

16 食料供給力強化に貢献する積雪寒冷地の農業生産基盤の整備・保全管理に関する研究

研究期間：平成 28 年度～令和 3 年度

プログラムリーダー：寒地農業基盤研究グループ長 川口清美

研究担当グループ：寒地農業基盤研究グループ（資源保全チーム、水利基盤チーム）

1. 研究の必要性

世界人口の増加、食生活の変化、異常気象の頻発等により世界の食料需給関係は今後逼迫する方向にある。日本の食料自給率は現状カロリーベースで 37%（平成 30 年度）と先進国中最低であり、新たな「食料・農業・農村基本計画（令和 2 年 3 月 31 日閣議決定）」では令和 12 年度までに 45%へ向上させることが目標であるが、食料生産の担い手の減少と高齢化、耕作放棄地の発生などにより国内の食料供給力の低下が懸念されている。このような状況のもと、イノベーションによる農業の振興（新技術を活用した生産基盤の整備）が急務となっており、国内の重要な食料生産地である北海道においても大規模な営農や積雪寒冷地といった地域条件とその変化に適合する農業生産基盤の整備・保全管理技術の開発が求められている。

2. 目標とする研究開発成果

本研究開発プログラムでは、近年、北海道で進められている圃場の大区画化やこれに伴う灌漑排水施設の整備に必要な整備土工技術や灌漑排水技術、積雪寒冷地にある農業水利施設の長寿命化や大規模災害時の防災・減災を目的とした農業水利施設の管理技術、大規模な酪農地帯や水田地帯における周辺環境との調和に配慮した灌漑排水技術を開発することを研究の範囲として、以下の達成目標を設定した。

- (1) 経営規模の拡大に対応した大区画圃場の効率的な整備技術と高度な管理技術の開発
- (2) 営農の変化と気候変動を考慮した農業水利施設の維持管理・更新技術の開発
- (3) 大規模農業地域における環境との調和に配慮した灌漑排水技術の開発

このうち、令和 2 年度は(1)、(2)、(3)について実施した。

3. 研究の成果・取組

「2. 目標とする研究開発成果」に示した達成目標に関して、令和 2 年度に実施した研究の成果・取組について要約すると以下のとおりである。

(1) 経営規模の拡大に対応した大区画圃場の効率的な整備技術と高度な管理技術の開発

1) 積雪寒冷地における大区画圃場の整備技術に関する研究

圃場の大区画化のための土工で土壌物理性を悪化させないための施工前の土壌診断項目とその基準値を明らかにすることを目的に、国営事業実施地区内で新たに 5 筆の大区画圃場を追加し、粘土分を多く含む圃場における施工前後の表土（0-15cm）の物理性を調査した。これらの圃場の表土は軽埴土であり、下層土は低位泥炭土及び軽埴土である。

調査の結果、表土に粘土分を多く含む圃場では、施工後に作物生産に適した土壌物理性を確保するための指標として表土の飽和透水係数に着目し、これを満足する pF2.7~3.0 以上となるまで土壌を乾燥させてから施工を行うことが好ましいことが示唆された。またこの pF 値に対応する地耐力は 0.8~0.9MPa であることがわかった。

今後は、これまでの研究成果を踏まえ、土壌種類ごとの整備土工技術を体系化し提案する。

2) 大区画水田圃場における地下水位制御システムの高度利用に関する研究

大区画圃場での転作作物栽培における給排水ムラの実態把握と要因の解明を行い、地下灌漑の実施を可能とする圃場条件を検討するとともに効果的な利用技術を提案することを目的に、作土直下に硬盤層を有し給排水ムラが生じている I 地区の小麦圃場において有材心土破碎を実施し有効性を調査した。

調査の結果、有材心土破碎を実施していない地点の暗渠間では地下灌漑時に地下水位は上昇せず作土の土壌水

分も増加しなかったが、有材心土破碎を実施した地点では地下灌漑時に埋設された疎水材を通して作土へ給水され作土の土壌水分は増加した。このことから、地下灌漑による用水供給が困難な圃場では、有材心土破碎の実施が有効であることがわかった。この成果は、効果的な地下灌漑の実施方法として提案できる。

3) 水田地帯の水文環境保全に配慮した灌漑排水技術に関する研究（このうち、大区画水田の高精度な水管理技術の開発と用水量の解明）

水田圃場の大区画化や地下水制御システムの整備が進められる中、整備済みの圃場を対象とし、直播栽培が導入された圃場の水管理及び水収支を調査してきた。令和2年度は、前年度からの継続調査として、末端用水路がパイプライン化された地区において、圃場整備前後の移植栽培及び乾田直播栽培の圃場水管理及び水収支の調査を実施し比較した。その結果、圃場整備後の乾田直播栽培圃場では、前年度調査の結果と同様に総供給水量の値が大きくなった。その要因として、圃場浸透量の差、強制落水時の再湛水の実施、水管理操作時間の変化による表面流去水の発生等が考えられた。

また、圃場整備後の時間経過に伴い、灌漑方式や水管理操作時間、供給水量が変化することが分かった。そのため、圃場整備後には、耕作者が新たな灌漑施設による水管理に習熟するまでは、地区内の取水ピークの時間帯や取水量の変化に留意して配水管理を行う必要があることを示した。

(2) 営農の変化や気候変動を考慮した農業水利施設の維持管理・更新技術の開発

1) 積雪寒冷地における農業水利施設の長寿命化に関する研究（このうち、農業水利施設の複合劣化を対象とした農業水利施設の維持管理・更新技術の開発）

積雪寒冷地における農業水利施設の長寿命化に関する研究の目的は、①農業水利施設の複合劣化を対象とした診断・評価方法の構築、ならびに②積雪寒冷地における農業水利施設の補修・補強方法とその評価方法の開発である。

令和2年度は②を実施した。補修・補強に使用する無機系表面被覆材に凍結融解を作用させ、その後に促進摩耗試験を行った結果、凍結融解の作用はスケーリングを生じさせ、またひび割れを蓄積させることにより、耐摩耗性の低下を促すことを確認した。

また、複合劣化に対して高耐久性を有する「超高耐久性断面修復・表面被覆技術」の開発と、その耐久性を評価するためのモニタリング調査を行った。試験施工を行った現地のコンクリートフルーム水路の断面修復・表面被覆材の凍結融解試験を行った結果、凍結融解サイクル数は1,500サイクルを超え、優れた耐凍害性を有すること、また、その耐用年数は予定供用期間を大きく超えることを確認した。

2) 大規模災害時における長大な農業水利施設の災害対応計画策定技術の開発

（※ H30年度で完了。H30年度研究開発プログラム報告書の記載を再掲）

大規模地震災害時には、長大な農業用水路における正確な被害情報が得られない場合がある。そのような場合でも、施設管理者が取水ゲートを閉鎖すべきか否かを適切に判断できる意思決定方法を期待値原理に基づき検証した。その結果、大規模地震災害時の不確実な被害情報を判断基準とせず、幹線水路での被害の発生に対応可能な管理体制が、その時点で構築できるか否かを判断基準とすれば良いことがわかった。

また、平成28年度から3カ年で行った、大規模災害に備えた災害対応計画策定技術の研究の結果を、農業水利施設管理者のための災害対応計画策定マニュアル案としてとりまとめた。

今後、土地改良区（施設管理者）による災害対応計画の策定あるいは見直し作業に活用されるよう、普及を進める。

(3) 大規模農業地域における環境との調和に配慮した灌漑排水技術の開発

1) 水田地帯の水文環境保全に配慮した灌漑排水技術に関する研究（このうち、周辺水文環境と調和した灌漑排水技術の構築）

水田圃場の大区画化や地下水位制御システムの整備の進展に伴って、農区や、これより広域な灌漑区域における流出機構が変化すると予想される。そのため、水田地帯における周辺水文環境と調和した灌漑排水技術の構築をめざして、平成28年度から水収支および水質の調査を続けている。

令和2年度は、末端用水路がパイプライン化された整備地区を対象に、農区レベル、圃場レベルの水収支及び

水質（排水）の調査を前年度から継続して実施した。また、大区画化圃場の整備後も末端用水路が開水路である国営事業地区の整備前後の同一圃場を対象に、水収支及び水質（排水）の調査を新たに実施し比較した。パイプライン系の農区では、配水管理用水が殆ど生じないため、開水路系の農区の水収支や水質濃度とは大きく異なることが考えられたが、地域の営農状況や水管理状況等を踏まえて影響を分析し、農業用水が有する環境保全機能を評価する必要がある。

2) 大規模酪農地帯における効率的なふん尿スラリー調整技術の開発に関する研究

家畜ふん尿を好気性発酵により腐熟させる肥培灌漑施設の効率的な運転管理方法を明らかにすることを目的に、室内試験および肥培灌漑施設の現地調査を行った。

室内試験装置を用いた効率的なふん尿調整条件の解明では、臭気指数が悪臭規制値（臭気指数 20）よりも小さくなる条件を検討した結果、乳牛ふん尿スラリーを TS（全固形物濃度）4%に調整して、3L/min で毎日 6h/d の連続曝気を行うことが効率的なふん尿調整条件であることがわかった。

肥培灌漑施設からの泡流出抑制技術の開発では、肥培灌漑施設の調整槽での発泡状況と施設運転状況をモニタリングし、槽外への泡の溢流は消泡機の停止中に発生することが明らかになった。また調整槽内の泡は、液面上昇によって調整槽内天端に達し、さらに横方向（開口部方向）に押し出され溢流に至ると推察された。

また、現地施設を用いた効率的なふん尿調整方法の検証では、現地施設において季節毎の液温変化を確認した。2 時間の曝気を 1 日 2 回行う施設（日合計 4 時間曝気）では、夏期には液温が 30℃を超えた。外気温が低下する冬期には連続 7 時間曝気に変更した結果、厳冬期でも調整槽液温が 20℃以上に保持できることを確認した。微生物（中温菌）の活動に必要な温度は 15～40℃と言われており、微生物活動を維持するために冬期の調整槽液温の低下を抑制するには 1 日 7～8 時間程度の連続曝気が必要と考えられた。

3) 大規模酪農地帯の水質環境評価技術に関する研究

北海道東部の大規模酪農地帯では、国営環境保全型かんがい排水事業が実施され、事業実施状況が流域の水質環境に与える影響を定量化することが求められている。そのため、SWAT（Soil and Water Assessment Tool）による水質解析により、大規模酪農地帯の水質環境改善手法を提案する。令和 2 年度の主な内容と成果は以下のとおりである。

酪農地帯である西別川流域で、水文・水質調査を継続実施し、SWAT の精度評価に利用する流量と水質のデータを得るとともに、現在の営農条件を設定し、実測値に合うモデルパラメータを同定した。

これらを用いて、SWAT によるシミュレーションにより、事業進捗による河川水質への影響を評価した。事業実施前と現在の状況（事業実施中）とを比較した結果、肥培かんがい施設の整備や牧草地から飼料用トウモロコシへの転作が進むことで、施肥の種類や時期などが変化し、流出成分が変化することで支川下流地点の全窒素流出負荷量が全体的に減少していることが示された。

RESEARCH ON MAINTENANCE AND MANAGEMENT OF AGRICULTURAL INFRASTRUCTURE IN THE SNOWY COLD REGIONS CONTRIBUTING TO IMPROVING FOOD SUPPLY

Research Period : FY2016-2021

Program Leader : Director of Cold-Region Agricultural Development Research Group
KAWAGUCHI Kiyomi

Research Group : Cold-Region Agricultural Development Research Group (Rural Resources Conservation, Irrigation and Drainage Facilities)

Abstract : The tight balance between global supply and demand of food is expected to continue. In Japan, there is concern over a decline in food supply capability resulted from decrease in and aging of core-farmers. In Hokkaido, a major food-producing region of Japan, there is a need for the development of agricultural infrastructure and of conservation and management technologies that suit the local conditions, such as a large-scale farming and a cold, snowy climate. Each objective, and major findings of the surveys conducted in fiscal year 2020 are as follows.

Objective (1) : The development of technologies for the efficient consolidation and advanced management of large-scale fields to respond to the expansion of management scale

To establish items and criteria for soil diagnosis, which is conducted prior to a civil engineering work for a large field to prevent deterioration of the soil's physical properties, five large new fields were added to a national project area and the physical properties of surface soil (0 to 15 cm) with high clay content were studied before and after earthworks. The focus of the study was saturated hydraulic conductivity as an index to ensure that physical soil properties in fields. The results suggested that it is preferable to conduct works after drying the soil to satisfy an index value of pF 2.7 to 3.0 or higher. It was also found that the bearing capacity of ground that corresponds to the pF value was 0.8 to 0.9 MPa.

To understand variation in water supply and drainage in large converted fields and the factors that cause the variation, and to determine the field conditions that allow for underground irrigation, the effectiveness of subsoil breaking with rice husk filler was investigated in the wheat field in Area I, which has a hard tillage layer directly under the soil and uneven water supply and drainage. As a result, water was supplied to the surface ground through buried filter material, and the soil water content increased at the time of underground irrigation in the section where material-fed subsoil had been broken up, while the groundwater level did not increase between culverts in the section without material-fed subsoil breaking.

With the development of large paddy fields and groundwater control systems underway, research on water management techniques and water balance has been conducted in direct-seeded fields. In FY 2020, water management and water balance were studied in fields where transplanting and direct seeding on dry paddies had been conducted before and after consolidation in an area where pipelines had been established for terminal irrigation canals, as a continuation of the previous year's study. As a result, the total water supply volume was larger in the consolidated dry paddy field where direct seeding was conducted. It was thought to be due to the difference in the amount of percolation of the field, implementation of re-filling at the time of forced drainage of ponded water, and the generation of surface runoff due to the change in water management operation time.

Objective (2) : The development of technologies for the maintenance and renewal of agricultural irrigation facilities considering changes in farming and climate

In FY 2020, "Development of repair and reinforcement methods for agricultural irrigation facilities in cold, snowy areas, and a method to evaluate them" was implemented. Freezing and thawing action was applied to inorganic surface covering material used for repair/reinforcement, and an accelerated wear test was then conducted. As a result, it was confirmed that freezing and thawing action caused scaling and accelerated the deterioration of abrasion resistance by accumulating cracks.

Ultra-durable Technology for Mortar Coverage and Restoration that is highly resistant to combined deterioration was also developed and a monitoring study was conducted to evaluate the durability. A freeze-thaw test of a local concrete flume channel to which the cross-section repair/surface coating material was applied on a trial basis resulted in more than 1,500 freezing and thawing cycles, indicating excellent freeze-thaw resistance and a service life that far exceeds the planned life.

At a large-scale irrigation canal, an appropriate decision-making method for the facility administrator to close the water intake gate during a large-scale earthquake disaster was investigated based on the expected value principle. We created a draft of a manual for formulating disaster-response planning for administrators of irrigation facilities. (*Completed in FY2018; cited from the article from FY2018)

Objective (3) : The development of irrigation and drainage technologies that are in harmony with the environment in a large-scale farming area

In FY 2020, water balance and quality (drainage) research in farm areas and on field levels continued from the previous year in a consolidated area where pipelines had been established for terminal irrigation canals. A new study of water balance and quality (drainage) was conducted in the same field to compare the results before and after consolidation in a national project area where terminal irrigation canals still remained open canals, even after the consolidation of expanded fields. It was assumed that water balance and quality concentration in the farm area with pipelines would differ greatly from those in an area with open canals because almost no water is generated for water distribution control. It is necessary to analyze the influence based on regional farm management and water management conditions and evaluate the environment conservation function of agricultural irrigation water.

The purpose of this research is to establish techniques for the efficient operation and management of manure irrigation facilities where livestock manure is matured by aerobic fermentation. Indoor tests and field tests at a slurry irrigation facility were conducted to identify an efficient operation and management method for the maturation of animal manure using aerobic fermentation. In the process of identifying efficient manure adjustment conditions using an indoor test device, the conditions for the odor index to be smaller than the offensive odor regulation value (odor index: 20) were determined. The results indicated that continuous aeration of 6 hr/day at 3 L/min using manure slurry of dairy cattle adjusted to 4% in total solid content (TS) was an efficient manure adjustment condition. In the verification of an efficient manure adjustment method using local facilities, seasonal liquid temperature changes were observed. After changing to 7-hour continuous aeration in winter when the outside temperature dropped, it was confirmed that the liquid temperature in the adjustment tank could be maintained at 20°C or higher even in mid-winter. The temperature that microbes (mesophilic bacteria) need to be active is considered to be 15 to 40°C, and continuous aeration for 7 to 8 hours a day was considered necessary to control a drop in the liquid temperature of the adjustment tank in winter to maintain microbic activity.

In a large-scale dairy farming area in eastern Hokkaido, a national environmentally-friendly irrigation and drainage project has been implemented, and there is a need to quantify the impact of the project on the water quality environment in the basin. To this end, analysis on water quality has been conducted using the Soil and Water Assessment Tool (SWAT) to propose a method for improving water quality in large-scale dairy farming areas. The influence of progress of the project on river water quality was evaluated through simulations using SWAT. As a result of comparison between the pre-project and current (during the project) conditions, it was found that the types and timing of fertilizer application changed with the establishment of a slurry irrigation facility and the progress of transfer from pasture to corn for feed, resulting in a change in runoff components and a general decrease in the flow load of total nitrogen in the lower reaches of the tributaries.

Key words: large-scale fields, soil physical properties, sub-irrigation, bearing capacity, direct seeding culture of paddy rice, technologies for maintenance and renewal, complex deterioration, irrigation canal, surface protection method, disaster response plan, delivery water, slurry irrigation, dairy manure, aerobic fermentation, water quality

16.1 経営規模の拡大に対応した大区画圃場の効率的な整備技術と高度な管理技術の開発

16.1.1 積雪寒冷地における大区画圃場の整備技術に関する研究

担当チーム：寒地農業基盤研究グループ（資源保全チーム）

研究担当者：横川仁伸、横濱充宏、大友秀文、
中山博敬、新津由紀、桑原淳、清水真理子

【要旨】

圃場の大区画化整備において、施工に伴う土壌物理性の悪化を抑制する技術を開発することを目的に、施工時の土壌水分状態と施工前後の土壌物理性の変化を調査した。調査は、下層が低位泥炭土である美唄地区と粘性土である美唄茶志内地区で行った。表土（0～15cm（以下括弧書きの cm 表示はすべて地表面下を示す））について、美唄地区では、物理性の悪化を抑制するためには、土壌水分張力である pF が 2.0～2.5 まで乾燥した状態で施工する必要があることを明らかにした。pF 2.0～2.5 に対応する表土（0～15cm）の地耐力は 0.6～0.7MPa であったため、降雨後に表土（0～15cm）の地耐力が 0.6MPa 以上にまで回復したのを確認してから施工を開始する必要があると考えられる。一方、美唄茶志内地区では、表土（0～15cm）の物理性の悪化を抑制するためには、施工時の pF が 2.7～3.0 まで乾燥した状態で施工する必要があることを明らかにした。表土（0～15cm）の pF が 2.7～3.0 に対応する地耐力は 0.8～0.9MPa であったため、降雨後に表土（0～15cm）の地耐力が 0.8MPa 以上にまで回復してから施工を開始する必要があると考えられる。このように美唄茶志内地区では、施工に伴う表土（0～15cm）の物理性の悪化を抑制するためには、美唄地区と比較してより表土が乾燥した時に施工する必要があることが分かった。これは、美唄茶志内地区の表土は、粘土分の多い細粒な土壌であるため、練り返しを受け土壌構造が破壊された時に土壌物理性が悪化しやすいためと考えられる。よって、施工開始の判断基準は粘土の重量割合別に設定する必要がある。得られた施工開始の判断基準と降雨後の表土（0～15cm）の水分調査から、施工開始までの日数を検証した。美唄地区で表土（0～15cm）の pF が 2.0 以上まで乾燥するには、降雨量が 5～10mm の場合は降雨後 1 日半から 2 日程度、降雨量 30mm 程度の場合は降雨後 4 日から 5 日程度であった。美唄茶志内地区で表土（0～15cm）の pF が 2.7 以上まで乾燥するには、降雨量が 50mm 程度の場合は、降雨後 6 日程度であった。また、下層が泥炭土である美唄地区では、下層土の切盛直後の地耐力は、泥炭土が湿潤な区域（pF1.8 未満）で超湿地ブルドーザの走行に必要な 0.20MPa を下回る場合があった。このことから、下層土の切盛後に湿潤な泥炭土（pF1.8 未満）が切盛土表面に出現する区域では、整地作業に使用する施工機械は超湿地ブルドーザよりさらに接地圧の小さい超々湿地ブルドーザの使用が望ましいと考えられる。

キーワード：大区画圃場、土壌物理性、土壌水分、地耐力、施工機械

1. はじめに

北海道の水田地帯では、農家戸数の減少に伴い、1 戸当たりの経営面積が拡大している¹⁾。農作業の効率化、省力化のため、大型の農業機械の利点を活かせるような農業基盤の整備が必要となっており、圃場を大区画に整備する事業が進められている。整備前の各圃場の基盤標高は異なっていることが多いため、各圃場を合わせて 1 区画にするには、図-1 のように、表土をはぎ、異なる標高の下層土の上面を切土、盛土により均平にし、表土を戻すという一連の作業を行う必要がある。

ところで、北海道の水田で下層が泥炭土である割合は 19%程度であり、また排水不良の土壌に分類される灰色台

地土とグライ台地土である割合は 10%程度である²⁾。下層がこうした土壌である施工現場では、下層土の上面が降雨により湿潤になることで、施工工程に制約が生じたり、施工機械による攪拌、練り返しが起きて土壌の物理性が悪化したりする恐れがある。このため、天候の急変によって、はいだ表土やむき出しになった下層土の上面が降雨にさらされることのないよう、表土はぎから表土戻しまでの作業をその日のうちに終わられる大きさに区域を分割して施工する対策や、超湿地ブルドーザを使用し接地圧を小さくして土壌の練り返しを抑制する対策が行われている。

転作田では、土壌の水はけが良いことが作物の生育に

必要な条件であり、土壌の排水性を良好に保持しながら施工する技術は、今後さらに重要になるものと考えられる。一方、現場では降雨後の湿潤な状態を脱却したと判断した後に施工を開始するが、施工を始めてみると土壌が過度に湿潤な状態であることもあり苦慮している。このため、施工開始を判断する定量的な基準が必要と考えられるが、こうした報告事例（北川ら³⁾）は少ない。

本研究は、施工に伴う土壌物理性の悪化を抑制するために必要な施工前の土壌診断の項目と基準値を明らかにすることを目的とする。本研究では、下層が泥炭土である8筆の大区画圃場（美唄地区）と下層が粘性土である6筆の大区画圃場（美唄茶志内地区）において、表土と下層土の施工前後の土壌物理性の変化について調査を行った。

