化と、薬品による酸化がある。また、酸化されたものを濾過する事により浄化する方法としては、「急速濾過」と、「緩速濾過」がある²⁾。

そこで今回は、

- ①土地改良区の下部組織として農家で構成される管理組合が、直接維持管理にあたるため、単純な構造であり、また通常は、殆どメンテナンスフリーに近い方式が望ましいこと。
- ②酸化に必要となる施設の用地が、ある程度確保できること。
- ③酸化槽設置地点において、畑地かんがい用水は圧力を保持していること。

等の特性に加え、浄化の確実性、経済性また、維持管理等を考慮し、酸化→濾過による浄化を基本とした水質浄化実験施設を設置し、実証実験を行った。なお、酸化槽を複数設置することにより

*東海農政局土地改良技術事務所 (Tel. 052-232-1057)

**近畿農政局淀川水系土地改良調査管理事務所
(Tel. 075-602-1313)

***都コンサルタント(株) (Tel. 075-501-0235)

表-1 第1鉄イオンの除去方法

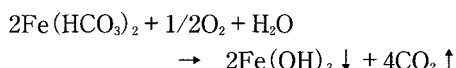
区分	イオン交換法	酸化法		
		空気酸化		薬品酸化
		気曝除去法	接触酸化法	
特徴	主にイオン交換樹脂(通常強酸性陽イオン交換樹脂のNa型)が用いられ、原水中の第1鉄イオン(Fe ²⁺)は、強酸性陽イオン交換樹脂(Na ⁺)と交換して樹脂中に取り込まれ除去される。	強制的に気曝させることにより、原水中の第1鉄イオン(Fe ²⁺)が酸化され、水酸化第二鉄(Fe(OH) ₃)を析出させて除去する。	濾材表面に自然に生成したオキシ水酸化鉄(FeOOH・H ₂ O)による自触媒作用により、原水中の第1鉄イオン(Fe ²⁺)を濾材表面で除去する。	空気酸化より迅速かつ強力であり、酸化剤として通常「塩素」「次亜塩素酸ナトリウム」などの塩素系酸化剤が用いられる。

浮遊物質(今回は水酸化第二鉄が対象)を沈殿分離により除去することも可能である。

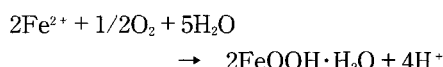
例えば、農業集落排水施設でもこのような沈殿分離による水質浄化は行なわれている。しかし、今回、酸化・沈殿現象を把握する為に行った予備実験で水酸化第二鉄の沈殿分離現象を観察したところ、日単位の時間が必要であったことから、酸化槽の施設規模、用地の面から採用は困難と判断し、酸化槽は1ヶ所(1槽)とした。このため酸化槽で一定の沈殿効果は期待するが、沈殿分離しなかった水酸化第二鉄を濾過槽で除去する処理フローとした(図-1参照)。

以上の除去プロセスにおいては、次のような化学反応が生じている。

○気曝除去法



○接触酸化法



○薬品酸化法(次亜塩素酸ナトリウムの場合)

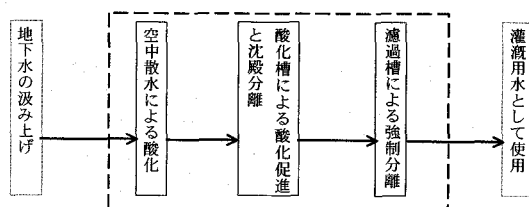
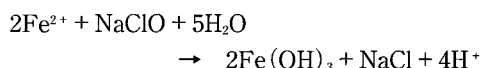


図-1 水質浄化処理フロー

3. 溶解性鉄の特徴

水質浄化の対象としている溶解性鉄の特徴は、次のとおりであり、これらの特徴を活用しながら、効果的な実験施設の構造を検討することとした。

- ①酸素がなく炭酸ガスが多く含まれる水中に溶け込んでいる鉄であり、2価の陽イオン(Fe²⁺)として存在している。
- ②酸化前は、無色透明であるが、地下から汲み上げられると地下水中の2価の鉄イオン(Fe²⁺)が酸化され、水酸化第二鉄(Fe(OH)₃)が析出する。これが赤褐色の「カナケ」と一般的に呼ばれるものである。
- ③酸化され一旦固形物となった水酸化第二鉄(Fe(OH)₃)は、微粒子として存在し再び水には溶けることはない。
- ④汲み上げた直後の水に緑茶を注入すると黒ずんだ色へと変色する。(簡易試験法)
- ⑤地下水に含まれる溶解性鉄の濃度は5~10mg/l程度でありこの場合、農作物の成育にとっては、無害である。

等が挙げられる。このように溶解性鉄は、水中に溶け込んでいる鉄である。特に井戸の中では、酸素がなく炭酸ガスが多く含まれ、地下に封印された状態にある。このような条件下では、鉄は2価の陽イオン(Fe²⁺)として存在し、重炭酸第一鉄[Fe(HCO₃)₂]を形成している。この重炭酸第一鉄を多く含む無色透明の地下水を揚水して放置したり気曝したりすると炭酸ガスが大気中に放出され、(図-2参照)代わりに空気が溶け込みその中の酸素が水中に溶解する。その結果、水酸化第二鉄が析出され地下水は、黄白色に濁り始め、や

がて褐色へと変化する。

また、写真-1~4は、今回実験に用いた井戸の地下水の変化を表しており、実験施設は、この現象を積極的に促進させる方法を採用する。以下にその具体的な内容を述べる。

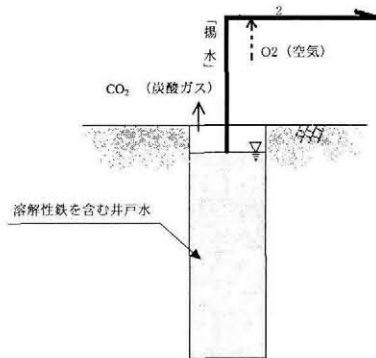


図-2 溶解性鉄の酸化のメカニズム

4. 水質浄化実験施設の概要

上述したような考え方にに基づき、溶解性鉄の除去技術を実証実験により明らかにする事を目的とした水質浄化実験施設を現地に設置した。実験施設の名称は溶解性鉄を酸化させることを目的とした施設を「酸化槽」及び固形物の除去を目的とした施設を「濾過槽」と呼ぶこととした。

酸化槽の容量は、大きいほど酸化、沈殿分離が促進し、有利となるが、一方、施設規模が大きくなり、不経済となる。本実験では、滞留時間の上限を一般的に言われている24時間容量に設定した。

また、酸化の促進を図る観点からは、水深を浅くとり、空気との接触面積を大きくするのが効果的と考えられる。一方、用地面積、経済性の面と相反する側面があり、予備実験における水深と酸化の傾向について簡易実験等を行い、最大水深を1mに設定しても、鉛直（水深）方向に採水し、

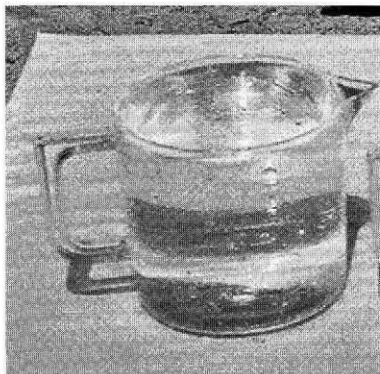


写真-1 揚水直後の原水（地下水）



写真-3 沈殿固化した水酸化第二鉄

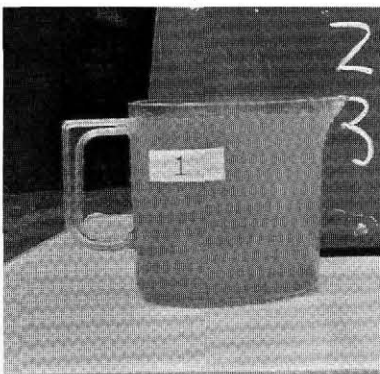


写真-2 酸化され褐色に変化した原水

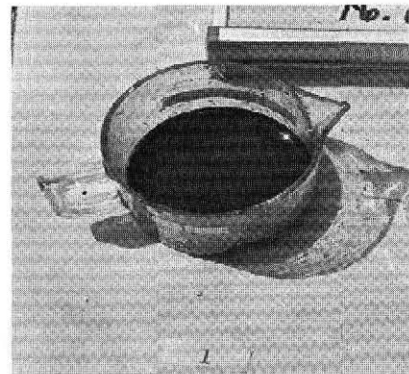


写真-4 揚水直後に緑茶を注入した原水の変化

簡易試験法で確認したところ、酸化は十分可能であると判断された。

また、濾過槽は、固形物となった水酸化第二鉄を除去するため、濾過材を充てんした細長い水路内を強制的に通過させる構造を考案した。また、濾過材として、採石、もみがら、カキ殻等の使用を想定して、予備実験を実施した。この結果、24時間の滞留時間で酸化率は、ほぼ100%（簡易試験法による）となるが、酸化槽内に常に井戸から地下水が送水されることによる水の流の影響、また、風による表面波による巻き上げも見られ、十分沈殿分離しない特徴があることが判明した。

このことは、濾過槽が受け持つ水酸化第二鉄の除去割合が、高くなることを意味する。実際の子備実験では、空隙の大きい単粒碎石では、水酸化第二鉄が通過してしまい、十分除去出来ないことも判明した。ただし、約半日程度、酸化槽への注水を停止し、沈殿分離を十分行った場合は、酸化槽で多くが沈殿し、負荷が軽くなるため単粒碎石のような空隙の大きい濾過材でも、一定の除去効

果は見られた。即ち、酸化槽の用地を十分確保出来るような場合は、例えば、複数の酸化槽を設置し、井戸からの送水を交互に行うことにより、沈殿分離を促進させ、濾過槽による除去割合（負荷）を低減させる方が、建設費は上昇するが、維持管理面では、濾過槽の清掃頻度は少なくなり、容易になると言える。また、酸化槽で沈殿分離を期待はするが、十分な沈殿分離が進まない場合は、濾過材の組み合わせとしては、RC-40が最適であることが確認できた。

以上のことから、酸化槽については、滞留時間の決定、濾過槽については、濾過能力と濾過槽の構造の決定を主目的に実験を実施することとした。

5. 実験方法及び結果

(1) 実験施設

水質浄化実験施設は、「酸化槽」と「濾過槽」より構成される。酸化槽の構造は、図-3及び写真-6に示すように、底版はコンクリート、側面

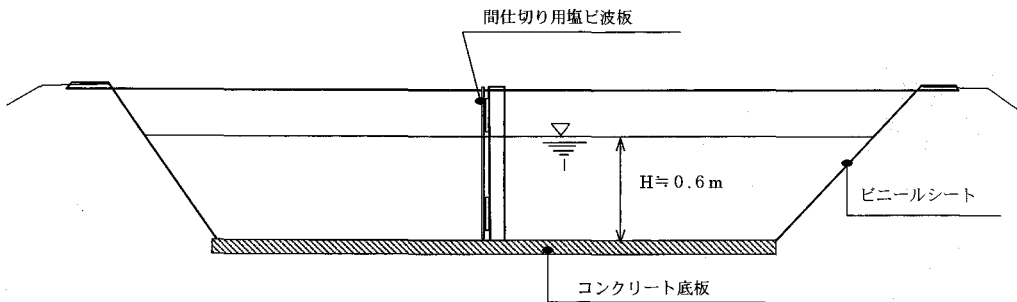


図-3 酸化槽構造図

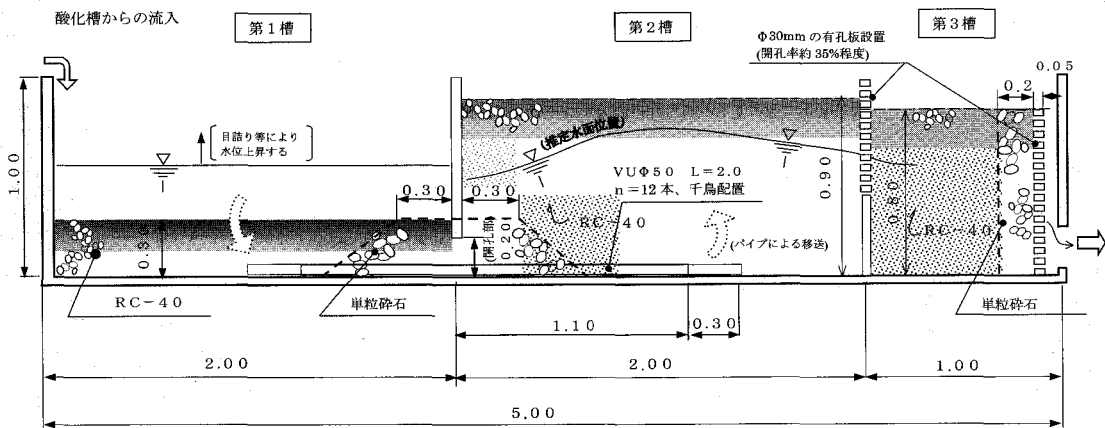


図-4 第2濾過槽構造図

はビニールシートにより遮水する構造とした。中央に仕切壁を設け、折り返しの水路構造と、各地点（滞留時間別）での酸化率等を把握できるようにした。流入部は塩ビ管に穴を開けシャワー状となるよう工夫した（写真-5）。また酸化槽の中間点では、下端に10cm程度の開口部を設け酸化槽内を均等に流れるような構造とした（写真-6）。さらに濾過槽への移行部は、沈殿効果を期待し、越流堰方式とした。

濾過槽の構造は、上述したように、濾過効果を高めるため、濾過材であるRC-40の中を強制的に水が通過するような構造としている。（図-4、写真-9参照）

また、図-4に示すように幅1.3m、長さ5.00mの水路に、2ヶ所の仕切壁を設けている。上流側の第1層は、処理水が通過する現象は、碎石の表面付着が相当量有り水酸化第二鉄の殆どがこの第1層で除去される特性がある。このため、厚さを90cmから順次薄く変化させ、清掃交換などの維持管理の面からは薄い方（濾過材量が少ない）が望ましいため、除去効果を見極めながら予備実験を行った。この結果、30cmの濾過材の厚さでも

処理性能が確保できることが判明した。

また第1層から第2層への移流部の抵抗を緩和し、清掃の頻度を少なくするため、濾過材として単粒碎石を用いた。第1層から第2層へは下から上へ上昇させ、濾過を確実にする方法とし、第3層は上から下へ流下し、下端より処理水が放流される構造とした。

また、濾過槽の単位時間、単位長さ当たり処理能力の推定が困難であったことから、処理能力、処理性能を比較検討する目的で、構造の違う2系列の濾過槽（第1、第2濾過槽）を設けることとした。第1濾過槽と第2濾過槽の違いは、第1槽から第2槽への移送をスムーズにするため、第1槽から第2槽にまたがる塩ビ管を底版に設置している点である。（写真-8参照）

(2) 実験方法

水質浄化実験は、酸化槽の容量、即ち滞留時間と濾過槽の単位長さ(幅)当たりの処理能力(ℓ/分/m)を決定することを目的として計画した。

酸化槽は、最小の容量で、濾過槽へ移送される地点で酸化率が100%となっていることが望まし

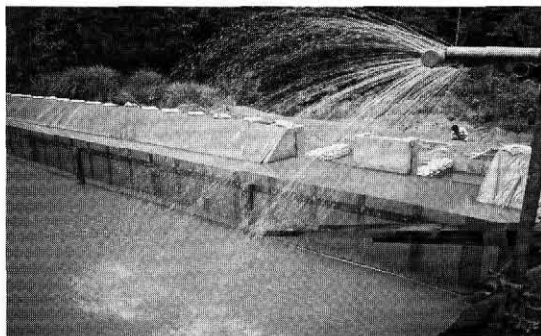


写真-5 酸化槽への流入

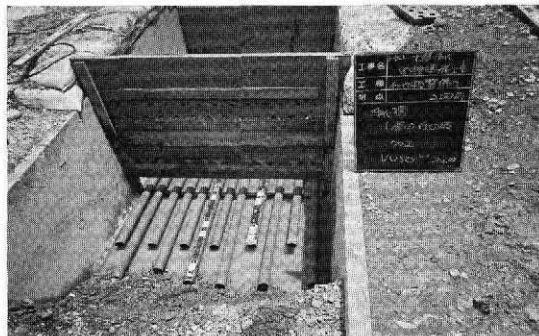


写真-8 濾過槽の内部構造

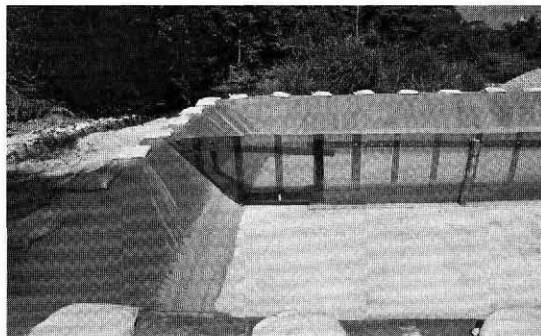


写真-6 酸化槽内の仕切壁（通水口部）

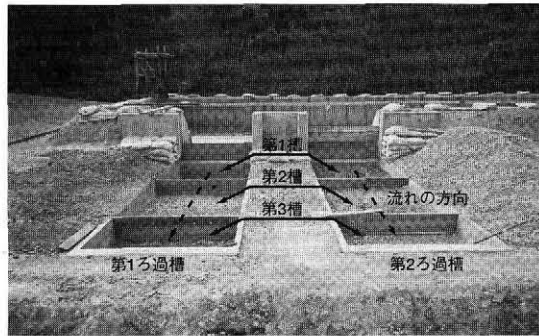


写真-9 濾過槽（全景）

表-2 酸化槽の実験計画

区分	流量 (q ㎥/分)	酸化槽容量 (m^3)	滞留時間 (時間)	備考
ケース1	110	39.6	6	酸化槽内の水深は60cmである。
ケース2	80	38.4	8	
ケース3	60	36.0	10	

表-3 濾過槽の実験計画(第1, 第2濾過槽)

区分	流量 (q ㎥/分)	単位長さ当たり処理能力 (l/m^2 分)	備考
ケース1	55	42.3	q ㎥/分 ÷ 1.3m(幅)
ケース2	40	30.8	
ケース3	30	23.1	

い。また、この地点で沈殿分離が効果的であれば、最も良好な状態であると言える。

また、濾過槽は、酸化槽で沈殿しなかった水酸化第二鉄を物理的に効率よく除去し、放流地点で全鉄（溶解性鉄と水酸化第二鉄を加えたもの）が最小となることが望ましい。

酸化槽の容量決定のため、表-2に示すように、滞留時間を6時間、8時間、10時間の3ケースについて実験することとした。なお、当初24時間程度は必要と考え酸化槽の実験施設の容量を設定したが、予備実験で10時間程度の滞留時間でも濾過槽への移送地点では、ほぼ酸化が完了することが確認できたため、滞留時間、即ち容量をどの程度まで小さく出来るかを明らかにする必要があること

から、このような滞留時間を設定した。

濾過槽については、予備実験で一つの濾過槽の処理能力の上限が50~60 l/m^2 分(38.5~46.2 l/m^2 分)程度であることが判明していたため、表-3のように設定した。尚、これ以上の処理水を通わせると濾過槽は処理できず、表面を流下し、処理水がそのまま流下（オーバーフロー）する現象が生じる。

(3) 水質調査項目

水質浄化の効果を確認するため、水質調査を実施した（表-4参照）。酸化槽については、流入部と流出部の比較をすることとした。また、酸化槽

表-4 水質調査項目

項目	調査方法
水温	水温計による
溶解性鉄	JIS K0102 57.4 による
全鉄	JIS K0102 57.4 による
透視度	1mの透視度計による

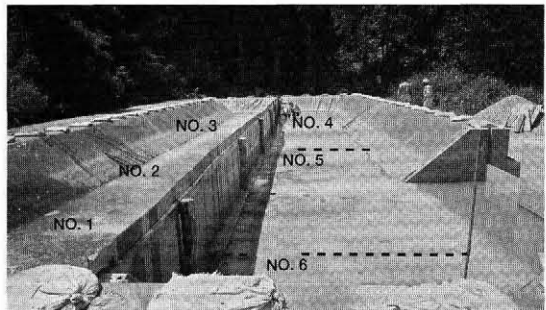


写真-12 酸化槽全景 (測定位置)

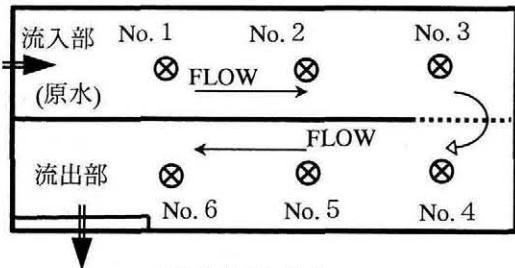


図-5 酸化槽内の採水位置

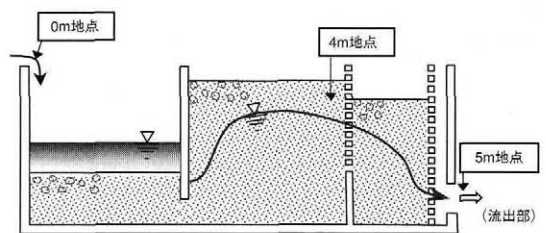


図-6 濾過槽内の採水位置

内の各地点における酸化状態を把握するため、流入部、流出部を除き6ヶ所で水質調査を行った(図-5、写真-12参照)。

また、現場で簡単にできる透視度による比較が有効な手段と考え、透視度による水質浄化の評価も行うこととした。

濾過槽については、第1槽(0m地点)、第2槽(4m地点)、第3槽(5m地点)の各地点の処理性能を確認することとした。これにより第2槽あるいは、第3槽を省略することができないかを検討することとした(図-6参照)。

6. 実験結果

(1) 酸化槽

酸化槽における水質調査結果を表-5、表-6に滞留時間別に示す。これによると酸化槽の出口(流出部)においては、溶解性鉄は少なく、酸化が十分に進んでいることがわかる。

また今回、酸化槽の水質浄化の効果を測る指標として酸化率と除鉄率を用いることとした。

$$\text{酸化率} = \frac{(\text{流入部(原水)の溶解性鉄量} - \text{流出部の溶解性鉄量})}{\text{流入部(原水)の溶解性鉄量}} \times 100(\%)$$

で示され、流出部で溶解性鉄がゼロであれば酸化率は100%となる。

$$\text{除鉄率} = \frac{(\text{流入部(原水)の全鉄量} - \text{流出部の全鉄量})}{\text{流入部(原水)の全鉄量}} \times 100(\%)$$

で示され流出部で全鉄がゼロであれば、全て酸化槽に沈殿したことになり、除鉄率は100%となり、完全に除去されたことになる。これにより計算した結果を表-7に示す。

なお、酸化率、除鉄率とも酸化槽内での滞留時間分のタイムラグがあり、必ずしも厳密な意味における酸化率、除鉄率ではないが、評価を行う場合、実用上支障はないと考えた。

酸化槽での滞留時間を変化させた場合の実験結果、表-5、表-6によると

- ①酸化槽の滞留時間を、10、8、6時間と短くした場合、流出部での溶解性鉄は最大でも0.4mg/lである。また、酸化率はおおむね100%となっている。

但し、滞留時間10時間の6月調査では60%の酸化率となっているが、これはこの時の原水の濃度が1mg/lであることに起因している。しかし絶対値は0.4mg/lと低く、酸化されていると判断しても支障のない数値で

ある。

- ②酸化槽流出部の全鉄は、どの滞留時間においても11~19mg/lと高い値を示しているが、いずれも流入部の値よりも低い。これは、この差分が酸化槽に沈殿分離し除去されたと考えられ、実際の現象とよく一致する。

- ③除鉄率と滞留時間の間には関係は見られない。また、表-8、図-7によれば、酸化槽内の各地点での調査でも、除鉄率は滞留時間に比例していない。これは、予備実験の段階でも見られた風等による波、水の流れにより一度沈降したものが巻き上がる現象が生じているためと考えられる。また採水時、下層部との混合現象が生じていることにも起因していると推測される。

また、酸化槽内での各位置における酸化及び除鉄の程度を把握する目的で、図-5に示す位置で採水し水質調査を行った(表-8)。酸化槽の滞留時間は9.2時間(ケース1)、8.0時間(ケース2)とした。なお表中に示すNo.1~No.6の欄の滞留時間は、水の流れが均等であると仮定した時の、その地点における滞留時間を計算し表示した。

表-5 酸化槽の実験結果(2002年6月調査)

(単位: mg/l)

滞留時間 (時間)	水温(℃)		溶解性鉄		全鉄		(参考)透視度(cm)	
	流入	流出	流入	流出	流入	流出	流入	流出
ケース1(6)	18.0	18.5	7.9	ND	23.0	13.0	100	8
ケース2(8)	18.0	18.5	10.0	0.31	20.0	15.0	100	9
ケース3(10)	19.0	19.5	1.0	0.40	22.0	19.0	100	9

(注) NDは検出限界を表す

表-6 酸化槽の実験結果(2002年7月調査)

(単位: mg/l)

滞留時間 (時間)	水温(℃)		溶解性鉄		全鉄		(参考)透視度(cm)	
	流入	流出	流入	流出	流入	流出	流入	流出
ケース1(6)	-	-	-	-	-	-	-	-
ケース2(8)	20	20.5	4.0	0.06	21.0	11.0	100	9
ケース3(10)	20	21.0	5.9	ND	18.0	15.0	100	10

(注) 滞留時間 T=6 については、第1濾過槽が処理能力を超えたため(オーバーフロー)実験を実施できなかった。

表-7 酸化率と除鉄率計算結果

(単位: %)

区分	滞留時間 (時間)	2002年6月調査		2002年7月調査	
		酸化率	除鉄率	酸化率	除鉄率
ケース1	6	100	44	-	-
ケース2	8	96.9	25	98.5	48
ケース3	10	(60.0)	14	100	17

これによれば、

- ①溶解性鉄は酸化槽内で5~6時間程度移動した地点ではほぼ酸化が完了すると推測される。
- ②水酸化第二鉄は、酸化槽内を移動する途中において一部は沈殿する。ケース1の場合では、平均で30%、ケース2の場合では平均で34%の除鉄率となる。即ち酸化槽内に沈殿する。
- ③しかしながら、図-7に示すように除鉄率が滞留時間に比例する関係は認められなかった。これは上述した通り、風、水の流れにより巻き上がり現象が生じているためと判断される。

以上のことから、今回実験した酸化槽について言えることは、

- ①滞留時間を5~6時間程度とし、その容量を確保すれば、ほぼ酸化が完了する。
- ②酸化槽を運転したままでは、沈殿分離は進まず、実験での除鉄率は30~34%程度である。このため、濾過槽を併用し、水質浄化を図る必要があることが明らかとなった。

(2) 濾過槽

濾過槽の構造は、図-6、写真-6、7に示す通りであり、第2濾過槽には、機能改善を図る目的

で底に塩ビ管を敷設している。

実験結果を表-9、10に、また濾過槽の設置目的である全鉄の除去についての実験結果を図-9、10に示す。

なお、2002年7月調査において、ケース1のうち、第1濾過槽（塩ビ管なし）（全体流量110ℓ/分、1系列としての濾過槽の負荷量 55ℓ/分）は処理能力以上となり、オーバーフローしたため実験できなかった。なお、この場合においても第2濾過槽は処理性能を確保出来ていた。また実験は、上記の酸化槽の実験と同時並行で進め、酸化槽より

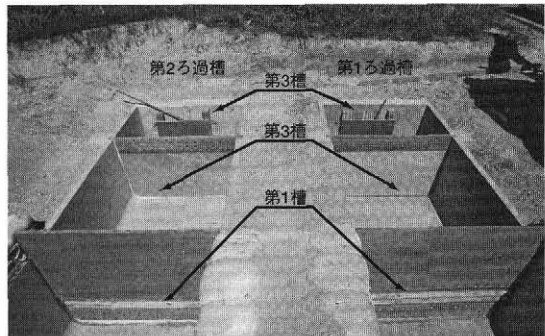


写真-7 濾過槽（外型の構造）

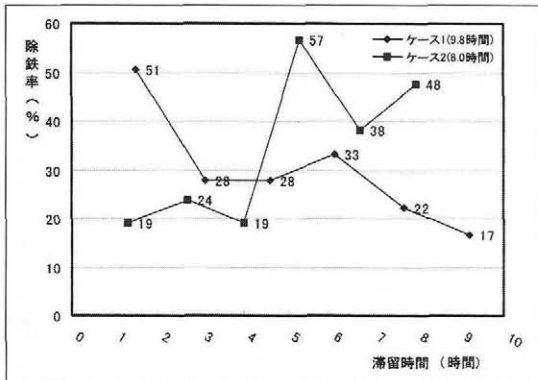


図-7 滞留時間と除鉄率

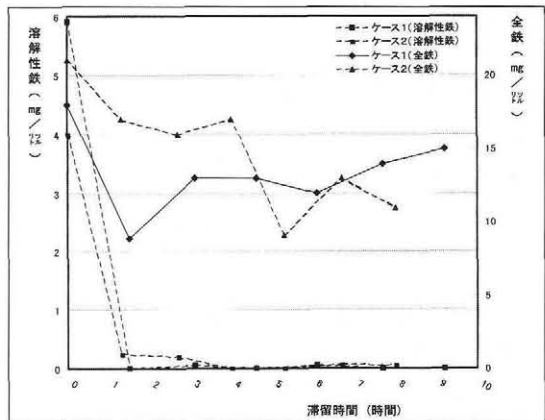


図-8 滞留時間と溶解性鉄・全鉄

表-8 酸化槽における調査結果

区分	流量 ℓ/分	原水		No.1		No.2		No.3		No.4		No.5		No.6		流出口	
		溶解性鉄	全鉄	溶解性鉄	全鉄	溶解性鉄	全鉄	溶解性鉄	全鉄	溶解性鉄	全鉄	溶解性鉄	全鉄	溶解性鉄	全鉄	溶解性鉄	全鉄
7月	65																
水温		20.0		21.0		21.0		21.0		21.0		21.0		21.0		21.0	
水質		5.90	18.00	ND	8.90	0.05	13.00	ND	13.00	0.06	12.00	ND	14.00	ND	15.00	ND	15.00
酸化率				-		99.2		-		99.0		-		-		-	
除鉄率				50.6		27.8		27.8		33.3		22.2		16.7		16.7	
7月	80																
水温		19.5		20.5		20.5		21.0		21.5		21.0		20.5		20.5	
水質		4.00	21.00	0.24	17.00	0.20	16.00	ND	17.00	ND	9.10	0.07	13.00	0.06	11.00	0.06	11.00
酸化率				94.0		95.0		-		-		98.3		98.5		98.5	
除鉄率				19.0		23.8		19.0		56.7		38.1		47.6		47.6	

流出する水量を2等分して濾過する方式とした。

この実験結果から明らかになった点は以下の通りである。

- ①濾過槽への流入部で11mg/l_l~19mg/l_lあった全鉄は流出部においては、0.43~2.8mg/l_lとなり、濾過槽の除去(除鉄)効果はかなり高い。
- ②特に塩ビ管を設置している第2濾過槽の全鉄は、0.43~0.68mg/l_lであり、安定した処理性能を有している。
- ③濾過槽の単位時間、単位長さ(幅)当たりの処理能力は40%/分/m程度である。

また、7月期調査において濾過槽の各地点で溶解性鉄を調査したところ(表-10)、最終出口ではいずれもNDであり、100%酸化している事も確認できた。

次に、第1濾過槽と第2濾過槽の処理性能の違い

と見ると、

- ①第1濾過槽の4m地点(第2槽流出部)において平均除鉄率は37%であるのに対し、第2濾過槽は95%である。
- ②第1濾過槽の5m地点(第3槽流出部)において平均除鉄率は84%であるのに対し第2濾過槽は97%である。

第1濾過槽と第2濾過槽の違いは底部に設置している塩ビ管の有無のみである。この違いについて実験中に観察した内容を図-6(断面図)を用いて考察すると以下の通りである。

酸化槽から濾過槽に流入した処理水には、水酸化第二鉄が含まれている。水酸化第二鉄は、極めて細かい物質であるが、濾過槽の第1層に設置している碎石の表面に順次捕捉され、次第に膜のように成長する。また、付着せずに通過した水酸化第二鉄は、第1層と第2層の開口部を通過する際に

表-9 濾過槽の実験結果(2003年6月調査)

区 分 (%/分/m)		各位置の全鉄量			備 考
		0m 地点	4m 地点	5m 地点	
第1濾過槽	ケース1	(ND)	(8%)	(86%)	0m地点の0は溶解性鉄の測定値を示す。 4m地点、5m地点の0は除鉄率の計算値を示す。
	42.3	13.00	12.00	1.80	
	ケース2	(0.31)	(33%)	(80%)	
	30.8	15.00	10.00	3.00	
第2濾過槽	ケース3	(0.40)	(69%)	(85%)	0m地点の0は溶解性鉄の測定値を示す。 4m地点、5m地点の0は除鉄率の計算値を示す。
	23.1	19.00	5.80	2.80	
	ケース4	(ND)	(92%)	(95%)	
	42.3	13.00	1.10	0.68	
第2濾過槽	ケース2	(0.3)	(96%)	(97%)	0は全鉄から除鉄率の計算値を示す。
	30.8	15.00	0.59	0.44	
	ケース3	(0.4)	(98%)	(98%)	
	23.1	19.00	0.47	0.43	

表-10 濾過槽の実験結果(2003年7月調査)

区 分 (%/分/m)		項 目	各位置の溶解性鉄及び全鉄量			備 考
			0m 地点	4m 地点	5m 地点	
第1濾過槽	ケース2	溶解性鉄	0.06	0.06	ND	0は全鉄から除鉄率の計算値を示す。
		全 鉄	11.00	4.3	0.45	
	ケース3	溶解性鉄	ND	ND	ND	
		全 鉄	15.00	2.80	0.56	
第2濾過槽	ケース2	溶解性鉄	0.06	0.07	ND	0は全鉄から除鉄率の計算値を示す。
		全 鉄	11.00	2.3	0.56	
	ケース3	溶解性鉄	ND	ND	ND	
		全 鉄	15.00	1.60	0.57	

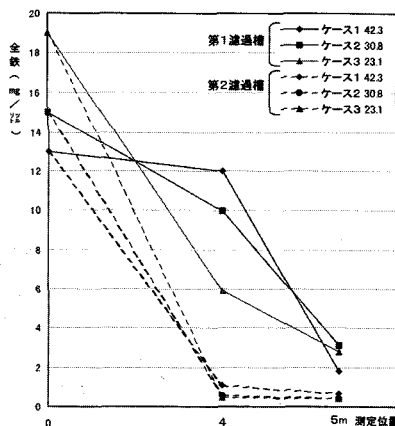


図-9 濾過槽における全鉄の変化(2002年6月調査)

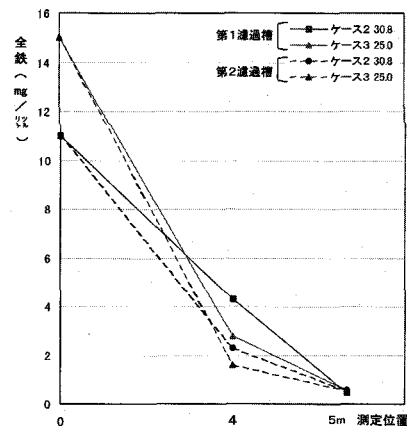


図-10 濾過槽における全鉄の変化(2002年7月調査)

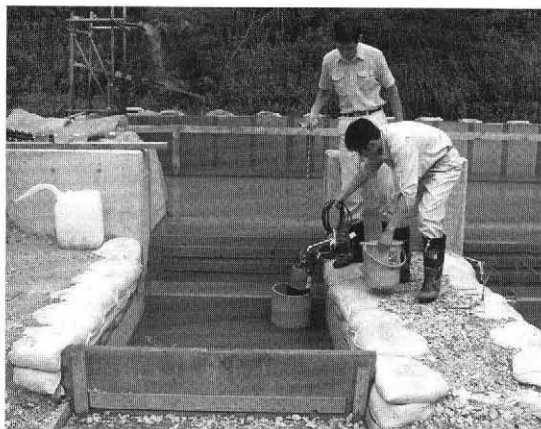


写真-10 濾過槽管理施設（逆洗ポンプ）



写真-11 酸化槽内に沈殿している水酸化第二鉄

捕捉される。一方この通過を容易にするために開口部を大きく取ると、除去性能が急激に落ち、水平方向には流れず、仕切り壁に沿って上昇する傾向が顕著になる。このため第1層の碎石の厚さと第1層から第2層への通過の開口部の大きさの組み合わせが、濾過能力を決める重要な要素であることが明らかとなった。

次に、図-6に示すように、塩ビ管を設置していない第1濾過槽は、その構造からして明らかに開口部を処理水全量が通過する構造であるため第1槽内で水面が上昇しやすい。このため、第1層の処理水の一部を第2層の中間付近へ塩ビ管を用いて移送することにより開口部の負荷を減らし、第2層内を平均的に流下することを期待したものである。

結果は、上述の実験結果の通り、塩ビ管による移送効果は十分認められた。

(3) 水質浄化施設の処理性能の評価

- ①酸化槽は、滞留時間が5～6時間程度の容量を確保すればほぼ酸化は完了すると言える。
 - ②酸化槽内での沈殿分離はある程度期待できるが、水の流れ、風による波の影響による巻き上がりもあり、完全には沈殿分離による除去はできず、濾過槽と組み合わせる必要がある。
 - ③濾過槽は、3層構造の中を流下させることにより水酸化第二鉄をほぼ除去する事が出来る。また単位長さ(幅)あたりの処理能力として40ℓ/分/m程度であれば、安定した処理性能が期待できる。
 - ④濾過槽内の水を均等に流下させるための塩ビ管の設置は有効な手法である。
- 一方、これらの一連の実験を通して、明らかとなった実用化に向けた課題は、次の通りである。
- ①かんがい期間中、連続して運転した場合にも、安定した処理性能が得られるのか。
 - ②酸化槽内に沈殿した水酸化第二鉄の除去方法はどのようなのか。
 - ③濾過槽で除去される水酸化第二鉄はどのように清掃するのか。
 - ④日常の処理性能の確認はどのようなのか。
- 等である。

このため実験用に設置した水質浄化施設を用いて、7月下旬～9月上旬迄の約50日間の連続運転を行った。この間、酸化槽は連続して使用したが全くトラブルは生じなかった。

一方、濾過槽は、順次水酸化第二鉄を捕捉することにより、付着による目詰りの進行にともない、処理水の流下能力が低下し、第1層内の水位が上昇した。このため連続運転の間、1回濾過槽の清掃を実施した(写真-10)。その結果、清掃後の再始動時には同様の処理性能が得られた。

酸化槽内で除去された水酸化第二鉄は、かんがい終了期の9月下旬に酸化槽への注水を停止し、沈殿分離させた後、上澄水を排水し天日による乾燥を試みた。その結果、2～3cm程度の薄いレンガ状の固形物となりスコップ等で集積できる形態となり、肥料袋に入れて畑へ還元することも可能となった(写真-11)。

また、日常管理における処理性能については、図-11に示すように、全鉄と透視度に一定の関係が見られたので処理水の目視と透視度で十分可能であると考えられる。また溶解性鉄については、緑茶

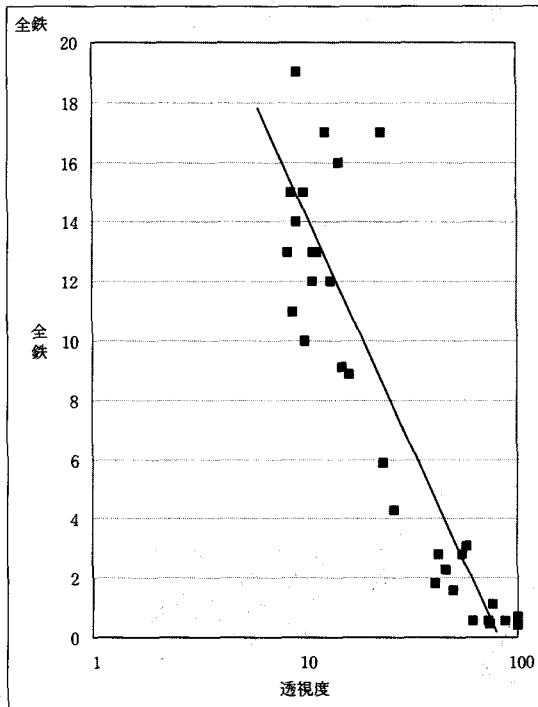


図-11 全鉄と透視度の関係

を用いた簡易試験法で確認することができる。

7. 維持管理

以上の通り、水質浄化施設の処理性能は確認できた。残された課題は、安定した処理性能を確保するための維持管理である。この点についても実験を通して幾つかの知見が得られた。

これらの結果から今回考案した水質浄化施設の維持管理方法は以下の維持管理指針の通りである。

8. おわりに

かんがい用水として利用する地下水に含まれる溶解性鉄を、簡易な装置で除去する方法を考案し、現地において実験施設を用いた性能確認を行ったところ、十分な効果が得られた。維持管理についてもかんがい期間を通して行ったところ十分実用性があることも確認できた。また、この実験施設は、一部改良がなされ、現在管理組合が維持管理し、畑地かんがいに利用されている。

本文は、一連の実験結果と除去技術についてその概要を報告したものであり、本報告が、同様の課題を解決する場合の参考になれば幸いである。本実験計画を検討するに当たり、京都府立大学農学部米林甲陽教授にご指導いただきました。また近畿農政局農村計画部資源課より終始助言いただきましたことにつきまして、この場をお借り致しまして厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 地下水ハンドブックP140～142 1979年9月版 建設産業調査会
- 2) 環境衛生工学 P82～98 1995年6月版 津野洋・西田 薫 (テキストシリーズ 土木工学7) 「共立出版株式会社」

表-11 水質浄化施設の維持管理指針

区分	要因	管理用施設等	管理方針
酸化槽	酸化槽内に酸化し沈殿した固形物（水酸化第二鉄）の除去	・上澄水排水用簡易ゲート ・コートブラシ、レーキ ・肥料袋	灌漑期間終了後等に酸化槽内の上澄水を排水し、乾燥させた後レーキ等で集積し除去する。
濾過槽	濾過材に付着する固形物（水酸化第二鉄）による目詰まりが生じ、処理性能に支障をきたす為、定期的な清掃	・移送用ポンプ他 ・フィルター（麻袋） ・清掃用配管	・酸化された水酸化第二鉄が膜状に付着する第1層目の表面に取り外し可能な麻袋等を設置し、定期的に麻袋を洗浄又は、交換することにより付着した固形物を除去し清掃する。 ・濾過槽内部に設置されている配管を用いて洗浄水を注入し、濾過槽内部に堆積した固形物は水中ポンプを用いて酸化槽へ移送する。

米須地下ダムにおける現位置攪拌工法止水壁の施工について

伊 佐 健 次*
(Kenji ISA)

目 次

1. はじめに.....	47	3. 米須地下ダム止水壁の施工.....	49
2. 米須地下ダムの概要.....	48	4. おわりに.....	55

1. はじめに

国営沖縄本島南部土地改良事業地区は、沖縄本島南端部に位置し、糸満市、具志頭村にまたがる1,352haの畑作地帯で周辺に河川がなく、旧来から地下水に依存した小規模な畑地かんがいを行っているが、保水性の乏しい土壌条件と相まって気候に左右される不安定な農業経営を余儀なくされている。

このため地下ダム2箇所を新設することにより水源を確保し、用水路44kmを新設整備する事業

を行っている。

2箇所地下ダムのうち、慶座地下ダムは既に完了し、残る米須地下ダムについても、地下ダムの大部分を築造する攪拌型地中連続壁工法による止水壁の施工は完了しており、左右岸端部の斜部で実施するグラウト工法も左岸端部は完了し、残工事は右岸端部のみとなっている。ここでは米須地下ダムの堤体のうち、施工が完了した「地中連続壁工法（原位置攪拌工法）」による止水壁の施工について整理し報告するものである。

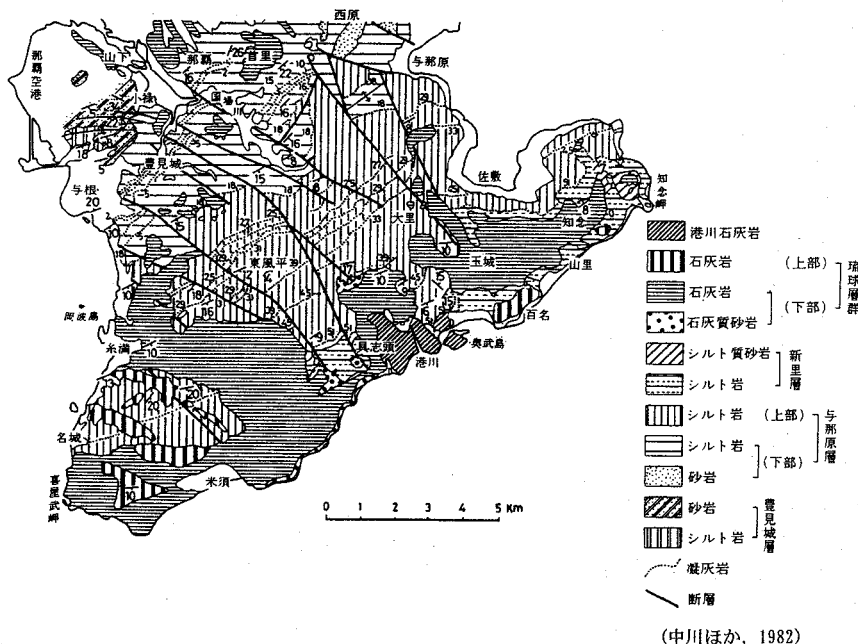


図-1 沖縄本島南部の地質図

*沖縄総合事務局沖縄本島南部農業水利事業所 (Tel. 098-992-0981)

表一 沖縄本島南部地域の地質層序表

時代	柱状図	地質区分	岩相・構造	地形	土壌
第四紀	完新世	現世サンゴ礁堆積物	サンゴを主体とする固結・礫状部および礫池の粘土・シルト・砂・礫を主体とする軟弱部	珊瑚礁地形	土壌化せず
		新期砂丘砂層	石灰質砂層 埋没腐植土を挟む	砂丘	砂質未熟土
		沖積層	暗灰～暗褐色泥・砂・礫、サンゴ片などの海生化石を含む	沖積低地	灰色低地土壌 (沖積土壌)
	更新世	段丘石灰岩	褐色粘土質土 砂質石灰岩(栗石) 固結し、層理発達 分布は南東に高く北西に低い	段丘 (中段段丘) 60~5m	褐色土壌 (黄褐色土)
		赤褐色土	島尻マージ(石灰岩の風土化)	石灰岩台地 (断層ブロックによって断層崖多し)	赤褐色～黄褐色粘土質土壌 (島尻マージ)
		琉球石灰岩	石灰岩は表層数~10mが再結晶作用を受ける下部は層理発達し、礫主体、固結部と砂礫状未固結部との互層あり		
第三紀	鮮新世	知念砂(岩)層	石灰質砂層 砂岩(未~半固結)と泥岩(固結)の互層凝灰岩を挟む	地形面なし小起伏丘陵面および急傾斜面	灰色台地土壌 (一部赤褐色土) (ジャーガル)
		島尻層群	新里層		
	与那原層		小礫砂岩が上部 泥岩が下部		
中新世		豊見城層			

(木崎甲子郎(編), 1985, 琉球弧の地質誌 p. 109)

2. 米須地下ダムの概要

(1) 地形・地質概要

米須地下ダムは、沖縄本島南端部の米須海岸上流の低平地に位置していることから、貯留域内の地下水には常時塩水が浸入している。

米須地下ダムの地質構成は、下位より難透水性の島尻層群、知念砂岩層、多孔質で透水性の高い琉球層群からなり、最上位に風化残積土及び砂丘砂が分布している(表1, 図1 参照)。

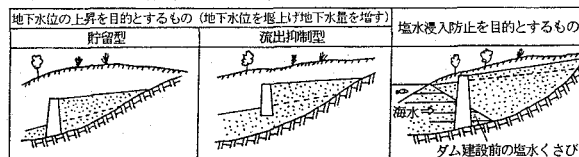
これらの地層は、N30~60° Wの正断層群によって切られており、断層の走行方向や鉛直方向への変異が生じている。米須地下ダムは、この正断層により落ち込んだ地下谷上に分布する琉球層群を貯留層とし、その下位の島尻層群と知念砂岩を水理基盤としている。

(2) 米須地下ダムの特徴

上記(1)の地形・地質を要因とする米須地下ダム

の主な特徴をまとめると次の諸点となる。

- ① 止水壁を建設することで、塩水の浸入を阻止し、貯留域内の地下水を有効に活用する「塩水阻止型」の地下ダムとなっている。(図2 参照)
- ② 施工面とダム天端の標高差が小さく、施工面から止水壁根入れ区間に占める止水壁の面積の割合である壁率(止水壁面積/施工面積)が高くなっている。
- ③ 断層で区切られている地下谷形状が先行の宮古地区と比較して明瞭でないため、堤長が長い。



図一2 地下ダムの形式

④また、琉球層群が厚く分布しているため堤高及び平均施工深度が大きくなっている。

これらの米須地下ダムの特徴について、先行地区である宮古地区で造成された地下ダムと比較すると表2のとおりとなる。

(3) 米須地下ダム止水壁の設計概要

米須地下ダムの止水壁の設計は、ダムサイトの地形・地質条件及び先行地区での設計実績等を踏まえ、次の通り実施されている。

- ①ダム軸：貯水量を確保するため貯水面積をできるだけ確保すること、既設構造物を回避し障害物がないこと、権利設定のしやすい既設道路上とすることを考慮し決定。
- ②天端高：貯水量の確保、海水浸入を考慮してEL4mとした。
- ③止水壁の透水係数：壁厚を50cmとした塩水の浸透量解析結果から 1×10^{-8} cm/sec以下とした。
- ④堤体強度：一軸圧縮強度は堤体に働く水圧を考慮し0.98N/mm²以上(10kgf/cm²以上)とした。

表-2 地下ダム諸元比較表

項目	単位	米須地下ダム	砂川地下ダム	福里地下ダム
①形式	—	塩水阻止型	貯留型	貯留型
②堤長	m	2,432	1,677	1,790
③堤高	m	69.4	50.0	27.0
④施工面積	m ²	119,670	75,445	49,094
⑤締切面積	m ²	106,300	43,147	30,893
⑥壁率=⑤/④	%	88.8	57.2	62.9
⑦平均施工深度=④/②	m	49.2	45.0	27.4
流域面積	km ²	3.9	7.2	12.4
ダム天端標高	EL. m	4.0	31.0	46.0
総貯水量	千m ³	3,460	9,500	10,500
有効貯水量	千m ³	1,810	6,800	7,600

注) 福里地下ダムの止水壁の諸元は主ダムのものである。

した。

- ⑤止水壁建設工法：試験工事結果の止水性及び施工精度などより地中連続壁工法(原位置攪拌工法)を基本とし、左右岸端部は地形条件などからグラウト工法を採用した。

3. 米須地下ダム止水壁の施工

- (1) 止水壁の建設状況(図3, 写真1 参照)

止水壁の締め切りは、平成5年度から平成15年3月までに下記の内容において施工した。

- 1) 現位置攪拌工法施工

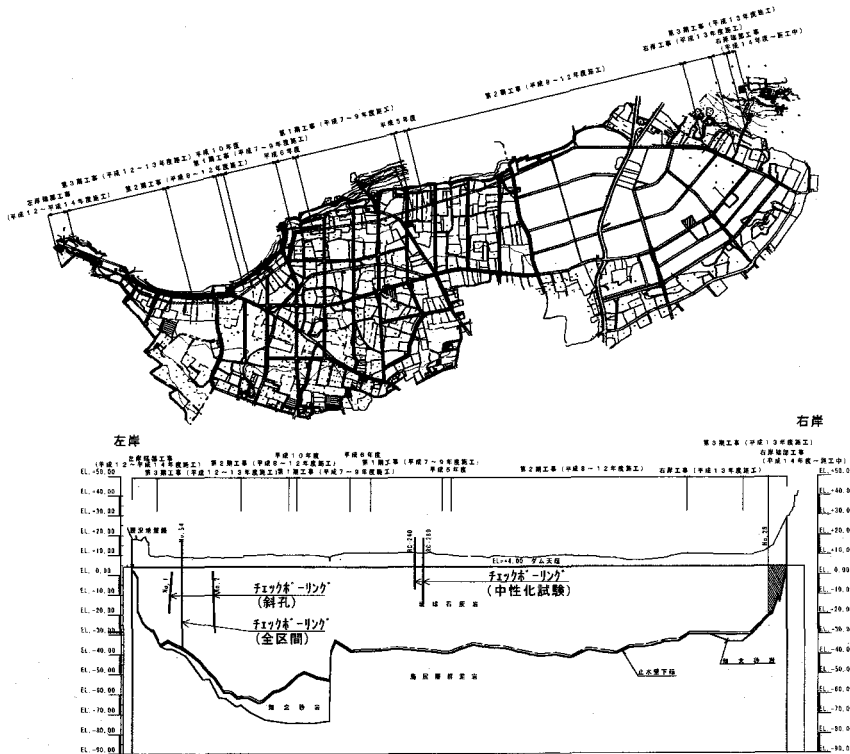


図-3 米須地下ダム平面縦断面図



写真一 地中連続壁工法の施工状況

止水壁延長 $L = 2,302\text{m}$ (100%)

止水壁面積 $A = 103,880\text{m}^2$

平均壁高 $H = 45.1\text{m}$

2) グラウト注入工法

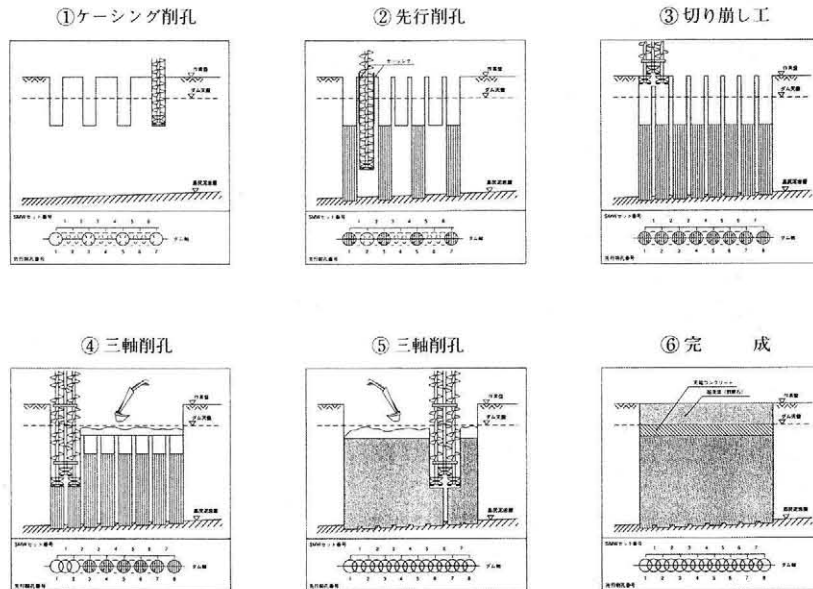
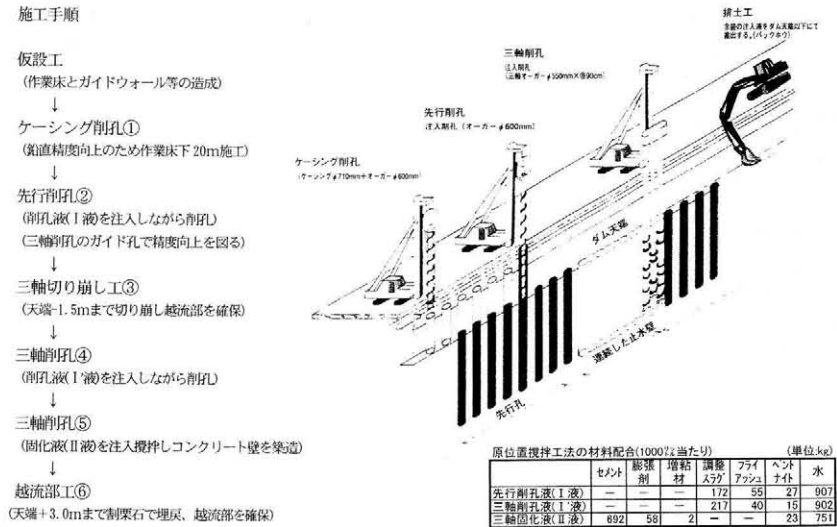
止水壁延長 $L = 90\text{m}$ (69%)

止水壁面積 $A = 1,806\text{m}^2$

平均壁高 $H = 20.1\text{m}$

(2) 米須地下ダム止水壁の施工手順 (地中連続壁工法 (原位置攪拌工法)) (図4 参照)

米須地下ダム止水壁の主要工種である、地中連



図一4 止水壁施工概念図

続壁工法（原位置攪拌工法）は、オーガーにより、セメントミルクと琉球石灰岩とを攪拌混合することにより止水壁を築造する。施工手順は、図4の通りであるが、施工面から地下ダム天端までの深度が浅いことから、越流部切り崩し土等の排除をバックホーで行った（先行の宮古地区では、ロッド式のクラムシェルを使用）。

(3) 地中連続壁の施工管理

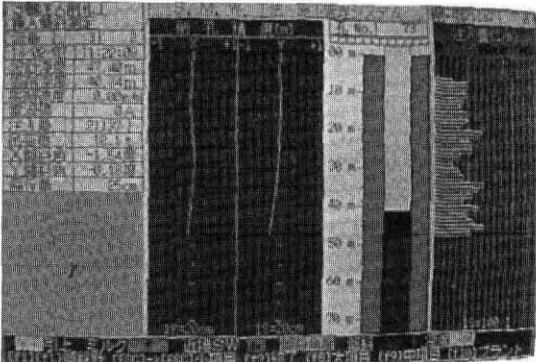
米須地下ダムの止水壁は、その設計思想から、一定の品質の止水壁が連続して施工されていることが求められ、地中連続壁の連続性、透水係数、強度について、施工管理を実施した。その結果について、以下に取りまとめる。

1) 地中連続壁の連続性の確認

現位置攪拌工法による地下ダムの止水壁建設においては、鉛直精度を確保するためにケーシング削孔や先行削孔等の工程を入れるなどの工夫をしているものの、その工法の特長から掘削対象岩（石灰岩）の硬度の違い等から3軸削孔時に孔曲がりやどうしても発生するため、止水壁の連続性の確保が重要な課題となる。



写真-2 施工管理状況



現位置攪拌工法による止水壁の連続性は、傾斜計により、各深度における杭の位置を確認することで管理している（写真2 参照）。施工管理結果において、隣接する杭とのラップが確保されていない場合は、3軸を追加削孔し連続性を確保している。この追加削孔を、調整杭と呼んでいる（図5 参照）。

調整杭は三軸削孔2,652セット中424箇所（平均調整杭率=424/2,652=16.0%）において施工した。調整杭の発生は、施工深度が40mを超えると見られるようになり、施工深度55mを超えると35%以上の調整杭率となっている（図6 参照）。

また、図7-(1)調整杭分布図に示すように調整杭は、施工深度が深い左岸部で多く施工されている。

2) 壁体の品質

壁体の品質としての透水係数・一軸圧縮強度

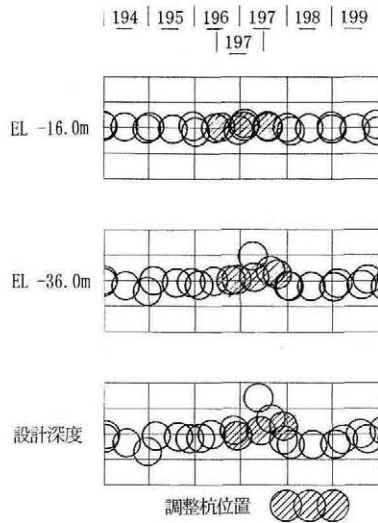


図-5 出来形図

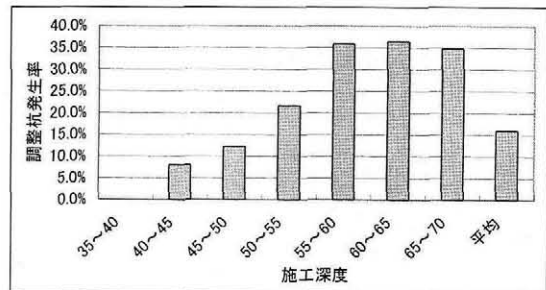
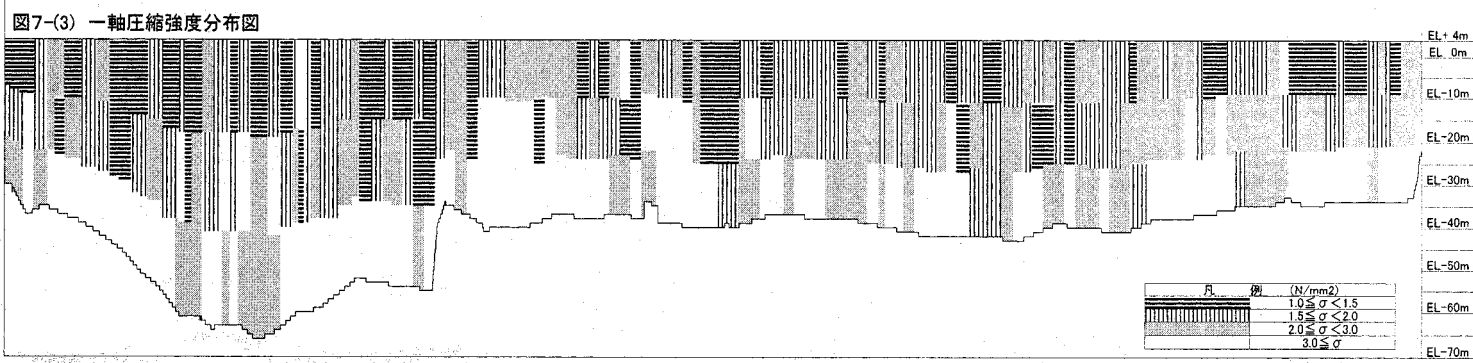
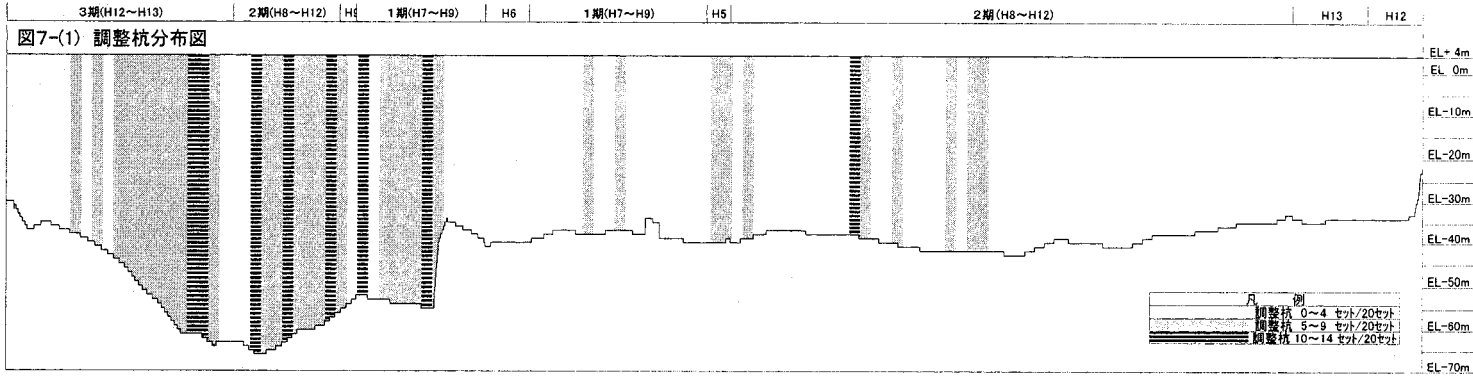