2. 方法

2.1 調査地の概要

調査は、表-1に示す14筆の大区画圃場で行った。各圃場ともに施工前は数筆の小区画であったものが、施工により1.2ha程度の1筆の大区画になっている。

いずれの圃場も、表土は約25~30cm厚さの鉾質土であ

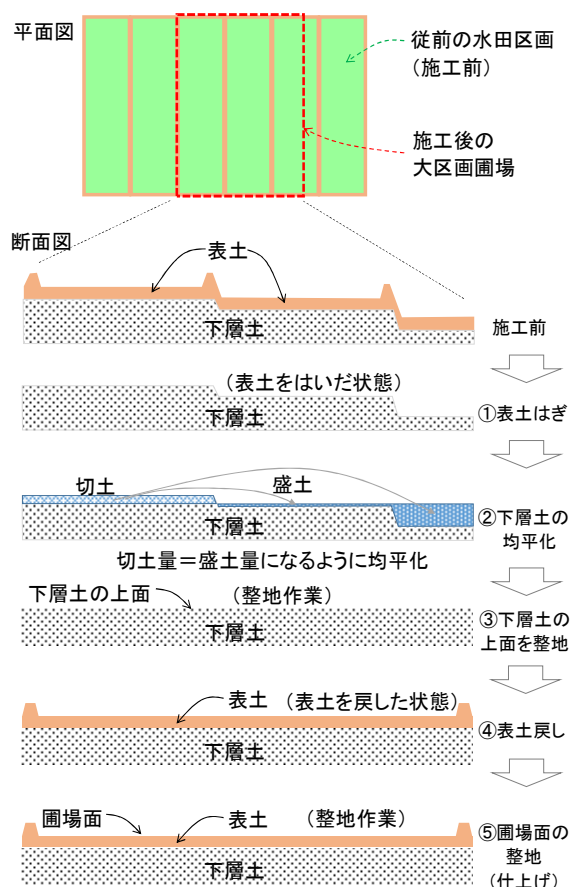


図-1 水田の大区画化施工のイメージ

る。土壌断面調査を行った結果、施工前の表土（0~15cm）は作土層であり、表土（15~30cm）はやや締め固まった耕盤層であった。下層は、A~Hの8圃場ではヨシを主体とした低位泥炭土であり、I~Nの6圃場では粘性土であった。美唄市では、農耕地の土壌が泥炭土である圃場の内、低位泥炭土に分類される圃場は47%を占め、面積にすると3,000ha程度になる⁴⁾。A~H圃場の下層土もこの地域に広くみられる泥炭土であった。ただし、DおよびE圃場では、表土と泥炭土が混じった土層（厚さ10~15cm）が表土直下に確認された。施工は、1) 表土はぎ、2) 切盛による下層土上面の均平化、3) 表土戻しの順に行われた。ただし、J圃場では下層の均平は切土だけで行われ、切土により発生した土砂はすべて圃場外に搬出された。施工は、6月~8月の夏期に行われた。

2.2 調査内容

調査内容は、土壌調査、施工時の土壌水分調査および降雨後の土壌水分調査である。土壌調査および施工時の土壌水分調査は、美唄地区のA~G圃場、美唄茶志内地区のI~N圃場で各圃場6~8地点で行った。降雨後の土壌水分調査は、美唄地区のC、H圃場、美唄茶志内地区のN圃場で各圃場6~15地点で行った。

土壌調査は土壌分析、土壌硬度および地耐力の測定であり、施工前（表土はぎ前）、施工後（表土戻し後）および施工1年後の計3回行った。なお、K~N圃場の施工1年後調査は、2021年秋に行う予定である。土壌分析（表

表-1 調査圃場の概要

圃場名	土性または土壌分類		施工年月
	表土	基盤	
美唄地区			
A	シルト質埴土	泥炭土	2016年6月
B	軽埴土	泥炭土	2017年6月
C	軽埴土	泥炭土	2017年7月
D	軽埴土	泥炭土	2018年7月
E	軽埴土	泥炭土	2018年8月
F	軽埴土	泥炭土	2019年6月
G	軽埴土	泥炭土	2019年7月
H	軽埴土	泥炭土	2020年7月
美唄茶志内地区			
I	軽埴土	軽埴土	2017年7月
J	軽埴土	軽埴土	2019年8月
K	軽埴土	軽埴土	2020年6月
L	軽埴土	軽埴土	2020年6月
M	軽埴土	軽埴土	2020年6月
N	軽埴土	軽埴土	2020年6月

−2) に供する試料について、圃場面下 75cm までをおよそ 15cm 刻みで 5 層に分けて、各層から攪乱試料を 1 試料採取し、非破壊試料を 100cc 採土管で 3 試料採取した。土壤硬度の測定は、各層で山中式硬度計を用いて行った。地耐力の測定は、土壤試料の採取地点近傍で深さ 1m までをコーンペネトロメータにより 3 反復で行った。

施工時の土壤水分調査は以下の通り行った。施工前日に圃場面下 45cm までを 15cm 刻みで 3 層に分けて表土および下層土を採取した。採取した土壤試料の含水比を分析し、施工前の調査時に作成した水分特性曲線から施工時の pF を算出した。なお、施工前日に試料採取ができなかった圃場では、施工後の調査を表土戻し直後に行い、採取した表土および下層土の含水比を測定してから、得られた含水比と施工前の調査時に作成した水分特性曲線から施工時の pF を算出した。

降雨後の土壤水分調査は、施工前に降雨 1 日後から降雨 2~8 日後までの間、土壤試料を表土 (0~15cm) から毎日採取し、室内で含水比を計測した。降雨後の表土の pF は、各圃場の調査箇所の含水比の平均値と事前の調査で作成した水分特性曲線から算出した。日降雨量のデータは、気象庁⁵⁾の美唄観測所におけるアメダスデータから得た。

3. 結果と考察

3.1 美唄地区

3.1.1 施工前後の表土の物理性

表-2 土壤分析項目

分析項目	分析手法
含水比	通風乾燥法
容積重	通風乾燥法
三相比	実容積測定装置法
飽和透水係数	変水位法
pF試験	砂柱法および遠心法
土の粒度試験	沈降法

表-3 施工前の表土 (0~30cm) の粒度分布

圃場名	粘土 (%)	シルト (%)	砂 (%)
A	31.7	45.7	22.6
B	33.7	44.4	21.8
C	32.6	42.9	24.2
D	33.4	42.9	23.6
E	34.1	43.4	22.3
F	34.2	43.2	22.6
G	34.1	44.7	21.2
平均	33.9	43.1	23.0

A~E 圃場の施工前における表土 (0~30cm) の粒度分布を表-3 に示す。表土の土性は、表-1 に示したように A 圃場のみシルト質粘土であり、他の圃場では軽粘土に該当した。これは、A 圃場ではシルトの重量割合が 45% を超えたためであるが、表-3 に示すように他の圃場と比較して粒度分布に大きな違いはなく、調査圃場の表土 (0~30cm) はすべて似たような土粒子径の分布状態である。このため、後述する表土の物理性については、A~E 圃場の各調査地点の結果を同一の図に示し、考察した。なお、作土層に対しては土壤診断基準値⁶⁾があるため、この作土層に対応する表土 (0~15cm) については、土壤診断基準値を用いて施工前後の土壤物理性の状態を判断した。

図-2 に表土 (0~15cm) の施工前後の固相率と施工時の pF との関係、図-3 に表土 (0~15cm) の施工前後の飽和透水係数と施工時の pF との関係を示す。両図ともに施工前後で土壤物理性の値に変化がなければ、y=x 線上にプロットされる。なお、pF の値が小さいほど施工時の調査地点の表土 (0~15cm) が湿潤状態にあることを表す。土壤診断基準値は、固相率が 30~40% であり、飽和透水係数が $1.0 \times 10^{-6} \sim 1.0 \times 10^{-4} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ である⁶⁾。

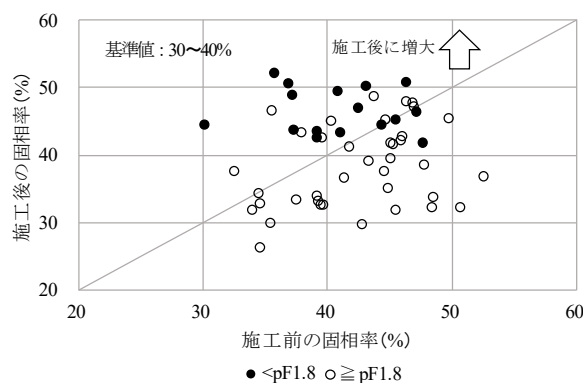


図-2 施工前後の表土 (0~15cm) の固相率と施工時の pF

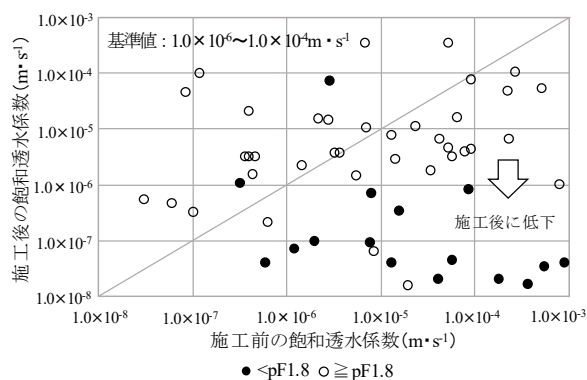


図-3 施工前後の表土 (0~15cm) の飽和透水係数と施工時の pF

施工前後を比較すると、全調査地点の内、41%の地点で固相率が増大し、57%の地点で飽和透水係数が低下した。その結果、施工後は全調査地点の内、固相率で 57%、飽和透水係数で 41%が土壤診断基準値を満たさなかった。施工時の表土 (0~15cm) の pF が重力水に相当する 1.8 を下回る地点に限ると、土壤診断基準値を満たしていない地点は、施工前には固相率で 56%、飽和透水係数で 38%であったのに対し、施工後には固相率で 100%、飽和透水係数で 88%に増加した。このように、表土 (0~15cm) が pF1.8 未満の湿潤な状態の時に施工すると施工後の土壤物理性が悪化する傾向が顕著であった。一方、施工時の表土 (0~15cm) の pF が 1.8 以上の地点では、施工前に土壤診断基準値を満たしていなかった地点は、固相率で 63%、飽和透水係数で 42%であったのに対し、施工後は固相率で 39%、飽和透水係数で 21%に減少した。

3. 1. 2 表土の施工時の pF と施工後の物理性

図-4、5 に調査地点における表土 (0~15cm) の施工時の pF と施工後の固相率および飽和透水係数との関係を示す。図の網掛け部分は、土壤診断基準値⁶⁾である。

施工後の表土 (0~15cm) は、固相率が土壤診断基準値を上回っている地点、飽和透水係数が土壤診断基準値を下回っている地点が多数みられた。特に、施工時の pF

が小さい地点ほど、その傾向は顕著であった。これは、施工時の表土 (0~15cm) が過度な湿潤状態であったことから、施工機械での練返しの影響を受け、物理性が悪化したためと考えられた。施工時の表土 (0~15cm) の pF が、2.0~2.5 程度まで乾燥すると、施工後の表土 (0~15cm) の固相率および飽和透水係数は、土壤診断基準値内となった (図-4、5)。

また本研究では、施工後の表土 (0~15cm) の物理性を施工前と同程度に維持できる施工時の pF 条件を検証した。ここでは、施工時の表土 (0~15cm) の pF と固相率の変化率との関係から施工時の pF 条件を考察した。固相率の変化率は、調査地点での施工後の固相率から施工前の固相率を引いた値を施工前の固相率で除し、百分率で

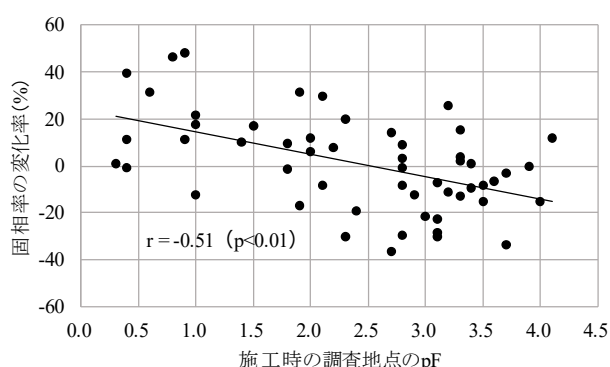


図-6 表土 (0~15cm) の固相率の変化率と施工時の pF

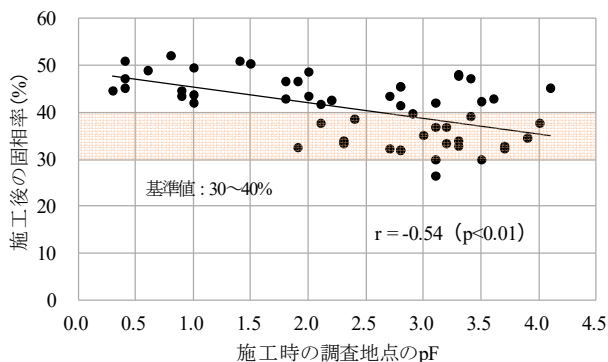


図-4 表土 (0~15cm) の施工後の固相率と施工時の pF

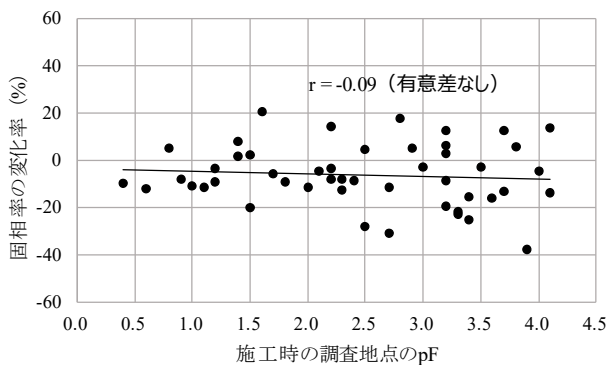


図-7 表土 (15~30cm) の固相率の変化率と施工時の pF

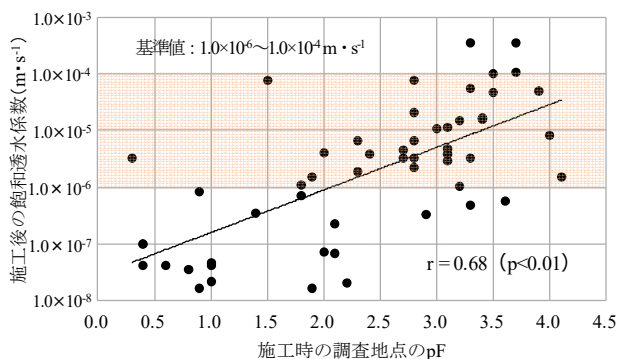


図-5 表土 (0~15cm) の施工後の飽和透水係数と施工時の pF

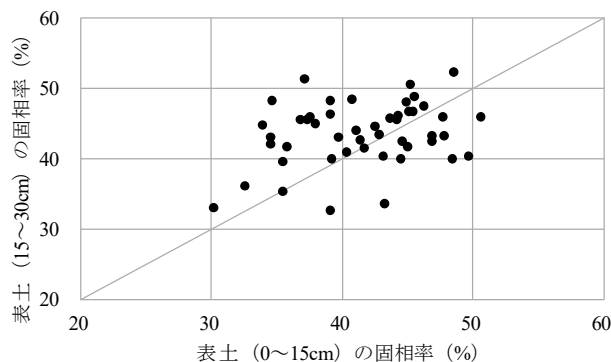


図-8 施工前の表土 (0~15cm) と表土 (15~30cm) の固相率

示した値である。なお、飽和透水係数は指数表記であり、変化率で評価するのは難しいため、固相率の変化率のみを示す。

図-6 に表土 (0~15cm) の施工時の pF と施工に伴う固相率の変化率を示す。施工時の表土 (0~15cm) の pF が 2.0 以下の地点の多くは、近似線は正の値を取り、施工に伴い固相率が增大することを示している。施工時の pF が 2.0~2.5 程度まで大きくなると、近似線が 0% 程度となった。このことから、表土 (0~15cm) の物理性の悪化を抑制するためには、表土 (0~15cm) が pF2.0~2.5 程度まで乾燥した状態の時に施工する必要があると考えられる。

図-7 には施工に伴う表土 (15~30cm) の固相率の変化率を示す。表土 (15~30cm) の固相率は、変化率 25% 以内に収まり、変化率は施工時の表土 (15~30cm) の pF が 2.0 以下の地点でも増大しなかった。図-6 と比較して固相率に増大傾向がみられなかったのは、施工前の表土 (15~30cm) が、前述した通り耕盤層といった締め固まった不透水性の土層が形成されており、固相率が高い状態にあった (図-8) ためと考えられる。なお、耕盤層は、表土はぎ、表土戻しの過程で破壊され、施工後には存在しない。以上のことから、本調査圃場では、表土 (0~15cm) が pF2.0~2.5 程度まで乾燥した状態であれば、

施工に伴う土壌物理性の悪化を抑制できると考えられる。

3. 1. 3 施工開始の簡易な判定手法

施工現場では、表土の pF を容易に測定することはできない。このため、この pF を現場で比較的容易に測定できる地耐力や土壌硬度の値に置き換えることで、降雨後の施工開始の簡易な判定手法を提案する。

施工前の表土 (0~15cm) の地耐力と pF との関係から、pF2.0~2.5 に対応する表土の地耐力は 0.6~0.7MPa であった (図-9)。同様に施工前の表土 (0~15cm) の土壌硬度と pF との関係から、pF2.0~2.5 に対応する表土の土壌硬度は 16~17mm であった (図-10)。このため、調査圃場の表土の場合、降雨後に表土の地耐力が 0.6MPa 以上か、土壌硬度の値が 16mm 以上に回復してから施工を行えば、表土 (0~15cm) の物理性の悪化は抑制されることが考えられる。表土の粒度分布が同様の圃場であれば、地耐力や土壌硬度の測定値は、施工開始の判断基準として用いることができると考えられる。

3. 1. 4 施工 1 年後の表土の物理性

区画整備後の営農作業が、表土 (0~15cm) の物理性に与える影響を検証するために、施工後と施工 1 年後の表土の物理性を比較した。ただし、美唄地区の調査圃場では、表土戻しの施工後に圃場外から運び込まれた粘性土を表土の上に 5cm の厚さで敷き均す客土が施工された。

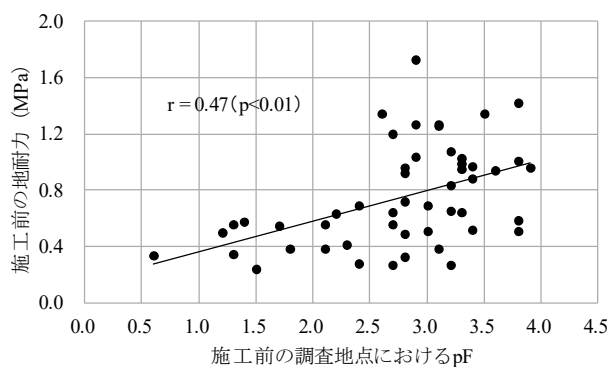


図-9 施工前の表土 (0~15cm) の地耐力と pF

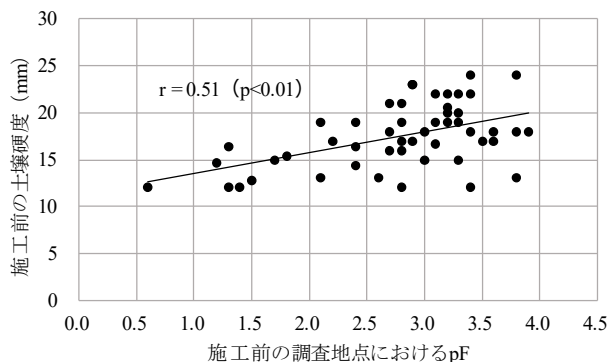


図-10 施工前の表土 (0~15cm) の土壌硬度と pF

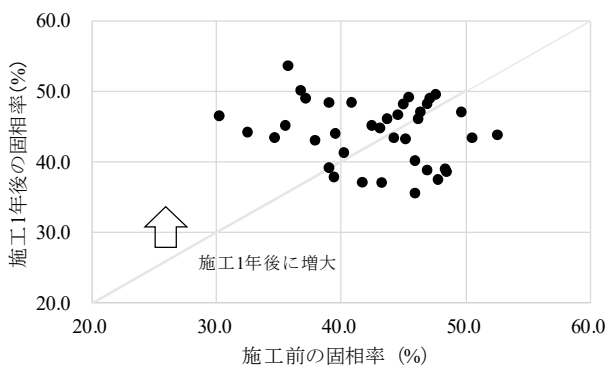


図-11 施工前と施工 1 年後の表土 (0~15cm) の固相率

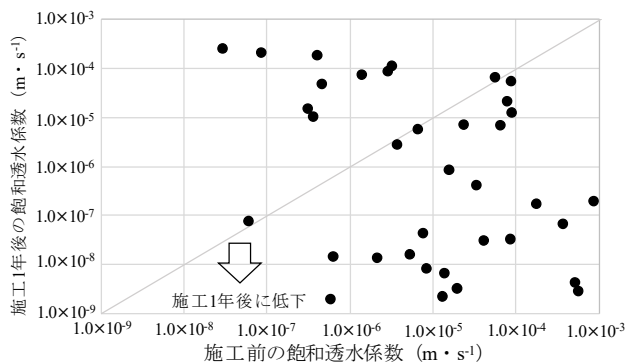


図-12 施工前と施工 1 年後の表土 (0~15cm) の飽和透水係数

客土の土性は重埴土であった。5cm厚さの客土は、施工1年後には耕起などの営農作業によって表土(0~30cm)にすき込まれていた。本研究の施工後調査は、客土前に行っているため客土の影響はないが、施工1年後調査には影響はある。このため、施工後調査と施工1年後調査について、同一地点での表土の物理性の値を単純に比較することはできない。ここでは、施工1年後の表土(0~15cm)の固相率および飽和透水係数について、全調査地点の内、土壌診断基準値⁶⁾内に収まっている地点数の割合で営農作業による表土(0~15cm)の物理性への影響を評価した。