図-6 米須地下ダム深度別調整杭発生率



を確認するため、口径86mmチェックボーリングを134カ所行った。

透水係数は、「ルジオンテスト技術指針・同解説」による現場透水試験により、一軸圧縮強度は、ボーリングコアを用いた室内試験で確認した。それぞれの試験は、チェック孔の上中下の3箇所で行った。

①透水試験結果(図7-(2) 参照)

透水係数は中央部、右岸部に 10^{-7} cm/secオーダー後半が集中している箇所がみられる。上部・中間部・底部による透水係数の変化は見られない。

②一軸圧縮強度試験結果(図7-(3) 参照)

一軸圧縮強度は $1\sim 5$ N/mm²の間に集中しており、下部に行くほど若干強度が上がる傾向にある。これは、注入量や骨材の分布に起因しているものと思われる。

(4) 技術的な課題の対応結果

米須地下ダムでは、上記(3)に記載した通常の施工管理の他、施工を進める上で議論された次の課題に対応する試験等を実施している。

1) 壁厚の確認

設計壁厚50cmの確認を行うため、施工した止水壁を掘り出し出来形寸法を測定した。(図8参照)

杭径の設計寸法 $\phi 550$ mmに対して、出来形寸法は平均で605mmであった。この結果をもとに平均壁体幅を算定すると三軸杭径を600mmとした場合、ラップを10cmとすると平均壁厚は538mmとなる。また、最も危険側でラップを0cmとしても平均壁厚は499mm \approx 50cmとなる。

米須地下ダムにおけるラップ幅は、ほぼ10cmを確保していることから設計壁厚50cmを満足していると判断した。

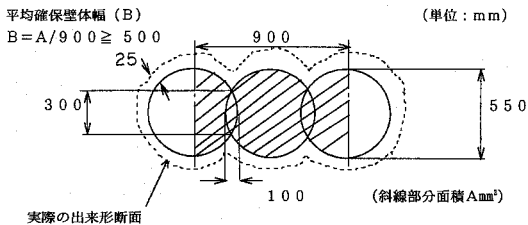


図-8 止水壁の出来形寸法

2) 止水壁ラップ部等の壁体の品質

止水壁築造上の弱点となることが考えられた止水壁ラップ部分の品質を確認するため、斜孔によるチェックボーリングを2カ所行い、現場透水試験と一軸圧縮試験を行った。また、通常の施工管理では1本のチェック工で3箇所品質確認を行っていることから、止水壁垂直方向の連続した透水性と強度を確認するため、全区間の現場透水試験と一軸圧縮試験を1カ所行った(図3, 図9 参照)。

その結果、斜孔によるチェックボーリングの2カ所及び全区間のチェックボーリングとも透水係数と一軸圧縮強度の基準値を満足した結果

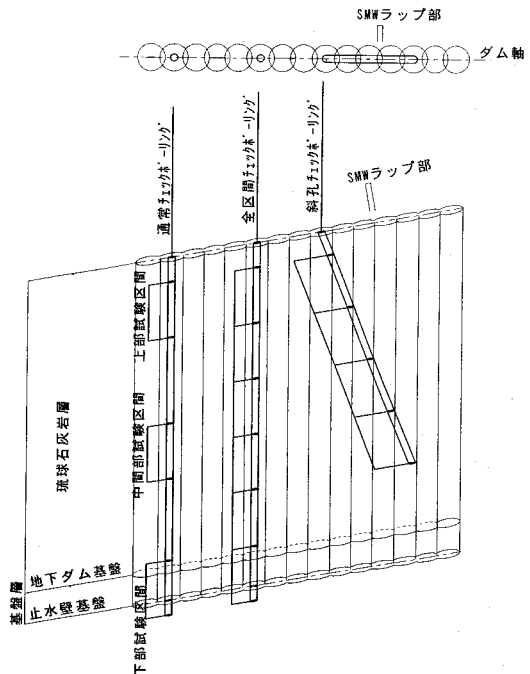


図-9 チェックボーリング模式図

表-3 止水壁ラップ部分の透水係数 (cm/sec) と一軸圧縮強度 (N/mm²)

ステージ	斜孔ボーリングNO1		斜孔ボーリングNO2		全区間ボーリング	
	透水係数	1軸圧縮	透水係数	1軸圧縮	透水係数	1軸圧縮
1	9.96E-07	1.60	4.25E-07	1.64	7.88E-07	1.37
2	9.37E-07	1.40	4.34E-07	1.65	5.45E-07	1.41
3	5.59E-07	1.48	3.20E-07	1.73	6.82E-07	2.28
4	9.84E-07	1.60	8.48E-07	1.93	3.91E-07	2.47
5			6.20E-07	2.19	6.86E-07	3.34
6			4.69E-08	2.00	4.71E-07	3.73
7					5.76E-07	5.01
8					5.92E-07	6.41

となり、壁体の品質として問題がないと判断した(表3 参照)。

3) 壁体の中性化

慶座地下ダム止水壁のチェックボーリングコアの一部に白色化した脆い部分が見られた。

その原因はチェックボーリングコアの水酸化カルシウムと空気中の炭酸ガスの反応による中性化であると考えられた。

原位置攪拌工法による止水壁は、三軸削孔液(I'液)を用いて削孔し、オーガーの引き上げ時に三軸固化液(II液)と現地の琉球石灰岩とを攪拌混合することにより築造されるため(図3 参照)、I'液とII液の混合割合を変えた試験体を作成し(表4 参照)、圧縮強度試験を行った後、空気中に4週間暴露後、中性化試験を行い白色化の原因の確認を行った。

その結果、いずれの試験体でも表面から中性化に伴う白色化が見られ、その深さの平均値は、II液の混合比が大きくなるにつれて中性化深さも減少していた(図10 参照)。すなわち、セメント含有量が増加し、強度が増加するほど試

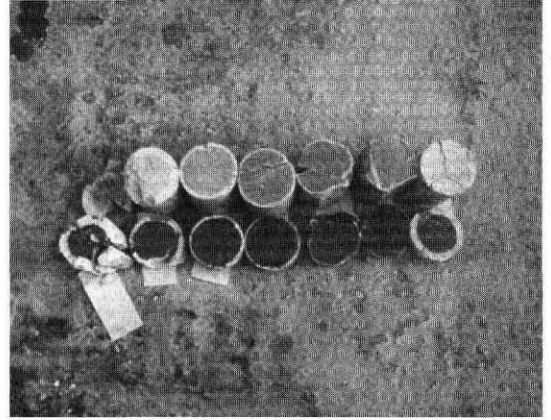


写真-3 中性化試験

験体は緻密になり、空気中の炭酸ガスの進入も遅くなり、中性化の進行が遅れることを示している。このことは、4週間空気中に暴露したI'液の混合比が大きい試験体の中性化が進行していることから伺える(写真3 参照)。

一般的な止水壁のI'液とII液の注入量の比は1:0.314(試験体NO.2程度)であるが、比重の重いII液をオーガーの引き上げ時に下部から注入しI'液を置き換えるため、現地の止水壁についてI'液とII液がどの程度の割合で混合しているか特定することは非常に困難であり、空気中暴露の状態での壁体の中性化による品質低下が否定できなかった。

一方、水中養生をした試験体NO.2の一軸圧縮強度(28日)は基準値を満足しており(図11 参照)、水中に4週間放置した試験体はいずれも中性化は進行していない(写真4 参照)。

これらの試験を踏まえて、地下ダム運用時の地下水位低下状態における壁体強度低下や止水壁の経年変化を確認するため、施工後5年を経

表-4 三軸削孔液(I'液)と三軸固化液(II液)の混合割合

試験体NO	配合割合	
	I'液	II液
1	1	0
2	1	0.333
3	1	1
4	1	3
5	1	9
6	0	1
7	最終廃液	

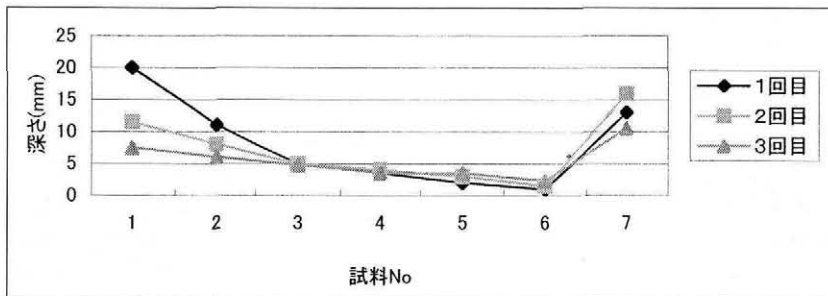


図-10 中性化深さ

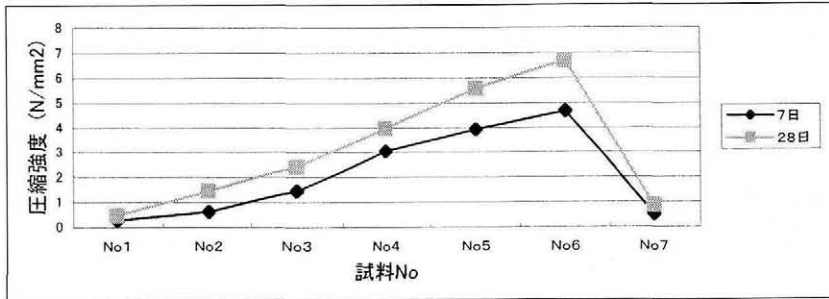


図-11 圧縮強度

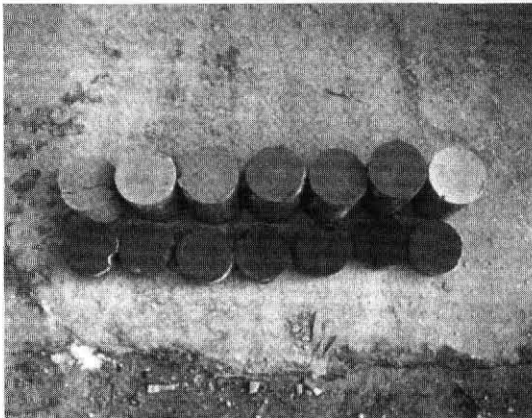


写真-4 中性化試験

表-5 施工後5年を経過した止水壁の中性化試験

孔 番	試験区間	透水係数	圧縮強度	中性化
RC-240	EL- 6.5~ 7.5m	5.68E-07	4.41	なし
	EL+ 2.0~+ 1.0m	9.08E-07	2.19	なし
RC-280	EL-13.5~14.5m	不透水	3.12	なし
	EL+ 2.0~+ 1.0m	不透水	1.95	なし
土中養生	地表下 1.0mにて養生 (現場土含水率: 10.8%)	—	5.35	なし

I 液 1.37 g/cm³

II 液 1.41 g/cm³

過した止水壁においてチェックボーリング2カ所(図3 参照)を行い、中性化試験、現場透水試験及び一軸圧縮試験を行った。また、地表下1.0mにて半年間土中養生したチェックボーリングコアについて中性化試験、一軸圧縮試験を行った。

その結果は、いずれの試験でも中性化は進行しておらず、また、透水性、一軸圧縮強度とも基準値を満足しており、止水壁が土中にある状態では、中性化が進まないと考えられた(表5 参照)。

(5) 地下水位の変化

米須地下ダム貯留域の地下水は、地下ダム造成前の平成6年6月の水位は1~2mであったが、平成14年5月には貯留域の大部分で4~5mの水位となり止水壁の効果が現れている。施工中の右岸側には4m以下の部分が残っていることから、地中連続壁の施工による効果が現れている(図12参照)。

4. おわりに

米須地下ダムにおける地中連続壁工法(原位置攪拌工法)の施工は、平成5年度の試験施工から9年間の月日をかけ平成13年度に完了した。米須地下ダムでは、最大施工深度が69.4mと原位置攪拌工法におけるこれまでの地下ダムの施工実績(宮古地区での65m)を越える施工となったが、最深部でも調整杭率35%程度で完了することができた(図6参照)。

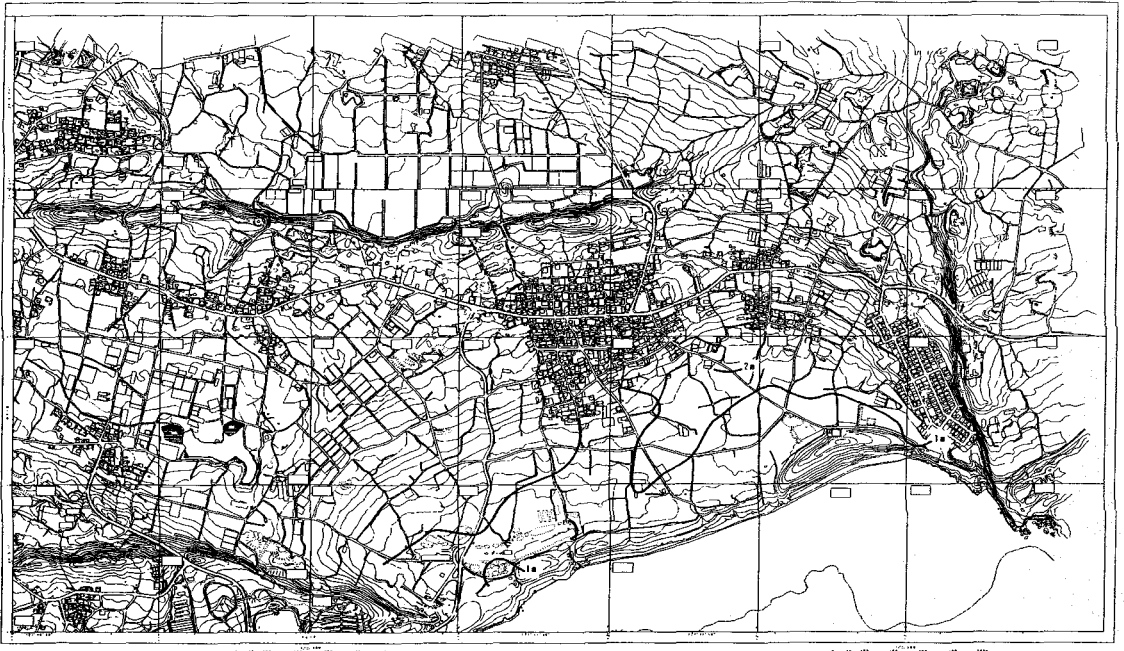
地下ダムの水利用も一部始まり、沖縄本島南部地区は事業の終盤を迎えている。今後、利用者が管理しやすい建設をすすめて、事業完了に向けて努力していきたいと考えている。

最後に米須地下ダムの設計、施工に協力頂いた関係各位に感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 農林水産省構造改善局計画部資源課：地下ダム計画・設計技術指針(第3次案)

米須地下ダム施工前地下水コンター図（平時、H6.6.3・16）



米須地下ダム施工後地下水コンター図（平時、H14.5.27）



図-12 米須地下ダム地下水コンター図

長大用水路システムの水利調整機能の分析事例

中 達 雄* 島 武 男* 田 中 良 和*
(Tatsuo NAKA) (Takeo SHIMA) (Yoshikazu TANAKA)

青 木 克 己** 伊 藤 秀 明***
(Katsumi AOKI) (Hideaki ITO)

目 次

I. はじめに	57	IV. 調整池の流況分析	59
II. 用水路システムの概要と用水管理の実態	57	V. 調整池容量の検討	62
III. 用水管理の改善策	59	VI. まとめ	67

I. はじめに

検討地区は、一級河川吉野川の北岸に位置する長大用水路組織である。

開水路系の幹線水路とパイプラインの導入が進む支線水路から構成され、幹線水路の造成は、1971年から1990年にかけて国営事業で実施された。

しかし、当初の水路組織計画から30年以上が経過し、農業水利の状況が大きく変化した。この変化は、时期的な用水不足や管理用水量の増加などの要因であり、送配水効率の低下や土地改良区における水管理労力の増大及び施設の安全性の低下を招いている。

このため、用水の安定供給、管理用水や水管理労力の節減及び施設の安全性の確保を図る目的で現況の用水施設の管理、水使用実態のデータ収集及び水管理上の水利学的課題を整理し、水管理システムの再構築及び調整施設の改修のあり方等について検討した。本報文では、検討の中で実施した幹線水路の中下流部の調整機能の分析結果に基づく、既存調整池の改善計画について報告する。

対象とする複合水路系の調整機能（バッファープOND）については、吉野川の先駆的研究があり、設計基準（水路工）²⁾にその評価手法は体系化されている。検討では、時間単位の送水量や下流

用水需要量等の管理計測データにより、現況の調整機能を評価し、更新事業における必要調整池容量を分析した。

II. 用水路システムの概要と用水管理の実態

2. 1 水路システムの概要

本地区の用水路システム（以下、水路システムという）は、頭首工、幹線水路、調整池、放余水工、調整施設（チェック工）、分水工及び水管理システムから構成されている。

幹線水路は、延長約69km、施設容量約15m³/sの大規模施設である。事業当初の受益面積は、約6,800ha（水田用水改良約5,000ha、畑地かんがい約1,800ha）である。

頭首工（池田取水工）は、吉野川に位置する池田ダムの湛水域にあり、ゲート式自然取水型式である。

幹線水路は、頭首工から調整池までが開水路系であり、その大部分は、トンネル、サイホン、暗渠等である。また末端区間はクローズドの管水路である（図-1）。

水路勾配は、頭首工から56.8km地点の宮川内調整池から上流区間が1/1,700～1/8,000（サイホン1/700～1/2,000）であり、下流幹線管水路の動水勾配は1/400である。

放余水工は、長大開水路のため、5～6km間隔で排水河川の近傍に設置されている。

調整施設は、手動式及び自動式無動力のアンダーフロー型ゲート形式であり、分水位の確保、用水到達時間の短縮、用水の均等配分等を目的に

*独立行政法人農業工学研究所（Tel. 029-838-7680）

**中国四国農政局四国東部農地防災事務所那賀川農地防災事業建設所

***農地振興局計画部（前中国四国農政局四国東部農地防災事務所吉野川北岸支所）

開水路部分に設置されている。

分水工は、自然流下型とポンプによる加圧型とに区分され、幹線水路より直接分水する分水工が100ヶ所以上分布している。

2.2 当初計画の水管理方式

水路システム型式は、複合水路系であることから下記の水管理方式が当初計画では想定されていたと考えられる。

- ①頭首工～宮川内調整池：上流水位制御方式による供給主導（半需要主導型含む）型水管理方式
- ②宮川内調整池～管水路：調整池容量及び上流からの供給量の範囲内での下流制御方式による需要主導型水管理方式

この水管理方式の実現には、水路管理者である土地改良区が各分水工の需要量を把握または予想して、頭首工及び各分水工の設定流量を操作しなければならない。また、調整池から下流の管水路内の用水需要量の増減に対応するために、管水路呑口までの用水到達時間と送水操作遅れを吸収するために、当初より管路上流端に調整容量が確保されている。

2.3 水管理上の課題

本地区の水管理上の課題については、中国四国農政局計画部（現農村計画部）で調査されている。主要な課題は、下記に整理することができる。

- 1) 早期米の導入による用水不足（4月16日～5月31日）

本地区のかんがい期は、事業完了時は6月1日～10月10日であった。しかし、早期米の導入が

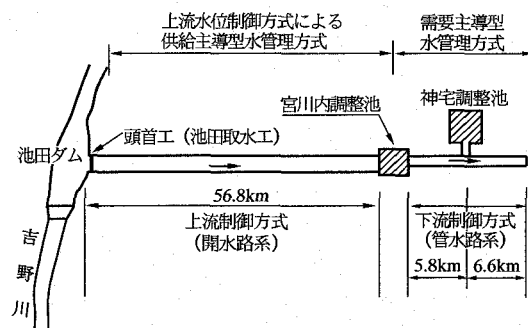


図-1 用水路システムの概要

表-1 現在の頭首工依存量（四国土地改良調査管理事務所資料より）

かんがい期間	～4/15	4/16～4/30	5/1～5/31	6/1～6/30	7/1～9/30	10/1～10/10	10/11～
依存量 (m ³ /s)	2.006	2.823	3.843	13.224	14.789	9.531	2.006

進み、5月末までの間、限られた水利権水量（表-1）で番水制等により代かき用水と管理用水の手当を行っている。

- 2) 水利用の時間的集中化（供給と需要の不均衡）

農家の兼業化・高齢化及びほ場整備に伴う管水路化により水管理に対する省力化が進み、用水の24時間供給に対し、需要は、14時間程度（午前6：00～午後8：00）での取水実態にある。

このため、水利用の集中期には、用水が不足する反面、水利用が停止すると幹線水路内で管理用水量が増加する。

- 3) 宮川内調整池における管理用水の発生

水使用の時間的集中化及び分水工（分水量）管理の不十分さから、調整池（宮川内及び神宅調整池で約4,000m³）の既存の調整容量以上の需要変動が発生している。このため、管理用水を年間を通して必要としている。一方、用水需要の増加時には、一時的に、調整池下流管路への空気吸い込みによる管水路破損の危険性が生じている。

- 4) 5月末までの番水管理と水路内貯留管理

早期米の導入については、地区全体で水田面積の30%に当たる1,500ha（1994年）の作付け実態がある。現在の水利権取水パターンでは、用水が不足するため、先に述べたように、5月末までの間、土地改良区は番水制等により、配水管理を行っている。このため土地改良区では、幹線水路内に夜間減少する需要残量（70,560m³）を貯留し、需要時間帯に供給する水路の操作で対応している。

- 5) 分水量の流量管理

流量計（積算メータ）付きの分水工の一定期間（1996年4月～9月）の瞬時流量の記録値と施設容量の比を調べると、施設容量以上に一時的に分水され、期別計画分水量以上の分水が行われている実態がある。これは、支線管水路が下り勾配のクロズド型式であり、需要者に有利な下流制御となること、また、制水弁と流量計の分水管理施設により、供給側の流量制御を困難にしているためと考えられる。

Ⅲ. 用水管理の改善策

総量的な用水不足については、水利権及び新規水源の手当が必要である。一方、時間的な用水不足に対しては、用水管理の改善策として、下記の検討事項が考えられる。

- (1)地区の水管理方式
- (2)幹線水路の流量制御方式
- (3)用水需給の調整機能
- (4)分水工の改善

3. 1 地区の水管理方式の選定

地区の近年の水利用の変化から、下記の水管理方式による対応が考えられる。

幹線水路：河川からの取水であることから、水利権量及び濁水調整量の範囲で上流部あるいは、幹線水路系は、供給主導型水管理方式とする。

通常時は各分水工（各単区の土地改良区）からの申し込み水量を把握し、その総量に数パーセントの送配水損失を加味し、送水管理する。

分水工：分水工も供給側で管理することが望ましいが、その数は大小合わせて100ヶ所以上存在するため、現実性に欠ける。このため、後述するように水頭的または、水量的にみて重要な地点だけ供給側の管理を検討する。

以上のように、計画分水量の上限のみ管理する供給主導型方式が現実的であると考えられる。

3. 2 幹線水路の流量制御方式

現在は、幹線水路が開水路系の宮川内調整池までは、上流水位制御方式であり、水位調整ゲートが設置されている。供給主導型水管理方式の実施や分水位の確保、用水到達時間の短縮のために、この流量制御方式を継承して行く必要がある。なお、宮川内調整池から下流の幹線水路はクローズド型式であることから、需要主導型水管理方式に適合する。

3. 3 用水需給の調整機能の向上

現況調査では、末端の1日の用水需要発生時間は14時間となっている。ピーク送水時を考えれば、水路の施設容量は24時間送水で決められていることから、理論上10時間の調整機能が必要となる。調整容量の拡大地点としては、複合水路系の特性として、開水路（上流制御）とクローズドパイプライン（下流制御）の接点である宮川内調整池が適切であると考えられる。

3. 4 分水工の改善

分水工は全体で128ヶ所あり、そのうち揚水機場が42ヶ所である。その他の分水工の型式は、樋管式である。分水量の均等化の観点からは、水頭に余裕のある樋管式の分水工の改善が必要である。具体的には、可変定流量分水工などを導入して、過分水を防止する管理を供給側が行う必要がある。このように、期別の分水流量上限の操作は、供給側が行ない、ゲートのON-OFFは、需要側にゆだねることが考えられる。

Ⅳ. 調整池の流況分析

4. 1 現況調整池の水利機能低下

検討対象の宮川内調整池は、1986年に建設された。上流制御方式の幹線水路の末端に位置し、有効利用水深2.0m、調整容量2,000m³のバフファ Pond である。調整池の水理縦断模式図を図-2に示す。

建設当初は水田が主体であり、用水需要の変化が小さく、一定の定常的な用水を幹線水路に安定的送水することによって、良好な用水管理が可能であったと考えられる。しかし、調整池計画時点から20年近くが経過し、用水需要の変動パターンの変化など宮川内調整池において、次のような問題が発生している。

- ①宮川内調整池の5月の水位変化は、図-3（1998年、1999年）に示す通りである。調整池水位が急激に最低水位に低下して、調整容量がほぼ空虚になることが繰り返された。調整池上下流側の大幅な用水需要の変動により、上流側からの用水供給がその変動に追従できない事態が発生し、管路内に空気混入を起し、これに起因する下流管路への送水量の低下、空気弁の破損による漏水事故が頻

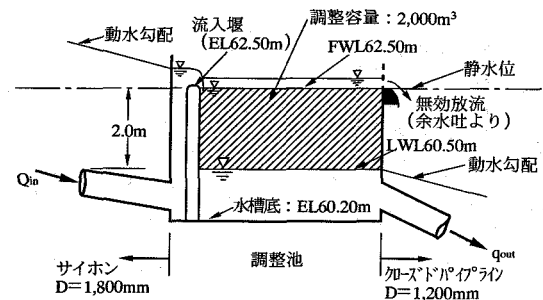


図-2 宮川内調整池の水理縦断模式図

生した。また、水位は満水位を長期間越える時もあり、用水が有効利用されない状況も発生した。

- ②当初計画では、開水路と管水路の送水特性を調整する操作管理容量として、2,000m³ (LWL60.50m, HWL62.50m) の容量により調整池下流管水路への空気混入の防止と需要増減に対応する送水操作を想定していた。しかし、近年では、時間・日単位での大幅な用水需要の変動及び用水の調整池への到達時間が遅れる事態が頻繁に発生している。
- ③危険回避の観点から土地改良区は、調整池管理上、満水位管理を余儀なくされており、調整池から管理用水が不可避免的に発生している。

以上のように、近年の用水需要実態の変化に対応して、本地区の水路システムは、送配水効率などの水利機能が相対的に低下していることから、調整池容量の拡大等により送配水機能と水管理機能の回復を行う必要がある。

4. 2 容量拡大を必要とする要因分析

4. 1で述べたように、宮川内調整池は、バッファポンドとして設計された。

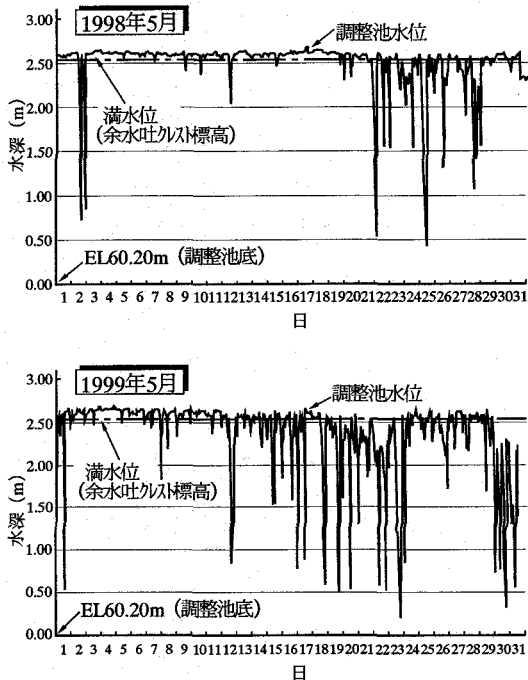


図-3 日単位調整池水深変化図

宮川内調整池の水位変動 (貯留量変化) は、調整池流入量 (Q_{in}:供給量)、流出量 (下流需要量) 及び調整池貯留変化量で考える必要がある。

調整池の貯留方程式は、(1)式あるいは、(2)式で示される。ここでは、この水収支式から調整池の流況を分析する。

$$\frac{dV}{dt} = Q_{in} - \Sigma q_i (=q_{out}) \dots\dots\dots (1)$$

ここで、Q_{in}:流入量、Σq_i (=q_{out}):下流の分水量 (需要量)、V:調整池貯留量、t:時間

$$A \cdot \frac{dH}{dt} = Q_{in} - q_{out} \dots\dots\dots (2)$$

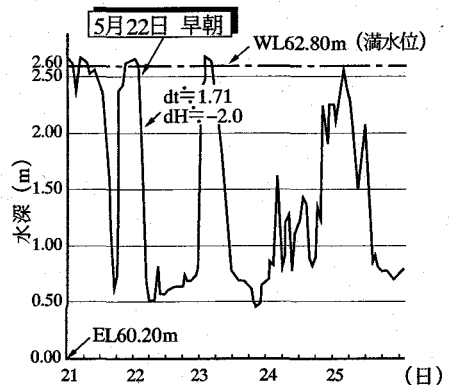
ここで、A:調整池水面積 (1,000m²)、H:調整池水位

1997年5月期の水位変化から貯留変化量を調べると下記の通りとなる。特に、用水の需給関係が厳しい5月下旬のデータを検討する (図-4)。

1997年5月22日では、dt=1.71hour、dH=-2.0m、A=1,000m²から、調整池の流入流出量の差は、Q_{in}-q_{out}=-0.32m³/sとなる。

5月22日当日は、午前0時から6時の間に調整池水位が満水位から水深0.5mに低下し、深夜まで水深は0.50~0.70m程度であり、翌日午前0時に水深が上昇し、2.5m以上に水位が回復した。

次に図-5に示す調整池上下流の各流量変化を分析すると調整池上流の柿原分水量の変動が大きい。これは、柿原分水は分水工地点で1日間隔の番水を行っているためである。一方、下流幹線流量は下流地区内で番水を行っているため、調整池



注) 1997年に30cmの満水位嵩上げを実施

図-4 宮川内調整池の時間単位水深変化 (1997年5月下旬)

からの流出量は $0.4\text{m}^3/\text{s}$ 程度で比較的一定値を示している。柿原分水工の配水日には、日中の用水需要の増加が大きく、この水路区間では柿原分水工が需要主導的水管理操作が行われ、この上流の幹線流量もこれに対応して、送水操作されている。一方、下流幹線流量も、5月22日早朝一旦流量が増加している。これは、当日の需要量の増加を意味している。しかし、柿原分水工の需要が増加すると調整池への用水の流入が減少するとともに、調整池の水位が低下して、この影響を受けて下流幹線流量も減少する（図-5）。

このように、現在、柿原分水工に代表される調整池上流の分水工の需要変動の影響を大きく受け、宮川内調整池への流入量が減少する結果となっている。このため、宮川内調整池の調整池容量の問題として、下流の需要量の他に流入量変動が大きな要因を占めていると考えられる。

4.3 宮川内調整池の有効利用水深

現計画における宮川内調整池の有効利用水深は、LWL60.50m（調整池の水路底標高：EL60.20m）～FWL62.50mとなっており、2.0mの水位変化内で調整容量が確保されている。なお、計画最大流量時（ $4.6\text{m}^3/\text{s}$ ）の越流水深は0.212mであり、計画高水位はCWL62.712mが計画されている。余水吐のクレスト高は62.50mである（図-2）。しかし、近年では、調整池容量の拡大のために、一時的にクレスト高を嵩上げして運用している。

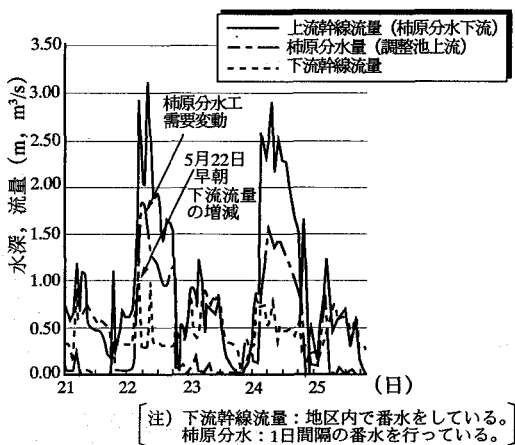


図-5 宮川内調整池の水深と各地点流量変化 (1997年5月下旬)

図-6に示す調整池の水位観測結果より、利用可能な最低水位について検討する。1996～1997年の5月下旬の水位観測結果を見ると、最低水深は0.25m (EL60.45m)を下回ることはない。また、調整池の水位がLWL60.45m付近になると、呑口から空気混入が発生し、下流管路の送水が遮断されることも管理実績から指摘されている。従って、当初通り60.50mをLWLとして利用水深を設定する必要がある。なお、宮川内調整池からの流出管路の構造を図-7に示すが、調整池水位が60.50m近傍にある場合、管路シールは $S=0.4D$ しか確保されず、空気混入により管路低圧部で流水が遮断され送水が停止することが考えられる。

管理実態として、1997～1999年までの3年間の平均で下流管路の断水時間が346時間（50回、6.9時間/回）に及び、その影響を受けた農地は786haに達したとする管理記録がある。

4.4 時間単位の調整池の管理

5月期の時間単位の調整池の水位変化を図-8に示す。水位は満水位で常時管理されている。

しかし、前節で分析したように、用水需要の増加により、急激に水位が低下する実態が分かる。

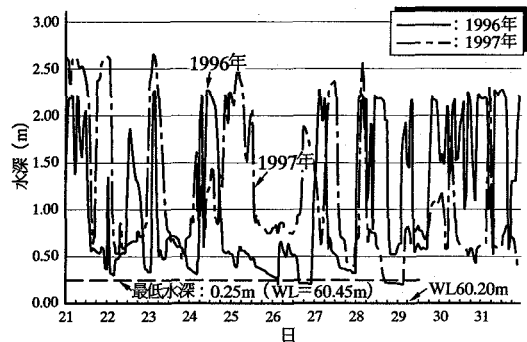


図-6 宮川内調整池の水深変化 (1996, 1997年の5月下旬の流況)

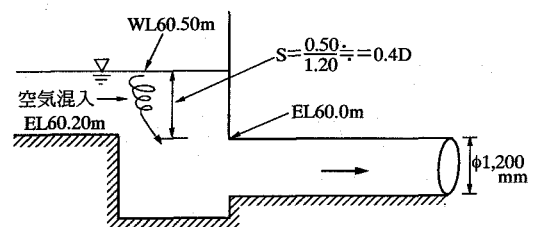


図-7 宮川内調整池流出構造

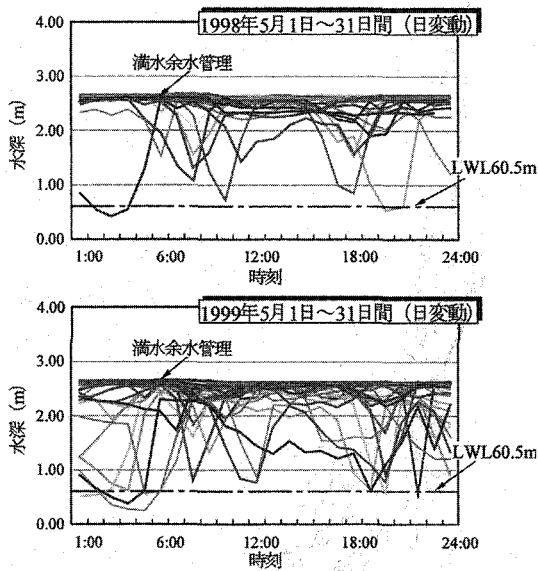


図-8 宮川内調整池の水深変化 (時間単位)

V. 調整池容量の検討

5. 1 水管理方式と送水操作の原則

宮川内調整池上下流の水路の水利縦断模式図を図-9に示す。

TC/TM化された金清支線、柿原支線及び宮川内調整池下流幹線水路への送配水量と、調整池の水位を監視し、調整池の最低水位の確保と管理用水量を最小化するように送水管理することになる。この時に本地区の取水工から操作したのでは、用水到達時間が長く莫大な調整池容量が必要となることから、実際の操作実績も考慮して、頭首工

から37.83km下流に位置する曾江谷放余水工で管理用水量を操作しながら送水管理する方式を想定する。

5. 2 送水量と各分木工での需要量の変動実態とそのモデル化

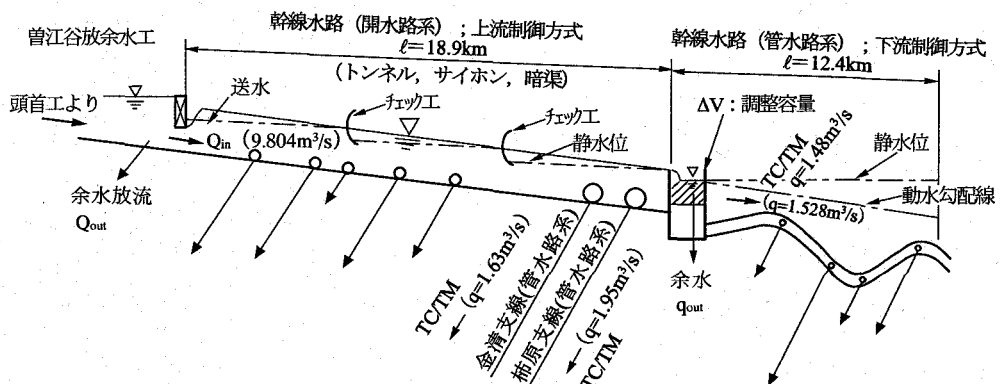
事業計画での水利計画では、水田への給水、分水は24時間であり、一定量を想定している。実態としては昼間に需要量が増大し、夜間に需要量が減少している。また、分木工によっては過剰分水などの分水制御誤差も生じている。このため、調整容量の検討においても、この分水量の変動を考慮する必要がある。この変動については、T/Mにより収集されている実測の流量計測データを整理することにより用水需要のモデル化を図る³⁾。

(1) 流量計測データの分析

曾江谷放余水工から宮川内調整池の間の流況を分析する。ここでは、現行水利計画と実態の隔たりが最も大きい、5月期(1998年, 1999年)の分析結果を示す。

曾江谷放余水工からの送水量(土柱量水工の流量)と主要分木工である金清分木工、柿原分木工、調整池下流幹線管路のT/Mで収集・記録された時間単位流量データを分析する。いずれの分木工も下流が自然流下の管路(需要主導型)であることから、分水量は土地改良区からの供給量ではなく、末端の用水需要量である。

上流からの時間単位の送水量パターンの実績を図-10に示す。平均的には夜間(19時~4時)は、1.0~2.0m³/sの送水量であり、水路内の貯留を強化している。一方、昼間(5時~18時)では、



[() は、水路あるいは分木工の施設容量である。]

図-9 宮川内調整池上下流水路水利縦断図

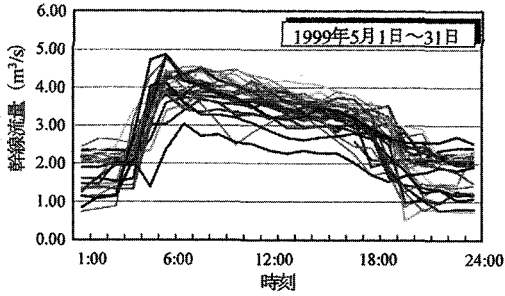
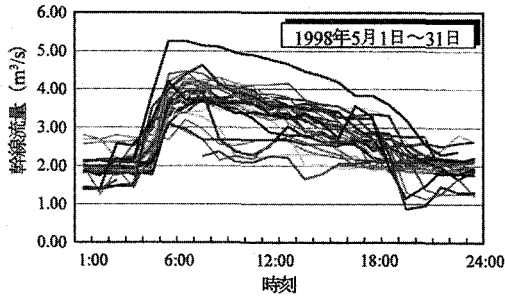


図-10 曾江谷放余水工地点の送水操作実績

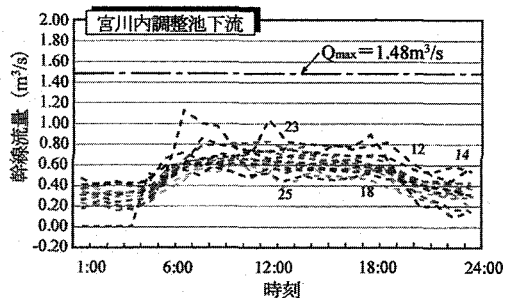
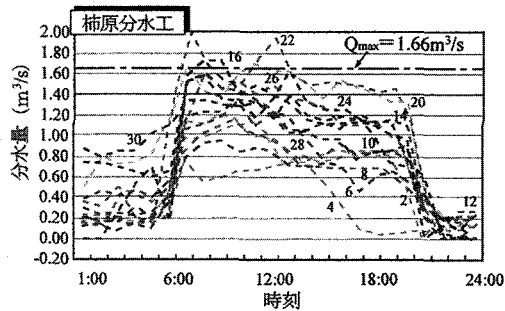
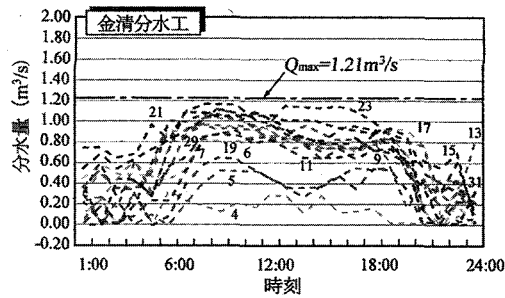


図-11 主要分水工の分水量計測管理データ (1999年5月期 台形型)

4.0m³/s程度に送水量を増加させ、用水需要に応える送水操作を行っている。この送水実績は、5月期の現在の送水運用計画とほぼ合致している。

昼間の時間単位の用水需要パターンは4つに区分でき、(a)台形型、(b)矩形型、(c)山型、(d)三角型に分類される。1999年5月期の台形型に分類した分水量計測管理データを図-11に示す。

各分水工の1ヶ月間の需要変動パターンの出現率(1ヶ月間)を表-2に示す。

(2)送水操作及び分水工需要量のモデル化

送水操作については、供給者による操作は昼間台形型でモデル化できる。また、送水管理の省力化のためには、一定送水が有効なため、一定送水の操作も想定する。これらの送水モデルを図-12に示す。これが後述する数値モデルの上流流量境界となる。一方、調整池容量の検討では、用水需要量は、ほぼ昼間台形型でモデル化できる。

5月期の2ヶ年の台形型需要変動データから各分水工流量を図-13に示すように、2ヶ年の平均値と1999年の値の二つをモデル化して調整池容量の検討を行う。なお、解析区間には、この他にT/M

表-2 5月期の主要分水工の各需要変動型(用水需要モデル)の出現割合(1998, 1999年5月期)

分水工	1998年(%)			
	a: 台形型	b: 矩形型	c: 山型	d: 三角型
金清	17.3	37.9	3.4	41.4
柿原	32.1	28.6	10.7	28.6
調整池流量	32.3	25.8	9.6	32.3
平均	27.2	30.8	7.9	34.1
分水工	1999年(%)			
	a: 台形型	b: 矩形型	c: 山型	d: 三角型
金清	48.5	35.6	12.9	3.0
柿原	45.2	38.6	9.7	6.5
調整池流量	48.4	16.1	25.8	9.7
平均	47.4	30.1	16.1	6.4

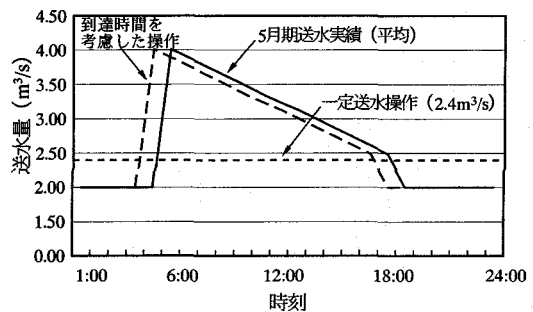


図-12 供給側の送水操作パターン(5月期)

で計測されない39ヶ所の中小分水が存在し、その施設容量は4.692m³/s（総分水施設容量の約48%）である。この分水は、調整池の流況に大きく影響

していることから、解析水路区間内の水収支から分水量を推定した。これらは、数理モデルの下流流量境界となる。なお、この時には水路内の用水到達時間は考慮できない。

5.3 数理モデルと計算条件

調整池容量の定量的検討には、数理モデルを適用する。計算時間は、早朝5:00～翌日の5:00までの24時間とする。

(1)数理モデルの範囲

曾江谷放余水工から宮川内調整池までを解析範囲とし、その水路延長は18.9kmである。

(2)数理モデルの概要

開水路部分（トンネル、暗渠）をモデル化し、サイホン（管水路）部はエネルギー損失部分のみ考慮する。また水位調節工（チェック工）、余水吐（曾江谷と宮川内以外は操作なし）及び分水工はモデル化し、分水量の変動を考慮して、調整容量と管理用水量を評価する。

解析は、不定流の基礎方程式を中心差分法により、数値積分する方法とその計算コードを使用した。水路距離差分格子間隔は、20mを基本として、同一断面の水路が20m以上続く場合には複数メッシュに分割し、同一断面の水路の長さが20m以下の場合には、その水路の長さをもつ一つのメッシュとした。宮川内調整池は一つのメッシュとし、調整池余水吐の外側に仮想のメッシュ一つ設けた。数理モデル化した水路模式図を図-14に示す。

使用した具体的データは、以下の通りである。

①開水路データ

局所損失は無視し、摩擦項は Manning 式を適

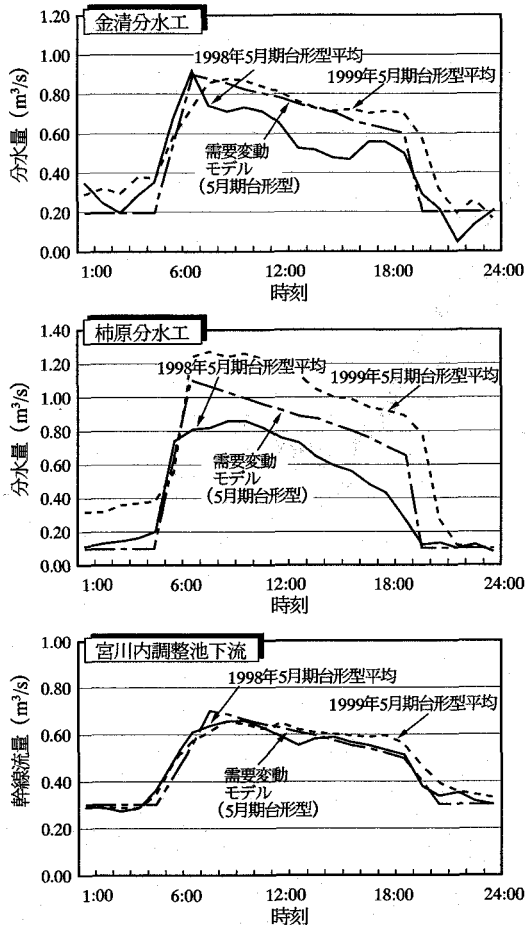


図-13 各主要分水工需要変動モデルデータ (5月期台形型)

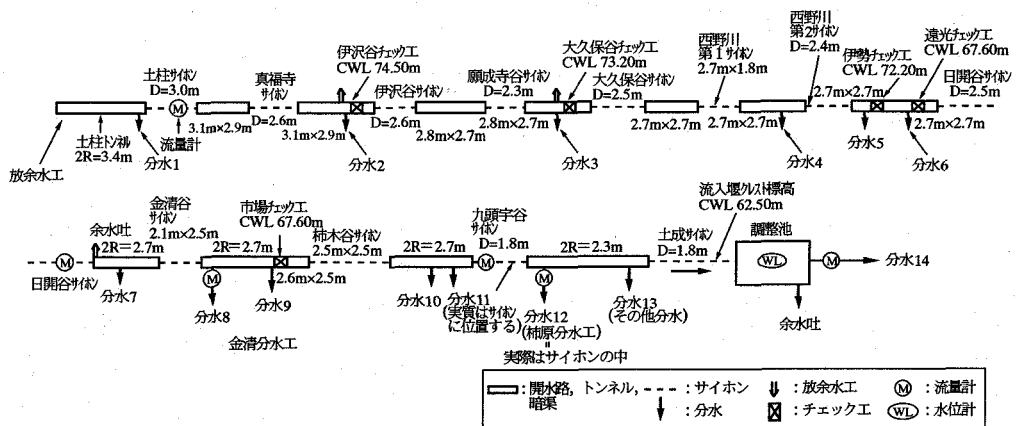


図-14 数理モデル化した水路模式図 (解析区間: 放余水工～調整池)

用し、粗度係数は $n = 0.015$ とした。

②サイホンデータ

数理モデル上はエネルギー損失水頭のみ計上し、流入部では限界流の判定を行う。

サイホンは、流量の少ない場合に、呑口側が満水しないことが考えられる。サイホン下水位にサイホン内の摩擦損失水頭を加えた値がサイホン上流の水路敷高を下回った場合には、サイホン呑口で射流が生じるものと考え、サイホン上流側の開水路メッシュでの水深を流下流量に対応した限界水深とした。

③宮川内調整池の水理構造

現況：水面積 $1,000\text{m}^2$ 、

有効調整水深 $\text{EL}60.50\text{m} \sim \text{EL}62.50\text{m}$ 、
(池底 $\text{EL}60.20\text{m}$)、

有効調整容量； $V = 2,000\text{m}^3$

流入堰（堰標高：62.5m、堰長25.7m、流量係数 $C = 1.832$ ）

余水吐（堰標高：62.5m（検証では62.74mとした。）、堰長27.95m、流量係数 $C = 1.833$ ）

④ゲート

チェックゲートは、上流一定制御が理想的に機能するものとして、設定水位に $0.1 \sim 0.2\text{m}$ のゲート比例帯幅を設定し、作動させた。

5.4 数理モデルの検証

数理モデルが調整池の流況を再現可能か1998年5月2日の用水需要（図-15）データより計算条件を整理し、シミュレーションを実施した。その他の分水については、水収支やT/Mで計測されている分水流量より推定した。検証結果を図-16に示す。使用する数理モデルは、非定常現象をほぼ再現可能なことが分かる。

5.5 計算結果

計算結果のまとめを表-3に示し、各ケースにおける調整池水深の変化を図-17に示す。

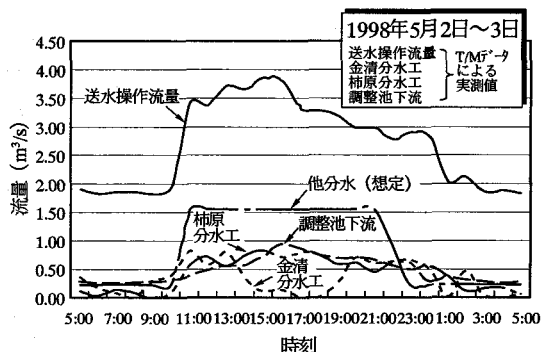


図-15 数理モデルの検証のための流量境界実測及び想定データ

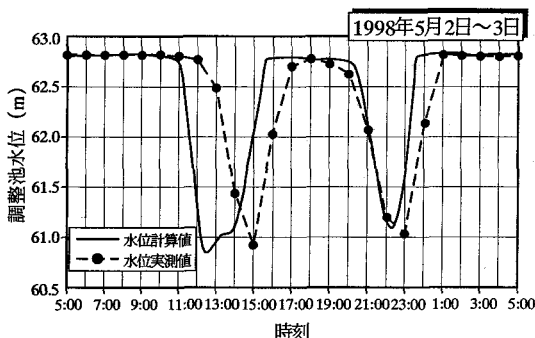


図-16 検証データによる調整池水位変化のシミュレーション結果

表-3 5月期の計算結果（計算時間 24時間）

CASE名	送水操作パターン	分水需要パターン	調整池容量 (m³)	HWL ~ LWL (m)	日管理用水量 (m³/day)	調整池下流配水率 (%)
CASE 1-1	5月期平均 (2ヶ年)	5月期平均値 (台形型)	2,000 (現況)	62.569 ~ 60.200	27,353	0 ~ 100
// 1-2	//	//	14,000	62.569 ~ 60.500	15,033	100
CASE 2-1	送水一定操作 (Q=2.4m³/s)	//	2,000 (現況)	62.588 ~ 60.200	43,092	0 ~ 100
// 2-2	//	//	23,000	62.588 ~ 60.464	20,372	100
CASE 3-1	5月期平均 1時間先行送水	//	2,000 (現況)	62.569 ~ 60.200	30,132	25 ~ 100
// 3-2	//	//	12,000	62.569 ~ 60.561	16,740	100
CASE 4-1	5月期平均 (2ヶ年)	1999年5月期 (台形型)	2,000 (現況)	62.569 ~ 60.200	28,458	14.6 ~ 100
// 4-2	//	//	17,600	62.569 ~ 60.484	12,287	100

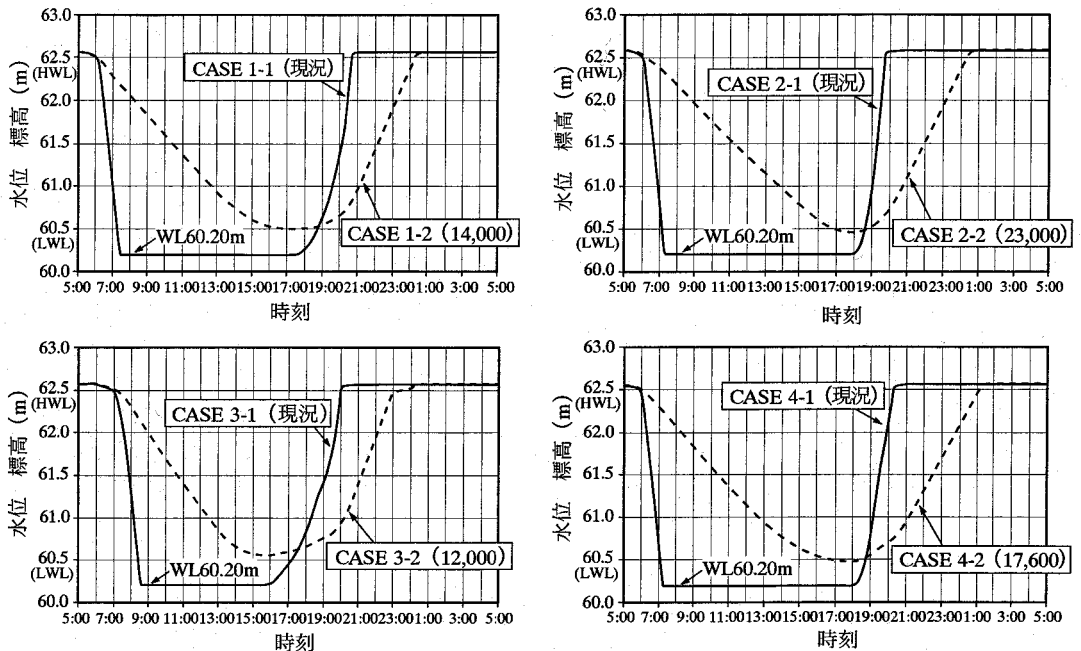


図-17 調整池水位の変化 [() は, 調整池容量 (m³)]

- 1) CASE1 調整池水位は, 調整池容量14,000m³ (水面積: 7,000m²) を確保すればLWLを下回ることはない。現況の調整池容量 (2,000m³) では 27,353m³/dayの日管理用水を必要とし, 一方で 7:30~17:30の間は, 調整池下流へは想定した需要を満たすことができない。なお, 計算上は調整池水位がWL60.20mに達した後は, 調整池への流入量が調整池下流への分水量に等しいとして演算している。14,000m³の調整池容量が確保されれば, 調整池下流への配水率は100%を実現できる。この場合, 日管理用水量は, 15,033m³/dayとなり, 現況と比較して約55%節減可能となる。
- 2) CASE2 送水管理を省力化するためには, 送水量一定操作においても良好な送水管理が望まれる。この場合, 23,000m³以上の調整池容量が必要となる。下流への需要量に対する配水率は100%となるが, 日管理用水量が20,372m³/dayとCASE1-2に比べ増加している。しかし, この量は, 夜間の送水操作や送水量の微調整により節減が可能であると考えられる。
- 3) CASE3 送水操作地点から分土工までの用水到達時間遅れに対応するために, 送水操作を1時間先行した場合には, 調整池容量がCASE1に

比較にて, 14,000m³から12,000m³へと2,000m³節減可能である。一方, 日管理用水量は約1,700m³/day増加している。

このように, 管理者による送水操作等の人為的調整だけでは, 調整機能の向上には限界がある。

- 4) CASE4 分水需要パターンとしては, 1999年の5月期を想定した場合である。17,600m³の調整容量の確保で用水需要に答えることができる。この時には, 12,287m³/dayの日管理用水量が予想される。

5. 6 必要調整容量の算定の考え方

計算結果からも分かるように, 調整容量は, 用水の需要変動と上流からの送水量操作により, 確保すべき容量の算定は大きく変化する。

評価としては, 用水需要への対応としての配水率と管理用水量などの送配水効率と管理者側の送水操作の現実性と省力化及び調整池建設コストなど多様な要因を総合的に判断する必要がある。

たとえば, 近年, 注目されている性能設計の考え方をここに導入して, 水路システムの調整池による水利調整機能という性能を考えた場合, 水利的な外力 (hydraulic load) はユーザーの時間単位の用水需要パターンであり, 抵抗力は調整池容

量と供給側の送水操作パターンとなる。この外力が抵抗力を上回ると一部または、全体の用水の配水機能が低下したり、パイプラインの場合では末端管路へ空気を混入し、構造的な破壊要因となる。この水利的な機能低下は、いわゆる水利学的性能故障または破壊 (water-utility performance failure) と言えるもので、構造及び材料学的な施設故障 (component failure) とは、区分すべきである。この水利学的性能故障を分析するためには、不確実性を持った用水需要としての外力を施設的にどこまで容認するかの場合が重要となる。

本調整機能の性能分析では、2年間のT/Mデータよりある限られた期間の平均的な用水需要をモデル化して、調整池容量と送水操作が寄与する効果を照査した。

5.7 調整池容量の決定

更新事業計画では、用水需要のピーク時の8月期の用水量の変動実績の分析から宮川内調整池の必要調整池容量を35,000m³ (既設2,000m³, 補強量33,000m³) と算定している⁹⁾。また、検証に使用された実測データは、1998年7月上旬の調整池下流分水量である。この必要容量は、操作管理容量として求められたものである。

この容量は、先に2年間の5月期の調整容量の分析から算定した容量の1.52~2.92倍の安全率を有している。したがって、水利権水量が厳しい5月期も含めて宮川内調整池において、35,000m³の調整池容量が確保されれば、かんがい期間を通して、円滑な送配水管理が可能になると考えられる。

VI. まとめ

以上のように、調整池容量の拡大は、送配水効率の向上や下流パイプラインの安全性の向上など水路システムの本来的な機能を維持するために不可欠である。なお、2002年より調整池の拡大工事が二期事業により実施されている。

今後、本報文で検討した調整池容量の決定は、正に性能設計を適用すべき技術課題であり、ユーザーや広く社会的に合意を得て、意思決定すべきものであると考えられる。この分析には、まず、長期間の管理データの蓄積が不可欠である。

本分析の一部は、農業工学研究所の依頼研究 (中国四国農政局) として、実施したものである。

【参考文献】

- 1) 吉野秀雄他：複合水路系における調整容量の必要性と算定法，農土誌55 (2)，pp.31~38，1987
- 2) 農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」技術書，pp.584~597，2001
- 3) 中村和正他：水田配水管路の水需要のモデル化，農土誌65 (3)，pp.43~48，1997
- 4) 吉野秀雄他：農業水利計画のための数理モデルシミュレーション手法－第2章開水路系のシミュレーション手法－，土地改良技術情報センター，pp.9~47，1993
- 5) 四国土地改良調査管理事務所：吉野川北岸二期用水地区地区調査とりまとめ報告書，2001

連続画像スキャンによる効率的な 農業用水路の調査・診断システムの開発

森 充 広* 渡嘉敷 勝* 長 束 勇* 石 村 英 明*
(Mitsuhiro MORI) (Masaru TOKASHIKI) (Isamu NATSUKA) (Hideaki ISHIMURA)
石 神 暁 郎* 吉 田 典 明** 藤 原 鉄 朗**
(Akio ISHIGAMI) (Noriaki YOSHIDA) (Tetsuro FUJIWARA)

目 次

1. はじめに.....	68	3. 調査結果.....	71
2. 調査の概要および適用した非破壊調査 手法の概説.....	68	4. 健全度判定システムによる判定結果.....	73
		5. おわりに.....	75

1. はじめに

我が国の農業水利施設の総ストックは、平成14年度現在の再建設費ベースで約25兆円、主要な農業用排水路の延長は約4万5千kmと、膨大な社会資本を形成している。これらの施設は、今後、順次更新の時期を迎えることから、農林水産省ではこれら基幹施設の長寿命化に向けた予防保全対策事業を平成15年度から制度化し、全国各地で農業水利施設の機能診断が実施されようとしている。

調査管理事務所などを中心として進められている「広域基盤整備計画調査」では、既に「機能診断マニュアル」を制定して農業水利コンクリート構造物の機能診断を実施しているところもある。これら調査のほとんどは、目視調査やコンクリートコアの圧縮強度確認、中性化試験などに主眼を置いたものである。目視調査は、農業水利コンクリート構造物の点検・変状調査手法として基本的かつ最も重要な調査手法である。しかし、目視調査には、①変状の確認に個人差が発生する、②機能診断に必要とされる精度での目視調査には時間がかかる、③見落としなどの危険性があるため大勢の人が一斉に調査する、あるいは熟練した人が調査するなど手間やコストがかかる、④得られるデータが紙ベースでしか保存されず、変状の進行性を定量的に判断することが難しい、などの問題点がある。実際、ひび割れなどの変状の記録が残っている場合もあるが、ひび割れや漏水などの

変状が「いつ」発生したか、あるいは「経年的に進行しているか」という情報はほとんどない。この一因として、特に長大な延長を有する農業用水路においては、発電や上水道などと兼用となっている地区や、畑地かんがい用水、防火用水、地域用水として冬期における通水の要望がある地区が多く、完全に断水できる時期がほとんどないため、実際調査が行えない、あるいは調査が非常に短い期間に限定される、という背景がある。ひび割れなどの情報を迅速に電子情報として保管できる技術が確立されれば、上記のような地区においても農業水利施設の劣化度やその発生時期などの基礎資料を取得でき、効果的な補修・補強工法の選定に貢献できる。

そこで、農業用水路を対象とし、これらに発生している変状を簡易に電子情報として記録できる非破壊概査技術や、これらの情報からその劣化レベルを評価できるシステムを開発することを目的として、(独)農業工学研究所および民間3社(日本工営株式会社、コマツエンジニアリング株式会社、株式会社ウォールナット)は官民連携新技術研究開発事業「効率的な農業用水路維持管理のための非破壊調査技術および劣化診断システムの開発」(平成14~16年度)を実施している。本報では、開発の概要および農業用水路の機能診断を目的とした現地非破壊調査結果の一例を紹介する。