図-11、12には施工前と施工1年後の表土(0~15cm)の固相率および飽和透水係数の関係を示す。全調査地点の内、施工1年後の表土(0~15cm)が土壌診断基準値内に収まった地点は、固相率で26%、飽和透水係数で36%であった。本調査圃場では、施工1年後の表土(0~15cm)の固相率および飽和透水係数が、土壌診断基準値内に収まっている地点は少なかった。施工前では、土壌診断基準値内に収まっていた地点は、固相率で39%、飽和透水係数で59%であった。本調査圃場の表土(0~15cm)では、土壌診断基準値内に収まっている地点数の割合は、1年間の営農作業によって施工前の状態まで戻っていなかった。このため、重埴土が客土として施工された大区画圃場では、施工に伴う表土の物理性の悪化を抑制することが重要であると考えられる。

3. 1. 5 下層土(低位泥炭土)の切盛直後の地耐力と施工機械の選定

大区画化の施工が下層土の物理性に与える影響を検証するために、泥炭土の切盛直後の地耐力とその地点の水分状態を調査した。得られた地耐力の結果から、切盛直後に泥炭土表層の均平化を目的に行う整地作業で使用する施工機械の選定について検討した。

表-4に低位泥炭土の施工前(表土はぎ前)および切盛直後(表土戻し前)の地耐力を切盛土の区域別に示す。切盛直後の泥炭土のpFも示した。なお、A圃場は地耐力のデータ数が不足していたため除外した。また、調査地点の切盛土厚さを平均値で示した。切盛土厚さは、調査地点6箇所(箇所の平均値)であり、地耐力およびpFは切土区域、盛土区域の各3箇所の平均値である。

建設機械の走行に必要な地耐力は、超湿地ブルドーザで0.20MPa以上、湿地ブルドーザで0.30MPa以上とされている⁷⁾。施工前(表土はぎ前)における泥炭土の地耐力は、DおよびE圃場以外では、全て0.40~0.60MPaの範囲に入った。DおよびE圃場の施工前の泥炭土の地耐力は、他の圃場と比較して高い値を示した。これは、両圃場の表土直下には表土と泥炭土が混じった土層(厚さ10~15cm)があるためと考えられる。

施工前と比較すると切盛直後の泥炭土表層の地耐力は、切土区域、盛土区域ともに低下していた。B圃場の切盛

表-4 低位泥炭土の施工前および切盛直後の地耐力

圃場名	測定深さ	施工前		切盛土直後				調査地点の 平均切盛土厚さ
		地耐力 (MPa)		地耐力 (MPa)		pF		
		切土区域	盛土区域	切土区域	盛土区域	切土区域	盛土区域	
B	5cm	0.40	0.50	0.31	0.16	2.2	1.5	11cm
	15cm	0.50	0.45	0.40	0.36	2.1	2.4	
C	5cm	0.41	0.36	0.24	0.24	2.1	3.3	5cm
	15cm	0.44	0.47	0.29	0.24	0.5	3.0	
D	5cm	0.55	0.70	0.24	0.42	2.4	1.7	18cm
	15cm	0.48	0.62	0.35	0.47	1.9	2.2	
E	5cm	0.59	0.62	0.20	0.37	0.9	2.9	22cm
	15cm	0.60	0.65	0.22	0.46	1.5	2.5	
	25cm	0.51	0.52	0.40	0.41	1.7	3.0	
F	5cm	0.44	0.43	0.17	0.25	1.2	2.3	23cm
	15cm	0.40	0.47	0.22	0.31	0.5	2.7	
	25cm	0.41	0.36	0.32	0.32	0.7	2.0	
G	5cm	0.42	0.49	0.18	0.23	0.6	2.1	20cm
	15cm	0.37	0.42	0.27	0.31	1.4	2.7	
	25cm	0.35	0.37	0.29	0.34	0.5	1.7	

直後の泥炭土表層 15cm の地耐力は、切土区域で 0.31～0.40MPa であり、盛土区域で 0.16～0.36MPa であった。特に盛土区域の表層では、泥炭土の地耐力が超湿地ブルドーザの走行に必要な 0.20MPa 以下にまで低下していた。C 圃場の切盛直後の泥炭土表層 15cm の地耐力は 0.24～0.29MPa であり、0.20MPa 以下までは低下していなかった。F および G 圃場の切盛直後の泥炭土表層 5cm の地耐力は、盛土区域と比較して切土区域で低く、切土区域では 0.20MPa 以下まで低下していた。

これらの圃場の泥炭土の地耐力は、泥炭土の水分状態と関係していると考えられる。B 圃場では、切土で発生した泥炭土を湿地ブルドーザによって押し、超湿地ブルドーザで整地した。B 圃場の施工日の 2 日前には 5mm の日雨量があり、泥炭土にはある程度の水分が含まれていたと推察される。このため、切盛直後の盛土区域の泥炭土の pF は 1.5 と湿潤な状態であり、地耐力が 0.20MPa 以下にまで低下した。C 圃場の盛土区域の調査地点では、1 ヶ月程度仮置きした泥炭土をキャリアダンプで運搬し、超湿地ブルドーザで整地した。1 ヶ月程度仮置きした後であったため、C 圃場の盛土区域における切盛直後の泥炭土表層の pF は 3.3 であり、乾燥した状態であった。C 圃場の盛土区域の盛土部分で地耐力の低下が抑制されたのは、泥炭土の水分量が小さかったためと考えられる。

また、切盛土厚さが 20cm 程度ある圃場の切盛直後では、切土区域の表層で地耐力が低下した。F および G 圃場では、20～23cm の泥炭土を切土し、湿地ブルドーザによって押し、超湿地ブルドーザで整地した。切盛直後の盛土区域では、泥炭土表層の pF は 2.1～2.3 であり、地耐力は 0.23～0.25MPa であった。一方、切土区域の泥炭土表層の pF は 0.6～1.2 であり、地耐力は 0.17～0.18MPa であった。地耐力が 0.20MPa 以下まで低下していた要因として、切土区域では、施工前には深い場所に堆積していた湿潤な泥炭土が表層に露出し、その上を湿地ブルドーザが走行することで、泥炭土が練り返されたためと考えられる。D および E 圃場では、18～22cm の泥炭土を切土し、湿地ブルドーザによって盛土区域に押し、超湿地ブルドーザで整地した。切盛直後の盛土区域には、切土区域から押しされた鈹質土混じりの泥炭土が敷き均されたため、地耐力は 0.37～0.47MPa と他の圃場の盛土区域より高い値であった。切土区域では、新鮮な泥炭土が表層に露出しており、地耐力は盛土区域と比較して小さかった。

低位泥炭土の切盛直後の地耐力は、泥炭土が湿潤な区域において超湿地ブルドーザの走行に必要な 0.20MPa を

下回る事例があった。調査圃場では、湿潤な泥炭土を盛土した盛土区域と新鮮な泥炭土の切盛土厚さが 20cm 以上ある圃場の切土区域でそうした事例がみられた。この時の泥炭土表層の土壤水分は、重力水に相当する pF1.8 未満であった。切盛後には、泥炭土の地表面を均平化する整地作業が行われるが、調査圃場での整地作業には、超湿地ブルドーザが使用されていた。施工計画を作成する段階で圃場の切盛土厚さを確認し、平常時の切土深までの泥炭土の含水比や新鮮な泥炭土の出現深さを固定ピストン式シンウォールサンプラーによる試料採取などで把握することで、整地作業に必要な施工機械を事前に選定できると推察される。

調査圃場の低位泥炭土は、この地域に広く分布しており、この地域では今後も圃場の大区画化が計画されている。それゆえ、このような低位泥炭土に対して用いる施工機械の選定は重要である。下層土の切盛後に湿潤な泥炭土 (pF1.8 未満) が切盛土表面に出現する区域では、整地作業に使用する施工機械は超湿地ブルドーザよりさらに接地圧の小さい超々湿地ブルドーザの使用が望ましい。

3. 1. 6 小括

下層が泥炭土である美唄地区の 7 筆の大区画水田圃場において、施工段階ごとの土壤物理性の状態を調査した。結果は以下の通りである。

- 1) 本調査圃場の施工前の表土 (0～15cm) は作土層であり、表土 (15～30cm) は耕盤層であった。表土 (15～30cm) の固相率の変化率と施工時の pF との関係はなかった。表土 (0～15cm) の固相率の変化率と施工時の pF には関係があったことから、表土 (0～15cm) に着目して施工開始の判断指標が示せることが分かった。
- 2) 本調査圃場では、表土 (0～15cm) の物理性の悪化を抑制するためには、表土 (0～15cm) が pF2.0～2.5 程度まで乾燥した状態で施工する必要があることを明らかにした。
- 3) pF2.0～2.5 に対応する表土の地耐力は 0.6～0.7MPa であり、土壤硬度は 16～17mm であった。このため、降雨後に表土の地耐力が 0.6MPa 以上まで回復したことを確認するか、または土壤硬度の値が 16mm 以上に回復したことを確認してから施工を行えば、表土 (0～15cm) の物理性の悪化は抑制されることが考えられる。
- 4) 本調査圃場の表土 (0～15cm) では、施工 1 年後に土壤診断基準値内に収まった地点は、固相率が 26%、

飽和透水係数が 36%であった。表土 (0~15cm) の物理性が土壌診断基準値内に収まっている地点数の割合は、1年間の営農作業によって施工前の状態まで戻っていなかった。このため、重植土が客土として施工された大区画圃場では、施工に伴う表土の物理性の悪化を抑制することが重要であると考えられる。

- 5) 下層土の切盛後に湿潤な泥炭土 (pF1.8 未満) が切盛土表面に出現する区域では、超湿地ブルドーザの走行に必要な 0.20MPa を下回る事例があった。このような区域の整地作業には、超湿地ブルドーザよりさらに接地圧の小さい超々湿地ブルドーザの使用が望ましい。

3. 2 美唄茶志内地区

3. 2. 1 施工前の粒度分布

I~N 圃場の施工前における表土 (0~30cm) の粒度分布を表-5 に示す。表土の土性は、表-1 に示すように軽植土に該当し、美唄地区の B~E 圃場と同じであった。ただし、美唄茶志内地区の表土中の粘土の重量割合は、美唄地区の 1.2 倍程度であり、美唄茶志内地区の方がより粘土質な土壌である。

3. 2. 2 施工前後の表土の物理性

図-13 に表土 (0~15cm) の施工前後の固相率と施工時の pF との関係、図-14 に表土 (0~15cm) の施工前後の飽和透水係数と施工時の pF との関係を示す。施工前後を比較すると、全調査地点の内、82%の地点で固相率が増大し、87%の地点で飽和透水係数が低下した。施工前と比較して、多くの地点で施工に伴い表土 (0~15cm) の物理性は悪化しており、美唄地区と比較するとその割合は多い (図-2、3)。粘土質な土壌である美唄茶志内地区の方が、物理性の悪化が顕著であった。

土壌診断基準値との比較では、全調査地点の内、施工後の表土 (0~15cm) の固相率が 95%、飽和透水係数で 53% が土壌診断基準値を満たさなかった。施工時の表土 (0~15cm) の pF が重力水に相当する 1.8 を下回る地点 (図

表-5 施工前の表土 (0~30cm) の粒度分布

圃場名	土層 (cm)	粘土 (%)	シルト (%)	砂 (%)
I	0~30	40.8	38.0	21.2
J	0~30	43.0	37.4	19.6
K	0~30	42.1	35.0	22.9
L	0~30	38.9	34.8	26.3
M	0~30	42.6	36.7	20.7
N	0~30	37.0	43.5	19.5
平均	0~30	42.3	38.4	19.3

-13 の黒丸)に限ると、施工後には 75%の地点で固相率が 50%以上にまで増加した。飽和透水係数は、施工時の表土 (0~15cm) の pF が 1.8 未満であった地点 (図-14 の黒丸) の内、88%の地点で土壌診断基準値の $1.0 \times 10^{-6} \text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ 未満まで低下した。このように、表土 (0~15cm) が湿潤な状態の時に施工すると施工後の土壌物理性が悪化する傾向は、美唄茶志内地区の圃場でも同様であった。

3. 2. 3 表土の施工時の pF と施工後の物理性

図-15、16 に調査地点における表土 (0~15cm) の施工時の pF と施工後の固相率および施工前後の固相率の変化率との関係を示す。

図-15 から施工後の表土 (0~15cm) は、固相率が土壌診断基準値を上回っている地点が多数みられ、特に、施工時の pF が小さい地点ほど、その傾向は顕著であった。これは、美唄地区と同様に施工時の表土 (0~15cm) が過度な湿潤状態であったことから、施工機械での練返しの影響を受け、物理性が悪化したためと考えられた。一方、施工時の表土 (0~15cm) の pF が大きくなると、施工後の表土 (0~15cm) の固相率は土壌診断基準値に近づいた。しかし、美唄地区の圃場では固相率は土壌診断基準値内に収まったが (図-4)、美唄茶志内地区では土壌診断基

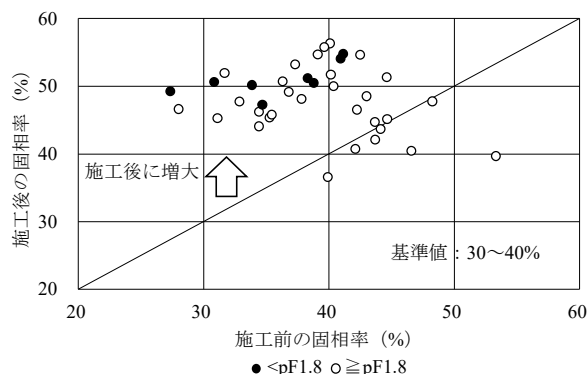


図-13 施工前後の表土 (0~15cm) の固相率と施工時の pF

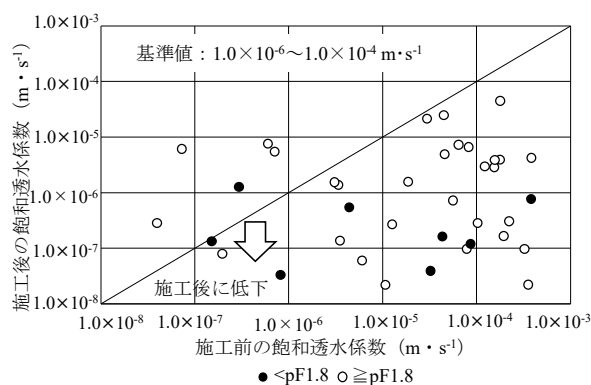


図-14 施工前後の表土 (0~15cm) の飽和透水係数と施工時の pF

準値に収まることはなかった(図-15)。これは、粘土質な土壌である美唄茶志内地区の圃場では、土壌が乾燥した時の施工は、施工機械の走行で土壌が締め固められ、固相率が增大したためと推察された。施工後の表土(0~15cm)の固相率は施工時のpFに関係なく土壌診断基準値内に収まらないことから、固相率の値から施工開始の判断基準を策定するのは困難であった。

このため、土壌診断基準値との比較ではなく、施工前後で比較し、施工後の表土(0~15cm)の物理性を施工前と同程度に維持できる条件を検証する。図-16に施工前後の表土(0~15cm)の固相率の変化率と施工時のpFとの関係を示した。図-16から、固相率の変化率が0%となるのは、施工時の表土(0~15cm)のpFが3.8まで大きくなった時であることが分かる。このことから、表土(0~15cm)の施工後の固相率を施工前と同程度に維持するためには、表土のpFが3.8まで乾燥した時に施工する必要があるといえる。しかし、施工開始の判断基準として、pF3.8という値は現実的ではないと考えられる。後述する降雨後における表土(0~15cm)の水分の日変化では、降雨量が50mm程度の場合、表土(0~15cm)のpFが3.0まで乾燥するのに降雨後9日程度かかっており、pF3.8まで乾燥するには、降雨後2週間以上かかると推察された。

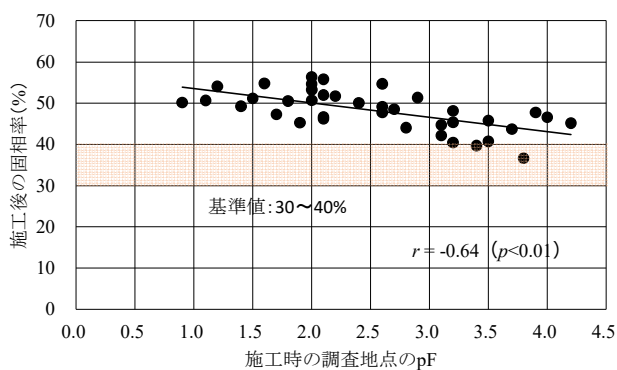


図-15 表土(0~15cm)の施工後の固相率と施工時のpF

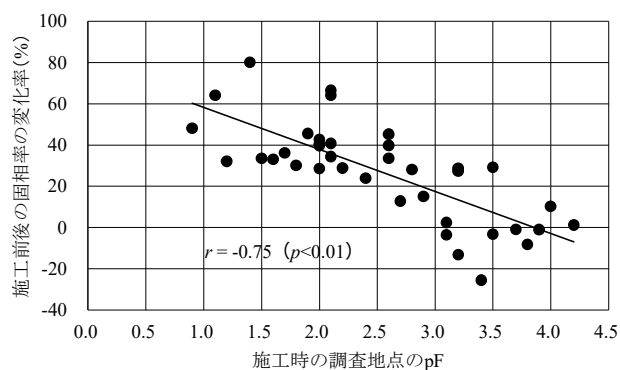


図-16 表土(0~15cm)の固相率の変化率と施工時のpF

まとまった降雨ごとに、工事を2週間中断するのは現実的ではない。

図-17に調査地点における表土(0~15cm)の施工時のpFと施工後の飽和透水係数との関係を示す。施工時の表土(0~15cm)のpFが小さい地点ほど飽和透水係数は土壌診断基準値を下回ったが、pFが2.7~3.0程度まで乾燥すると、施工後の飽和透水係数は土壌診断基準値内となった。表土(0~15cm)のpFが2.7~3.0の時の施工では、施工後の固相率は施工前と比較して20%程度増大してしまう(図-16)。しかし、施工後の固相率は土壌診断基準値内に収まらないことから(図-15)、美唄茶志内地区での施工開始の判断基準は、表土(0~15cm)の飽和透水係数が土壌診断基準値に収まる、施工時のpFが2.7~3.0の時と考えた。この美唄茶志内地区の施工開始の判断基準値は、美唄地区とは異なる結果となった。粘土分の多い美唄茶志内地区の土壌では、施工に伴う表土(0~15cm)の飽和透水係数を土壌診断基準値に収めるためには、美唄地区と比較して表土が乾燥した時に施工する必要があることが分かった。

3.2.4 施工開始の簡易な判定手法

図-18に施工前の表土(0~15cm)の地耐力とpFとの関係を示す。図から、表土(0~15cm)のpFが2.7~3.0に対

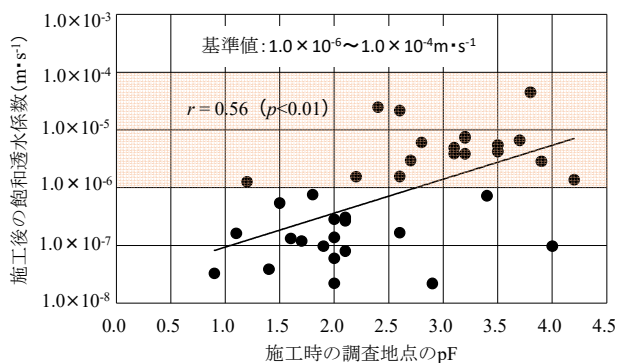


図-17 表土(0~15cm)の施工後の飽和透水係数と施工時のpF

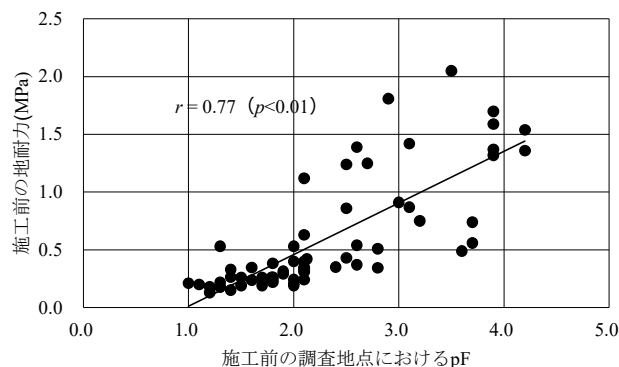


図-18 施工前の表土(0~15cm)の地耐力とpF

応する地耐力は0.8～0.9MPaであった。このため、美唄茶志内地区の表土の場合、表土(0～15cm)の地耐力が0.8MPa以上に回復してから施工する必要があると考えられる。表土の粒度分布が同様の圃場であれば、地耐力の測定値は、施工開始の判断基準として用いることができると考えられる。

3. 2. 5 小括

美唄茶志内地区の粘土質の低地土地帯で施工前後の土壌物理性の変化を調査した。その結果は以下の通りである。

- 1) 表土(0～15cm)の施工後の固相率は、施工時のpFに関係なく土壌診断基準値内に収まらないことから、飽和透水係数が土壌診断基準値に収まる土壌水分から施工開始の判断基準を策定した。
- 2) 施工後の表土(0～15cm)の飽和透水係数が土壌診断基準値に収まるためには、表土(0～15cm)のpFが2.7～3.0以上まで乾燥した状態で施工する必要があることを明らかにした。
- 3) 表土(0～15cm)のpF2.7～3.0に対応する表土の地耐力は0.8～0.9MPaであった。このため、降雨後に表土の地耐力が0.8MPa以上に回復してから施工する必要があると考えられる。
- 4) 美唄茶志内地区の施工開始の判断基準値は、美唄地区とは異なる結果となった。粘土分の多い美唄茶志内地区の土壌では、施工に伴う表土(0～15cm)の飽和透水係数を土壌診断基準値に収めるためには、美唄地区と比較して表土が乾燥した時に施工する必要があることが分かった。
- 5) 表土の粘土重量割合の違いによって、物理性を悪化させる水分量に違いがあるため、施工開始の判断基準は粘土の重量割合別に設定する必要があると考えられる。

3. 3 降雨後の土壌水分調査

前述したように、表土の物理性の悪化が生じないためには、美唄地区の圃場では表土(0～15cm)がpF2.0以上まで乾燥した状態の時に、美唄茶志内地区の圃場では、表土(0～15cm)のpFが2.7以上まで乾燥した状態の時に施工する必要があると考えられた。このことから、降雨後の表土の水分の日変化を調査することで、土壌物理性の悪化が生じない水分まで表土が乾燥する日数を検討した。