2. 調査の概要および適用した非破壊調査手法の概説

2.1 調査の目的

発電用の水路トンネルや道路トンネルなどの変

*独立行政法人農業工学研究所

**日本工営株式会社環境エンジニアリング事業部

状を効率的かつ非破壊的に連続画像としてとらえる手法としては、レーザー光を用いた手法、CCDカメラを用いた手法などが既に実用化されている¹⁾。そこで、今回、これらの手法を農業用水路に適用し、その有効性を検証することを目的とした。

2.2 調査現地の概要

調査は、関東農政局大井川用水農業水利事業所管内の小笠幹線用水路第11号開渠 (L=62.0m) および金谷トンネル (L=2,462m) を対象として実施した。地区調査時点で実施されていた金谷トンネルの目視調査結果によれば、トンネル坑口から480mの位置にトンネル上部が抜け出しているような食い違いを有するひび割れなどの変状の存在が確認されていた。また、それ以外の区間でも、部分的にトンネル側壁部分に開口したひび割れが発生している状況であった。これらの変状を効率よく調査し、電子情報として記録するために、レーザー法、CCDカメラ法を適用した。また、水路トンネル区間については、変状の発生と関連があると推測されるトンネル覆工背面の空洞状況を地中レーダにより調査した。変状の著しい箇所においては、別途その変状のメカニズムを特定するための精査を実施した。適用した調査の一覧を表-1に示す。

2.3 各非破壊調査手法の測定原理

①レーザー法

レーザー法の概要を図-1に、計測システムの概要を図-2に示す。システムは、レーザー光を

発射する発信機、壁面にあって反射する微弱な光量を検出する光検出器 (フォトマル) およびこれらの制御やデータの記録を行うコントロールユニットや電源バッテリーから成る。レーザーによりひび割れが識別できる原理は、次のとおりである。まず、レーザー光を壁面に向かって発信する。レーザー光はスポット光であるが、これを高速回転させることで、移動しながらの計測が可能となっている。発信されたレーザー光が壁面にあって反射する光量の強弱をフォトマルで電気信号として記録する。例えば、ひび割れ部では反射光量が健全部と比較して減少することから、ひび割れを識別できる。計測速度は最大2km/hと迅速な調査が可能である。なお、光検出器は微弱な光量を計測する装置であるため、開水路での調査は夜間に限定される。一方、水路トンネル内では、目視調査時のように照明を点灯させる必要はない。なお、今回使用したレーザー計測機器は、分

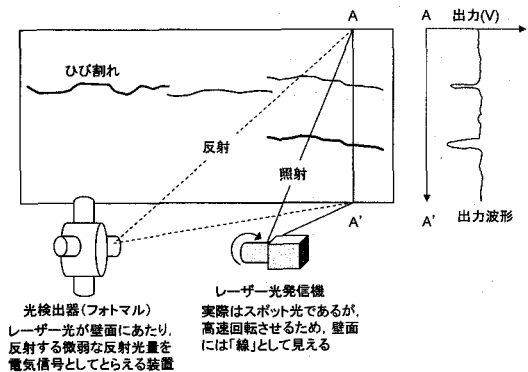


図-1 レーザー壁面画像計測概要

表-1 適用した調査法一覧

対象	計測方法	計測対象	調査数量
トンネル	レーザー法	覆工表面のひび割れなど	2,462m
	CCDカメラ壁面計測	覆工表面のひび割れなど	トンネル坑口から10m
	レーダ法	覆工背面の空洞	天端2,462m、変状の著しい区間では横断方向も実施
	レーザー式内空断面計測	トンネル内空の断面形状	変状の著しい区間
	超音波法	ひび割れ深さ	変状の著しい区間
	ドリルカメラ調査法	覆工背面の空洞	レーダ実施箇所で数力所
	赤外線サーモグラフィ	ひび割れ周辺の温度分布	代表的なひび割れ数力所
	シュミットハンマー反発度	コンクリート強度	変状の著しい区間
開水路	レーザー法	覆工表面のひび割れなど	62m
	レーダ法	配筋状態	幅2m×高さ1.6mの範囲
	電磁誘導法	配筋状態	幅2m×高さ1.6mの範囲
	自然電位法	鉄筋の腐食状態	幅2m×高さ1.6mの範囲
	電気抵抗法	鉄筋の腐食状態	幅2m×高さ1.6mの範囲
	レーザープロファイル計測	開水路側面の不陸	幅2m×2測線
	赤外線サーモグラフィ法	開水路側面の温度分布	幅2m×高さ1.6mの範囲
	シュミットハンマー反発度	コンクリート強度	1箇所

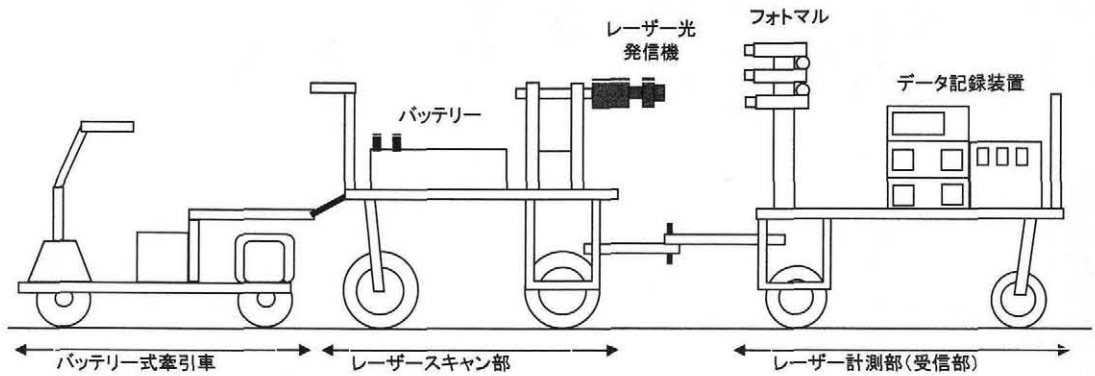


図-2 レーザー法の計測システム図

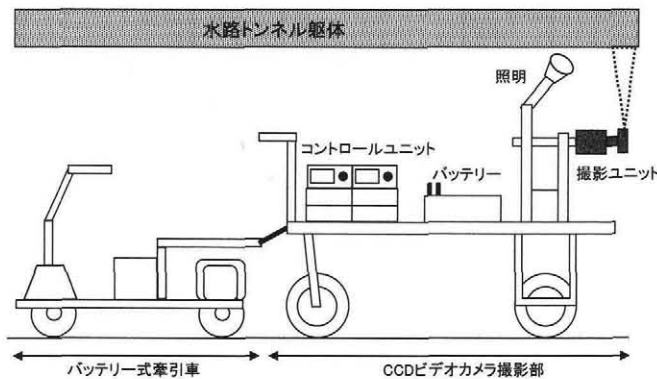


図-3 CCDカメラ法の計測システム図

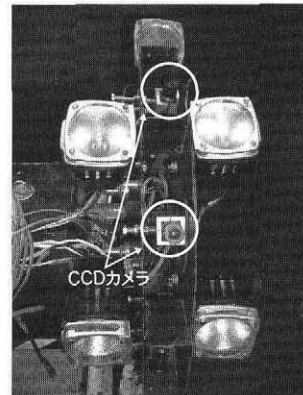


写真-1 CCDカメラ写真

割して水路への搬入が可能であり、直径1.5m程度の水路トンネルであれば搬入・計測が可能である。一方、直径5m程度の大きさの水路トンネルを対象とした場合でも、ひび割れ幅0.5mmの検出能力がある。

② CCDカメラ壁面計測

壁面を連続的にCCDカメラで撮影し、得られた画像データをコンピュータ上で結合して連続画像を取得し、ひび割れや摩耗状況を記録する方法である。今回使用した機器の概要を図-3に、CCDカメラと照明を写真-1に示す。識別できるひび割れ幅は、搭載するCCDカメラの画素数による。すなわち、高解像度のCCDカメラであれば、計測対象壁面から離れた位置にカメラを据え付けても高い精度でひび割れ幅を識別できるが、画素数の低いカメラであれば、対象壁面に近づけて設置しなければ同様の精度でひび割れ幅を識別することが難しくなる。今回用いたCCDカメラでは、5mm×10mmが1ピクセルに相当する性能を有す

るものである。CCDカメラ法では、開水路の調査を日中実施できるが、十分な光量が得られない水路トンネルでは、壁面を照明で照らしながらの調査になる。

③ レーダ法

アンテナと呼ばれる装置からコンクリート中に電磁波を放射し、それらの透過、屈折、反射などの物理現象をとらえることにより、コンクリート中の鉄筋や空洞の位置を検出する方法である。今回、水路トンネルに発生しているひび割れの原因を探るため、トンネル覆工背面の裏込め状況を確認した。使用した電磁波の周波数は500MHzである。さらに、開水路区間については、側壁の配筋状況を調べるため、より分解能の高い周波数800MHzのアンテナを用いた。

④ その他の非破壊調査

水路トンネルおよび開水路において、自動的に円周状に回転しながらレーザーにより断面形状を記録するレーザー距離計(写真-2)を用いて、

トンネル内空断面を計測した。今回の測定では、回転角を 1.8° /点とし、全周測定で200点のデータを得た。

その他にも、水路トンネルでは、超音波法によるひび割れ深さの調査、赤外線サーモグラフィ法による浮きやはく離箇所の調査を実施した。また、開水路では、鉄筋の配筋状況を調査するための電磁誘導法（写真-3）・レーダ法、鉄筋の腐食状況を確認できる自然電位法、鉄筋が腐食環境にあるかを確認できる電気抵抗法などを利用した。測定方法については、参考文献^{2), 3)}を参照されたい。

3. 調査結果

3.1 レーザー法およびCCDカメラ法の結果

2R=2,400標準馬蹄形的水路トンネルで実施したトンネル坑口から10m区間のレーザー法およびCCDカメラ法の結果を図-4に示す。また、それぞれの連続画像について、黒線四角で囲った部分の拡大図を右図に示す。レーザー法の場合は、グレースケール画像、CCDカメラ法の場合にはカラー画像が得られる。レーザー法の結果では、1mm幅のひび割れまで確認できた。一方、CCDカメラ法では、可視画像に近い壁面の微妙な質感を表現することができたが、使用したCCDカメラの画素数が荒く、1mm幅のひび割れを確認で



写真-2 レーザー式内空断面計測

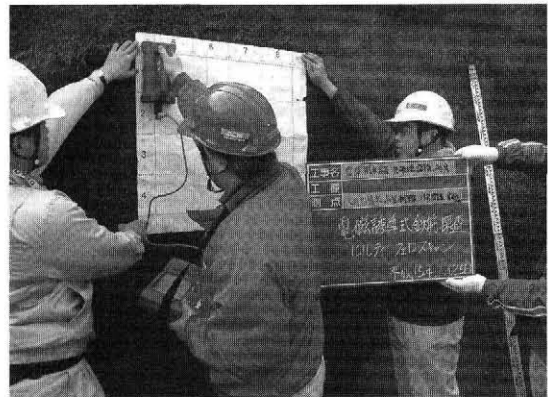


写真-3 電磁誘導法による配筋状況の確認

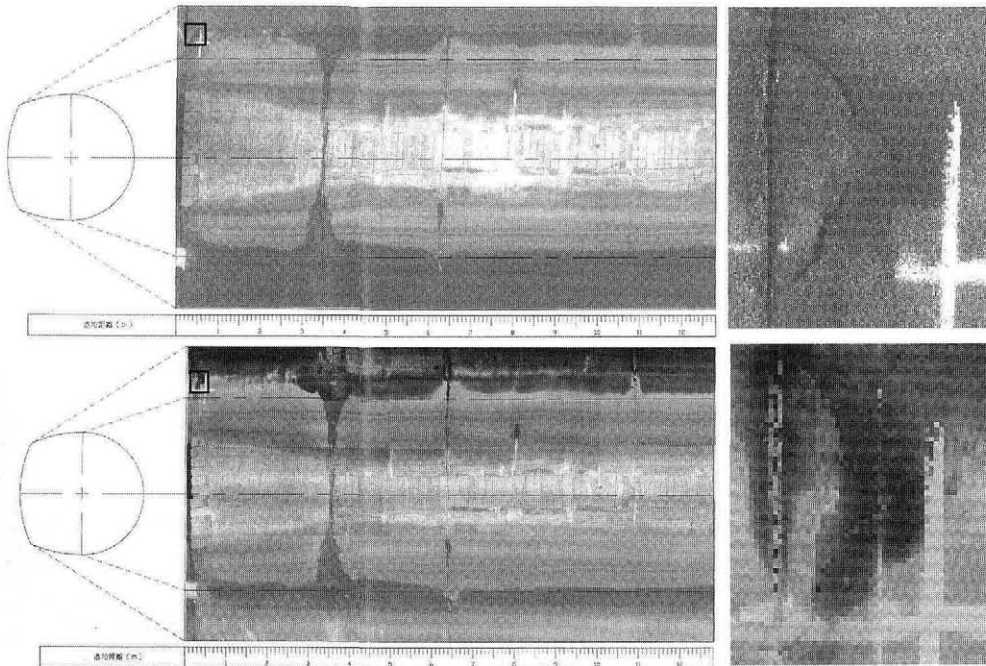


図-4 連続壁面画像結果 (上：レーザー法, 下：CCDカメラ法, 右図は□で囲った範囲の拡大図)

きる精度ではなかった。レーザー法と同様の精度を得るためには、さらに高い画素数のCCDカメラを利用するか、もしくはカメラをさらに壁面に近づけて、画素数あたりの撮影範囲を細かくとることが必要である。

②レーダ法の結果

図-5に開水路区間で実施した配筋調査結果の一例を示す。この結果では、鉄筋からの明瞭な反射が確認でき、配筋状態を特定することができた。コンクリートと鉄筋では比誘電率が異なるため、アンテナから発射された電磁波が鉄筋の表面で反射する。測定では電磁波が発射されてから鉄筋で反射し、再びアンテナに戻ってくるまでの時間(往復反射走時)が得られるので、コンクリート中の電磁波の速度が分かれば、かぶり深さも分かる。今回の調査ではかぶりが約10cmであることが分かった。次に、図-6に水路トンネルで実施した地中レーダの結果を示す。水路トンネルでは、

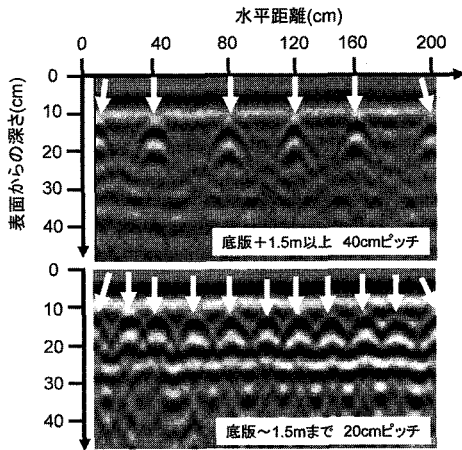


図-5 開水路壁面の配筋確認結果 (図中の↓は鉄筋位置を示す)

覆工背面の空洞からの連続性のある反射がとらえられた。食い違いを伴う上側に突出した変形部分の地中レーダ結果では、特に目立った反射がとらえられなかったので、ドリル削孔によって地山の状況を確認した結果、空洞が存在するのではなく、緩んだ土砂が堆積している状況であることが分かった。

③その他の結果

ここでは、上記①、②以外の調査で得られた結果の概要を述べる。まず、レーザー距離計により内空断面を計測した結果、坑口から480m周辺付近の変状の著しい水路トンネルにおいては、トンネル側壁が内側に押され、天端が上側に突出している断面変形が計測できた。トンネル天端覆工背面に空洞があり、地山と一体化していない場合には、地山側圧によりトンネルが上側にふくらむ現象が生じ、その結果、側壁内側に引張クラックが発生する。今回の計測では、レーザー距離計により、このような物理現象を捉えることができた。

電磁誘導法の結果(図-7)では、鉄筋の位置

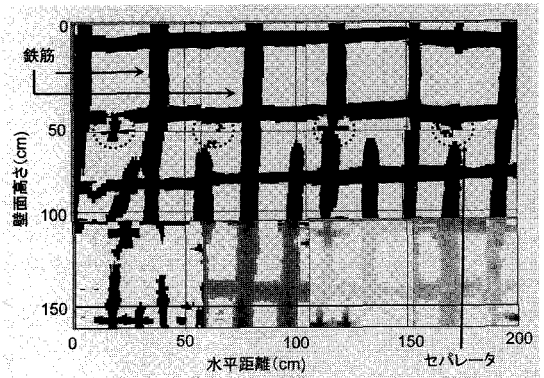


図-7 電磁誘導法による鉄筋調査結果

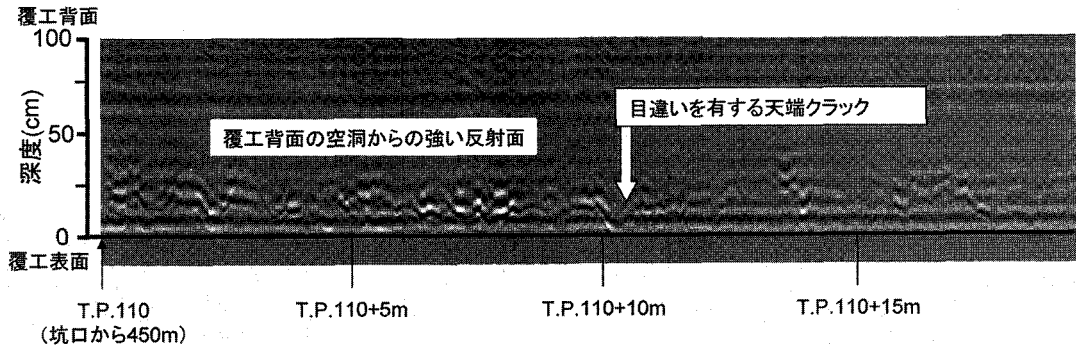


図-6 レーダによるトンネル覆工背面の空洞分布調査結果

だけでなく、セパレーターの位置まで確認でき、設計図書との整合性を確認する作業には効率的に活用できると思われる。また、自然電位法による調査結果では、コンクリート表面の自然電位が100~170mVvsCSE（硫酸銅電極換算）であり、ASTMによる判定基準で「90%以上の確率で非腐食の状態」であった。電気抵抗法においても、コンクリート表面の比抵抗値が高く、鉄筋腐食環境にないことが確認された。

一方、赤外線サーモグラフィ法は、広大な面積を非接触で調査できる手法として有効であるが、今回の調査では水路トンネル区間、開水路区間とも有益な結果は得られなかった。その理由としては、トンネル内部がほぼ恒温状態にあるため、変状を起因とする温度差が生じにくい環境であったためと考えられる。

4. 健全度判定システムによる判定結果

電力会社では、主要な水路トンネルを中心に、既に「水路トンネル管理支援システム」（以下システムと表記する）が実用化されている⁴⁾。そこで、変状が著しい坑口から480m付近に発生している変状について、電力会社の判定基準を準用した場合の劣化レベルを判定した。

4.1 対策工要検討区間の判定

システムの判定フローを図-8に示す。本システムでは、連続画像スキャンングで得られたひび

割れなどの情報から対策工要検討区間を抽出するフローと、選定された区間における対策工の有無を詳細検討するフローに大別される。まず、システムでは、対策工要検討区間を抽出するために、①実変状のクラックパターンマッチングによる評価、②各種要因に基づく評価、の2種類を実施する。

①実変状のクラックパターンマッチング（ルートa）
トンネルに発生するクラックは、構造的な条件、作用外圧の条件により、種類や発生位置、進行状

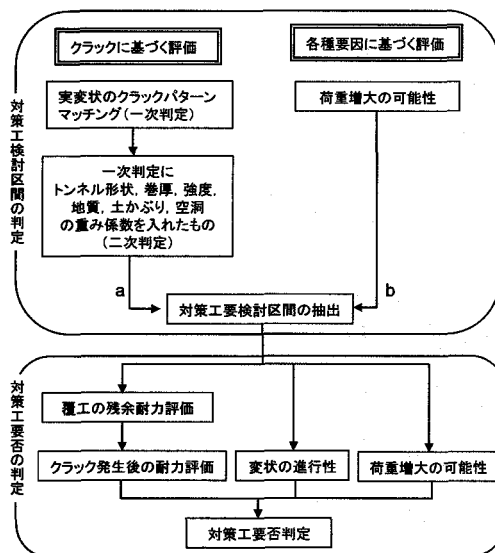


図-8 判定フローチャート

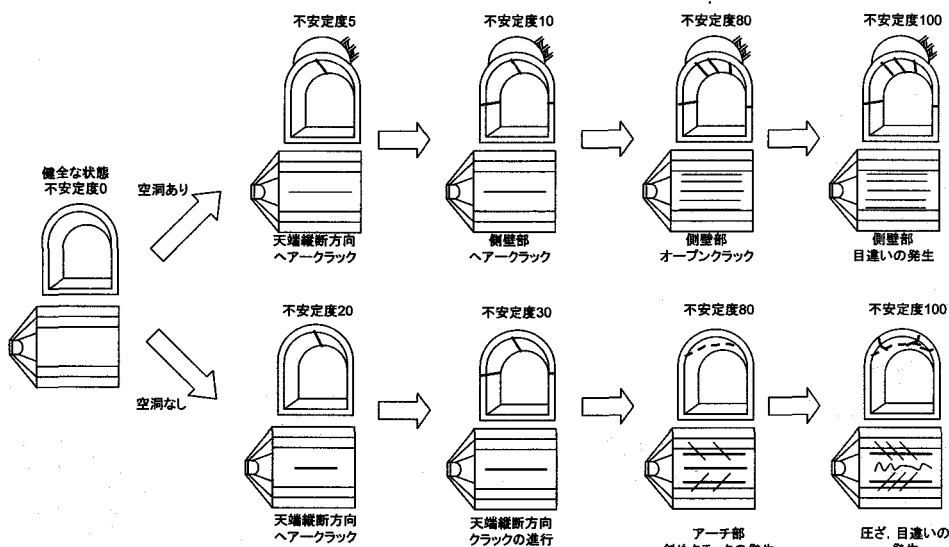


図-9 クラック進展パターンの一例

況が異なる。しかし、現場の設計・施工条件や空洞の有無などの情報をあらかじめ仮定すれば、ある程度クラックの発生パターンを予測することは可能である。参考として、クラック進展パターンの一例を図-9に示す。この場合、トンネル覆工内面の空洞の有無によりクラックパターンが2経路に分岐し、それぞれの状態について、ひび割れが進展するパターンと、そのときの不安定度が示されている。ここで、不安定度とは、(作用荷重)/(破壊荷重)×100で定義された値である。なお、本システムでは14種類のクラックパターンに区分されている。これらのクラックパターンは、既存の水路トンネル調査データや2R=2,500mmの破壊実験によるクラック発生パターンの分析、さらに二次元モデルによる数値計算結果などを整理して得られたクラックパターンを参考に選定している。最終的には、得られた実変状のクラックパターンマッチングの不安定度に対し、トンネルの形状、覆工の巻厚など、精査で求められる値を入力して結果を補正し、二次評価値を決定する。この二次評価値に基づいて対策工要検討区間を抽出する。対策工要検討区間抽出の判定基準は表-2に示すとおりである。

②各種要因に基づく評価

上記①の評価のみでは、実際に連続画像スキャニングにより変状が生じている区間しか対策工要検討区間として抽出されない、という危険性がある。そこで、表面上にはクラックなどの変状が発生していなくとも、将来変状を引き起こす要因(内的要因、外的要因、誘因)が存在すれば、それを対策工要検討区間として抽出できるように、表-3に示す「荷重増大の可能性の有無による判定基準」を設けている(ルートb)。すなわち、ある区間に対し、次の条件を満たす場合は対策工要検討区間として抽出される。

条件1: 表-3における内的要因、外的要因が最低ひとつずつ該当し(内的要因1, 外的要因1), それ以外の要因(内的要因, 外的要因どちらでもよい)とあわせて5個以上となる場合

条件2: 表-3における内的要因、外的要因が最低ひとつずつ該当し(内的要因1, 外的要因1), 誘因が1個以上となる場合

上記①, ②(図-10のルートa, ルートb)により、対策工要検討区間を抽出する。

表-2 対策工要検討区間抽出の判定基準

進行性	A	B	C	進行性なし
二次評価				
60以上	○	○	○	○
40~60	○	○	○	-
40未満	○	○	-	-

○: 対策工要検討区間として抽出される

表-3 荷重増大の可能性要因有無による判定基準

内的要因	背面空洞の存在(空洞有り)
	コンクリート巻厚不足(設計巻厚以下)
	材料不良(豆板・あばた・摩耗)の存在
	劣化の存在(抜け落ち, 欠陥など)
	クラックの存在
外的要因	コンクリート強度不足
	湧水の発生
	断層または破碎帯の存在
	未固結層, 土砂の存在
誘因	土かぶり(20m以下)
	硬軟互層の存在
	地表すべりの存在
	崩壊地の存在
	沢・窪地の存在
特記事項	地下水位の有無(地下水位有り)
	環境変化, 近接施工, 伐採地の有無
	近傍における同様な事象の発生の有無

表-4 対策工要否判定によるクラック進行性の評価

進行性	3mm以上	3mm未満
二次評価		
5m以上	A	C
5m未満	B	C
新規発生	B	B

※新規発生クラックは、長さによらずB判定とする

表-5 地質性状による荷重増大可能性の評価

評価ランク	説明
a	荷重増大の地質的素因・誘因がある。荷重増大の可能性が高い。特に荷重増大の進行性が大きい。
b	荷重増大の地質的素因・誘因がある。荷重増大の可能性はある。荷重増大の進行性がある。
c	荷重増大の地質的素因・誘因がある。荷重増大は小さい。荷重増大の進行性は小さい。
d	荷重増大の地質的素因・誘因がない。荷重増大はない。荷重増大の進行性はない。

4.2 対策工要否の判定

4.1で抽出された区間について、精査を実施し、得られた情報を追加することにより、覆工の破壊荷重および残余耐力、変状の進行性の有無、地質の性状などを勘案し、対策工の要否を決定する。対策工要否の判定における変状の進行性は、幅

表-6 対策工要否の判定基準 (○は金谷トンネル変状区間の判定該当箇所)

クラックパターンマッチングによる二次判定結果		進行性評価		A				B				C				D			
		クラック発生後の残余耐力評価		荷重増大の可能性評価				荷重増大の可能性評価				荷重増大の可能性評価				荷重増大の可能性評価			
		残余耐力	残余耐力	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d
60以上	80以上	80以上	I				I				II				II		III		
	60以上	60以上	I				I				II				II		III		
	40以上	40以上	II				II				II				II		III		
	0~40	0~40	II	III			II	III			II	III	IV	II	III	IV			
40~60	80以上	80以上	I				II				II		III		V				
	60以上	60以上	I				II				II		III						
	40以上	40以上	II	III	IV		II	III	IV		II	III	IV						
	0~40	0~40	II	III	IV		II	III	IV		II	III	IV						
40未満	80以上	80以上	II				II				V				V				
	60以上	60以上	II	III	IV		II	III	IV										
	40以上	40以上	II	III	IV		II	III	IV										
	0~40	0~40	II	III	IV		II	III	IV										

I：直ちに対策，II：時期断水時に対策（2~3年後），III：対策工の必要性を検討する，IV：測定調査，V：一般点検

3mm, 長さ5mという値をしきい値として, 表-4のようにランク区分する。さらに, 地質の性状については, 陥没型, 地すべり型, 押出し地山型, 未固結地山型などに区分し, それぞれの地質性状について, 荷重増大の可能性を表-5のように4段階にランク区分する。最終的な要否の判定は, 表-6に基づいて決定される。

4.3 金谷トンネル判定結果

金谷トンネル坑口480m付近について, これらの診断を実施したところ, クラックパターンによる二次判定結果「60以上」, 覆工の残余耐力評価「80以上」, トンネル覆工背面状況が未固結であったことから, 荷重増大の可能性は「b」, クラック進行性を「A」と評価された。その結果, この変状区間の対策工要否判定は「I：直ちに対策」に該当した。しかし, 地質性状やクラックの進行性については, あくまで仮定であり, 「進行性なし」という評価にすれば, 総合評価は「III」にまで落ちる。このことから, 変状の進行性モニタリングは農業用水路や水路トンネルの機能診断においては非常に重要な意味を持つ。今後, レーザー法やCCDカメラ法による定期的な変状モニタリング調査を行い, 変状の進行性をとらえる必要がある。さらに, 変状区間周辺の地質精査を行うことで判定精度が向上すると考えられる。なお, 今回適用

した「水路トンネル管理支援システム」は, あくまで構造面からの評価に過ぎず, 農業用水路への適用においては, 構造的機能評価のほか, 水理学的機能, 利水機能, 環境保全機能なども評価項目として取り入れるべきであると考えられる。また, ここで用いられている判定基準についても再検討が必要であり, 農林水産省として独自の基準を整備する必要がある。

5. おわりに

実際の機器開発は今年度進めていく予定であるが, その仕様などについては, 現場で機能診断を担当されている方からの声を聞き, より実態に即した調査・診断システムの開発を行っていきたいと考えている。ご意見やご要望があれば, ご一報頂ければ幸いです。なお, 今回用いたレーザー法による連続画像撮影は, 1kmあたり約500千円(解析費を除く)と目視調査に比べると高価であるが, ひび割れなどの位置やその連続性を迅速に電子情報として記録することが可能である。したがって, 竣工直後にまずレーザー法などの連続画像スキャンにより電子媒体として記録しておけば, その後数年に一度の頻度で連続画像を取得することにより, 変状の進行性の有無を容易に把握することができ, 機能診断に寄与できるものと考えている。

【謝辞】

現地調査にあたっては、関東農政局大井川用水農業水利事業所、大井川土地改良区の多大なるご協力を頂いた。また、関東農政局関係者各位とは、様々な意見交換をさせて頂き、有益な議論をさせて頂いた。記してお礼申し上げます。

【参考文献】

1) 日経BP社：これから始めるコンクリート補修

講座，2002.

- 2) (社)日本非破壊検査協会編：コンクリート構造物の非破壊試験法，(株)養賢堂発行，1994.
- 3) (社)日本コンクリート工学協会編：コンクリート構造物の診断のための非破壊試験方法研究委員会報告書，2001.
- 4) 安保秀範・田中雅弘・吉田典明：水路トンネル管理支援システムの開発，電力土木，No.287，pp.1-5，2000.