表-6に調査した3圃場の降雨後における表土(0～15cm)のpFの値を示す。CおよびH圃場は美唄地区の圃場であり、N圃場は美唄茶志内地区の圃場である。

C圃場では、降雨量7mmを観測した1日後に表土(0～15cm)のpFは1.3となり、2日後には土壌のpFは2.1まで大きくなった。周辺の現場では、降雨1日後に工事を再開した現場も確認されたが、降雨後1日では、表土(0～15cm)のpFは2.0まで大きくなっていなかった。このため、施工に伴う表土の物理性の悪化が生じないためには、降雨後1日半から2日程度待つ必要があったと考えられる。

降雨量30mm程度を観測した調査では、CおよびH圃場ともに降雨1日後にはpFの値が0.5未満まで小さくなっていった。両圃場の表土では、降雨後の土壌水分の日変化は似た傾向を示した。似た傾向を示したのは、表土が同じ土性であるためと考えられた。表土のpFが2.0以上まで大きくなったのは、C圃場では降雨4日後であった。また、H圃場では降雨5日後程度と推察された。

これらの結果から、美唄地区の圃場では、降雨量が5～10mmの場合は降雨後1日半から2日程度、降雨量30mm程度の場合は降雨後4日から5日程度が施工開始の目安であると考えられる。

美唄茶志内地区のN圃場では、降雨量48mmを観測した調査で降雨1日後にこの表土(0～15cm)のpFは1.4となり、降雨6日後のpFは2.7であった。この結果から、美唄茶

表-6 各圃場の降雨後における表土(0～15cm)のpF

調査時期	美唄地区		美唄茶志内地区	
	C圃場 (n=6)		H圃場 (n=15)	N圃場 (n=15)
	降雨量 7mm	降雨量 29mm	降雨量 33mm	降雨量 48mm
降雨1日後	1.3	0.5 未満	0.5 未満	1.4
降雨2日後	2.1	0.8	0.6	2.1
降雨3日後	—	—	1.1	—
降雨4日後	—	2.0	1.8	—
降雨5日後	—	—	—	2.4
降雨6日後	—	—	—	2.7
降雨7日後	—	—	—	2.8
降雨8日後	—	—	—	2.9

志内地区の圃場では、降雨量が50mm程度の場合、降雨後6日程度が施工開始の目安と考えられる。

4. まとめ

圃場の大区画整備において、施工に伴う土壌物理性の悪化を抑制する技術を開発することを目的に、施工時の土壌水分状態と施工前後の土壌物理性の変化を調査した。

下層が泥炭土である美唄地区の7筆の大区画圃場での調査結果は以下の通りである。

- 1) 本調査圃場の施工前の表土(0~15cm)は作土層であり、表土(15~30cm)は耕盤層であった。表土(15~30cm)の固相率の変化率と施工時のpFとの間に関係はなかった。表土(0~15cm)の固相率の変化率と施工時のpFには関係があったことから、表土(0~15cm)に着目して施工開始の判断指標が示せることが分かった。
- 2) 本調査圃場では、表土(0~15cm)の物理性の悪化を抑制するためには、表土(0~15cm)がpF2.0~2.5程度以上まで乾燥した状態で施工する必要があることを明らかにした。
- 3) pF2.0~2.5に対応する表土の地耐力は0.6~0.7MPaであり、土壌硬度は16~17mmであった。このため、降雨後に表土の地耐力が0.6MPa以上まで回復したことを確認するか、または土壌硬度の値が16mm以上に回復したことを確認してから施工を行えば、表土(0~15cm)の物理性の悪化は抑制されることが考えられる。
- 4) 本調査圃場の表土(0~15cm)では、施工1年後に土壌診断基準値内に収まった地点は、固相率が26%、飽和透水係数が36%であった。表土(0~15cm)の物理性が土壌診断基準値内に収まっている地点数の割合は、1年間の営農作業によって施工前の状態まで戻っていなかった。このため、施工に伴う表土の物理性の悪化を抑制することが重要であると考えられる。
- 5) 下層土の切盛後に湿潤な泥炭土(pF1.8未満)が切盛土表面に出現する区域では、超湿地ブルドーザの走行に必要な0.20MPaを下回る事例があった。このような区域の整地作業には、超湿地ブルドーザよりさらに接地圧の小さい超々湿地ブルドーザの使用が望ましい。

下層が粘性土である美唄茶志内地区の6筆の大区画圃場での調査結果は以下の通りである。

- 1) 表土(0~15cm)の施工後の固相率は、施工時のpFに

関係なく土壌診断基準値内に収まらないことから、飽和透水係数が土壌診断基準値に収まる土壌水分から施工開始の判断基準を策定した。

- 2) 施工後の表土(0~15cm)の飽和透水係数が土壌診断基準値に収まるためには、表土(0~15cm)のpFが2.7~3.0以上まで乾燥した状態で施工する必要があることを明らかにした。
 - 3) 表土(0~15cm)のpF2.7~3.0に対応する表土の地耐力は0.8~0.9MPaであった。このため、降雨後に表土の地耐力が0.8MPa以上に回復してから施工する必要があると考えられる。
 - 4) 美唄茶志内地区の施工開始の判断基準値は、美唄地区とは異なる結果となった。粘土分の多い美唄茶志内地区の土壌では、施工に伴う表土(0~15cm)の飽和透水係数を土壌診断基準値に収めるためには、美唄地区と比較して表土が乾燥した時に施工する必要があることが分かった。
 - 5) 表土の粘土重量割合の違いによって、物理性を悪化させる水分量に違いがあるため、施工開始の判断基準は粘土の重量割合別に設定する必要があると考えられる。
- 美唄地区および美唄茶志内地区の圃場において、降雨後の表土(0~15cm)の水分状態から施工開始までの日数を検証した。結果は以下の通りである。
- 1) 美唄地区の圃場では、降雨量が5~10mmの場合は降雨後1日半から2日程度、降雨量30mm程度の場合は降雨後4日から5日程度であった。
 - 2) 美唄茶志内地区の圃場では、降雨量が50mm程度の場合は、降雨後6日程度であった。

参考文献

- 1) 北海道農政部：北海道農業・農村の概要、2017。
- 2) 北海道農政部、道総研農業研究本部、ホクレン農業協同組合連合会、社団法人北海道米麦改良協会：北海道の米づくり、pp.52-61、2011。
- 3) 北川巖、塚本康貴、竹内晴信：基盤整備圃場の適切な生産性を確保する土壌物理性管理指標、農業農村工学会誌、vol.83(5)、pp.363-366、2015。
- 4) 北海道開発局農業水産部農業計画課：石狩川水系の土壌図農牧地および農牧適地、216-217、1987。
- 5) 国土交通省気象庁：各種データ・資料、<https://www.jma.go.jp/jma/index.html>。(令和3年4月14日確認)
- 6) 北海道農政部：北海道施肥ガイド2020、p.18、2020。
- 7) 社団法人地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説、p.391、2009。

16.1 経営規模の拡大に対応した大区画圃場の効率的な整備技術と高度な管理技術の開発

16.1.2 大区画水田圃場における地下水位制御システムの高度利用に関する研究

担当チーム：寒地農業基盤研究グループ（資源保全チーム）

研究担当者：横川仁伸、山本弘樹、新津由紀、清水真理子

【要旨】

泥炭を基盤とする転作作物栽培圃場で、乾燥時に地下灌漑を実施し、地下水位の変動を調査した。北海道美唄市の美唄地区大豆圃場では、地下灌漑により地下水位は上昇したが、農地再編整備前の各区画の土壌物理性の違いの影響を受けて地下水位とその変動にムラが生じた。瀬棚郡今金町の今金南地区小麦圃場では、地下灌漑時に地下水位が変動しなかった。その要因として、現場の透水性が小さく、土壌構造や亀裂の発達が十分でないことが考えられた。多雨年における調査では、美唄地区と今金南地区の両方の大豆圃場における収量は、地下水位よりも、15、25 cm 深の土壌水分が圃場容水量より少ない日数と強い相関を示した。高い収量を得るためには、地下水位を低下させるだけでなく、作土における土壌マトリックスから余剰水を排水することが重要であると考えられた。美唄地区大豆圃場の大豆発芽期における地下灌漑の実施では、5 cm 深の土壌水分は地下水位が-10 cm まで上昇したときに圃場容水量まで増加した。発芽促進を目的として地下灌漑を利用するためには、水分を供給したい深度の直下まで地下水位を上昇させてから水を落とすことが重要であった。一方、作土直下に硬盤層の存在する今金南地区の小麦圃場においては、有材心土破碎を実施していない地点の暗渠間では地下灌漑時に地下水位は上昇せず作土の土壌水分も増加しなかった。しかし、有材心土破碎を実施した地点では地下灌漑時に埋設された疎水材を通して作土へ給水され、作土の土壌水分は増加した。このことから、地下灌漑による作土への給水のためには、有材心土破碎の実施が有効であるといえた。以上の成果は、効果的な地下灌漑の実施方法を考えるうえで役立つ。また、水稻移植圃場で、落水期に地下灌漑を実施し調査した結果、水稻への水分供給と収穫期に必要な地耐力の確保が両立できることを確認した。しかし、落水期における地下灌漑はメタン排出量を増大させる傾向があった。今後、環境負荷に与える影響も配慮するためには、落水期における地下水位の最適な設定等の検討が必要である。以上の成果は、作物生産だけでなく環境負荷に与える影響も考慮した地下灌漑利用方法の提案のために役立つ。

キーワード：大区画水田、地下灌漑、地下水位、土壌水分、給排水ムラ

1. はじめに

北海道の大規模水田地帯では、食料生産の体質強化のため、担い手への農地集積や農地の大区画化・汎用化が推進されている¹⁾²⁾。また、暗渠排水施設を利用した地下水位制御システムの導入も進められている。

地下水位制御システムの導入は、水稻直播栽培の実現、転作作物の湿害や干ばつ害の回避、水管理の省力化等に有効である。北海道の転作作物栽培で地下水位制御システムを利用する手法として、土壌の乾燥時に地下灌漑を実施することが提案されている。その際、土壌に乾湿のムラが生じると作物の生育にもムラが生じる。その解消には、圃場全体に速やかにムラなく給排水できる地下水位や土壌水分の制御技術が必要である。

水田では、一般に、登熟期に間断灌漑を実施する。その目的として土壌の過度な乾燥を防いで根の活性を高く

維持することが挙げられるが、間断灌漑の実施には多くの水や労力を必要とする。そこで、地下水位制御システムを利用し水位を田面下の一定の深さで維持すれば、登熟期後半まで地表から根に酸素を供給しつつ、地下から生育に必要な水を供給することが可能となる。同時に、地表面付近の土壌のみ乾燥させることで、収穫期に備えてコンバイン走行に必要な地耐力も確保することができる。これは、地下水位制御システムの新たな利用方法の一つと考えられる。

地下灌漑に伴う土壌水分・養分の変動は、温室効果ガスの排出や窒素流出等の変動にも影響し、環境に負荷を与えることが想定される。そのため、地下灌漑の利用に伴う環境負荷について体系化が必要である。

以上のことから、本研究では、大区画水田圃場における給排水ムラ対策技術の開発と地下水位制御システムの

高度利用技術の提案を目的とし、下記の項目を実施した。

- ① 転作作物栽培時の給排水ムラの実態把握と要因解明
- ② 水稻落水期の水分供給と地耐力向上を両立した地下水位制御技術の検証
- ③ 地下灌漑の実施を可能とする圃場条件の体系化
- ④ 地下灌漑の利用が環境負荷に与える影響の評価
- ⑤ 大区画水田圃場における給排水ムラ対策技術の開発と地下水位制御システムの高度利用技術の提案

2. 転作作物栽培における給排水ムラの実態把握と要因解明

2.1 調査地と方法

2.1.1 調査地

美唄市の美唄地区の転作圃場（B圃場）では、2015年度に国営緊急農地再編整備事業にて区画整理工事が実施された（図-1）。B圃場は長辺約170 m、短辺約70 mで集中管理孔を備えており、暗渠管（埋設深度0.7～1.0 m）の設置間隔は10 mを基本としている。整備前には、取水桝から50 m地点付近に作業道路が存在した。作業道路の西側は2013年まで6年以上転作畑として利用し、東側は2013年まで水田として利用していた。また、地表から32～60 cmより下が泥炭層である。調査開始時における作

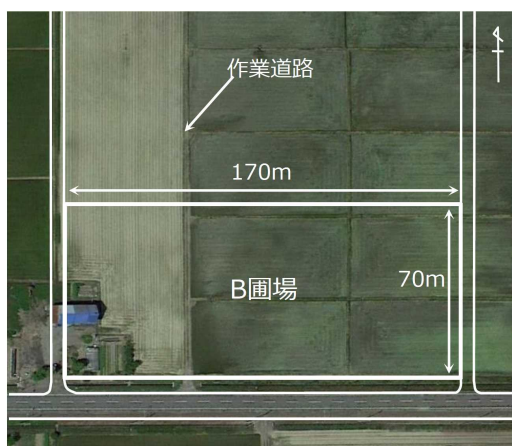


図-1 B圃場の整備前の状況写真と観測地点位置図
（地下水位観測地点および土壌採取地点は白抜きの赤丸で示す。塗りつぶしの赤丸は土壌水分も測定した地点を示す。）

土層36 cmの土性は、砂23～34%、シルト35～40%、粘土31～37%であった。2016年から2019年まで大豆を作付けした。5月下旬に大豆を播種し、10月上旬に収穫を行った。2017年7月10日から11日まで水位調整型水閘を地下水位-30 cmに設定し取水して生育促進のため地下灌漑を行った後、7月13日に水閘を解放した。2018年は6月7日と9日に水閘を全閉にし取水して発芽促進のため地下灌漑を行ったが、降雨のため短時間で水閘を開放した。

瀬棚郡今金町の今金南地区の転作圃場（I圃場）では、2014年度に区画整理工事が実施された（図-2）。I圃場は長辺約250 m、短辺約65 mで地下水位制御システム（FOEAS）を備えており、暗渠管（埋設深度1.0 m）の設置間隔は10 mを基本としている。地表から35～75 cmより下が泥炭層である。調査開始時における圃場中央の作土層28 cmの土性は、砂44～59%、シルト27～37%、粘土19～25%で、その下の基盤高調整の盛土層の土性は、砂70%、シルト18%、粘土12%であった。2017年は秋撒き小麦（きたほなみ）を、2018年は大豆（とよまさり）を作付けした。2016年9月下旬に小麦の播種、2017年8月上旬に収穫を、2018年6月上

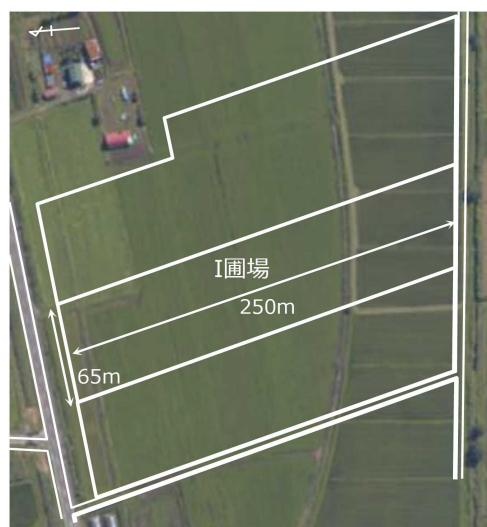


図-2 I圃場の整備前の状況写真と観測地点位置図
（地下水位観測地点および土壌採取地点は白抜きの赤丸で示す。塗りつぶしの赤丸は土壌水分も測定した地点を示す。）

旬に大豆の播種、2018年11月上旬に収穫を行った。2017年5月25日から29日までと6月30日から7月5日までの2回、-40 cmの地下水位設定としてFOEASにより取水を制御した。各灌漑期間の最終日には水閘を解放した。2018年は降雨が十分であったため、地下灌漑を実施しなかった。2017年12月から3月までの冬期間は、泥炭沈下の抑制のため水閘を-40 cmの地下水位設定とした。

2. 1. 2 方法

降水量は、B圃場およびI圃場の近傍で転倒マス式雨量計により計測した。

B圃場の地下灌漑取水量は、10分間隔で測定した取水柵内水位をHQ式に代入して求めた。HQ式は、同一ブロック内の圃場で測定した取水柵水位と、電磁流量計により測定した地下取水量の関係から作成した。I圃場の地下灌漑取水量は、電磁流量計により1箇所計測し、他2箇所の取水量も同じであると仮定した。両圃場の暗渠排水量は、スリット堰により2~10分間隔で測定した。

地下水位は、圃場内暗渠間21地点で測定した。渠間のライン1~3(それぞれL1、L2、L3)において、取水柵から30もしくは40分間隔の21地点を基本とし、2018年はB圃場においてライン0(L0)の30、90、150 m地点の3地点を追加して測定した(図-1、2)。また、暗渠から50cm離れの地下水位を、B圃場においてL1の30、90、150 m地点で、I圃場においてL2の40、130、220 m地点

で測定した。地下水位は、絶対圧式水位計を有孔塩ビ管に格納し埋設し、30分間隔で測定した。

それぞれの圃場内の21地点(図-1、2)において、2017年の収穫後に泥炭層より上の土壌を採取し、透水係数、乾燥密度、三相分布を測定した。

土壌水分は、2018年はB、I圃場それぞれ3地点で測定した。その測定点は、B圃場ではL0の30、90、150 m地点、I圃場ではL2の40、130、220 m地点である(図-1、2)。土壌水分ポテンシャルは、テンシオメータにより各地点3深度(15、25、35 cm深)、4反復で測定し、30分間隔で記録した。

収量は、2018年に各圃場の地下水位測定地点で調査した(図-1、2)。各地点において平均的な株数を含む条の1 mを刈り取り、着莢数、精子実重を測定した。

2. 2 転作田における地下水位の変動

2. 2. 1 気象と水管理

B圃場における6月から9月までの積算降水量は、2017年、2018年それぞれ667、668 mmであった。6月から9月までの月降水量は、2017年は147、145、129、247 mmであったのに対し、2018年は131、235、275、29 mmで、2017年と比較すると7月、8月の降水量が大きく、9月の降水量が小さかった(図-3)。

2017年は、6月25日の36 mmの降水後、7月16日まで10 mmを超える降水はなく、7月10日10時から11日

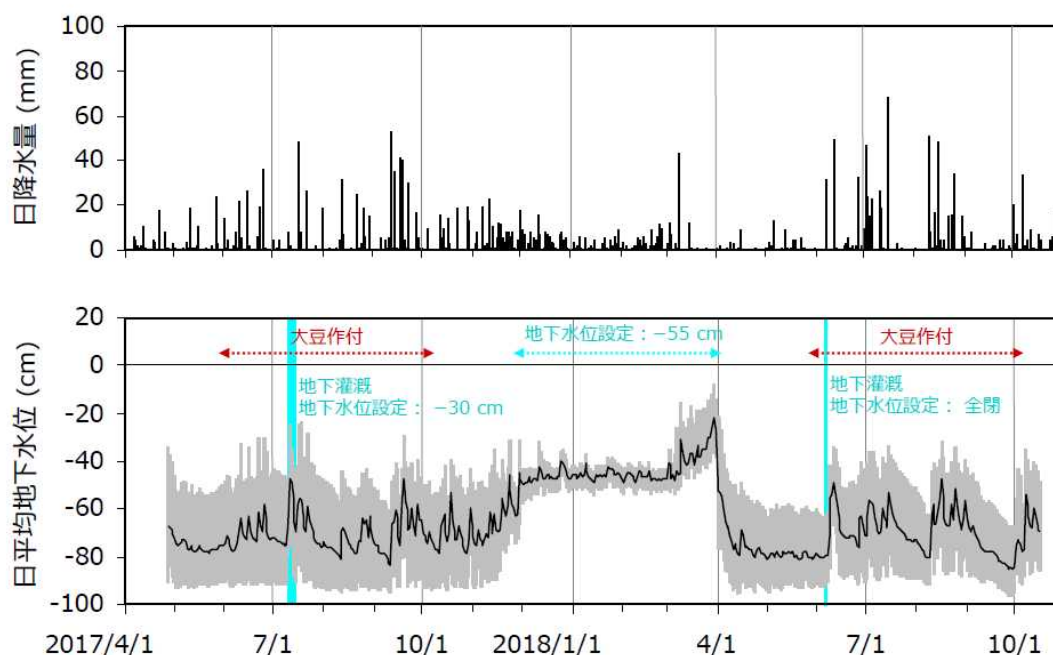


図-3 B圃場における降水量と日平均地下水位の平均値 (n = 21) の季節変化 (地下水位のエラーバーは、最大最小を示す。)

16時まで取水し地下灌漑を行った。この30時間での地下灌漑取水量は36 mm、暗渠排水量は12 mmであった。

I圃場における6月から9月までの積算降水量は、2017年、2018年それぞれ541、661 mmであった。6月～9月までの月降水量は、2017年は129、121、83、211 mmであったのに対し、2018年は134、191、223、132 mmで、2017年と比較するとB圃場と同様に7月、8月の降水量が大きかった(図-4)。2017年5月は降水量が小さく、5月25日から4日間地下灌漑を実施した。この時の地下灌漑取水量は24 mmで、灌漑期間中に合計15 mmの降水があった。FOEASの設定水位の調整に時間を要したことも影響し、暗渠排水量は32 mmと大きかった。また、6月30日から7月5日までの5日間に2回目の地下灌漑を実施した。この時、地下灌漑取水量は18 mmで、灌漑期間中に合計15 mmの降水があったが、暗渠排水量は1 mmに過ぎなかった。

2.2.2 営農期間における地下水位の変動

B圃場における6月から9月の日平均地下水位は、21地点の平均で見ると、2017年が-84～-47 cmの範囲、2018年が-85～-47 cmの範囲で変動した(図-3)。地下水位は、降水と地下灌漑の実施に応じて上昇し、2017年6月から9月までの期間では7月11日の地下灌漑実施時に最高値を示した。地下水位が最も低下したのは、2017年9月11日、2018年9月29日であった。21地点の

標準偏差は2017年が7～18 cmの範囲、2018年が7～15 cmの範囲で推移した。

I圃場における6月から9月の日平均地下水位の21地点の平均は、2017年が-64～-19 cmの範囲、2018年が-60～-20 cmの範囲で変動した。B圃場より地下水位は高く、降水に応じて地下水位は上昇したが、地下灌漑実施時に明らかな地下水位の変化は見られなかった。21地点の標準偏差は2017年が8～16 cmの範囲、2018年が11～17 cmの範囲で、B圃場と同程度であった。

2.2.3 地下灌漑実施時における地下水位変動

B圃場とI圃場の圃場取水側、中央、排水側における地下灌漑実施時の暗渠脇0.5 m離れと渠間の地下水位変動を図-5に示す。B圃場では、取水側を除いて水閘水位の上昇とともに速やかに上昇し、特に暗渠脇で顕著であった。取水停止後、地下水位は緩やかに低下し、水閘開放後は特に暗渠脇で低下した。一方、I圃場では、取水時に明らかに地下水位が上昇した地点は、暗渠脇0.5 m離れの1地点のみであった。

2017年の地下灌漑実施時における圃場内の渠間の地下水位分布を、地下灌漑実施直前、取水終了直後、水閘解放半日後について図-6に示す。

B圃場では、地下灌漑直前の水位は-75 ± 14 cmで、取水柵から30～50 m地点で高い傾向にあった(図-6a)。取水終了直後には、-45 ± 14 cmと30cm程度水位が上昇

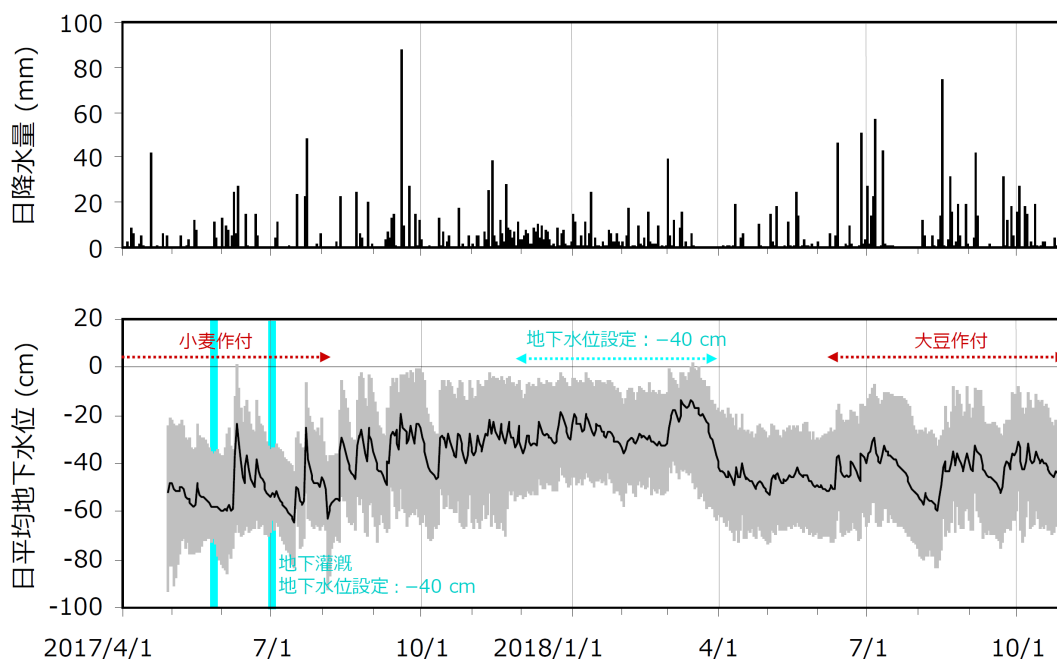


図-4 I圃場における降水量と日平均地下水位の平均値 (n = 21) の季節変化
(地下水位のエラーバーは、最大最小を示す。)

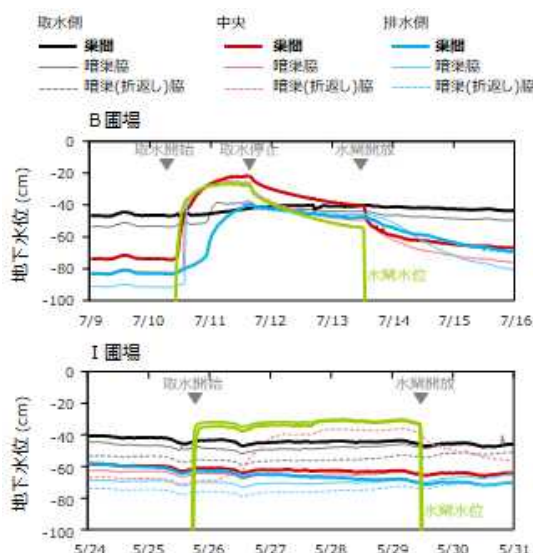


図-5 B 圃場および I 圃場における地下灌漑実施時の暗渠脇 0.5 m 離れと渠間の地下水位変動
(取水側、中央、排水側は B 圃場でそれぞれ 30、90、150 m、I 圃場でそれぞれ 40、130、220 m 地点を示す。暗渠(折返し)は、I 圃場のみである。)

し、特に70~90 m地点で-23~-34 cmと水位が高かった(図-6b)。水閘解放半日後には-63 ± 12 cmまで低下した(図-6c)。B圃場の地下水位は、30~50 m地点で高く維持され、地下灌漑実施時の変動も小さかった。50 m付近には整備前に作業道路が存在し(図-1)、この作業道路を挟んで両側の圃場の整備前からの土壌物理性の違いが地下水位分布に影響したと考えられた。

I圃場では、地下水位は地下灌漑直前に-53 ± 12 cm、取水終了直後に、-51 ± 13 cm、水閘解放半日後に-52 ± 14 cmで、地下水位の変動は非常に小さく、また圃場内の分布も変化しなかった(図-6d、e、f)。I圃場の2回目の地下灌漑実施時においても、同様の傾向であった。

2.3 地下水位変動に影響を与える要因の解析

泥炭が出現する上端はB圃場で41 ± 7 cm、I圃場で53 ± 10 cmであった。B圃場では、全地点において泥炭層までを3層に分けて採取し、それぞれの平均深度は0~9、9~22、22~41 cmであった。飽和透水係数の中央値は、北海道施肥ガイドで推奨される基準値(10⁻³~10⁻⁴ cm/s)と比較すると、1層目は同程度であったが、2層目と3層目で大きく下回った(図-7)。一方、固相率の中央値は、1~3層でそれぞれ41.5、41.5、36.7%で、基準値(40%以下)を上回るものがあるものの大きくは逸脱しなかった(図-7)。B圃場では、地下水位の高い30~50 m地点で3層目の固相率が大きく、透水係数が小さい傾向にあった。整

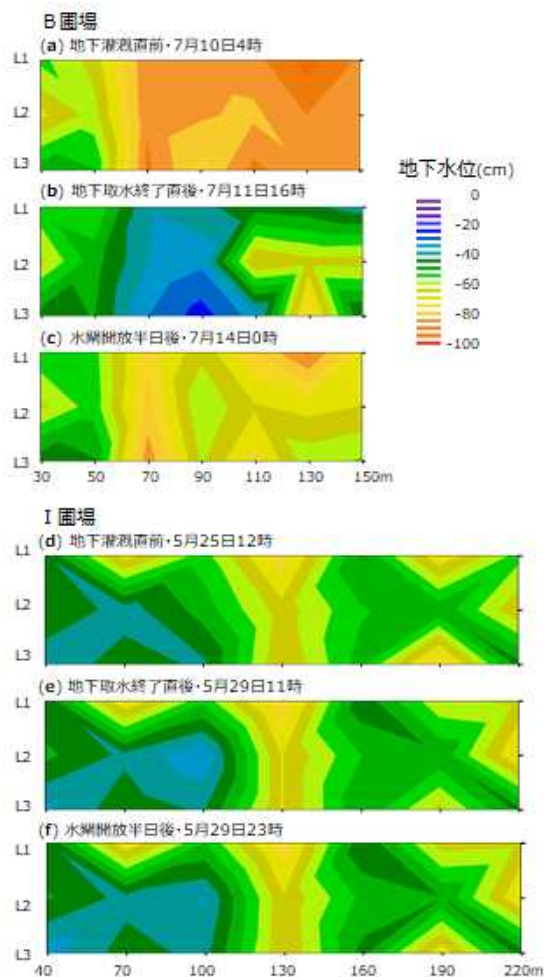


図-6 B 圃場および I 圃場における地下灌漑実施時の地下水位分布
(地下水位は渠間で測定した値を用いた。暗渠周辺の地下水位は含まれない。)

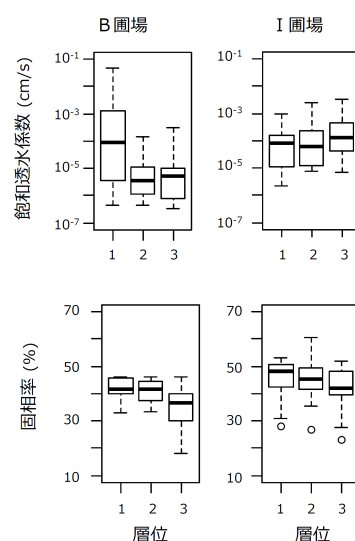


図-7 B 圃場と I 圃場における飽和透水係数と固相率
(飽和透水係数の統計量算出には対数変換値を用いた。)

備前の土地利用の状態が、土壌物理性と地下水位に影響を与えたことが示唆された。

I圃場では、10地点で作土層の下に基盤高調整の盛土層が確認されたため、泥炭層までを3層に分けて採取し、11地点では2層で採取した。それぞれの平均深度は、0~23、23~41、41~53 cmであった。飽和透水係数の中央値は、基準値と同程度であったが、固相率の中央値は、1~3層でそれぞれ48.1、44.6、39.8%で、3層目を除き基準値を大きく上回った (図-7)。

2.4 地下水位と土壤水分の変動が大豆生育に与える影響

B圃場の地下水位は、給水側で高く推移し、中央と排水側で同程度であった (図-8)。2018年7月16日から8月8日までと8月31日から9月30日までの期間では日降水量が10 mmを超えるまとまった降雨がなく、地下水位は給水側でも-75 cm程度まで低下し、これらの期間では土壤水分ポテンシャルも大きく低下し、土壤の乾燥が促進した。

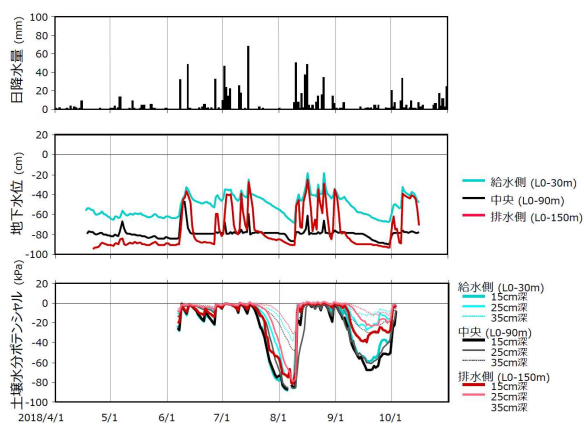


図-8 B圃場における2018年の降水量、地下水位および土壤水分ポテンシャルの季節変化

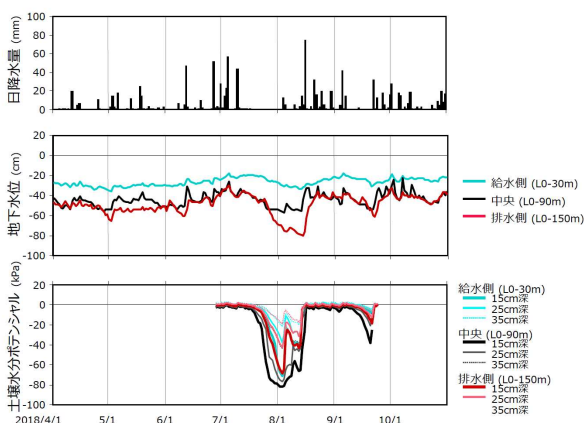


図-9 I圃場における2018年の降水量、地下水位および土壤水分ポテンシャルの季節変化

I圃場の地下水位は、B圃場と同様に給水側で高く推移した (図-9)。中央と排水側では同程度であったが、まとまった降雨の少ない7月中旬から8月中旬までの期間では、排水側で地下水位が-80 cmまで低下したのに対し、給水側では-30 cm、中央では-55 cmまでの低下であった。8月4日から5日までの合計18 mmの降雨では、15 cm深、25 cm深ともに、給水側と排水側では土壤水分ポテンシャルは速やかに-30 kPaまで上昇したのに対し、中央ではともにわずかに上昇しただけで-50 kPaを下回っていた。この時、地下水位の上昇幅は中央で10 cmと最も大きく、中央では給水側、排水側よりも下層までの水みちが発達していたと考えられた。

2018年6月から9月までの各地点の最低地下水位と精子実重の関係を図-10に示す。最低地下水位と精子実重には弱い負の相関 ($r = -0.65, p < 0.01$) があり、地下水位が高いと収量が低下することが示された。しかし、I圃場では地下水位が-80~-60 cmでも精子実重が非常に小さい地点が確認された。

7月から9月までの期間において、土壤水分が圃場容量 (土壤水分ポテンシャル = -6 kPa ; $pF = 1.8$) より少ない日数と精子実重の関係を図-10に示す。この日数

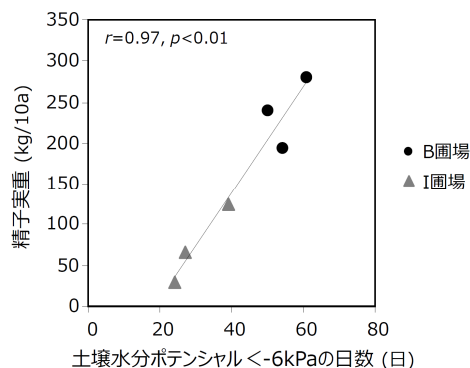
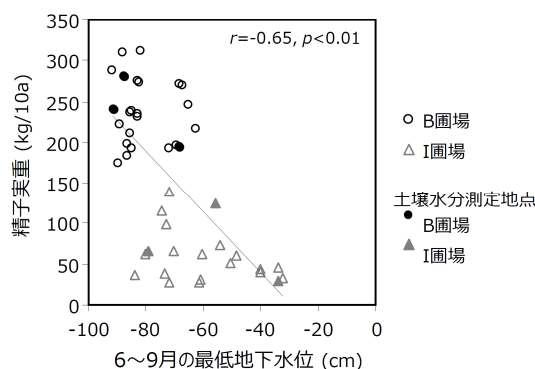


図-10 2018年6月~9月の最低値地下水位と大豆精子実重との関係および2018年7月~9月において土壤水分が圃場容量より乾燥した日数と大豆精子実重との関係 (圃場容量は土壤水分ポテンシャル=-6kPaとした。)

はB圃場でI圃場よりも大きく、精子実重と正の相関を示した(15 cm深; $r = 0.97$)。このことは、作土の土壌マトリックスから余剰水が排水された期間が長いことが収量に影響を与えることを示唆すると考えられた。

3. 水稻落水期の水分供給と地耐力向上を両立した地下水位制御技術の検証

3.1 調査地と方法

3.1.1 調査地

調査は、2015年度に国営緊急農地再編整備事業にて区画整理工事が実施された美唄市の美唄地区の隣接する2つの水田圃場で行った(図-11)。圃場は、1区画が長辺約170 m、短辺約70 mに整備され、地下水位制御システムが導入されている。暗渠管は、基本10 m間隔で、0.70 m~1.00 mの深さにある。

対照圃場と試験圃場では、2017年、2018年とも水稻(なつぼし)の移植栽培を行った。5月下旬に苗を移植、9月下旬に収穫を行った。試験圃場では、2017年は8月8日から22日までの間、2018年は8月6日から23日までの間、田面から10 cm下に地下水位を設定して地下灌漑を行った後、9月20日まで水閘の設定を-10 cmで維持した。対照圃場では、8月中旬から収穫まで水閘の設定を-40 cmに維持し、この期間に地下灌漑による給水は行わなかった。

3.1.2 方法

降水量は、同一農区内で調査圃場から約450 m離れた地点で計測した。

地下水位、土壌水分、水稻出液速度の調査は、各圃場、暗渠から5 m離れた3地点(取水柵から長辺方向に30、90、150 m離れた地点)で行った。地下水位は、絶対圧式水位計を有孔塩ビ管に格納し埋設し、30分間隔で測定した。土壌水分ポテンシャルは、15 cm深に設置したテンシオメータにより30分間隔で測定した。昼間は、気温の急激な変動等によりテンシオメータの圧力センサーの出力値が安定しないため、夜間の21時から3時にかけて測定した値の平均を用いた。

水稻出液速度は、2017年8月31日および2018年9月4日に各地点2~3反復で測定した。また、地耐力は、収穫を半月後に控えた9月8日に、各圃場42地点で、デジタル貫入式土壌硬度計により測定した。

3.2 地下水位と土壌水分の変動

地下水位の季節変化を図-12に示す。2017年は、登熟期の地下灌漑を開始した8月8日以降、試験圃場では地

下水位は-10 cm付近で維持された。一方、対照圃場の地下水位は緩やかに低下し、8月27日には-30 cmを下回った。試験圃場の地下水位は、給水停止後で降雨もなかった8月29日以降に緩やかに低下し、9月10日には対照圃場と同程度となった。登熟期の地下灌漑実施期間中の土壌水分は、圃場間で差は認められなかった。しかし、9月10日の土壌水分は、対照圃場で試験圃場よりも減少した。

2018年も、登熟期の地下灌漑実施期間中に試験圃場の地下水位は-10 cm付近で維持された。また、対照圃場の地下水位は-40~-30 cmで維持された。しかし、この期間には断続的に降雨があったため、土壌水分ポテンシャルは0 kPa付近で推移し、圃場間で明らかな差は認められなかった。

3.3 水稻登熟期の地下灌漑が作物生育と地耐力に与える影響

水稻出液速度は、両年とも試験圃場で対照圃場よりも大きい傾向にあり、2018年は有意な差が認められた(図-13)。ただし、両年とも出液速度測定時の土壌水分は両圃場間に差が認められなかった(図-12)。土壌水分は15 cm深のみで測定したため、水稻根へ供給される土壌水分の深度とは異なった可能性が考えられた。また、収量は両年とも圃場間で差は認められず、登熟期の地下灌漑は収量に影響を及ぼすものではなかった(図-13)。0~15 cmの地耐力は、2018年のみ圃場間で有意な差が認められ、試験圃場では対照圃場より小さかった。しかし、2018年の試験圃場でコンバイン走行に必要とされる地耐力(0.25 MPa以上³⁾)を下回ったのは42地点中1地点のみであり、平均値は0.49 MPaであったことから、登熟期に地下灌漑を実施しても、収穫期に必要な地耐力を十分確保できると考えられた(図-13)。

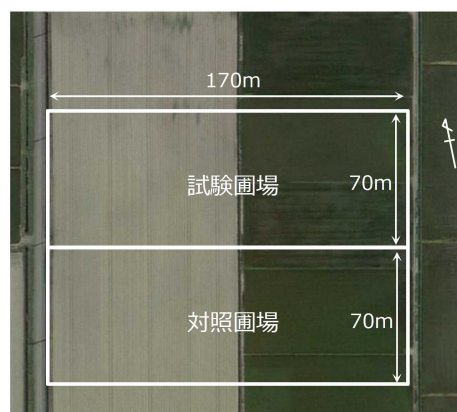


図-11 水田試験圃場と対照圃場整備前の状況写真

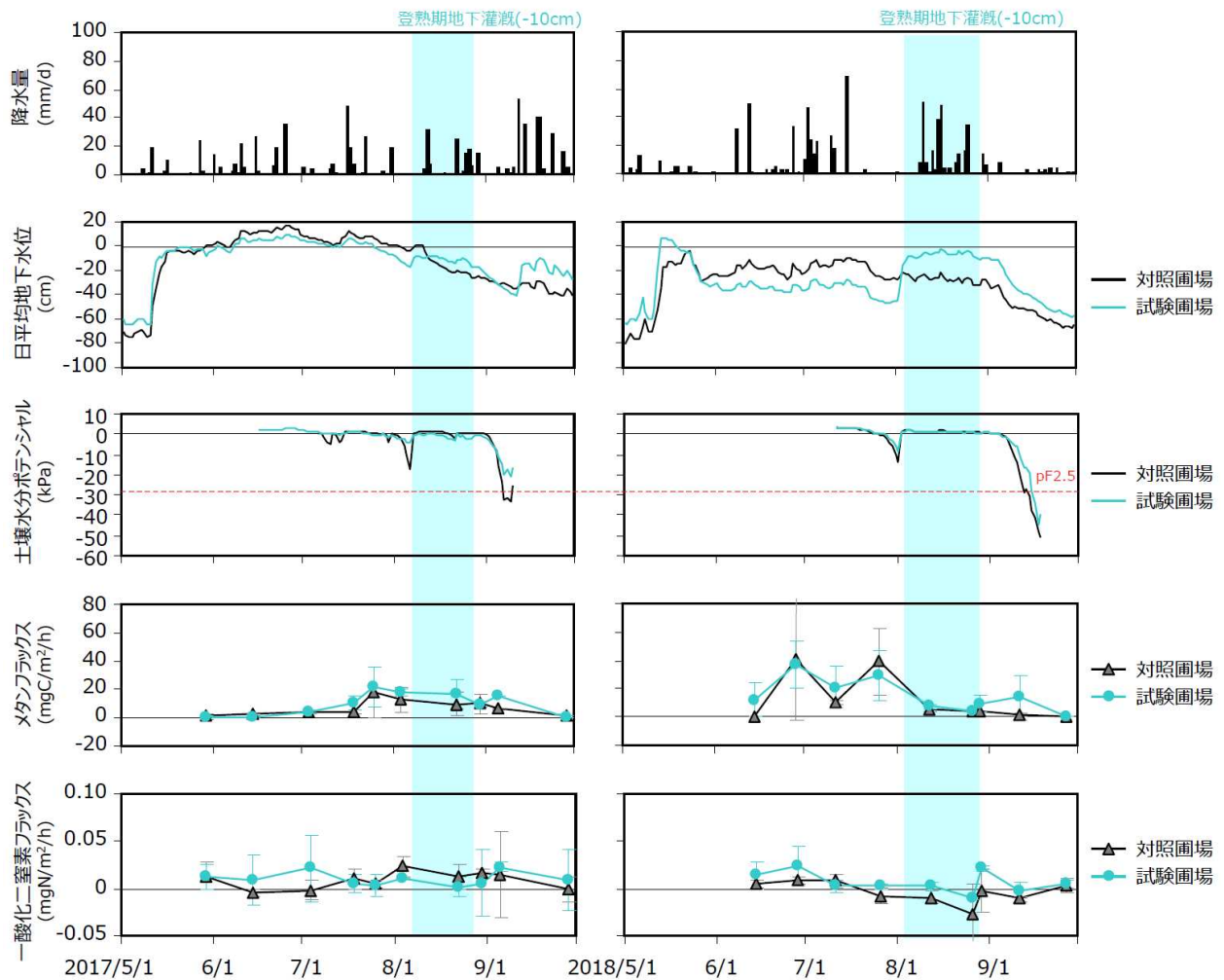


図-12 水田試験圃場と対照圃場における降水量、土壌水分ポテンシャル、メタンフラックス、一酸化二窒素フラックスの季節変化

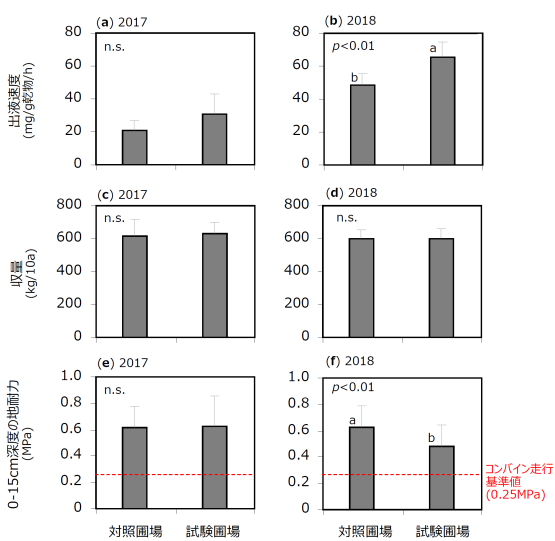


図-13 2017年と2018年の水田試験圃場および対照圃場における水稻出液速度 (a、b)、水稻収量 (c、d)、地耐力 (e、f)