都市化した小流域河川の流量調査

—横浜市 大岡川—

中山 康* 五十嵐 求*
(Yasushi NAKAYAMA) (Motomu IGARASHI)

目 次

1. はじめに	77	5. 雨の降り方と水位変化	81
2. 流量調査地点	78	6. 三種類の水位流量曲線	81
3. 低水観測と高水観測	78	7. おわりに	82
4. 水位流量曲線	78		

1. はじめに

横浜市南部を北東方に流れる大岡川の上流部は、かつて水田・畑地・里山からなる緑豊かな地域であった。

しかし、昭和30年代になって大規模な宅地造成が進むにつれて、洪水被害が頻発するようになった。そこで根岸湾に直接放流する分水路計画を策

定、12年間の工期と横浜市131億円、神奈川県35億円分担の建設工事が実施され、昭和56年から供用が始まった³⁾。

低水期には河川維持用水として全量を本川へ、高水期には全量を分水路へ流すために（途中随所で雨水下水を受け入れるので、中流部が断面不足となる。）、分水路流入口に固定堰と本川流入口に水門が設けられている。

この水門は、大雨（風雨）注意報（警報）が発令されたとき、遠隔操作によって閉鎖される。流量調査地点は、ここから約250m上流にあたり、分水路・水門の背水が流量観測値に影響を与えるため、様々な現象を見ることができる。このような複雑な流況における水位流量曲線の検討を行った。

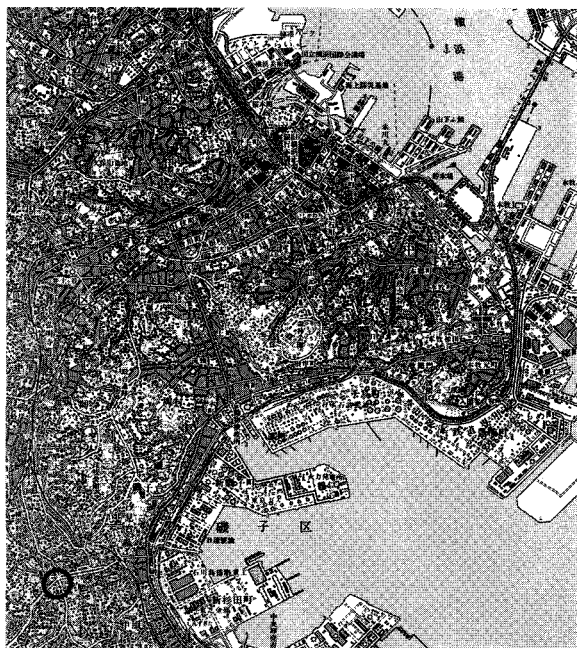


図-1 調査位置図

(平成13年5月1日、国土地理院発行5万分の1地形図「横浜」)

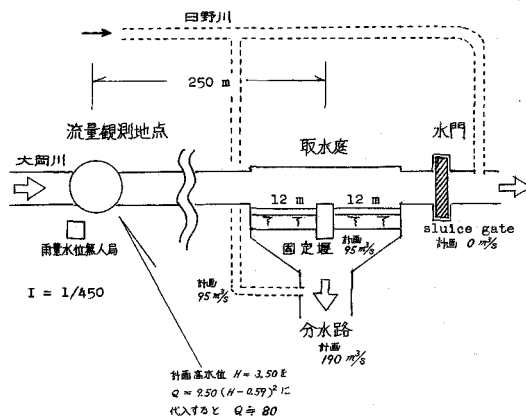


図-2 調査地点模式図

*株式会社五十嵐測量設計事務所 (Tel. 045-261-9394)

2. 流量調査地点

2級河川大岡川埋田（ウメタ）橋地点は河口から9.12kmのところにあたり、この地点の集水面積は27.25km²である。

分水路取水庭はここから約250m下流で、分水路（トンネル及び開水路）約2kmを経て放流される。

右岸に水位標が設置されているほか、毎正時ににおける時間雨量と河川水位を横浜治水事務所に自動送信する無人局がある。

横断測量により流量観測断面図を作成したが、両岸は割石積の急傾斜面になっている。

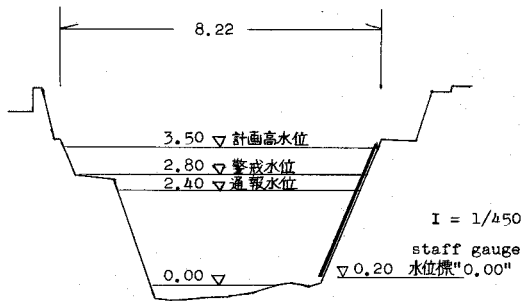


図-3 流量観測線断面図

3. 低水観測と高水観測

胴長を着用し水域に立ち入って調査できるのは、安全上水位が0.30m未満に限られた（低水観測）。

0.30m以上になると水深・流速とも大きくなり、岸の上から浮子を投げ込んで流速を測ることになる（高水観測）。

(1)低水観測（精密法）²⁾

河川の水域幅約4.5mを9区間に分け、水深と流速を測定する。水深は0.25m間隔に19ヶ所、流速は各区間の中央9ヶ所で次の深さによる。深度は0.05m単位で測定記録される。

水深	測定地点
0.35mまで	水深の60%
0.40~0.55m	表面, 0.20m, 水底
0.60~0.75m	表面, 0.20m, 0.40m, 水底
0.80m	表面, 0.20m, 0.40m, 0.60m, 水底

これらの深さで電気式回転流速計をもって流速を測り、断面積との積である流量を算出した。使

用した流速計の公称測定範囲は0.03~0.65m/sである。

(2)高水観測（浮子法）²⁾

測線を左岸寄、中央部、右岸寄の3区間に分け、右岸から浮子を投入し、36.6m流される所要時間から流速を算出した。

実測した最大値は3.27m/s（2-6）であった。

河川水位を記録しておき、翌日から翌日に横断測量を行い、標高差から水深と断面を算定した。高水観測の1期は、1時間毎に8回測定するので、7時間余りを必要とする。

この報文では、低水観測2回と高水観測8期のデータを採用している。

4. 水位流量曲線

水位流量曲線は、横軸に流量Q（m³/s）、縦軸に水位H（m）をとってプロットする。この点の全てに最も近似する関数の形としては

$$Q = a(H + b)^2$$

が使われる²⁾。

n個の測定データから係数a, bを下式により計算できる¹⁾。

$$a = \left[\frac{n [H\sqrt{Q}] - [H] [\sqrt{Q}]}{n [H^2] - [H]^2} \right]^2$$

$$b = \frac{[H^2] [\sqrt{Q}] - [H] [H\sqrt{Q}]}{n [H\sqrt{Q}] - [H] [\sqrt{Q}]}$$

高水FLOOD2を例にとって、計算の手順を示す（表-1）

このようにして得られた8期の水位流量曲線は、概ね3種類のパターンに分けることができる。

表-1 水位流量曲線の計算（高水-2）

	n = 8				
	H	H ²	√Q	H√Q	Q
2-1	1.55	2.4025	3.5114	5.4427	12.33
2-2	1.05	1.1025	1.1576	1.2155	1.34
2-3	0.88	0.7744	0.8602	0.7570	0.74
2-4	0.99	0.9801	0.9849	0.9751	0.97
2-5	1.09	1.1881	1.4663	1.5983	2.15
2-6	2.59	6.7081	5.8600	15.1774	34.34
2-7	1.70	2.8900	3.6620	6.2254	13.41
2-8	1.23	1.5129	2.1401	2.6323	4.58

計	[H]	[H ²]	[√Q]	[H√Q]
	11.08	17.5586	19.6425	34.0237



写真-1 高水観測



写真-2 低水観測

I類 (図-4)(図-5)(図-8)

高水FLOOD1 $Q = 9.02 (H - 0.56)^2$

高水FLOOD2 $Q = 9.50 (H - 0.59)^2$

高水FLOOD5 $Q = 8.86 (H - 0.53)^2$

II類 (図-6)(図-7)

高水FLOOD3 $Q = 15.17 (H - 0.66)^2$

高水FLOOD4 $Q = 13.10 (H - 0.60)^2$

III類 (図-9)(図-10)(図-11)

高水FLOOD6 $Q = 3.30 (H + 0.17)^2$

高水FLOOD7 $Q = 0.37 (H + 1.66)^2$

高水FLOOD8 $Q = 1.96 (H + 0.42)^2$

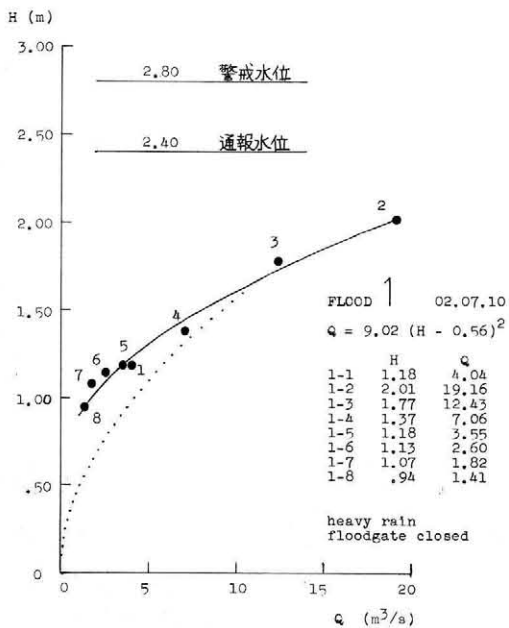


図-4 水位流量曲線 (その1)

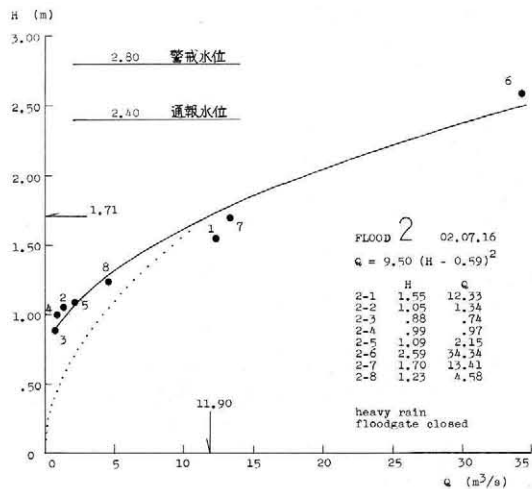


図-5 水位流量曲線 (その2)

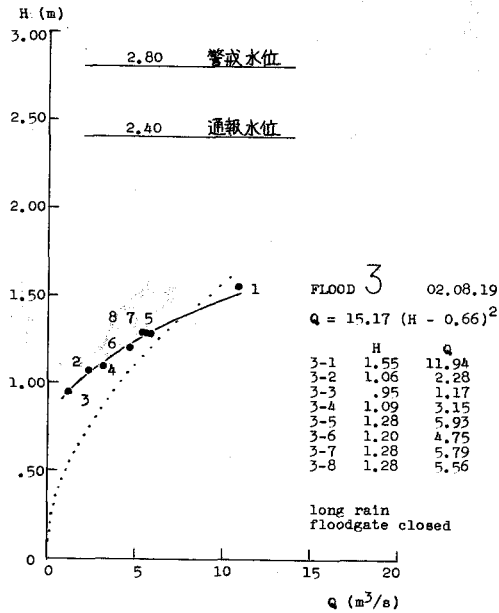


図-6 水位流量曲線 (その3)

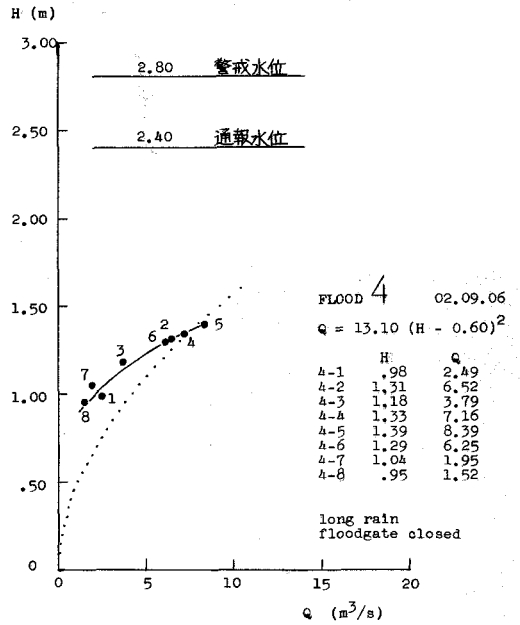


図-7 水位流量曲線 (その4)

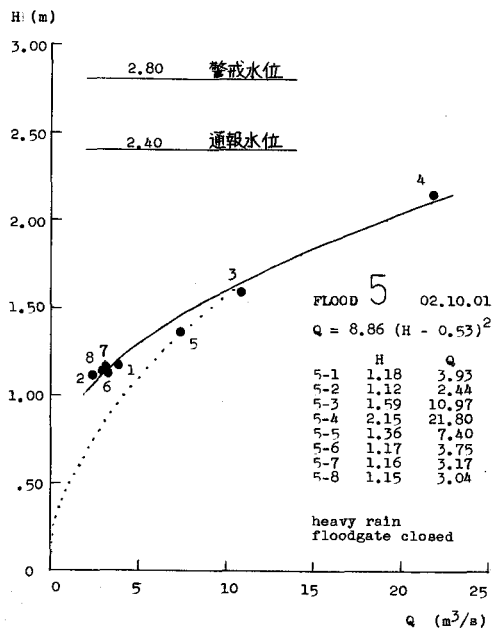


図-8 水位流量曲線 (その5)

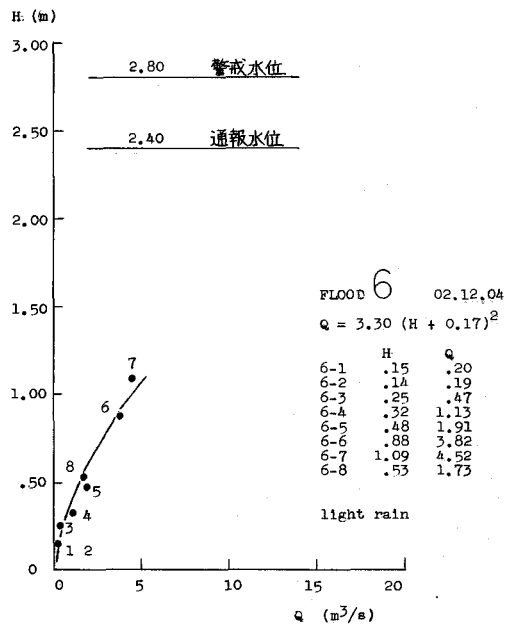


図-9 水位流量曲線 (その6)

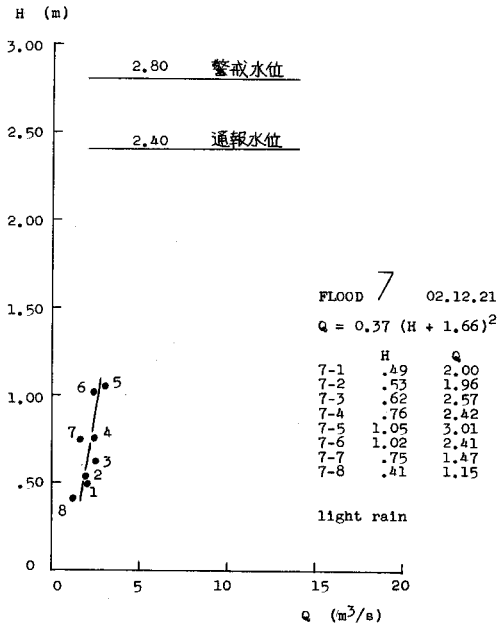


図-10 水位流量曲線 (その7)

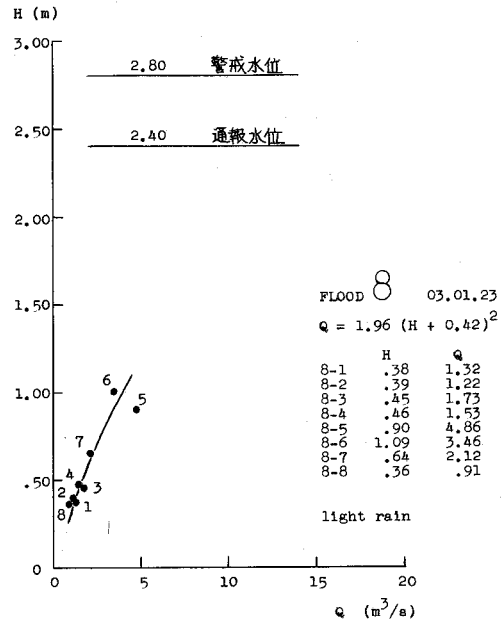


図-11 水位流量曲線 (その8)

5. 雨の降り方と水位変化

降雨の原因となるものには、台風（低気圧）と不連続線がある。

台風は比較的急速に動いて、短時間に強い雨が降る（「豪雨」型）。不連続線では、停滞前線なら時間雨量が小さくて長く続く「長雨」型、寒冷前線なら一般に動きが速くて「小雨」型となる（表-2）。

豪雨型や長雨型では、総雨量が大きくなり、大雨（風雨）注意報（警報）が発令される場合がでてくる。このとき大岡川水門が閉ざされる。無人局データと高水観測のデータを照合し、Ⅰ類は豪雨型に、Ⅱ類は長雨型、Ⅲ類は小雨型に対応する。

Ⅰ類・Ⅱ類では、それぞれa, bがほぼ一定している。また、水門閉鎖のときに水位が急上昇する。

Ⅲ類の場合にはa, bのバラツキが大きい。その理由は、水門がスルース型で門扉の下端が常に水中にあって開孔部の面積が一定でないためと考えられる。

門扉が完全に空中に引き上げられないことにより、浮遊する塵芥はここにたまり定期的に排出清掃する。かくして親水性護岸とサクラ並木の整備された下流部は、市民の憩いの場となっている。

6. 三種類の水位流量曲線

水位の階層によって水位流量曲線式の係数a, bが変化するのは珍しいことではない。しかし、河川断面の形状によって途中折れ曲がっても1本に連なるのが通常の水位流量曲線である。

埋田橋地点の8本の曲線は一本化することはできず、3種に分類することができるという結論になった（図-12）。

Ⅰ類 注意報発令で水門が閉鎖され、流量が増えなくても水位が約0.6mまで上昇する。堰上げ背水効果である。それより水位が上昇すると流量も増加する。ただし上昇に対して流量増は比較的大きい。その理由は水位0.60m～1.71mの範囲では当初発生した堰上げ効果が次第に小さくなるものの残存継続するからである。水位1.71m以上では低下背水効果が出現するためである。

Ⅱ類 注意報発令で水門が閉鎖され、やはり水位が約0.6mまで上昇する。最高水位が1.71mに達しない場合である。水位上昇が小さく、流量増は大きい。曲線の勾配はⅠ類よりも緩い。

表-2 時間雨量と河川水位

02.07.16				02.09.06				03.01.23			
(R)	(H)	H	Q	(R)	(H)	H	Q	(R)	(H)	H	Q
1:00	-	.12		3	.32			-	.08		
2:00	-	.12		1	.29			-	.08		
3:00	-	.12	floodgate open	2	.31			-	.07		
4:00	-	.12		1	.30	floodgate open		-	.07		
5:00	6	.54	CLOSED	1	.21			-	.07		
30			1.55 12.33								
6:00	7	1.21		2	.25			-	.07		
30			1.05 1.34								
7:00	-	1.01		4	.55	CLOSED		-	.07	FLOODGATE OPEN	
30			.88 .74								
8:00	-	.95		5	.98			-	.07		
30			.99 .97								
9:00	2	1.02		3	.54			-	.08		
30			1.09 2.15								
10:00	12	1.27		3	.51			2	.20		
30			2.59 34.34								
11:00	42	2.37		10	1.35			3	.35	.38	1.32
30			1.70 13.41								
12:00	4	1.39		2	1.01			1	.36	.39	1.22
30			1.23 4.58								
13:00	-	1.17		3	.87	.98	2.49	3	.43	.45	1.73
14:00	-	1.11	Flood 2	9	1.32	1.31	6.52	2	.42	.46	1.53
15:00	-	.93		5	1.18	1.18	3.79	6	.82	.90	4.85
16:00	-	.69		8	1.40	1.33	7.16	5	1.12	1.09	3.46
17:00	-	.43		11	1.46	1.39	8.39	2	.66	.64	2.12
18:00	-	.34		6	1.31	1.29	6.25	-	.37	.36	.91
19:00	-	.30		-	1.03	1.04	1.95	-	.31		
20:00	-	.29		1	.95	.95	1.52	-	.24	Flood 8	
21:00	-	.28		-	.84			1	.20		
22:00	-	.27		-	.58	Flood 4		-	.18		
23:00	-	.26		5	1.12			-	.17		
24:00	-	.25		3	1.09			-	.16		
total	73			88				25			
	豪雨			長雨				小雨			
	heavy rain			long rain				light rain			
	(R)	無人局時間雨量	mm								
	(H)	無人局河川水位	m								
	H	高水位測定水位	m								
	Q	高水位測定流量	m ³ /s								

Ⅲ類 注意報のない場合である。水位は0m付近から出発し、水位の上昇に比較して流量増が小さい。すなわち曲線の勾配は比較的急である。最高水位が1.71mまで達する機会がなかった。

7. おわりに

埋田橋地点の流量調査で、次の結論が得られた。
 (1)河川水位が1.71m以上高いときは、
 分水路の低下排水で流量の増分に対して水位の

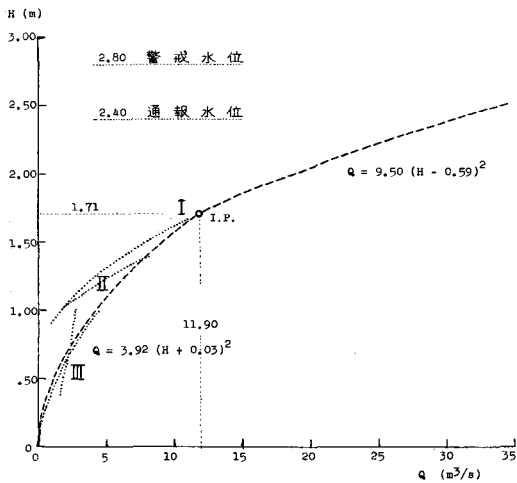


図-12 水位流量曲線総括図

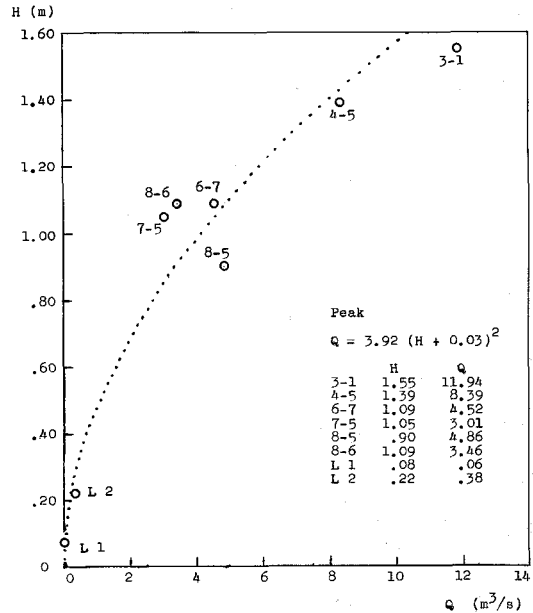


図-13 流量観測ピーク値の水位と流量

上昇は小さい。分水路の効果である。

$$Q = 9.50 (H - 0.59)^2$$

(2)上記の式を使えば、

計画高水位3.50mで流量80m³/s

警戒水位 2.80mで流量46m³/s

通報水位 2.40mで流量31m³/s

因みに今回の実測最大値は2-6で水位2.59m, 流量34.34m³/sであった。

(3)河川水位が1.71m未満のときは

$$Q = 3.92 (H + 0.03)^2$$

となる。

大岡川水門が閉じられると直ちに水位が0.60mに上昇し、I類は

$$Q = 9.50 (H - 0.59)^2$$

線上を進み、II類は緩い勾配で

$$Q = 3.92 (H + 0.03)^2$$

に近づいてゆく。」

(4)大岡川分水路の事業効果は下流の受益を生じることが当然であるが、低下背水によって上流部にも及ぶことがわかった。

謝 辞 この報文をとりまとめるにあたり、神奈川県横浜治水事務所から多くの資料とご指導をいただいたのであつくお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 福永宗雄：現場技術者のための土木測量ポケットブック，pp260～261（山海堂）1988
- 2) 社日本河川協会編：建設省河川砂防技術基準（案）同解説，pp35～58（山海堂）1997
- 3) 横浜下水道研究会編：ハマの下水道物語 ほんとうのウラの160話，p255（環境新聞社）2003

参考資料

- 4) 大岡川流域連携市民会議編：大岡川ガイドブックNo1，2001
- 5) 横浜治水事務所・(株)五十嵐測量設計事務所：平成14年度河川改修工事（その2）大岡川流量観測成果簿，2003

老朽化ため池における底泥土を活用した堤体改修工法とその適用事例

谷 茂* 福島 伸二** 北島 明** 酒巻 克之***
 (Shigeru TANI) (Shinji FUKUSHIMA) (Akira KITAJIMA) (Katsuyuki SAKAMAKI)

目 次

I. はじめに	84	V. 高堤体の補強への適用	
II. 砕・転圧盛土工法の設計・施工法	84	(北谷池堤体補強と漏水対策工事)	91
III. 均一型堤体築造への適用例 (寺家池)	86	VI. おわりに	93
IV. 傾斜遮水ゾーン築造への適用	88		

I. はじめに

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ものの、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、著者らは、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てきた^{1), 2), 3)}。ここではこの工法の概要と、これを適用した老朽化ため池の改修事例について紹介するものである。

II. 砕・転圧盛土工法の設計・施工法

1. 工法の概要

砕・転圧盛土工法は、図-1に概念的に示すように、ため池内に堆積した底泥土を、所要の強度と遮水性を有するように、セメント系固化材を添加混合し一定の初期固化期間 t_s だけ固化させた初期固化土を規定の最大粒径 D_{max} で解砕することで築堤土を製造し、通常土の場合と同様に一定の層厚で撒出し・敷均した後に転圧することを繰り返すことで漏水対策としての傾斜遮水ゾーンや、嵩上げ用堤体を一層毎に築造するものである。

砕・転圧土の全養生期間は、初期固化養生の t_s と

解砕・転圧後の養生期間 t_{cc} を合わせた $t=t_s+t_{cc}$ となるが、 t_s は解砕・転圧後の再固化強度に、また D_{max} は遮水性と強度の両方に影響する。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 や D_{max} を管理することが必要であり、この点が一般の土質改良工と異なる点である。

従来、単に固化処理しただけの底泥土は、強度を固化材添加量 ΔW_c により容易に確保できても、通常土に比較して破壊ひずみ ϵ_{11} が小さいため周辺地盤との極端な剛性差が生じるため、堤体のような重要な土構造物の築堤土として使用できなかった。本工法では、この問題を初期固化させた底泥土を解砕・転圧して築堤すると通常土に近い強度・変形性になる特性を利用して周辺地盤との密着性(なじみ)を良くしたものである。例えば、同一配合条件での $t=t_s=10$ 日目の初期固化土と、 $t=t_s+t_{cc}=3+7=10$ 日目の砕・転圧土の圧密・非排水三軸圧縮試験による応力～ひずみ関係の比較を図-2に示すが、初期固化土の応力は小さいひずみで最大値に達した後に低下シクラックが生じや

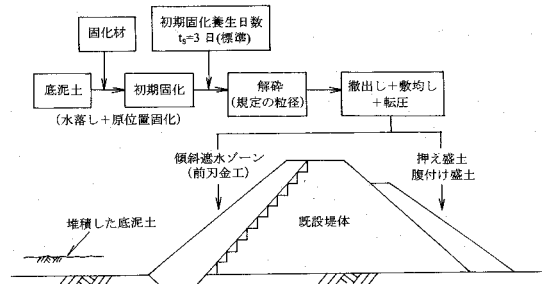


図-1 砕・転圧盛土工法の概念図

*独立行政法人農業工学研究所
 **㈱フジタ技術センター
 ***太平洋セメント㈱固化材事業部

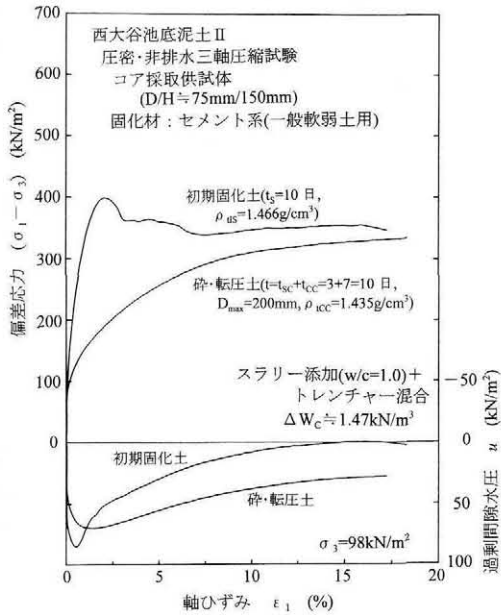


図-2 初期固化土と砕・転圧土の応力～ひずみ曲線の比例

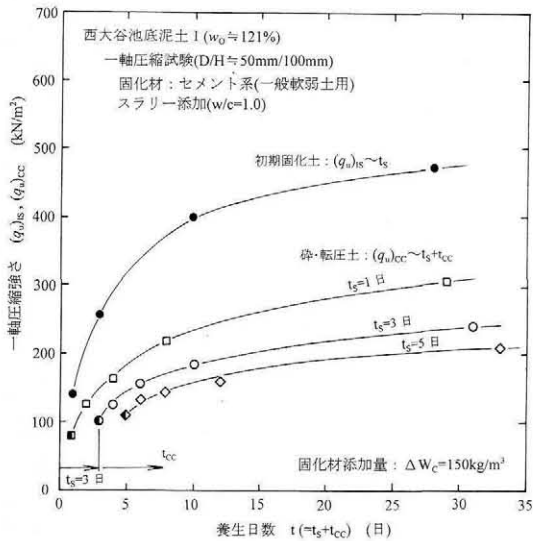


図-3 初期固化土と砕・転圧土の強度

すい性質を示すが、砕・転圧土ではこれがなく通常土に近いひずみ硬化型の応力～ひずみ曲線になっている。

また、初期固化土の $(q_u)_{IS} \sim t_s$ 関係と、 $t_s=1, 3, 5$ 日の砕・転圧土の $(q_u)_{CC} \sim t(=t_s+t_{CC})$ 関係を比較した例を示す図-3からわかるように、砕・転圧土の $(q_u)_{CC}$ は t_s により影響を受ける。図中の左半分を黒塗りにした記号は築堤面上の施工機械のトラ



写真-1 トレンチャー型攪拌混合機による初期固化状況

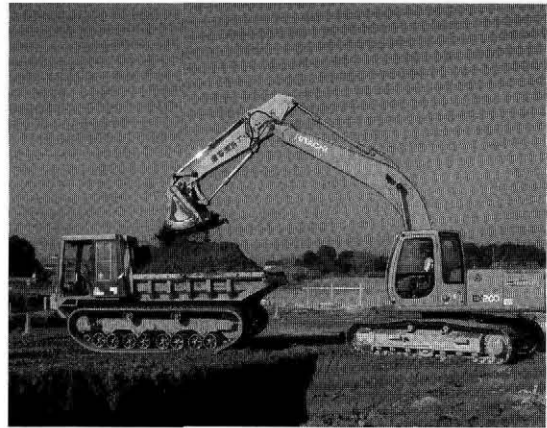


写真-2 バケット式解砕機による解砕状況

フィカビリティーに関する初期固化土を解砕・転圧した直後 $t_{CC}=0$ 日の強度 $(q_u)_{CC0}$ である。砕・転圧土により築造する時の強度 $(q_u)_{CC}$ は t_s の影響を以下のように考慮する必要がある。つまり、 t_s が短い場合には解砕・転圧による強度低下が少なく固化効率は良いものの、 $(q_u)_{CC0}$ が小さくトラフィカビリティーが確保しにくく築堤時の施工性に問題がある。一方、 t_s が長い場合には、 $(q_u)_{CC0}$ が大きく施工性は良いが、砕・転圧による強度低下が著しく固化効率が悪い。そこで、著者らは施工性と固化効率を考慮して、強度低下傾向が鈍くなり、かつある程度のトラフィカビリティーが期待できる $t_s=3$ 日を標準としている。

2. 施工手順

本工法の施工手順は、底泥土の初期固化工程、初期固化土の解砕工程、解砕土の築堤工程からな

る。初期固化工程は池の落水後の底泥土に固化材を水・固化材比 $w/c=1.0$ のスラリー状態で添加し、写真-1に示すように、トレンチャー型攪拌混合機により原位置混合することを標準としている。