4. 地下灌漑の実施を可能とする圃場条件の体系化

4.1 調査地と方法

4.1.1 調査地

調査は、美唄地区のB圃場で2019年に、今金南地区のI圃場で2020年に行った。B圃場、I圃場は、2.1.1で述べた圃場と同一である。B圃場では、2019年の大豆栽培時に水閘を全閉にして地下灌漑を2回実施した。1回目は2019年6月10日から12日までで、発芽促進を目的とした。2回目は2019年7月8日から10日までで、発芽後の生育促進を目的とした。2019年は水閘を全閉にして地下灌漑を2回実施した。I圃場では、2020年の小麦収穫後に地下灌漑を1回実施した。2020年8月21日から24日までで、最初の24時間は水閘水位を地表下30cm設定とし、その後は地下灌漑を終了するまで全閉にした。

4. 1. 2 方法

地下灌漑取水量、暗渠排水量および地下水位の測定方法は2.1.2で述べたとおりである。B圃場では、土壌水分ポテンシャルを渠間のライン1 (L1) の取水柵から30 m地点で(図-1)、I圃場では渠間のライン2 (L2) の取水柵から70 m地点で測定した(図-2)。土壌水分ポテンシャルは、テンシオメータにより4深度(5、15、25、35 cm深)、4反復で測定し、30分間隔で記録した。テンシオメータのポーラスカップの長さは6 cmであり、その中心部が測定深になるように埋設した。

4. 2 地下灌漑時における地下水位変動

B圃場の1回目の地下灌漑では、2019年6月10日11時から12日16時まで取水した。この53時間で地下灌漑取水量は78 mmであった。暗渠排水量は、取水中で2 mm、その後水閘を全開してからの24時間で23 mmであった。2回目の地下灌漑は7月8日17時から10日19時までの50時間で、地下灌漑取水量は75 mmであった。この時の暗渠排水量は、取水中で3 mm、その後水閘を全開してからの24時間で15 mmであった。

B圃場の2回の地下灌漑実施時における取水開始直前、12時間後、24時間後、取水終了直前の地下水位を図-14に示す。1回目の地下灌漑実施時では、地下水位は21地点の中央値で-81 cmから-10 cmまで上昇した。取水開始直前での地下水位の四分位範囲は16 cmで、21地点の地下水位は-90~-59 cmの範囲にあった。一方、取水終了直前での四分位範囲は6 cmで、1地点の外れ値を除くと、20地点の地下水位は-16~-3 cmの範囲にあった。2回目の地下灌漑実施時では、地下水位は-78 cmから-13 cmまで上昇した。取水開始直前での地下水位の四分位範囲は20 cmで、21地点の地下水位は-90~-53 cmの範囲にあった。しかし、取水終了直前での四分位範囲は5 cmで、1地点の外れ値を除くと、20地点の地下水位

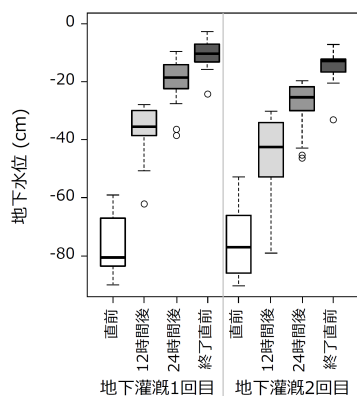


図-14 B圃場における地下灌漑実施時の地下水位

は-20~-7 cmの範囲にあった。

I圃場では2020年8月21日16時から24日9時まで取水をし、この53時間での地下灌漑取水量は31 mmであった。この時の暗渠排水量は、取水中で0.3 mm、その後水閘を全開にしてからの24時間で4 mmであった。I圃場の地下灌漑実施時における21地点の地下水位データは、2021年秋に回収予定である。

4. 3 地下灌漑時における土壌水分変動

B圃場1回目と2回目の地下灌漑時における地下水位と土壌水分の変動をそれぞれ図-15、図-16に示す。1回目の地下灌漑実施では、地下水位の上昇とともに35、25、15、5 cm深の順で土壌水分は増加した。5 cm深の土壌水分ポテンシャルは、6月11日11時半に-15 kPa (pF 2.2) を、6月11日12時に-2.4 kPa (pF 1.4) を示し、取水を開始してから約25時間後に圃場容水量(-6 kPa; pF 1.8)を上回る土壌水分となった。この時の同一地点の地下水位は10 cmであった。6月12日16時に水閘を全開した後、土壌水分は減少し15日13時に-10 kPa (pF 2.0) になった。

大豆種子の水分が発芽に必要な水分に達するのに必要な日数は、土壌水分ポテンシャルを-10 kPaで維持した時に0.7~1.1日(22°Cの室温条件下)であることが報告されている⁴⁾。土壌水分の測定は5 cm深で、播種深度(おおよそ2~3 cm)の下ではあるものの、1回目の灌漑では、おおよそ大豆種子の給水に必要な水分が供給されたと考えられた。2回目の地下灌漑実施でも、地下水位の上昇とともに土壌水分は増加した。しかし、5 cm深の土壌水分ポテンシャルは、取水終了時に-70 kPa (pF 2.8)で、この時の地下水位は-12 cmであった。水閘を全開とした後、5 cm深の土壌水分は緩やかに増加し、7月13日の降水の直前には土壌水分ポテンシャルは-35 kPa (pF 2.5)であった。この間には降水がなかったため、取水終了後に暗渠から排水してもなお下層から水分が供給されたと考えられた。地下灌漑実施時における地下水位と土壌水分ポテンシャルとの関係を図-17に示す。35 cm深の土壌水分ポテンシャルは、地下水位-60~-50 cmの時に-6 kPa (pF 1.8)に達した。25 cm深の土壌水分ポテンシャルも、地下水位-50 cm程度で-6 kPa (pF 1.8)に達した。本地点では、地表から約30 cmより下が泥炭層であり、泥炭層およびその直上5 cm程度までは、地下灌漑により速やかに水分が供給されたと考えられた。一方、5、15 cm深の土壌水分は、地下水位が測定深度直下まで上昇してから増加した。このことから、播種後やその直後の根が十分伸長していない時の地下灌漑の利用では、

水分を供給したい深度の直下まで地下水位を上昇させてから水を落とすことが重要であるといえる。

I 圃場の地下灌漑時における地下水位と土壌水分の変動を図-18 に示す。I 圃場では地下灌漑実施時に地下水位は変動せず、5、15、25、35 cm 深の土壌水分は地下灌漑実施中も緩やかに減少した。

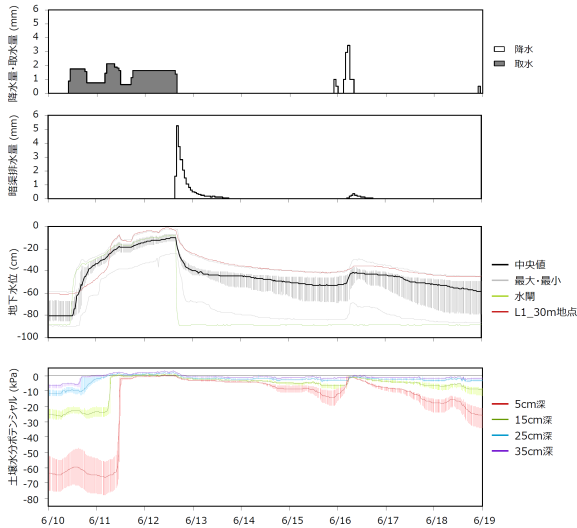


図-15 B 圃場の地下灌漑 1 回目における降水量・地下灌漑取水と暗渠排水量、地下水位、L1_30m 地点の土壌水分ポテンシャルの経時変化
地下水位は 21 地点の中央値で、エラーバーは四分位範囲を示す。土壌水分ポテンシャルは 4 反復の中央値でエラーバーは最大最小を示す。

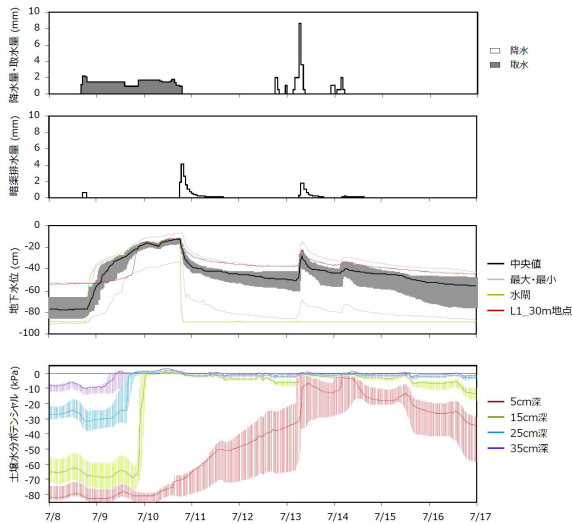


図-16 B 圃場の地下灌漑 2 回目における降水量・地下灌漑取水と暗渠排水量、地下水位、L1_30m 地点の土壌水分ポテンシャルの経時変化
地下水位は 21 地点の中央値で、エラーバーは四分位範囲を示す。土壌水分ポテンシャルは 4 反復の中央値でエラーバーは最大最小を示す。

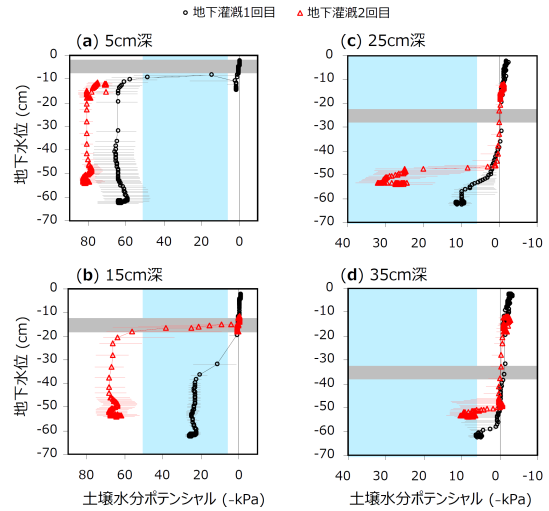


図-17 B 圃場の地下灌漑実施時における地下水位と土壌水分ポテンシャルとの関係
土壌水分ポテンシャルは 4 反復の中央値で、エラーバーは最大最小を示す。灰色はテンシオメータのポーラスカップの埋設位置を示す。水色は易有効水分として圃場容水量(-6 kPa ; pF 1.8) から毛管連絡切断含水量(-50 kPa ; pF 2.7) までの水分を示す。

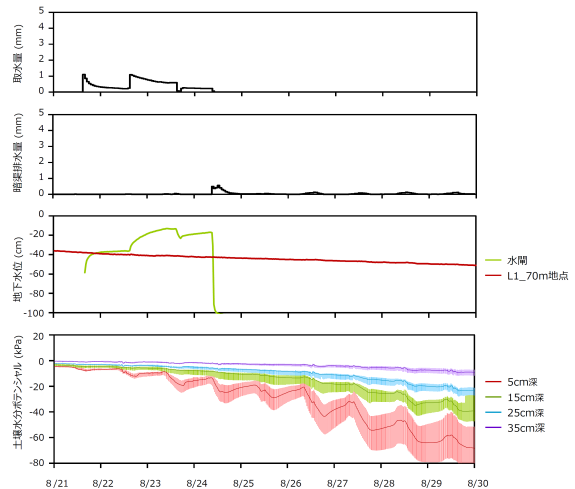


図-18 I 圃場の地下灌漑実施時における降水量・地下灌漑取水と暗渠排水量、地下水位、L2_70m 地点の土壌水分ポテンシャルの経時変化
土壌水分ポテンシャルは 4 反復の中央値でエラーバーは最大最小を示す。

5. 地下灌漑の利用が環境負荷に与える影響の評価

5.1 調査地と方法

5.1.1 調査地

調査は、美唄市の美唄地区の大豆畑と水田で行った。

大豆畑では、2019年に地下灌漑を実施した試験圃場と実施しない対照圃場で調査した。試験圃場は、2.1.1で述べた圃場とB圃場と同一である。対照圃場は、同一農区内の圃場で、地下灌漑による取水を除いて試験圃場と同様の営農管理を行った。

水田は、2017年と2018年の登熟期に地下灌漑を実施した試験圃場と実施しない対照圃場で調査した。試験圃場と対照圃場は、3.1.1で述べた圃場と同一である。

5.1.2 方法

土壌表面からの温室効果ガスフラックスをクローズドチャンバー法で測定した。常設した架台にチャンバーを設置した後、0、5、10、15、20分後にチャンバー内のヘッドスペースガスを10mL容の真空バイアル瓶に採取した。測定は暗渠から5.0m地点において、3反復で行った。測定頻度は2~3週間に1度程度とした。

ガス試料のメタン濃度はFID付きガスクロマトグラフ、一酸化二窒素濃度はECD付きガスクロマトグラフで測定した。温室効果ガスフラックス測定時に、気温、5cm深地温、5cm深の酸化還元電位(Eh)を測定した。

5.2 転作田における温室効果ガス排出

大豆畑のメタンフラックスは、6月11日の試験圃場を除いて、両圃場-0.03~0.05 mgC/m²/hの範囲で変動推移した(図-19)。地下灌漑実施中であった6月11日の試験圃場では、1.8±1.0 mgC/m²/hの大きなメタン排出が観測されたが、地下灌漑実施2日後には-0.004±0.1 mgC/m²/hと対照圃場と同程度まで低下した(図-19)。

一酸化二窒素フラックスは、地下灌漑実施中の6月11日には試験圃場と対照圃場ともに0.1±0.2 mgN/m²/hと差は認められなかったが、6月14日に試験圃場で0.8±0.3 mgN/m²/hと対照圃場(0.2±0.2 mgN/m²/h)より有意に大きかった(図-19)。また、2回目の地下灌漑実施2日後でも、試験圃場における一酸化二窒素フラックスは1.1±0.3 mgN/m²/hで、対照圃場(0.1±0.1 mgN/m²/h)より有意に大きかった(図-19)。ただし、6月26日の一酸化二窒素フラックスは試験圃場、対照圃場それぞれ0.4±0.4、1.3±1.4 mgN/m²/hで、対照圃場で大きな排出が観測された。これは6月22日の20mmの降雨によって土壌水分が上昇したことの影響によるものと考えられた。

以上のことから、大豆の発芽期の地下灌漑では、土壌

水分の上昇により、メタンと一酸化二窒素の排出が促進される可能性を示唆している。

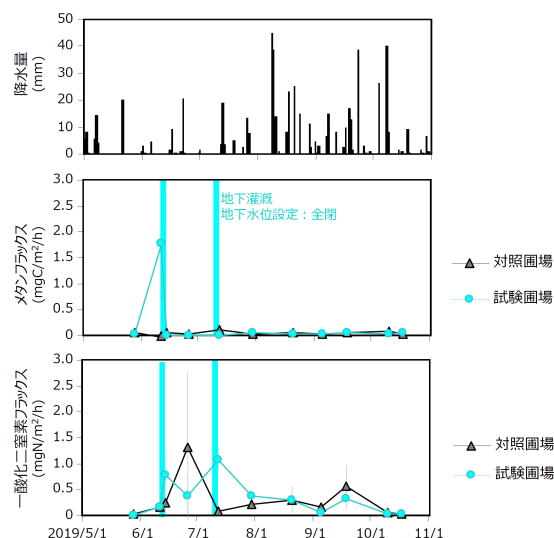


図-19 大豆畑の試験圃場と対照圃場におけるメタンフラックスと一酸化二窒素フラックスの季節変動 (エラーバーは標準偏差 (n=3) を示す。)

5.3 水田における温室効果ガス排出

水田のメタン排出量は、登熟期から収穫までの地下灌漑実施期間において、対照圃場と比べて試験圃場で大きい傾向があった。しかし、圃場内のばらつきが大きく、対照圃場との間に有意な差は認められなかった(図-20)。試験圃場では、登熟期の地下灌漑によって地下水位を高く維持することで、メタン排出が促進された可能性が考えられた。今後、地下水位の最適な設定等の検討が必要である。

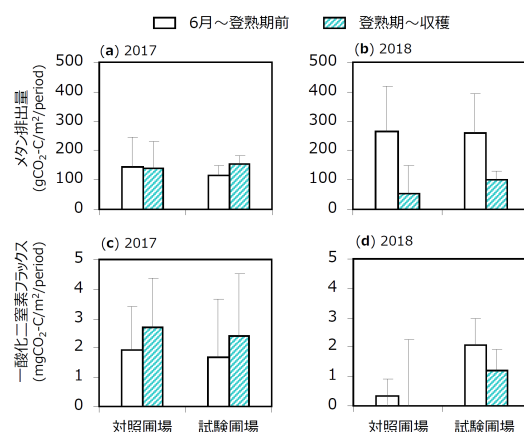


図-20 2017年と2018年の水田の試験圃場および対照圃場におけるメタン排出量と一酸化二窒素排出量 (エラーバーは標準偏差 (n=3) を示す。)

水田の一酸化二窒素排出量は、メタン排出量と比較し非常に小さかった(図-19)。また、圃場内のばらつきが大きく、試験圃場と対照圃場で有意な差は認められなかった。

6. 大区画水田圃場における給排水ムラ対策技術の開発と地下水位制御システムの高度利用技術の提案

6.1 調査地と方法

6.1.1 調査地

調査は、今金南地区のI圃場で2020年に行った。I圃場は、2.1.1で述べた圃場と同一である。2019年の馬鈴薯収穫後8月下旬に、取水桝から40m地点付近に暗渠に直交して約5m間隔で有材心土破碎を施工した(図-21)。モミサブロー(スガノ農機)を用い、疎水材は籾殻とした。その後、秋撒き小麦を栽培した。

地下灌漑は小麦収穫後の2020年8月21日から24日まで実施した。最初の24時間は水閘水位を地表下30cm設定とし、その後は地下灌漑を終了するまで全閉にした。

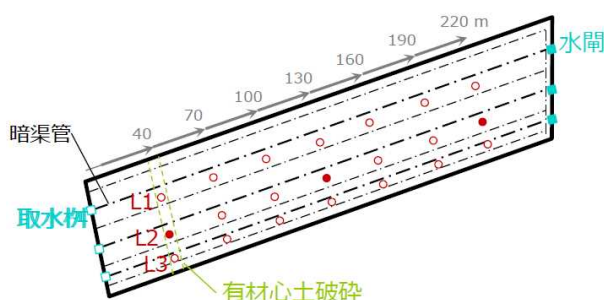


図-21 I圃場の有材心土破碎施工位置と観測地点位置図(地下水位観測地点は白抜きの赤丸で示す。塗りつぶしの赤丸は土壌水分も測定した地点を示す。)

6.1.2 方法

地下灌漑取水量、暗渠排水量および地下水位の測定方法は2.1.2で述べたとおりである。土壌水分は、有材心土破碎を施工した地点として、渠間のライン2(L2)の取水桝から40mの暗渠脇0.5m離れと暗渠間で、有材心土破碎を施工していない地点としてL2の70m地点の暗渠間で測定した(図-2)。土壌水分ポテンシャルは、テンシオメータにより4深度(5、15、25、35cm深)、4反復で測定し、30分間隔で記録した。テンシオメータのポラスカップの長さは6cmであり、その中心部が測定深になるように埋設した。

6.2 有材心土破碎が地下灌漑時の地下水位と土壌水分変動に与える影響

有材心土破碎を施工した地点において、地下灌漑実施時に暗渠脇の水位は水閘水位の上昇とともに-12cmまで上昇したが、暗渠間の水位は取水から48時間以上経過してから緩やかに上昇し、地下灌漑終了時には-35cmであった(図-22(a))。一方、有材心土破碎を施工していない地点の暗渠間では、地下灌漑実施時も地下水位は上昇しなかった(図-22(a))。

暗渠脇では、8月22日17時頃から地下水位の上昇に伴い35、25、15、5cmの順で土壌水分は上昇した(図-22(a)(c))。一方で、有材心土破碎を施工した暗渠間では地下水位は-35cmまでしか上昇しなかったにもかかわらず作土の土壌水分は上昇し、地下灌漑終了時の土壌水分ポテンシャルは15cm深で-0.5kPa、5cm深で-2kPaであった(図-22(a)(d))。暗渠間では、有材心土破碎により埋設された疎水材を通して作土へ給水されたと考えられた。そのため、地下灌漑による作土への給水のためには有材心土破碎の施工が有効であるといえた。

7. まとめ

泥炭を基盤とする転作作物栽培圃場で乾燥時に地下灌漑を実施し、地下水位の変動を調査した。美唄地区の大豆圃場では、地下灌漑により地下水位は上昇したが、整備前の各区画の土壌物理性の違いの影響を受けて地下水位とその変動にムラが生じた。今金南地区の小麦圃場では、地下灌漑時に地下水位が変動しなかった。その要因としては、現場の透水性が小さく、土壌構造や亀裂の発達が十分でないことが考えられた。

2018年は、7月、8月の降雨量が大きく、地下灌漑を実施しなかった。美唄地区と今金南地区の両方の大豆圃場における収量は、地下水位よりも、15、25cm深の土壌水分ポテンシャルが圃場容水量を上回った日数と強い相関を示した。このことは、作土における土壌マトリックスからの余剰水排除の良し悪しにより収量が左右されることを示唆する。このことから高い収量を得るためには、地下水位の低下だけではなく、営農作業等による亀裂・土壌団粒構造の形成等、作土の排水性の改善が重要であると考えられた。

美唄地区の大豆圃場における発芽期の地下灌漑では、水閘を全閉して約2日間地下灌漑を実施した。取水開始直前の地下水位のばらつきに比べ、取水終了直前の地下水位のばらつきは小さく、水分供給ムラは大きくなかつ

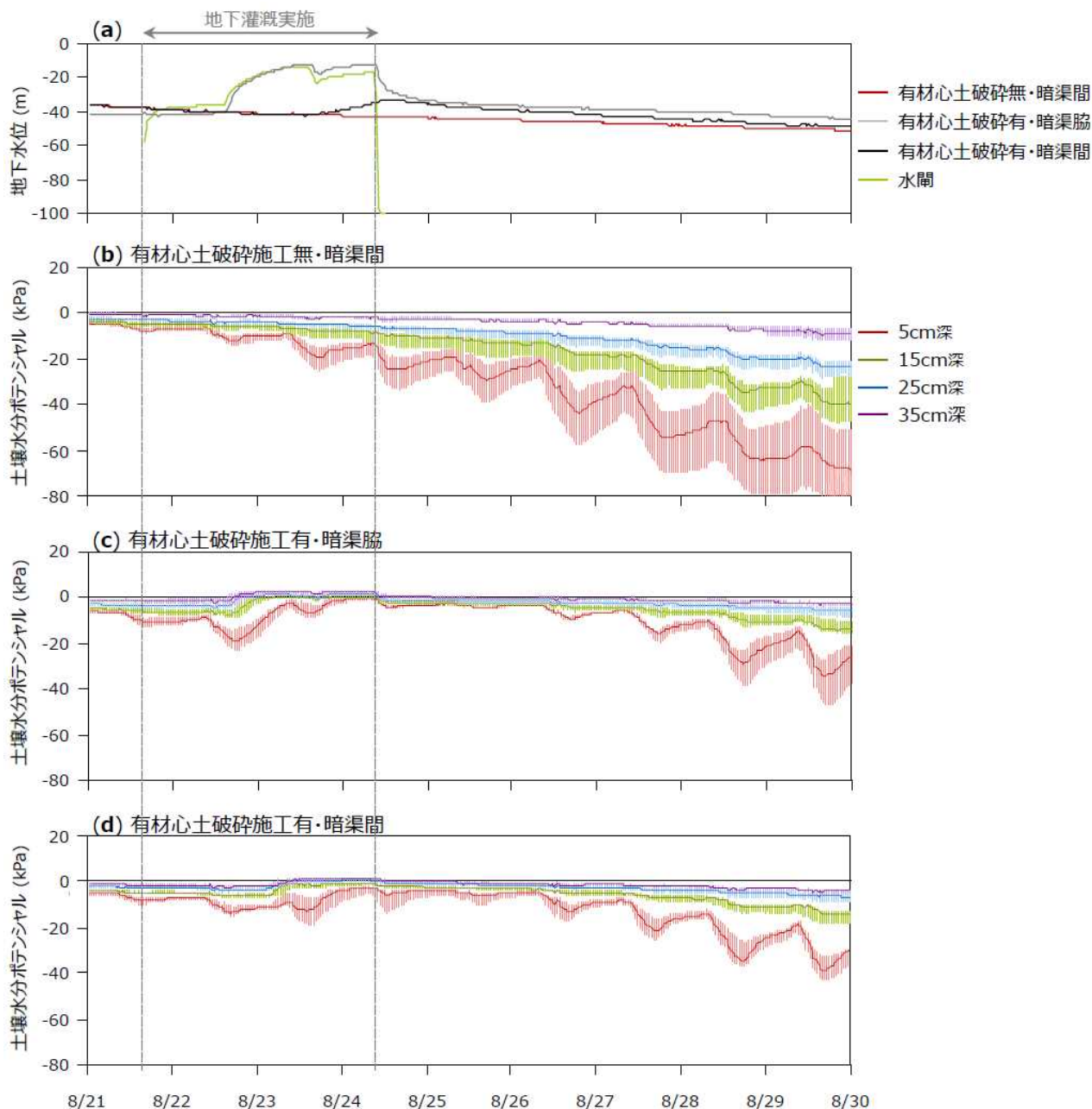


図-22 I 圃場の地下灌漑実施時における地下水位 (a) と有材心土破碎施工無・暗渠間 (b)、有材心土破碎施工有・暗渠脇0.5m 離れ (c)、有材心土破碎施工有・暗渠間 (d) の土壌水分ポテンシャルの経時変化
土壌水分ポテンシャルは4反復の中央値でエラーバーは最大最小を示す。

た。また、5 cm 深の土壌水分は地下水位が-10 cm まで上昇したときに圃場容水量まで増加した。発芽促進を目的とした地下灌漑では、水分を供給したい深度の直下まで地下水位を上昇させてから水を落とすことが重要であった。

今金南地区の転作圃場では、穀殻を疎水材とした有材心土破碎を施工して地下灌漑を実施した。有材心土破碎を実施していない地点の暗渠間では、地下灌漑時に地下

水位は上昇せず作土の土壌水分も増加しなかった。しかし、有材心土破碎を実施した地点では、地下灌漑時に埋設された疎水材を通して作土へ給水され作土の土壌水分は増加した。地下灌漑による作土への給水のためには、有材心土破碎の実施が有効であるといえた。

泥炭を基盤とする水稻移植圃場で、落水期に地下灌漑を実施し、水稻への水分供給と地耐力への影響を調査した。落水期的水稻出液速度は、試験圃場で対照圃場より

大きかった。しかし、これは収量に影響を及ぼすものではなかった。地耐力は、試験圃場で対照圃場よりも小さかったが、両圃場ともその平均値はコンバイン走行に必要とされる値を満たしており、落水期の水稻への水分供給と収穫期に必要な地耐力の確保が両立できることを確認した。

地下灌漑の利用に伴う環境負荷については、大豆畑で温室効果ガス排出を測定した結果、地下灌漑実施時またはその直後にメタンと一酸化二窒素の大きな排出が観測された。また、水稻落水期には、地下灌漑によりメタン

排出量が増大する傾向があった。

参考文献

- 1) 国土交通省：北海道総合開発計画、2016
- 2) 農林水産省：土地改良長期計画、2016
- 3) 北海道農政部：北海道施肥ガイド2020、2020
- 4) 高橋智紀、細川寿、松崎守夫：重粘質転換畑における土壌鎮圧によるダイズ種子の吸水促進効果、日本土壌肥料学会誌、79 (1)、pp. 1～7、2008

16.1 経営規模の拡大に対応した大区画圃場の効率的な整備技術と高度な管理技術の開発

16.1.3 水田地帯の水文環境保全に配慮した灌漑排水技術に関する研究

(このうち、大区画水田の高精度な水管理技術の開発と用水量の解明)

担当チーム：寒地農業基盤研究グループ（水利基盤チーム）

研究担当者：松田俊之、越山直子、大津武士

【要旨】

北海道の水田地帯では、農作業の効率化をめざして、圃場の大区画化や地下水位制御システムの整備が進められている。こうした地域では、農業用水を安定的、効率的に利用するために、圃場整備後における圃場の水管理特性および用水量を分析する必要がある。そこで、直播栽培および移植栽培が行われた圃場を対象に、圃場単位の水管理および水収支を調査した。令和2年度までの成果は、次のとおりである。

- 1) 調査圃場は泥炭地であり、地下水位が高いことから、代かきの有無に関わらず、圃場浸透量はいずれも小さかった。そのため、圃場取水量の差は、強制落水や深水灌漑等の栽培管理の違いにより生じた。これらの栽培管理は、特定の栽培方式のみで必要なものではなく、気象状況によってはどの栽培方式でも必要となり得るものであった。調査期間中では、ある栽培方式に固有で、用水計画に見込むべき栽培管理用水量はみられなかった。
- 2) 各栽培方式における生育時期や栽培管理の違いに着目して、将来の直播栽培面積の拡大に対応できる用水計画手法を考案した。移植栽培が主流となっている現況と直播栽培面積が拡大した将来における用水計画のイメージを比較し、将来の用水需要における留意点を抽出した。また、将来における圃場群のピーク用水量の予測を行い、調査対象地域では、直播栽培面積が拡大しても現況のピーク用水量を上回らないことを示した。
- 3) 圃場整備において小用水路が開水路からパイプラインに変わった地区において、圃場整備前後の移植栽培および乾田直播栽培の圃場水管理および用水量を比べた。その結果、整備済み乾田直播圃場では、圃場浸透量の差、強制落水時の再湛水の実施、水管理操作時間の変化による表面流去水の発生により、未整備圃場よりも供給水量の値が大きくなった。
- 4) 圃場整備後の時間経過に伴い、灌漑方式や水管理操作時間、供給水量が変化することが分かった。そのため、圃場整備後では、耕作者の水管理が習熟するまでは、地区内の取水ピークの時間帯や取水量の変化に留意して配水管理を行う必要があることを示した。

キーワード：大区画、地下灌漑、直播栽培、水田、水管理

1. はじめに

食料・農業・農村基本計画では、農地の大区画化や汎用化などの基盤整備が重要な施策として位置付けられている¹⁾。北海道は、全国の4分の1を占める耕地面積を有しており、大規模で専門的な農業が展開されている。その一方で、農業者の高齢化等に伴う農家戸数の減少により、農地が急速に担い手へ集積されており、農業経営の大規模化への対応が喫緊の課題となっている。大規模水田地帯では、その対応策として、圃場の大区画化や水管理の省力化を目的とした地下水位制御システムの整備が行われている。これらの整備が実施されたところには、水稲直播栽培を導入し、育苗作業に関わる労働時間の削減と農作業時期の分散により、さらなる労働生産性の向

上を図っている地域がある。こうした整備に伴い、灌漑方式や水稲栽培方式の多様化が進展すると、圃場単位における水管理や取水量が変化する²⁾。しかし、地下水位が比較的高い地域では、水管理が変化しても、移植栽培と直播栽培における圃場への供給水量の差が大きく変わらない例もある³⁾。将来にわたって、農業用水を安定的、効率的に利用するためには、整備済み地区における圃場水管理や用水量の事例を調査し、圃場や農区における水収支特性を分析する必要がある。

そこで、本研究では、水稲の直播栽培面積が増加した場合において、安定的に農業用水を利用するための水管理技術の構築を目的として、圃場が大区画化され、地下水位制御システムが導入された地区の水田において、移

植栽培、乾田直播栽培、湛水直播栽培における水管理および水収支の調査を実施した。

2. 開水路地区における整備後の用水量の解明

2.1 地区概要

美唄市に位置する4筆の圃場(図-1)を対象として、平成28年から平成30年までの3年間、調査を行った。各圃場の水稲栽培方式を表-1に示す。これらの圃場は、平成27年に圃場整備が実施され、地下水位制御システムが整備された。各圃場の面積は1.1~1.2haである。

農業用水は、支線用水路(開水路)から小用水路(開水路)を経由し、各圃場へ取水される。一筆の圃場への用水供給は、地表灌漑2ヶ所、地下灌漑1ヶ所から行える。圃場排水は、地表排水と地下排水で行える。地表排水の数は1圃場当たり2ヶ所である。圃場内には、暗渠管(φ60~125mm、勾配1/500)が田面から0.70m~1.00mの深さに10m間隔で埋設されている。疎水材は砂利である。暗渠水閘の数は、1圃場当たり2ヶ所である。調査圃場の水管理は、すべて同一の農家により行われた。AおよびD圃場については、平成28年のみ、JAによる水管理の指導が行われた。

2.2 調査方法

D圃場を例として、各圃場における観測地点の位置を図-2に示す。各圃場の水収支を把握するために、電磁流量計により地表取水量、地下取水量、地下排水量を観測した。ただし、地下取水量を観測する電磁流量計は、平成28年度は所有台数が2台であったため、AおよびD圃場にだけ設置し、C圃場には設置しなかった。平成29年度では地下取水量を観測する電磁流量計をA、D、C圃場に、平成30年度ではDs、D、C圃場に設置した。なお、取水量に欠測が生じた期間については、湛水位および地下水位の変化量を基にした圃場の水収支により、取水量

を推定した⁴⁾。各圃場の地表排水量については、直角三角堰を排水口近傍に設置し、観測した。さらに、塩ビ管に格納した絶対圧式水位計を田面から1.3mの深さに埋設し、各圃場内の地下水位を観測した。地下水位観測地点名は、暗渠ライン名(L1またはL3)-取水柵からの距離(m)-暗渠ラインからの距離(m)を表している。湛水位は、水圧式水位計を各圃場の2ヶ所に設置し観測した。各圃場において湛水があり、かつ取水、排水、降雨がないと

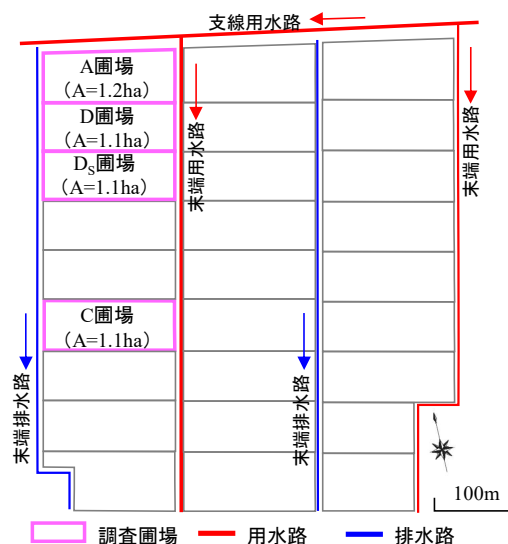


図-1 調査圃場の位置図

表-1 各調査圃場の栽培方式

圃場名	平成28年度	平成29年度	平成30年度
A	乾田直播栽培 (代かきなし)	乾田直播栽培 (代かきなし)	移植栽培 (代かきあり)
D	湛水直播栽培 (代かきあり)	湛水直播栽培 (代かきあり)	湛水直播栽培 (代かきあり)
C	移植栽培 (代かきあり)	移植栽培 (代かきあり)	移植栽培 (代かきあり)
Ds	湛水直播栽培 (代かきあり)	乾田直播栽培 (代かきなし)	乾田直播栽培 (代かきなし)

※着色した箇所では、調査未実施である。

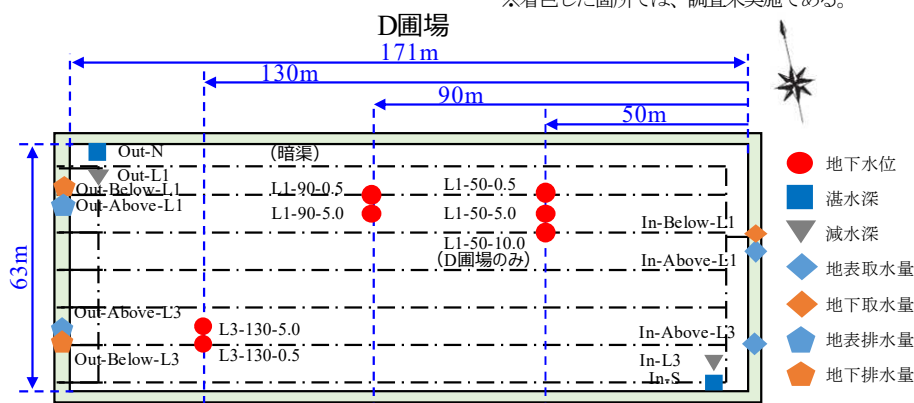


図-2 観測地点の位置 (D圃場の例)

きにN型減水深計を各圃場内の2点に設置し、減水深を観測した。気象については、A圃場の近傍に気象観測機器を設置し、雨量、気温、風向・風速、日射量、相対湿度、大気圧を観測した。

観測期間は基本的に5月から8月までであるが、地下水位は9月下旬までである。測定間隔は10分とした。

なお、蒸発散量については、ペンマン法⁹⁾により推定した。土壌については、各圃場の1地点において深さ100cmまでの土壌断面調査を行うとともに、採取した試料で土壌物理性試験を行った。各圃場の営農管理については、農家への聞き取り調査を行った。

2.3 各栽培方式における水管理および用水量の特性

2.3.1 調査年における気象状況

灌漑期間中(5~8月)における降水量の合計値は、平成28年度では772mm、平成29年度では485.5mm、平成30年度では685.5mmであり、気象庁データの平年値と比べると、平成28年度は約1.2倍、平成29年度は約0.8倍、平成30年度は約1.1倍であった。降水量について、月ごとの値と平年値を比べると、6月はいずれの年とも平年値の2.2~2.7倍、平成28年8月は台風の影響により平年値の2.3倍であった。気温については、いずれの年とも平年並みであった。

2.3.2 各圃場の土壌

A圃場の土壌は、地表から-32cmまでが作土であり、-32cmから厚さ13cmの泥炭層がある。泥炭層以外の土性はシルト質埴土である。D圃場では、地表から-18cmまでが作土である。-37cmから厚さ30cmの泥炭層がある。泥炭層以外の土性は軽埴土である。C圃場では、地表から-25cmまでが作土である。-35cm以深は泥炭層であり、それ以外の土性は軽埴土である。いずれも、室内飽和透水試験による透水係数(cm/s)のオーダーは、作土層で 10^{-6} ~ 10^{-7} 、泥炭土で 10^{-4} ~ 10^{-5} である。

2.3.3 各圃場の浸透量

3年間に行われた減水深調査における減水深の値から、それぞれの蒸発散量を差し引き、浸透量を算定した。この結果、各圃場における日浸透量の3ヶ年の正の値の平均値(括弧内は最小値および最大値を示す)は、乾田直播栽培(AおよびDs圃場):2.8mm(-3.1~15.8mm)、湛水直播栽培(D圃場):2.2mm(-1.0~5.7mm)、移植栽培(C圃場):2.2mm(-3.1~17.4mm)であった。周辺の地下水位が低い圃場では、代かきが行われない場合、浸透量が増加する例⁹⁾があるが、調査圃場ではいずれも浸透量の値は概ね小さかった。その理由として、泥炭地域であることから圃場の地下水位が高いことにより、代かき

の有無による差が小さかったことが考えられる。

2.4 各栽培方式における圃場の水管理

各調査年度における各圃場の湛水位および地下水位の経時変化と水管理状況を、それぞれ図-3~図-5に示す。ここで、図中における各年および各圃場のデータは、平成28年のA圃場は「28A(乾田直播)」というように、和暦、圃場名(括弧内は栽培方式)の組合せにより表している。また、図中の湛水位は2地点の平均値を、地下水位は4地点(L1-50-0.5、L1-50-5.0、L3-130-5.0、L3-130-0.5)の平均値を標高換算した値を示した。ここで、直播栽培において行われる「浅水管理」とは、田面を湿潤状態にさせ、地表面が乾いたら再び湿潤にする水管理をいう。浅水管理期間の判定は、水稻の生育や取水時期、地下水位変化により行った。各圃場の水管理は、以下のとおりである。

2.4.1 AおよびDs圃場(乾田直播栽培)の水管理

図-3に示すように28Aでは、播種(5月10日)の翌日に初期取水が行われた後、浅水管理が行われた。浅水管理期間は主に地表灌漑と地下灌漑の併用により取水され、浅水管理後は主に地下灌漑が行われた。7月中旬に除草剤散布のため一時的に落水されており、再湛水時にまとまった取水が行われた。

図-4に示すように29Aでは、播種(5月10日)を行った日の夕方に初期取水が行われた後、3週間程度、浅水管理が地下取水により行われた。8月7日から8月26日までの地表取水については、農家への聞き取りによると、取水停止の操作が遅れたことから、意図していたよりも取水期間が長くなった。このため、この期間の取水量はゼロとし、排水量は水収支により推定した。

図-5に示すように30Dsでは、播種(5月10日)を行った後に地表灌漑と地下灌漑の併用により初期取水が行われ、その2週間後に地表灌漑と地下灌漑の併用または地表灌漑により浅水管理が行われた。7月中旬には落水され、除草剤が散布された後に再湛水された。

2.4.2 D圃場(湛水直播栽培)の水管理

図-3に示すように、28Dでは、代かき(5月15日)の2日後に播種が行われ、播種後から苗立ちが安定するまでの期間に浅水管理が地下灌漑と地表灌漑の併用または地下灌漑により行われた。浅水管理期後は、主に地下灌漑が行われ、7月下旬以降は地下灌漑と地表灌漑の併用により取水された。7月下旬から8月上旬までの期間、深水灌漑が行われた。

図-4に示すように、29Dでは、代かき(5月13日)の2日後に播種が行われ、播種後から苗立ちが安定するま

での期間に浅水管理が地下灌漑により行われた。6月中旬以降、湛水管理が行われた。農家への聞き取りによると、例年は8月中旬に落水するが、農家による落水操作が遅れ、9月初めに落水が行われた。

図-5に示すように、30Dでは、6月中旬以降は灌水されず、圃場への供給は降雨のみであった。

2.4.3 C圃場（移植栽培）における水管理

図-3に示すように、28Cでは、5月14日に地表取水と

地下取水との併用により初期取水が行われ、代かき（5月17日）を行った後、湛水状態で管理された。移植後は地下灌漑が行われた。降雨量が多かったことから、6月中旬以降は取水が行われなかった。図-3に示すように、湛水位および地下水位の経時変化をみると、移植栽培では、地表灌漑と地下灌漑の併用による代かき取水に伴い、地下水深が-0.80mから-0.10m程度まで急速に上昇した。湛水期間中における圃場の地下水位は、8月初めまでは