解砕工程は一定期間 t_s だけ養生した初期固化土を規定の D_{max} で解砕するが、これは掘削→解砕→積込みを連続的にできるバケット式解砕機により行う。この解砕機は $0.7m^3$ 級バックホウをベースマシンとし、写真-2に示すように、最大力 $196kN$ の押土プレートを装着したスケルトンバケットにより掘削した初期固化土を押土プレートで所定間隔のスケルトンから押出して解砕と積込みを行うものである。この時の D_{max} の大きさはスケルトン間隔を変えて行うが、砕・転圧土の強度や遮水性に影響し、 D_{max} が大きいほど強度は大きく、遮水性は低くなる傾向があることに注意が必要である。

最後の築堤工程は、解砕土を粗粒から細粒子までの解砕土粒子を均一に混合かつ一定層厚になるようにバックホウで撒出し、ブルドーザで敷均し、振動ローラ等により転圧するものである。なお、法面表層部には、植栽や砕・転圧土の乾・湿繰返しによる劣化や高アルカリ水溶出の防止のために、法面垂直方向に層厚 $30\sim 50cm$ の覆土を施すものとする。

3. 目標強度の設定と固化材添加量の決定

初期固化土あるいは砕・転圧土の強度は一般の土質改良工での取扱い⁴⁾にならって一軸圧縮強さ q_u で、強度パラメータは内部摩擦角 ϕ を無視した粘着力

$$c=q_u/2 \quad (1)$$

のみで表示する。一般に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 とともに発現するが、その傾向は $t=10$ 日以降急激に低下してくる⁵⁾。そこで、目標強度 $(q_u)_{CC}^*$ は強度発現傾向が急減する $t=10$ 日目、つまり初期固化土では固化材の添加・混合後 $t=t_s=10$ 日目の強度 $(q_u)_{IS10}$ 、砕・転圧土では $t_s=3$ 日として砕・転圧後 $t_{CC}=7$ 日目の強度 $(q_u)_{CC7}$ ($t=t_s+t_{CC}=3+7=10$ 日)で設定する³⁾。

$(q_u)_{CC}^*$ は、安定計算により求まる堤体全体が所定の安全率 F_s^* を満足して安定であるために砕・転圧土部に必要な粘着力 $c_{Stability}$ を変換した $(q_u)_{CCStability}$ ($=2 \cdot c_{Stability}$)と、築堤時の施工機械のトラフィカビリティに必要な強度 $(q_u)_{CCTrafficability}$ から検討され

$$(q_u)_{CC}^* = [(q_u)_{CCStability}, (q_u)_{CCTrafficability}]_{max} \quad (2)$$

で決定する。

堤高 $H=10m$ 未満の堤体では $(q_u)_{CCStability}$ が $(q_u)_{CCTrafficability}$ より小さくなる 경우가多く、この場合には $(q_u)_{CC}^*=(q_u)_{CCTrafficability}$ となり、以下のように求められる。砕・転圧土を築堤する時の施工機械のトラフィカビリティに必要な強度は、初期固化土を砕・転圧した直後の $t_{CC}=0$ 日目の強度 $(q_u)_{CC0}$ である。この $(q_u)_{CC0}$ はため池の堤体基礎地盤で要求される機械施工が可能な支持力(コーン指数 $q_c=490kN/m^2$ が目安⁵⁾)を満足しなければならないとすると、 $q_u \sim q_c$ 変換式 ($q_u=q_c/7.5$)³⁾より

$$(q_u)_{CC0}=65kN/m^2 \quad (3)$$

となる。したがって、 $(q_u)_{CC}^*$ は築堤時の $(q_u)_{CC0}$ から固化が進み目標強度の設定日である $t_{CC}=7$ 日目までに発揮される $(q_u)_{CC7}$ となるので、配合試験により求められる $(q_u)_{CC7} \sim (q_u)_{CC0}$ 関係から決定される。この $(q_u)_{CC}^*$ を初期固化状態での強度 $(q_u)_{IS}^*$ で表示すると、配合試験から求まる初期固化土を砕・転圧したことによる強度低下比 R_3 (標準の $t_s=3$ 日での R の値)³⁾より

$$(q_u)_{IS}^*=(q_u)_{CC}^*/R_3 \quad (4)$$

となる。

現場での固化材添加量 ΔW_c は、この $(q_u)_{IS}^*$ に一般の土質改良工と同様に現場/室内強度比 $\alpha_{FL}=1/1.5$ (トレンチャー式攪拌混合機でスラリー添加を行った場合の実績²⁾)を考慮した室内配合強度 $(q_u)_{IS}^*/\alpha_{FL}$ に対して決められる。配合試験は底泥土の実施工で想定される含水比 $w=w_0$ を基準に実施するが、底泥土はその堆積場所等により w が一定ではないため、 $(q_u)_{IS10}$ に及ぼす w の影響を考慮しないと均一な強度を有する堤体を築造できない。そこで、実施工での ΔW_c は混合泥土の固化前含水比 w を測定し、 w_0 との差に応じて $w=w_0$ での ΔW_c を加減しなければならない。

Ⅲ. 均一型堤体築造への適用例(寺家池)

寺家池は三重県鈴鹿市内にあり、貯水量を現在の灌漑用約 $20,000m^3$ に洪水調節用 $120,000m^3$ を付加するため、旧池周辺を掘削拡張し、主堤体を旧堤体より約 $30m$ 下流に移し皿池状の堤体を新規に築造したものである。その標準断面を図-4に、改修前後の堤体諸元を表-1にそれぞれ示すが、堤体構造は基礎地盤に軟弱箇所があることや、掘削発生土の場外処分量を少なくするために均一型と

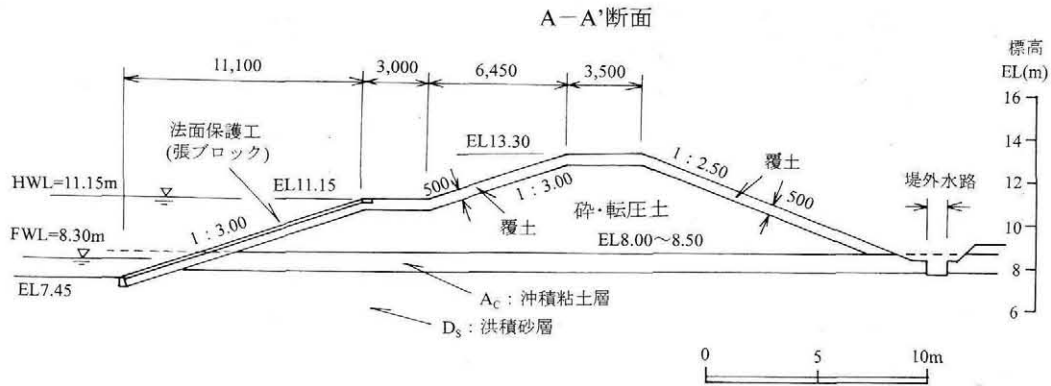


図-4 寺家池堤体の標準断面

表-1 寺家池の改修前後の堤体諸元

堤体仕様	改修前	改修後
形式	均一型	均一型
堤高 (m)	4.5	5.3
堤長 (m)	90.0	400.0
堤体積 (m ³)	7,000	33,000
貯水量 (m ³)	20,000	140,000
砕・転圧土 築堤量 (m ³)	—	30,000
法面勾配	1:約2.0(上流) 1:約1.8(下流)	1:3.0(上流) 1:2.5(下流)

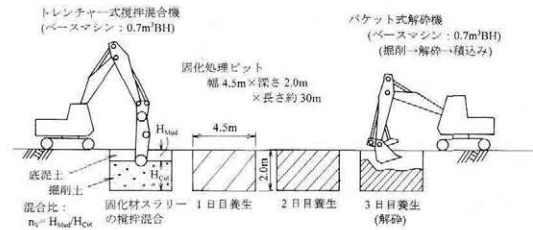


図-5 ピット方式により初期固化



写真-3 寺家池の改修後の堤体の状況

した。この池では、旧池内の底泥土の処分地がないこと、遮水性に優れた築堤土を必要量確保できなかったことから、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できる砕・転圧盛土工法の採用を決めた。

砕・転圧盛土工法では池内に堆積した底泥土のみを固化処理して築堤土とすることを基本としている。しかしながら、この池では全盛土量が約33,000m³、掘削土量が約110,000m³であるため底泥土のみでは盛土量に不足するので、これに掘削発生土(砂・砂礫土)を加えて混合泥土として利用した。この時の掘削発生土への底泥土の混合割合は湿潤状態での体積比 $n_v = V_{Mud} / V_{Cut}$ とし、現場での n_v^* は均一型堤体の室内試験による遮水性基準値： $k_{Lab} \leq 1 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ を満足するように決めた。また、この寺家池での $(q_u)_{CC}^*$ は、堤高が低く、法面勾配もゆるいため、堤体安定に必要な強度 $(q_u)_{CCStability} = 35 \text{kN/m}^2$ ではなくトラフィカビリティ確保に必要な強度 $(q_u)_{CCTrafficability} = 118 \text{kN/m}^2$ であった。

この工事における特徴は初期固化を、図-5に

概念的に示すように、底泥土と掘削土の混合比の管理に便利なようにピット内で行ったことである。ピットは当日固化、1日目養生、2日目養生、3日目解砕の固化ピットを4つ設け、掘削土と底泥土を層厚比が所定の混合比に n_v^* になるようにピット内に搬入し、トレンチャー式攪拌混合機により固化材の添加・混合を行った。ピットの寸法は1日の固化処理土量相当の幅4.5m×深さ2.0m×長さ約25~30mとした。写真-1には改修後の堤体の状況を示す。

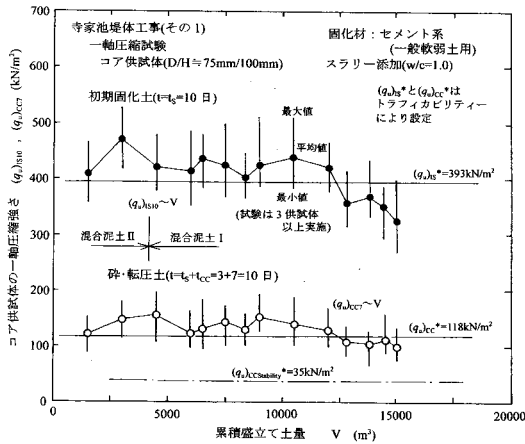


図-6 $(q_u)_{IS10}$, $(q_u)_{CC7} \sim V$ 関係

築造した堤体の強度確認は一定土量 $\Delta V = 1200\text{m}^3$ 築堤毎に初期固化土地盤面あるいは築堤面から採取した初期固化土あるいは砕・転圧土のコア供試体 ($D/H=75\text{mm}/150\text{mm}$) の一軸圧縮試験により行った。図-6に目標強度設定日である $t=t_s+t_{cc}=3+7=10$ 日目の強度 $(q_u)_{IS10}$ や $(q_u)_{CC7}$ と累積築堤土量 $V (= \sum \Delta V)$ の関係を示す。図中の記号は平均値を、縦線は最大・最小値範囲を示している。図から、固化材の混合ムラ、 n_v や w など混合泥土の変動に起因すると思われるバラツキがあるが、このバラツキは $(q_u)_{IS10}$ より $(q_u)_{CC7}$ の方が小さくおよそ $1/2 \sim 1/3$ 程度になっていることがわかる。このことは砕・転圧土とすることで単なる固化処理土よりも均一な堤体を築造できることを示している。また、 $(q_u)_{CC7}$ が $(q_u)_{CC}$ を満足していない場合も見られたが、施工中にトラフィカビリティが確保され、かつ堤体安定に必要な強度 $(q_u)_{CCStability}$ を満足していれば問題ないとし、必要以上の強度とならないよう ΔW_c の変更は行わなかった。このような取扱いは、砕・転圧盛土工法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) の良い堤体築造を目的としているため、通常の土質改良工法のようにただ単に目標強度を満足していればよいわけではなく、必要以上の強度を越える砕・転圧土は既設堤体土との密着性を悪くすることや堤体の均一性を損なうことになるからである。

堤体の遮水性は一定土量 ΔV の築堤毎に採取し

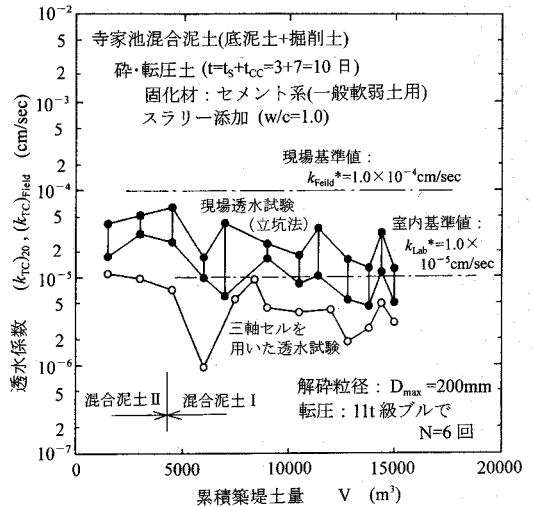


図-7 k_{Field} , $(k_{TC})_{20} \sim V$ 関係

た不攪乱コア供試体 ($D/H=75\text{mm}/100\text{mm}$) による三軸セルを用いた透水試験と、築堤面で実施した現場透水試験 (立坑法: JGS 1316に準じる) により確認した。図-7には三軸セルを用いた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 $(k_{TC})_{20}$ (○印)、現場透水試験による透水係数 k_{Field} (●印) と V との関係を示す。図から、 $(k_{TC})_{20}$ は室内試験による遮水性基準値 $k_{Lab}^* \leq 1.0 \times 10^{-5}\text{cm/sec}$ を、 k_{Field} は現場透水試験による基準値 $k_{Field}^* \leq 1.0 \times 10^{-4}\text{cm/sec}$ を満足していることがわかる。

IV. 傾斜遮水ゾーン築造への適用

1. 虎吉沢池堤体の漏水対策工事

虎吉沢池は山形県西置賜郡飯豊町にあり、慶応3年 (1867) に築造されたもので、老朽化により堤体法尻や底樋周囲からの漏水や、堤体の断面変形や余裕高不足、洪水吐の破損や通水能力不足になったため、傾斜遮水ゾーン築造による堤体の漏水対策と、底樋や洪水吐の全面改修を実施した。この改修の実施には傾斜遮水ゾーンの止水トレンチの掘削により底泥土が大量に発生するが、その処分地を確保できなかったこと、所要の強度と遮水性を有する築堤土を必要量確保できなかったことから、底泥土から築堤土を製造できる砕・転圧盛土工法を採用した。図-8に堤体の標準横断面を、表-2に改修前・後の堤体の諸元をそれぞれ示す。

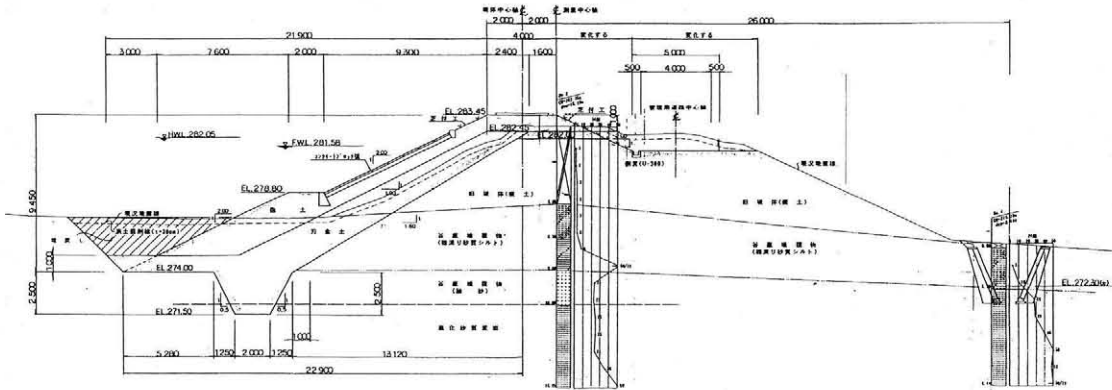


図-8 虎吉沢池堤体の標準断面

表-2 虎吉沢池の改修前後の堤体諸元

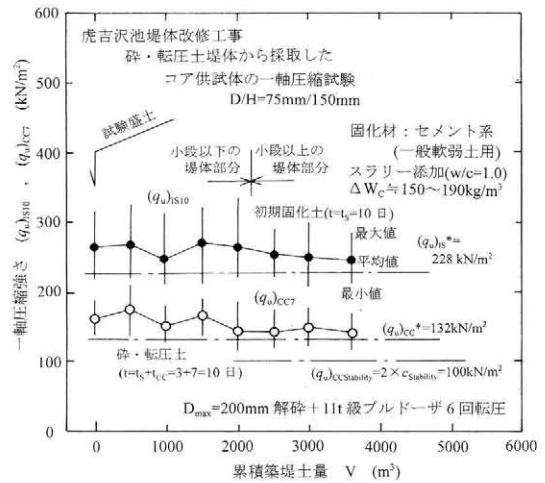
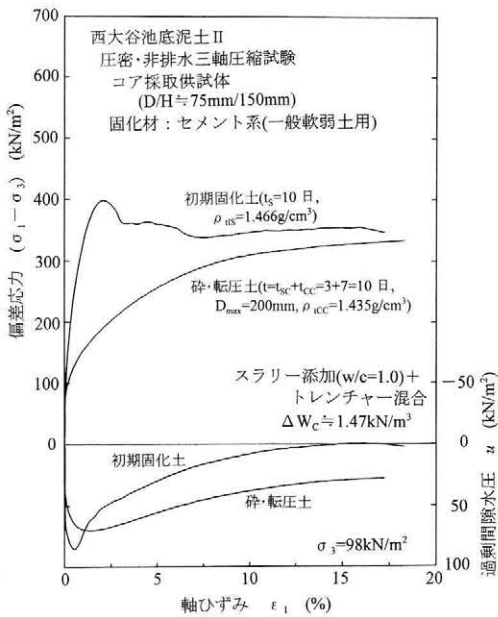


図-9 $(q_u)_{IS10}$ 、 $(q_u)_{CC7} \sim V$ 関係



写真-5 虎吉沢池の改修後の堤体状況

改修工事は、堤体のほぼ中央部において横断方向にV字形に開削して底礎を改築後に、傾斜遮水ゾーンの止水トレンチと既設堤体の段切り掘削してから傾斜遮水ゾーンを築造した。なお、この時の $(q_u)_{CC}^*$ は堤体安定に必要な強度 $(q_u)_{CCStability} = 100\text{kN/m}^2$ ではなくトラフィカビリティを確保するのに必要な強度 $(q_u)_{CCTrafficability} = 132\text{kN/m}^2$ であった。写真-4に改修後の堤体を示す。築造した傾斜遮水ゾーンの強度を確認するために $\Delta V \approx 500\text{m}^3$ 築堤毎に採取した初期固化土と砕・転圧土のコア供試体の一軸圧縮試験から求めた $(q_u)_{IS10}$ ・ $(q_u)_{CC7} \sim V$ 関係を図-9に示す。図からわかるように、トラフィカビリティにより設定した $(q_u)_{IS}^*$ や $(q_u)_{CC}^*$ を満足していない場合も見られたが、寺家池の場合と同様に施工中にトラフィカビリ

ティーが確保され、かつ堤体安定に必要な強度 (q_u)_{CCStability}=100kN/m²を満足していれば問題ないとし、 ΔW_c の変更は行わなかった。

次に、築造した傾斜遮水ゾーンの遮水性を確認するために、堤体から採取したコア供試体の三軸セルを用いた透水試験による $(k_{TC})_{20}$ と現場透水試験による k_{Field} を約500m³築堤毎に求めた $(k_{TC})_{20} \cdot k_{Field} \sim V$ 関係を図-10に示す。図から、 $(k_{TC})_{20}$ は室内試験での遮水性基準値： $k_{Lab} \leq 1 \times 10^{-6}$ cm/sec, k_{Field} は現場試験による遮水性基準値： $k_{Field} \leq 1 \times$

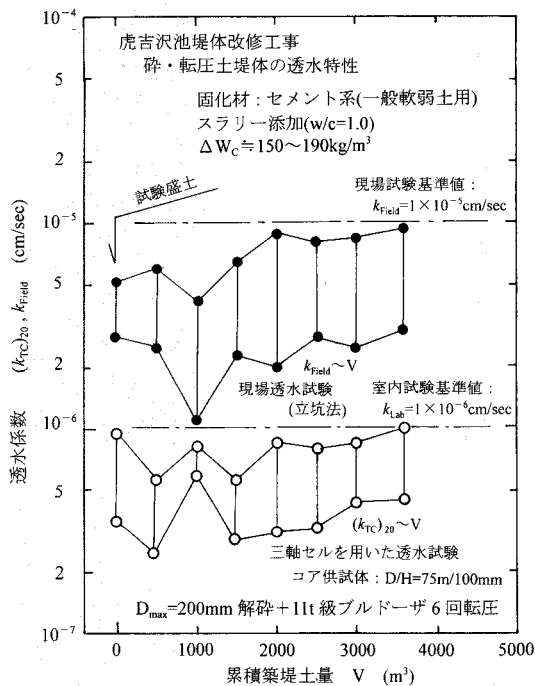


図-10 k_{Field} , $(k_{TC})_{20} \sim V$ 関係

10^{-5} cm/secをそれぞれ満足しており、築造した傾斜遮水ゾーンが堤体に必要な遮水性を有していることがわかる。

2. 皿池堤体の漏水対策工事

皿池は築年代不明で、老朽化により堤体からの漏水や底樋の亀裂や破損など早急な改修が必要とされていた。特に、池周辺が地すべり区域に当たり堤体からの漏水が近くの地すべりに悪影響を及ぼしている可能性を指摘されていたことから、堤体からの漏水を防止するための傾斜遮水ゾーンの築造、また併せて底樋等の取水施設や洪水吐工の改築も実施した。図-11には改修後の堤体の標準横断面を、表-3には改修前後の堤体諸元をそれぞれ示す。

この池では近傍から所要の強度と遮水性を有する築堤土が必要量入手できなかったこと、傾斜遮水ゾーン根入れ部にあたる止水トレンチの掘削により池底に堆積している底泥土が大量に発生するが、この底泥土の土捨て場を確保できなかったため、これを築堤土に有効活用できる砕・転圧盛土

表-3 皿池の改修前後の堤体仕様

堤体仕様	改修前	改修後
形式	均一型	傾斜遮水ゾーン型
堤高 (m)	9.4	10.6
堤長 (m)	112.0	120.0
堤体積 (m ³)	13,000	22,900
貯水量 (m ³)	12,900	12,900
砕・転圧土築堤量 (m ³)	—	9,000
法面勾配	1 : 2.0(上流) 1 : 1.8(下流)	1 : 2.1(上流) 1 : 2.1(下流)

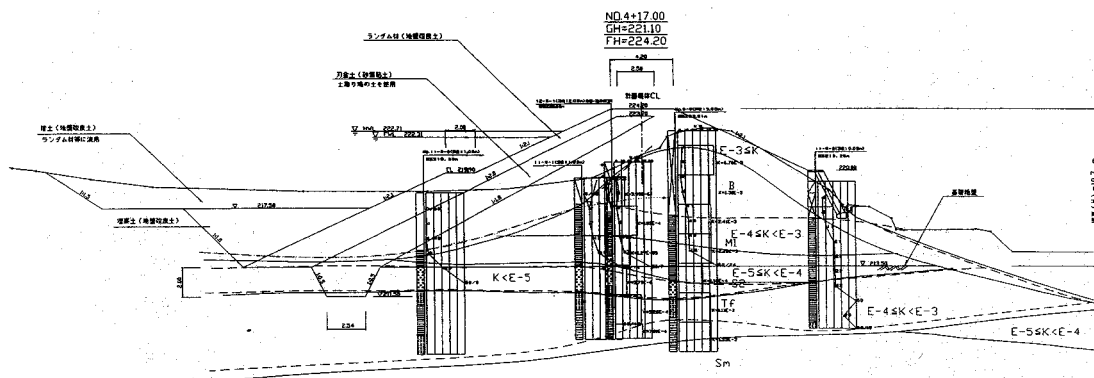


図-11 皿池堤体の改修後の標準断面

工法を採用した。傾斜遮水ゾーンは、堤体のほぼ中央部を横断方向にV字形に開削して底樋を改築と並行して止水トレンチの掘削した後に、既設堤体を段切り掘削しながら固化処理した底泥土により一層毎に築造した。写真-5に改修後の堤体の状況を示す。

この工事の特徴は底泥土の固化処理を、止水トレンチ部掘削のための一次固化と築堤のための二次固化のように、2回に分けて行ったことである(分割固化法)。つまり、堤体前縁部に止水トレンチを掘削すると池底に堆積している底泥土が大量に発生するが、この底泥土は高含水比で超軟弱なため堆積状態のまま掘削して搬出することが不可能であった。このため、底泥土の固化処理は、通常の一括固化処理の他に、既設堤体右岸側の前縁部に止水トレンチ部を掘削できるまで、底泥土を掘削搬出するための一次固化処理と、掘削搬出した一次固化土を傾斜遮水ゾーン築造に使用するための二次固化処理の2回に分けて行った。

図-12には築造した傾斜遮水ゾーンの強度を確認するために、 $\Delta V=1,000\text{m}^3$ 築造毎に初期固化土と砕・転圧土の不攪乱コア供試体の一軸圧縮試験により求めた $(q_u)_{IS10} \cdot (q_u)_{CC7} \sim V$ 関係を示す。図から、初期固化土、砕・転圧土ともにそれぞれの目標強度を満足していることがわかる。

図-13には、傾斜遮水ゾーンの遮水性を確認するために求めたコア供試体の三軸セルを用いた透水試験による $(k_{TC})_{20}$ と現場透水試験による k_{Field} とVの関係を示す。この図から、 $(k_{TC})_{20}$ は室内試験での遮水性基準値 $k_{Lab} \leq 1 \times 10^{-6}\text{cm/sec}$ 、

k_{Field} は現場試験による遮水性基準値 $k_{Field} \leq 1 \times 10^{-5}\text{cm/sec}$ をそれぞれ満足しており、築造した傾斜遮水ゾーンが所要の遮水性を有していることがわかる。

V. 高堤体の補強への適用 (北谷池堤体補強と漏水対策工事)

北谷池は三重県松阪市にあり、老朽化により堤体法尻や底樋周囲からの漏水や、堤体の断面変形により安定性を確保できなくなったため、傾斜遮水ゾーンによる堤体の補強と漏水対策、底樋や洪水吐の全面改修をすることになった。北谷池の改修後の堤体標準断面を図-14に、改修前後の堤体諸元を表-4にそれぞれ示すが、堤高が約14mであり、ため池としては規模の大きい堤体であるため、堤体の安定性と遮水性を満足する入手可能な

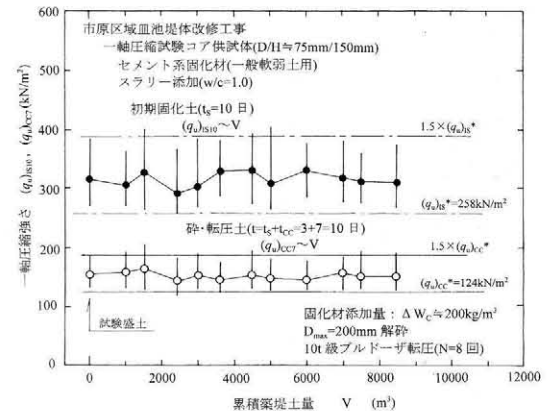


図-12 $(q_u)_{IS}, (q_u)_{CC} \sim V$ 関係

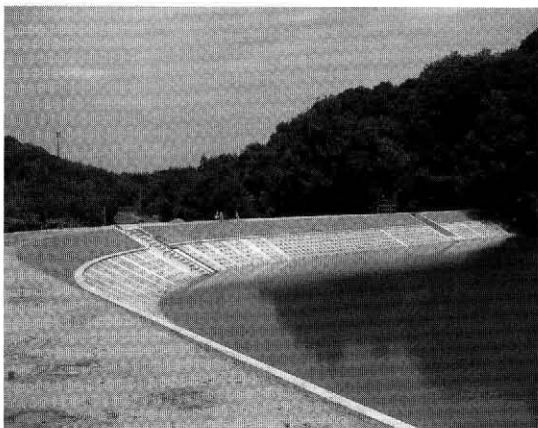


写真-5 皿池の改修後の堤体状況

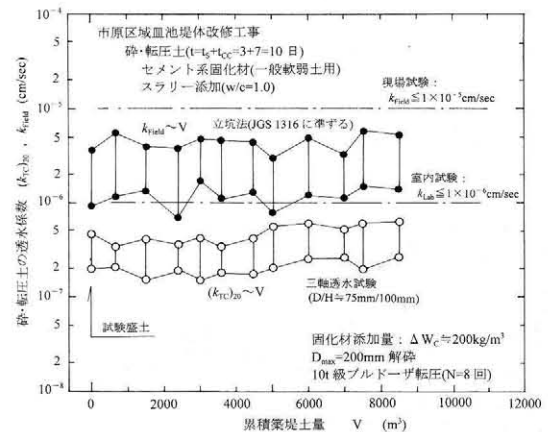


図-13 透水係数 $(k_{TC})_{20} \cdot k_{Field} \sim$ 累積築堤土

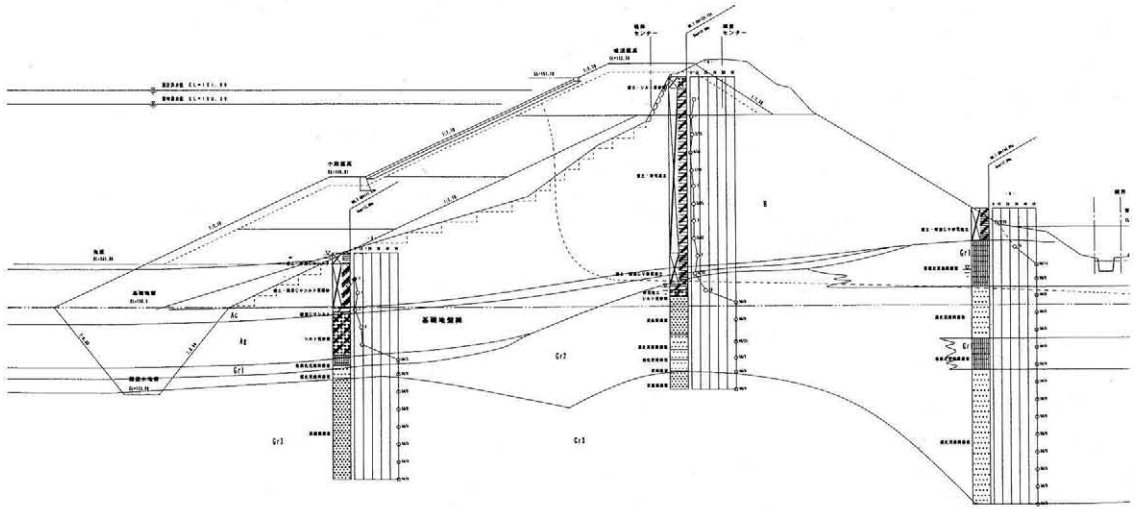


図-14 北谷池堤体の標準断面

表-4 北谷池の改修前後の堤体諸元

堤体仕様 形式	改修前 均一型	改修後 傾斜遮水 ゾーン型
堤高 (m)	12.0	14.0
堤長 (m)	116.0	116.0
堤体積 (m ³)	25,500	36,000
貯水量 (m ³)	150,000	150,000
砕・転圧土 築堤量 (m ³)	—	15,000
法面勾配	1 : 約 1.6(上流) 1 : 約 1.5(下流)	1 : 2.1(上流) 1 : 約 1.8(下流)



写真-6 北谷池の改修途中の堤体状況

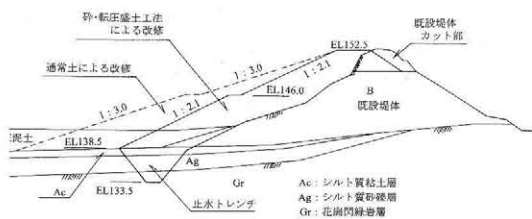


図-15 砕・転圧盛土工法採用による効果

築堤土により堤体改修を実施しようとするとな面勾配を図-15に概念的に示すように1:3.0以上のゆるくしなければならなかった。このため、改修には大量の築堤土を必要とし、かつ貯水容量の大幅な減少を招くなど現実的な改修が不可能であった。一方、傾斜遮水ゾーン築造部の掘削により大量の底泥土が発生するが、これをそのままの状態

で掘削して搬出することが不可能なこと、仮に搬出できたとしても土捨て場を確保できない事情もあった。このような理由から、この池の改修では底泥土を固化処理して、面堤体安定に必要な強度と、堤体の貯水機能を確保できる遮水性を有する築堤土を人工的に製造できる砕・転圧盛土工法を採用して改修を行うことにした。写真-6に改修中の北谷池の堤体の状況を示す。

北谷池では、池内に堆積した底泥土のみでは計画盛土量が不足したため、底泥土に堤体改修により減少する貯水容量を補うための池敷等を掘削して発生した土砂を加えて混合泥土として利用し、この固化処理は寺家池の場合と同様にピット内

で行った。この時の土砂と底泥土の混合比は堤体に必要な遮水性基準値： $k_{Lab} \leq 1 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ を満足するように決めた。

堤高が $H=10\text{m}$ 未満のため池では、砕・転圧土の目標強度 $(q_u)_{cc}^*$ は築堤時の施工機械のトラフィカビリティを確保するために必要な強度となる。しかし、北谷池では堤高が大きいこと、貯水容量の減少や築堤土量を抑える目的で法面を1:2.1の急勾配としたため、 $(q_u)_{cc}^*$ は堤体が所定の安全率を満足して安定であるために必要な強度 $(q_u)_{CCStability}$ から設定された。この $(q_u)_{CCStability}$ は、土地改良事業設計指針「ため池整備」を参考に改修後の堤体断面を決め、この断面が所定の安全率を満足するために必要な傾斜遮水ゾーン部の砕・転圧土の強度 $c_{Stability} (= (q_u)_{CCStability}/2)$ を逆算して決めたものである。

安定計算により決まる $(q_u)_{cc}^* = (q_u)_{CCStability}$ は既設堤体に比較して大きい場合、既設堤体部の強度が小さい場合には既設堤体部と砕・転圧土による新設の傾斜遮水ゾーン部との間で強度の相違が著しくなり、既設・新設堤体部間の密着性にとって好ましくない。そこで、北谷池では既設・新設堤体間の強度の相違を可能な限り少なくするため傾斜遮水ゾーンの上下層部で $(q_u)_{cc}^*$ を変えた。つまり、地震時に生じる堤体変位が大きい部分の小段より上層はトラフィカビリティに必要な強度 $(q_u)_{cc}^* = (q_u)_{CCTrafficability}$ にし、堤体変位が小さい小段より下層部のみを $(q_u)_{cc}^* = (q_u)_{CCStability}$ とし、その値は安定計算により決定した。なお、このように下層部ほど高強度の砕・転圧土で盛立てることは、傾斜遮水ゾーンの上下層部ほど幅広になるので安定計算上有利である。

VI. おわりに

砕・転圧盛土工法は、ため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効率的な老朽ため池改修

法であり、そして築堤土として強度を簡単に制御できる固化処理土を用いているにもかかわらず、砕・転圧土として利用しているため強度と遮水性が均一な堤体築造を可能なものになっている。また、この工法は北谷池の事例で紹介したように、地震時に変位の少なく、すべり面が通過する傾斜遮水ゾーン下層部のみを高強度にするなどの工夫をすることで既設堤体との強度の相違を少なくできるので、高堤体へも十分適用できるものである。今後の課題としては、全国には早急に改修を必要とするため池は約2万箇所あると見積もられており、これらのうち大多数は堤高10m未満の小規模なものであることから、小規模な改修工事に適用できる、あるいは狭隘地でも搬入できる小型のプラントや施工機械を含む施工システムの確立が必要と思われる。

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.165-178，2002.
- 4) (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（第二版），技報堂，1994.
- 5) 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.

リフリート工法によるサイフォン改修について

千葉 真 裕*
(Masahiro CHIBA)

目 次

1. はじめに	94	5. リフリート工法の概要	97
2. 劣化診断の概要	95	6. 使用材料の概要	97
3. 調査結果	96	7. 断面補修工の概要	98
4. 補修工法の選定	97	8. おわりに	99

1. はじめに

鞍坪地区は平成9年度に県営ため池整備事業（農業用河川工作物応急対策）として採択され、宮城県遠田郡南郷町の南端に位置し（図-1参照）、鞍坪左岸副水路から鞍坪川を横断し沖新堀川に流下する全長L=64.6m、幅（内寸）2.5mの排水サイフォンを改修する計画である（図-2参照）。既設鞍坪サイフォンは築造（1951年）から50年ほ

ど経過し、埋設部のクラック及び表面剥離等による老朽化が著しい状況であった。改修方法の選定にあたり、既設サイフォンの内、外部調査を行った結果、躯体自体の安定性を確認したため、現況サイフォン利用による断面補修工法「リフリート工法」による改修を実施した。

本報では、躯体コンクリートの劣化診断から、リフリート工法によるサイフォン補修工事までの事例を取りまとめたものである。

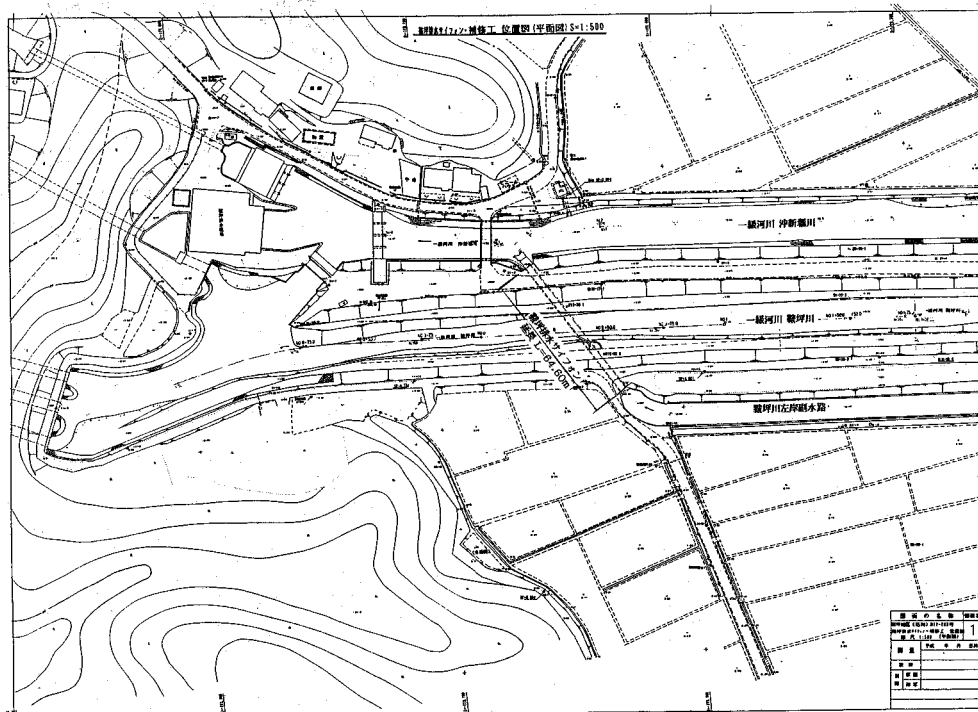
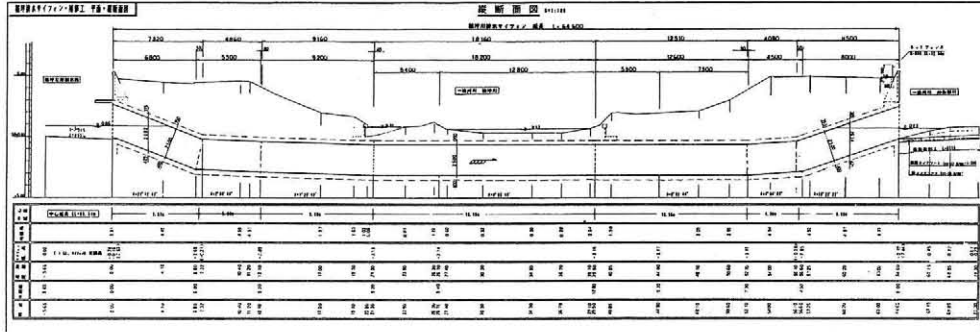


図-1 工事施工位置図

*宮城県気仙沼地方振興センター志津川支所 (Tel. 0226-46-6908)



図一2 工事縦断面図及び断面図

2. 劣化診断の概要

改修工法選定にあたり、まず始めに現況サイフォンの劣化状況について調査を行った。事前にサイフォン内部の水替えを行い、高圧洗浄を行った。その後①目視調査②中性化試験③鉄筋状況調査④躯体コンクリートの圧縮強度試験を実施した。下記に試験方法を記す。

①目視調査

目視によりひび割れ、欠落、ジャンカ、鉄筋露出など躯体コンクリートの劣化状況を調査するものである。写真-1のとおり側壁は凹凸が著しく、ハンチ部では欠落やジャンカが多く認められた。頂壁では上流側はジャンカが目立ち、下流側では骨材露出やひび割れが見られるといったことが主な劣化の状況であった。

②中性化試験

フェノールフタレイン溶液を使用し、コンクリート躯体内部の中性化の浸透状況を調査するものである。鉄筋コンクリートは空気中の炭酸ガスにより中性化が進行すると、アルカリ性が低下し、徐々に鉄筋に錆が発生する。鉄筋は錆により体積膨張を起し、コンクリートにひび割れを発生させ、耐久性の低下=耐用年数の短縮を招く要因となる。

写真-2に示すとおり採取したN=35ヶ所のコア割裂面に、フェノールフタレイン1%エタノール溶液を塗布し、pH8.3~10.0以下では無色、pH10以上では呈色反応を示し、赤色に着色する。

③鉄筋腐食調査

鉄筋探知機にて鉄筋の位置を確認後、コアドリル、たがね等を用いて、かぶりコンクリートをはつり取り、鉄筋を露出させ直接目視により調査した状況を写真-3に示す。鉄筋の腐食は錆の発生による膨張圧によりひび割れ、剥落を生じさせる要因となる。(図-5参照)

④圧縮強度試験



写真-1 目視調査による鉄筋露出状況

コンクリート圧縮強度を測定する一般的な方法であり、採取したコアを載荷し、その強度を測定する。コア寸法はφ75×150mmとしN=5ヶ所で実施した。

3. 調査結果

上記の躯体コンクリート劣化診断の結果を下記に記す。

①目視調査

ひび割れ、漏水、鉄筋露出による部分劣化があり、特に継目目地において顕著であった。開口部（呑口、吐口）付近において摩耗、凍害による表面劣化が進んでいる。なお、内面展開図を作成し整理した結果を図-3に示す。

②中性化調査

大部分の中性化深さはかぶりの1/2未満であっ

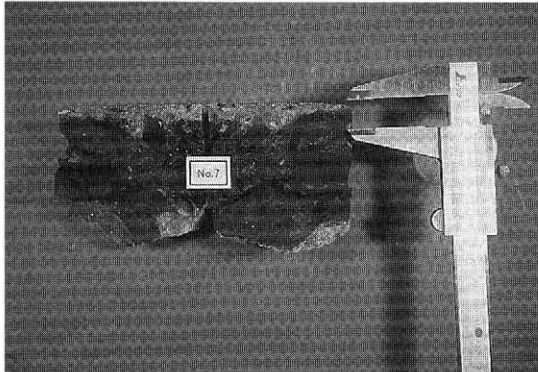


写真-2 中性化試験状況

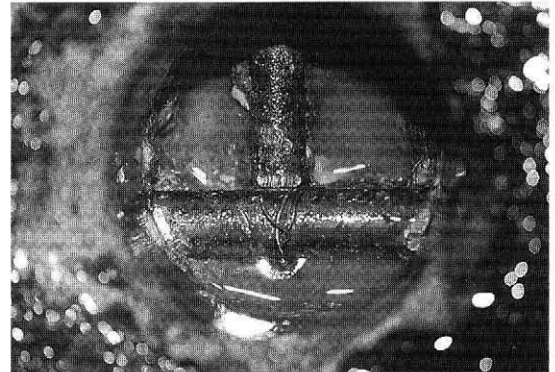


写真-3 鉄筋腐食状況

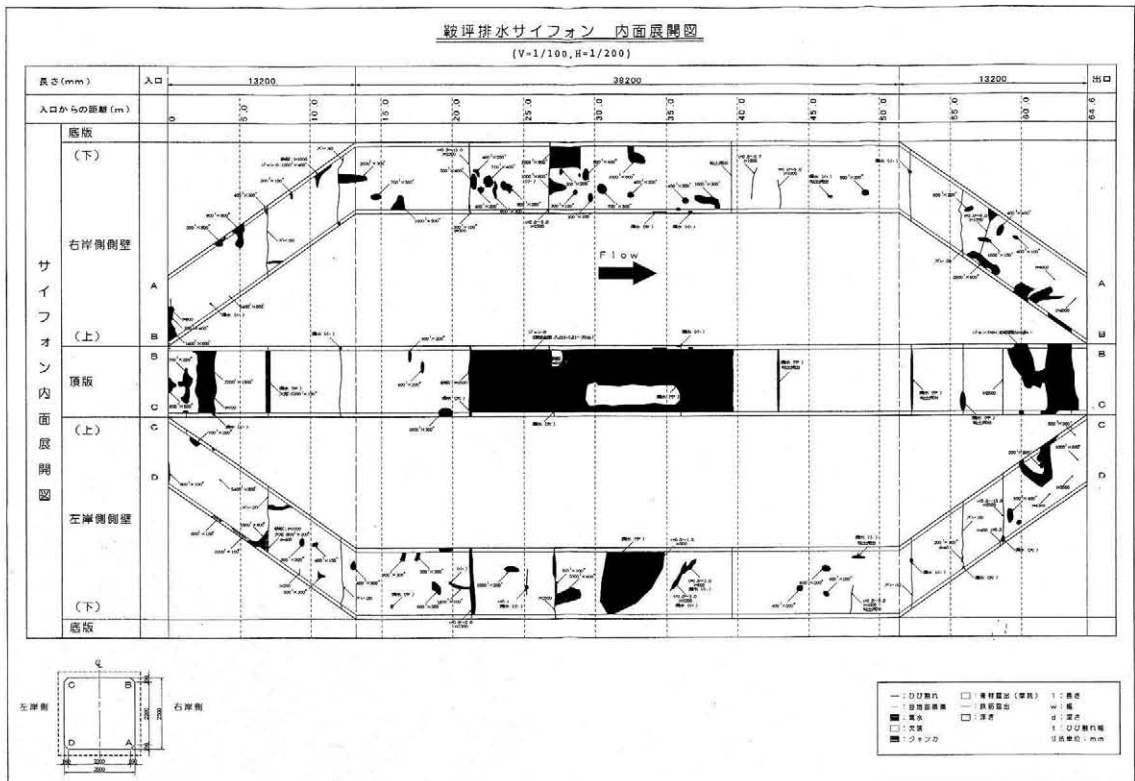


図-3 外観目視調査結果 (H11年度調査)

た。現場は常時水没しているため、炭酸ガス濃度が低く、若干進行（最小0mm～最大11mm）しているだけだった。

③鉄筋腐食調査

鉄筋表面に点錆が広がっているものの、大きな腐食は確認されなかった。（点錆は躯体施工時のものと考えられる。）しかし、一部かぶり不足が認められた。

④圧縮強度試験

全て設計基準強度（ $f_{ck}=21\text{N/mm}^2$ ）を満たしており問題なかった。

以上の結果より、部分的に劣化が顕著な箇所もあるが、補修及び部分補強（継目目地）を行えば、既設サイフンの利用は可能であると判断した。

4. 補修工法の選定

診断結果より、既設サイフンの利用を前提とし、補修方法を検討した。まず、全体の約3割が劣化、損傷が顕著であるため、サイフン内部のひび割れ部、ジャンカ部、骨材露出部を0～60mmの範囲ではつり工を行い、鉄筋防錆材、断面修復材等で全面の補修を行うこととした。また、各劣化状況に応じ対策工法を検討した。なお、工法検討フローを図-4に示す。

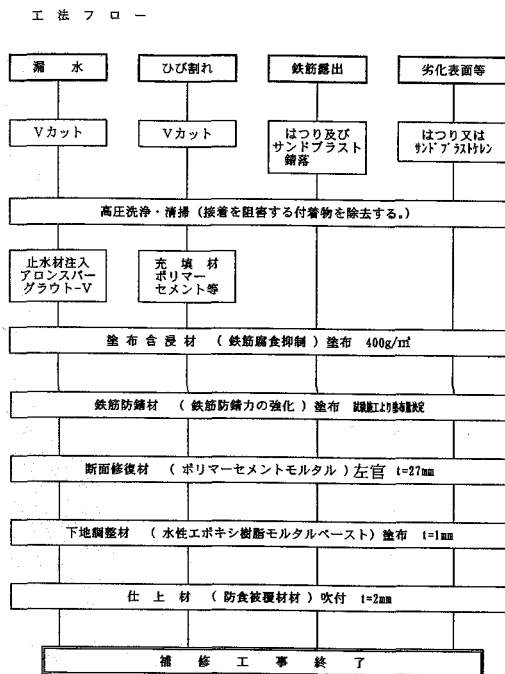


図-4 工法検討フロー

(1)漏水ひび割れ対策：漏水付近は内側からコンクリート表面をVカットし、ポリマーセメント等の止水材を入念に充填する。

(2)鉄筋露出部対策：点錆を除去し鉄筋防錆材塗布を行う。また、著しく腐食している場合は腐食鉄筋を撤去し、新たに鉄筋を配し補強を行う。

これらの工法を行うことにあたり多種多様な断面修復工法が現在では存在しているが、本報では物性がコンクリートに近いポリマーセメントモルタル系に着目し、現場条件に合致し、かつ経済的となる工法を選択した結果「リフリート工法」を選定した。

5. リフリート工法の概要

本工法は浸透性アルカリ性付与材「RF-100」の塗布により、劣化した躯体のアルカリ性増加とともに躯体表面の強化を図りコンクリートを化学的・物理的にリフレッシュする工法である。また、断面が欠落した箇所には「RFモルタル」「RF防錆ペースト」を併用することで水、炭酸ガスなどの浸入を防ぎ、中性化防止と鉄筋腐食防止効果を高めている。なお、断面補修部分の表面仕上げにはポリウレア樹脂の「タフガードR-G工法」を採用している。（図-5：リフリート工法の模式図参照）

6. 使用材料の概要

RF-100：

主成分である特殊ケイ酸リチウム水溶液はコンクリート、モルタルへの浸透性に優れ、アルカリ性のため鉄筋の腐食抑制に効果がある。スポンジロール、刷毛等で下地に押し込

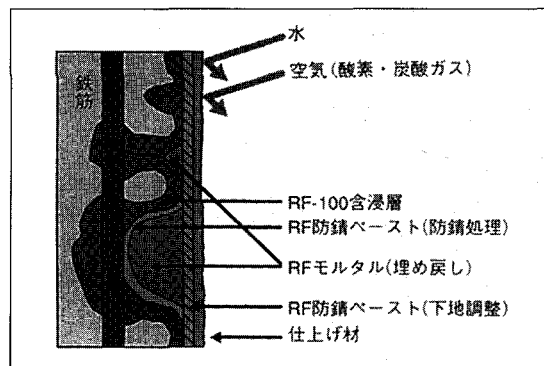


図-5 リフリート工法の模式図

むように塗布する。塗布量は約 $400\text{g}/\text{m}^2$ （2回塗り）を標準とする。

RF防錆ペースト：

接着性、防水性、耐衝撃性に優れた防錆材入ポリマーセメントペーストであり、露出鉄筋の防錆処理材に使用する。従来の1：3モルタルと性質を比較すると、接着強さは約4倍、塩化物イオン浸透深さ $1/3$ となっている。1回の塗り厚さは $1\sim 2\text{mm}$ を標準とする。

RFモルタル：

防錆入ポリマーモルタルであり、剥離、欠損部分の埋め戻し材として、RF防錆ペースト塗布後追いかけて、コテを使い押し付けるように施工する。従来の1：3モルタルと性質を比較すると、接着強さは約4倍、促進中性化では約 $1/5$ 、塩化物イオン浸透深さでは $1/3$ 、圧縮強度は $f_{ck} = 33\text{N}/\text{mm}^2$ （材齢28日）となっている。1回の塗り厚さは $2\sim 6\text{mm}$ とし、 6mm 以上の場合には数回に分けて下層が硬化後に塗り重ねる。

ポリウレア樹脂：

アミノ基とイソシアナート基を化学反応により形成されるウレア結合を製品化したもので、指触硬化時間が $5\sim 10$ 秒と極めて短く、伸び率が $300\sim 450\%$ と非常に高いため、素地クラックに追従し、地震や衝撃が発生しても、防水・防食機能を維持できる品質を持っている。1回の塗り厚さは 2mm 以上を標準とする。

7. 断面補修工の概要

次に断面補修工法の施工は図-6に示す順番により施工を行った。

- (1)準備工では、材料の手配等。
- (2)仮設工では、沖新堀川と鞍坪左岸副水路に大型土のうを設置後、ポンプで水替えを行いサイフォン内部を露出させる。
- (3)前段処理工では、ヘドロ等の堆積物を、バキューム及び人力にて構外へ搬出後、内部を高圧洗浄し、構内の清掃を行った。その後、事前調査で確認できなかった底版部分の劣化診断調査を実施した。
- (4)前処理工では、ディスクサンダー、サンドブラスト、人力はつりにより劣化状態に併せ $0\sim 60\text{mm}$ の範囲ではつり工を実施する。その後、再度高圧洗浄 ($150\text{kgf}/\text{cm}^2$) を行い、

施工手順

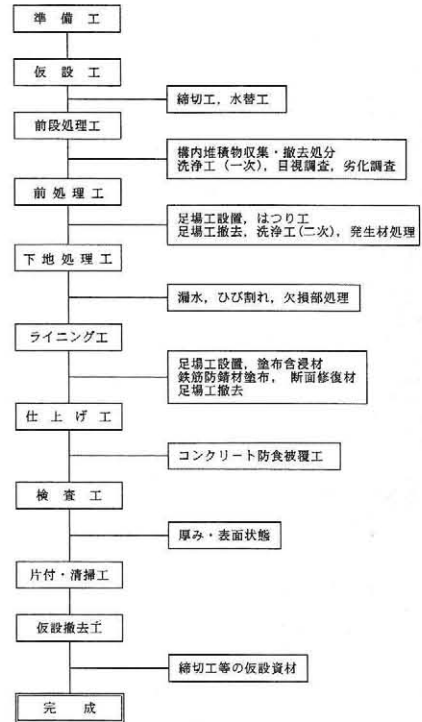


図-6 施工手順

接着を阻害する付着物を除去する。(写真-4参照)

- (5)下地処理工では、鉄筋断面の欠損の影響を受けた長さ+鉄筋定着長 $\times 2$ の長さの新しい鉄筋を補充し、欠損の受けた鉄筋に沿わせて配置する(写真-5参照)。
- (6)ライニング工では、写真-6に示すとおりRF-100を原液のまま刷毛等でコンクリート面に十分染みこませるように2回以上塗布し、その後

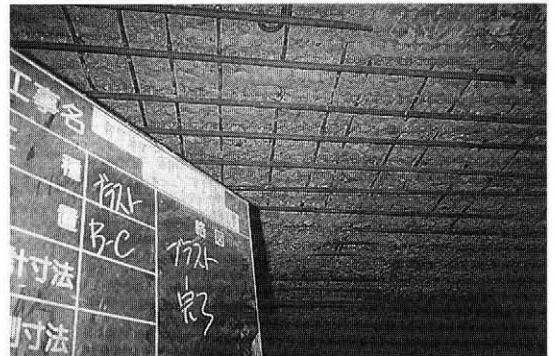


写真-4 サンドブラスト完了状況



写真-5 補強鉄筋設置完了

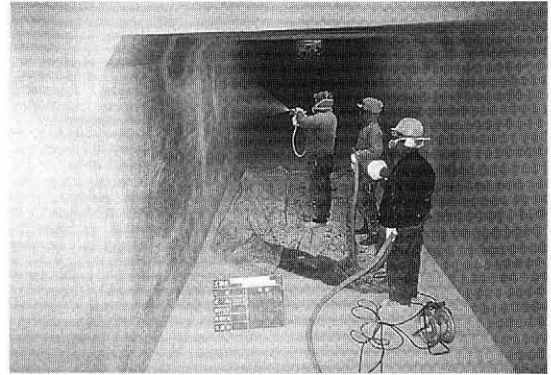


写真-8 ポリウレア樹脂材塗布状況

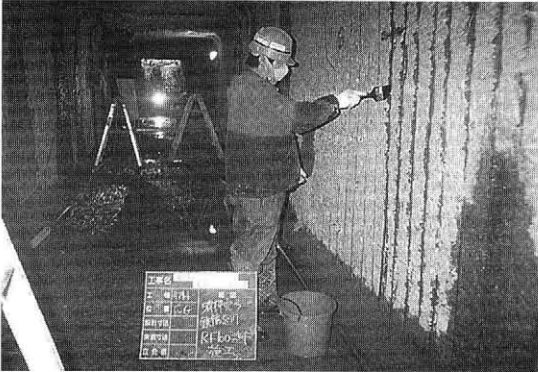


写真-6 アルカリ性付与材塗布状況

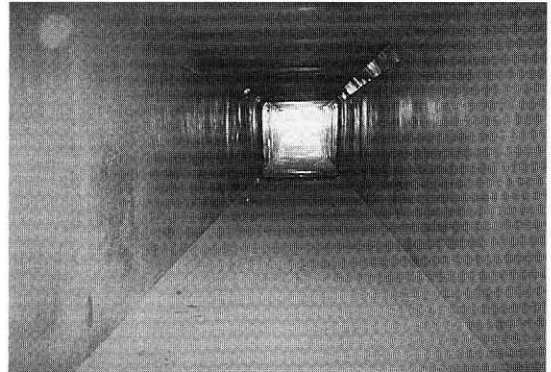


写真-9 補修完了

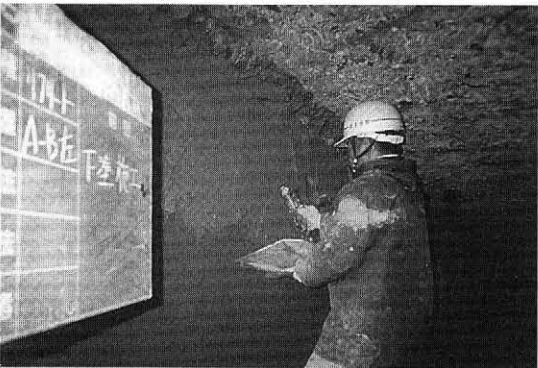


写真-7 断面補修材塗布状況

RF防錆ペーストを腰の強い刷毛等を使用し、露出した鉄筋及びその周辺にたたき込むように塗布した。その後欠落した箇所には、写真-7に示すとおり断面補修材RFモルタルを左官仕上げにて押し付けるように充填する。

(7)仕上げ工では写真-8に示すとおりポリウレア樹脂のタフガードR-G工法により $t=2\text{mm}$ ス

プレーにより仕上げを行い、断面補修工法を完成させた。

8. おわりに

今までは十分な躯体コンクリート劣化診断手法が明確化されず、新設による機能回復を主として農業土木工事は展開されてきた。近年、本工法のようなコンクリート断面補修工法は、各種メーカーの開発が進み、施工実績も増加傾向にある。採用にあたり①工事費の縮減、②工期の短縮、③産業廃棄物の排出低減=環境への負荷軽減などの利点が上げられ、今後公共事業を展開するうえで、積極的な導入が期待される。

(引用・参考文献)

- 1) リフリート工法材料編・工法編：リフリート工業会案内カタログ
- 2) タフガードRシリーズ：メーカー工法案内カタログ

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15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 農業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と同じ
- 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 事務連絡 大平
〒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図, 写真, 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。
- 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, を入れる) を使用のこと。
- 5 ワープロで作成した原稿については, プリントアウトした原稿とともに文字データについてはフロッピーディスクでも提出すること。
- 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)
- 7 写真, 図表はヨコ7cm×タテ5cm大を242字分として計算し, それぞれ本文中の挿入個所を指定し, 写真, 図, 表は別に添付する (原稿中に入れない)。写真, 図表が画像データの場合は, 画像データを文字データ上 (一太郎, ワード等) に貼り付けずに, 元の画像データのままとすること。
- 8 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。また, 原図をそのまま印刷に使用するので極力鮮明なものを提出すること。
- 9 文字は明確に書き, 特に数字や記号などのうち, 大文字と小文字, ローマ字とギリシャ文字, 下ツキ, 上ツキ, などで区別のまぎらわしいものは鉛筆で注記しておくこと。
たとえば,
C, K, O, P, S, U, V, W, X, Zの大文字と小文字
O (オー) と0 (ゼロ) a (エー) と α (アルファ)
r (アール) と γ (ガンマ) k (ケイ) と κ (カッパ)
w (ダブルユー) と ω (オメガ) x (エックス) と χ (カイ)
l と (イチ) と1 (エル) g (ジー) とq (キュー)
E (イー) と ε (イプシロン) v (ブイ) と ν (ウプロシン)
など
- 10 分数式は2行ないし3行にとり余裕をもたせて書くこと。
- 11 数表とそれをグラフにしたものとの並載はさけ, どちらかにすること。
- 12 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。
- 13 投稿の採否, 掲載順は編集委員会に一任すること。
- 14 掲載の分は稿料を呈す。
- 15 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 大平：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（135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

平成15年10月1日、水資源開発公団は40年間に及ぶ実績を承継し、独立行政法人水資源機構として発足した。これは平成13年12月閣議決定された「特殊法人等整理合理化計画」に基づくもので、水資源機構は、「開発」が組織名からなくなったように、新規に水の供給量を増大させる事業は行わないことになった。このため、建設事業については現在実施中の15事業を予定どおり完了させることと、新規についても改築のように新規の水供給量が増加しない事業に限定されることになった。また、管理業務は既存施設の管理に加え、機構の管理施設と一体的に管理することが水資源の合理的利用となる施設は受託管理できることとなった。一方、事業実施の手続きについては、主務大臣から公団への事業実施方針、管理方針の指示手続きが廃止され、機構は自ら事業実施計画を策定し、関係都府県、利水者（農水、上水、工水）と計画内容や費用負担について協議し、主務大臣の認可を得る制度に改められた。機構事業は国からの補助金の他、関係都府県、利水者からの負担金で運営されている仕組みから、機構は従来にも増してライフサイクルコスト等を意識したコスト軽

減に努めるとともに、将来その地域に親しまれる施設となるよう利水者や地域住民等のニーズを把握しながら整備、管理することが重要となる。また、これと合わせて各職員の意識改革も重要であり、今年事務所単位で策定したアクションプログラムの実践が多くの方から信頼を得るキープポイントとなるであろう。

この他、機構においては、組織の自立性、手続きの透明性の確保などの観点から、様々な手続きが定められた。主なものは、主務大臣から5年間程度の中期目標が指示され、機構はその目標達成のために中期計画を作成し、主務大臣の認可を得ること、毎事業年度の計画を主務大臣に届け出て、これら計画の達成状況が各主務省で設置する評価委員会に諮られる。現中期計画には、総合コスト縮減率15%や事務的経費13%削減等の数値目標も定められており、まさに機構の効率的業務運営やそのための努力が問われる5年間である。こう書くときと厳しい環境に置かれた印象を与えるが、私としては事業評価制度と同様に、機構の成果を全国にPRする良い機会と受け止めている。

(独立行政法人水資源機構 水路事業部 細山田)

水と土 第135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