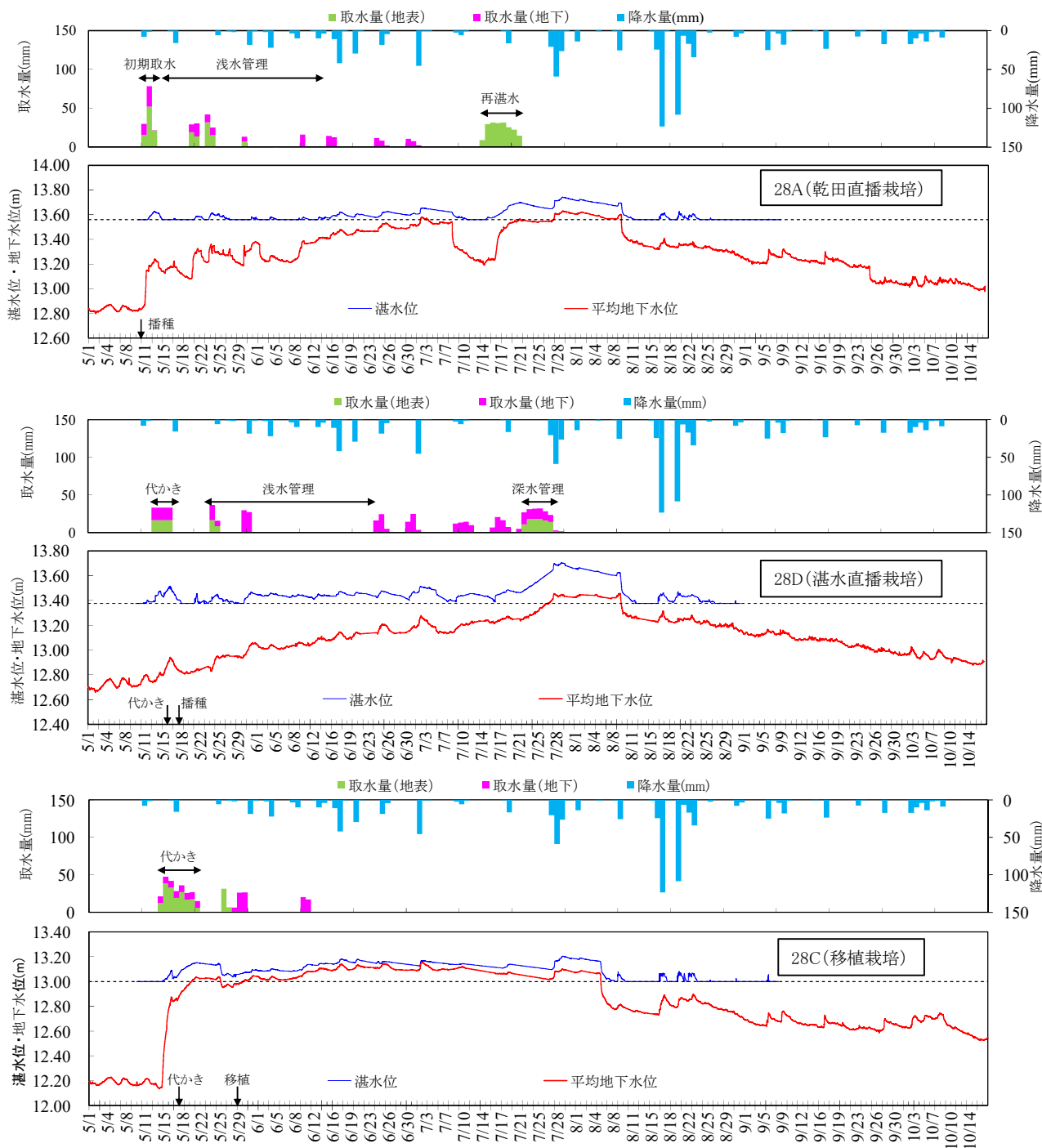


図-3 各圃場における湛水位および地下水位の経時変化（平成28年）

ぼ湛水位と一体的に変動していた。C 圃場における水管理の特徴としては、代かき用水があったこと、中干しが行われなかったために再湛水時の栽培管理用水量がなかったことが挙げられる。

図-4に示すように、29Cでは、初期取水が5月10日に行われ、代かきが5月15日に行われた。その13日後に移植が行われ、その後は湛水状態で管理された。

図-5に示すように、30Cでは、初期取水が5月11日に行われ、5月19日～20日に代かきが、5月24日に移植

が行われた。代かき期間までは、地表灌漑と地下灌漑の併用であったが、移植後に地下灌漑が行われた。6月中旬以降は、灌水されず、圃場への供給は降雨のみであった。

2.5 各栽培方式における圃場の水収支の特性

灌漑期における水収支特性をみるために、平成28年から平成30年までにおける各圃場の水収支を比較した(図-6～図-8)。ここでは、取水量および降水量を流入とし、排水量および蒸発散量を流出とした。水収支の算定対象

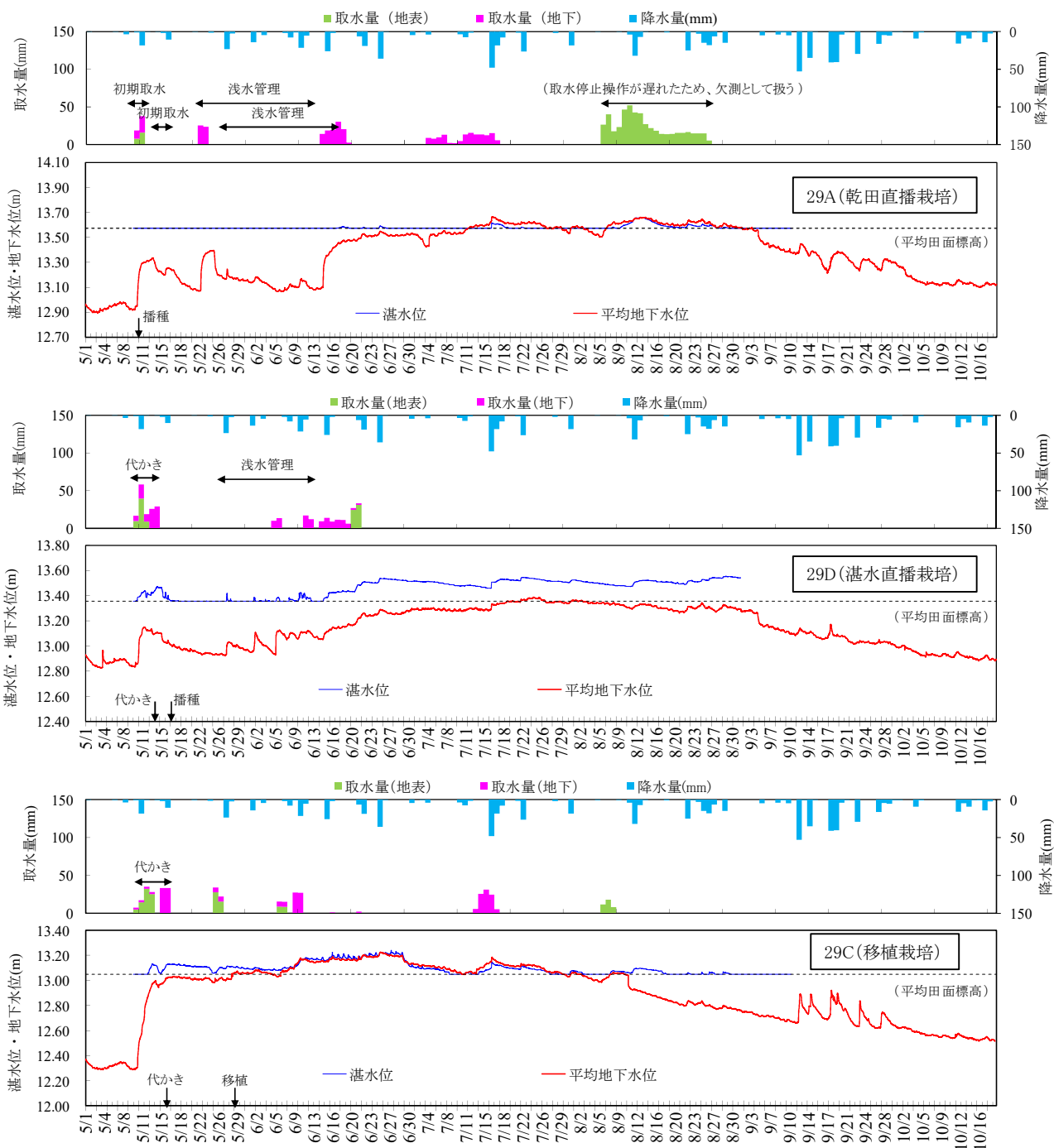


図-4 各圃場における湛水位および地下水位の経時変化 (平成29年)

期間は、平成28年8月後半に大雨があったことを考慮し、両年とも、代かき取水または初期取水から8月中旬までとした。ただし、前述のとおり、29A については、意図しない取水量が含まれていたため、8月上旬までの期間を対象とした。

各圃場における流入量および流出水量の大小関係は、30Ds では流入が流出を下回っていたが、その他の圃場では流出が流入を上回っていた。前者の理由としては、縦

浸透および横浸透による圃場外への流出や圃場内への貯留が生じたこと、後者の理由としては、縦浸透および横浸透による圃場への流入が生じたことが考えられる。

各年における圃場への流入量を比べると、平成29年では他の年よりも値が小さかった。この理由として、平成28年では、8月に大雨があったこと、A 圃場の除草剤散布のために落水した後の再湛水量(195mm、地表灌漑)、D 圃場の深水用水量(184mm、地表灌漑および地下灌漑の併用)

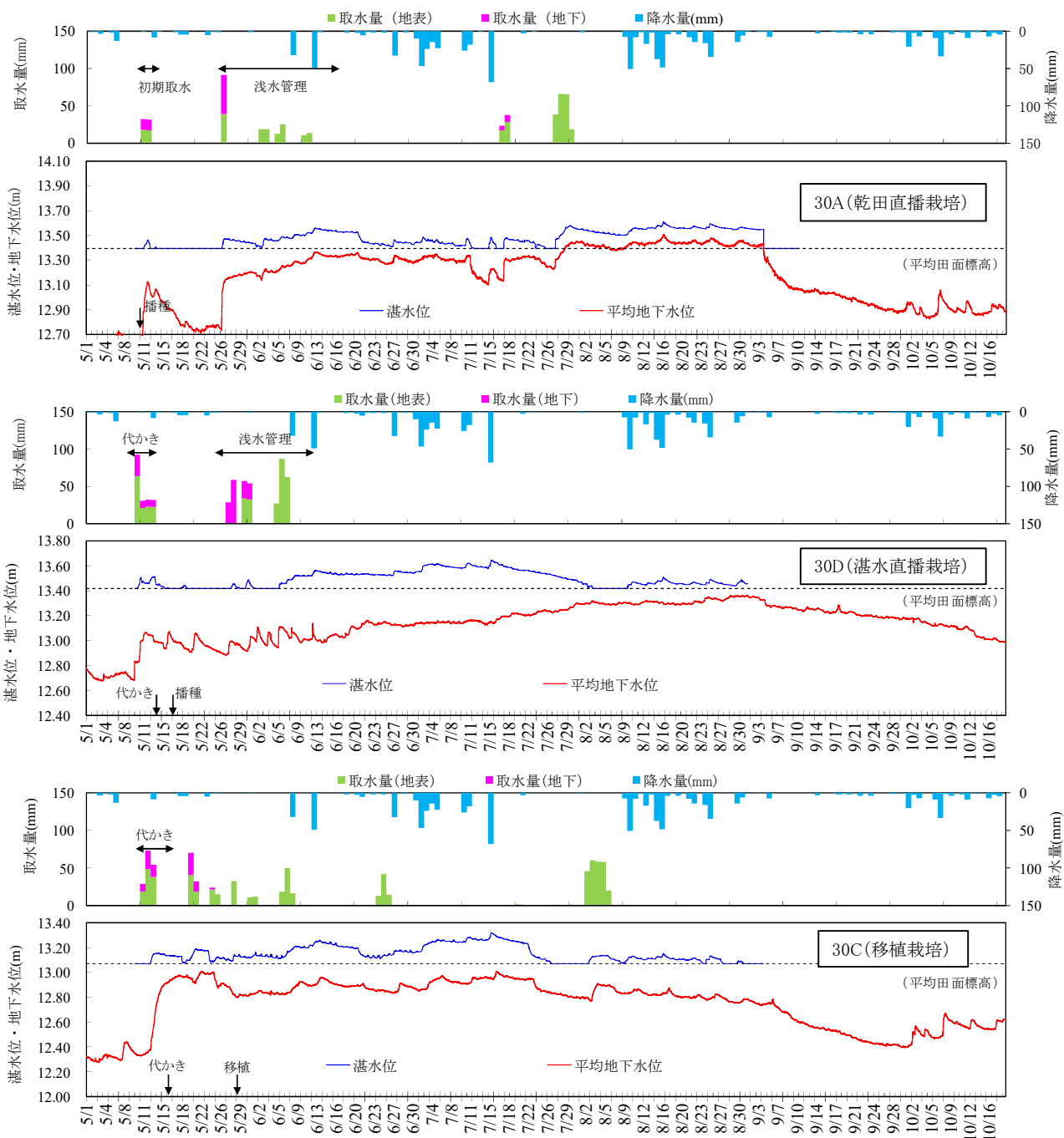


図5 各圃場における湛水位および地下水位の経時変化 (平成30年)

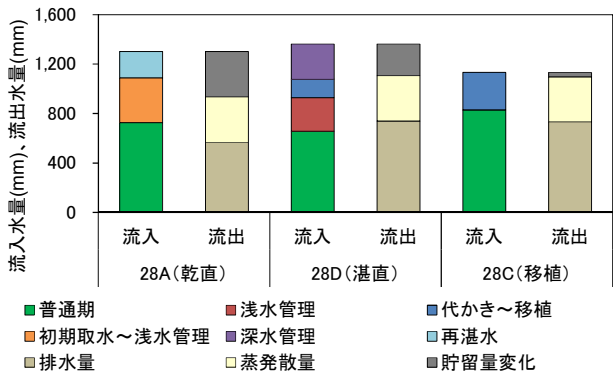


図-6 圃場水収支の比較 (平成28年)

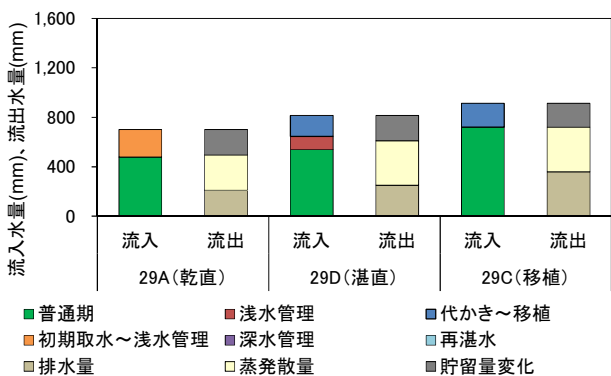


図-7 圃場水収支の比較 (平成29年)

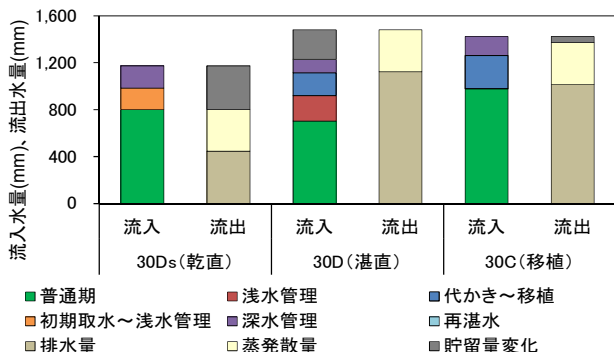


図-8 圃場水収支の比較 (平成30年)

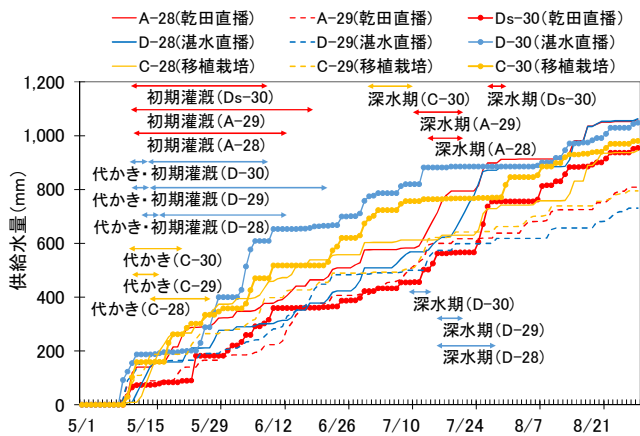


図-9 各圃場における累加供給水量

が、また平成30年度ではDs圃場の除草剤散布のために落水した後の再湛水量(61mm、地表灌漑および地下灌漑の併用)があったことが考えられる。

2.6 各栽培方式における特徴的な水管理

各栽培方式における特徴的な水管理を経時的に把握するために、灌漑期間における各圃場への供給水量(取水量と有効雨量の和)を算定し、累加供給水量を比較した(図-9)。有効雨量については、地表排水量を栽培管理用水量(圃場へ供給された用水のうち落水口などから表面流去する水量)と無効雨量とに分離する方法⁷⁾により算定した。なお、平成29年のA圃場では、8月上旬以降は、農家による取水停止操作が遅れたため欠測扱いとし、累加供給水量の計算対象とはしなかった。

各栽培方式における8月末時点の累加供給水量をみると、平成28年では、28Aおよび28Dの値は28Cより25%程度多く、平成29年では、いずれも値は同程度であり、平成30年では、30Dsおよび30Cは30Dよりも20%程度多い値であった。栽培方式ごとの水管理をみると、28Aおよび30Dsでは7月中旬に除草剤散布のための落水に伴う再湛水が行われ、28Dでは深水灌漑が行われた。栽培管理に伴う主な水管理は、栽培方式に関わらず、以下に述べる状況下において行われた。農家への聞き取りによれば、28Aの除草剤散布に伴う落水・再湛水は、栽培方式とは関係なく、水稻の生育状況、雑草の種類や繁茂状況に応じて実施された。28Dの深水灌漑については、水稻の生育状況と気象条件に応じて必要とされた。異なる栽培方式では、それぞれの水稻の生育にずれが生じるため、別の時期に低温が到来していれば、他の圃場でも深水灌漑が行われたはずである。

前述したように、各栽培方式の圃場浸透量は、代かきの有無に関わらずいずれも小さい値であった。それゆえ、各栽培方式の用水量の差は、除草剤散布に伴う落水および再湛水や深水灌漑の有無により生じた。これらの栽培管理は、特定の栽培方式だけで必要とされるようなものではなく、気象の推移によっては、いずれの栽培方式でも必要になる可能性のあるものであった。3種の栽培方式を比べれば同じ日に同じ生育ステージであるとは限らないため、3圃場が同じ気象条件におかれたとしても、必ずしも同じ防除作業が行われるわけではない。また、ある年にある栽培方式に対して行われた栽培管理が、別の年には別の栽培方式で実施されることもある。このように3カ年の調査では、ある栽培方式に固有で、用水計画上で見込まなければならない栽培管理用水量は発生していなかったと考えられる。

3. 将来における農業用水需要の予測手法の提案

これまで述べたように、各栽培方式における供給水量に大きな差は生じなかった。しかし、栽培方式の違いにより、生育時期や各生育時期における水管理および必要水量が異なる。今後も直播栽培面積は拡大すると見込まれていることから、移植栽培を前提とした従来の水利用パターンがどのように変化するかを想定し、用水供給に支障が生じないような用水計画を検討する必要がある。

また、用水需要が高まる時期に用水路の通水容量が不足することがないかを確認することも必要である。本章では、将来における灌漑期の用水需要パターンの予測手法および将来における圃場群のピーク用水量の予測結果について、以下に述べる。

3.1 水稲直播栽培面積が拡大する場合の水利用パターンの予測手法

水利用パターンのイメージ作成のフローを図-10に示す。各水管理時期における圃場流入量は、圃場への取水量および有効雨量の合計値とした。各栽培方式における水管理の時期および期間は、調査圃場における実績および農業協同組合の栽培暦（以下、「JA 栽培暦」）を参考に設定した。このJA栽培暦によれば、乾田直播栽培の播種適期は5月1日から10日間であり、湛水直播栽培での代かき適期は5月11日から10日間である。乾田直播栽培を例にとれば、想定する地区内の直播栽培圃場が、

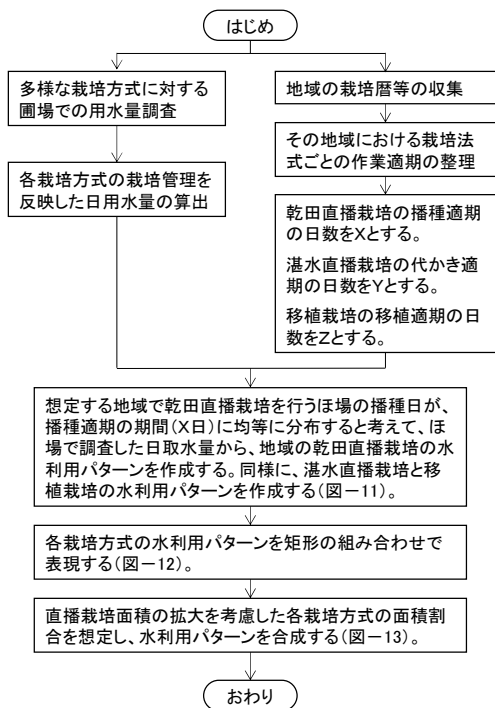


図-10 直播栽培面積が拡大した場合の水利用パターンの予測手順

播種適期の10日間に均等に播種および取水管理をするとして、これらの圃場の合計の用水量を計算する。図-11は、美明市の大区画圃場での用水量調査結果（平成28年度～30年度）を用いて作成した水利用パターンである。

実際の灌漑施設では、図-11のように頻繁な取水量調整が困難であるから、期別水利権量の示し方としては、矩形を組み合わせた水利用パターンが一般的である。図-12は、図-11を基にして、栽培方式ごとに矩形の組み合わせで表現した水利用パターンである。

図-13は、乾田直播栽培や湛水直播栽培の面積が拡大した場合の水利用パターンを想定した事例である。これらは、図-11の水利用パターンを用いて、各栽培方式の面積比率を想定し算出した。図-13は、作付比率を移植

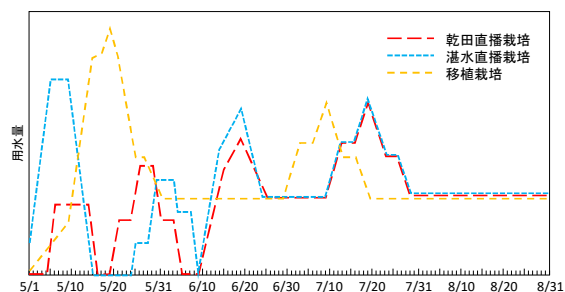


図-11 圃場での日用水量と栽培適期から作成した水利用パターン（イメージ図のため縦軸に数値を記していない）

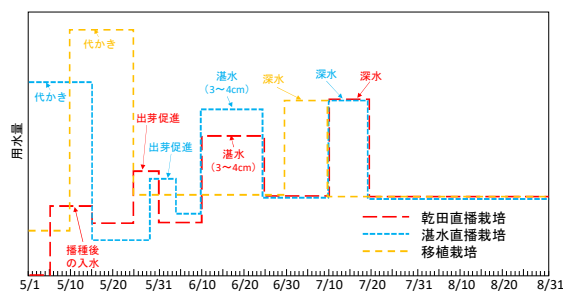


図-12 矩形の組み合わせにした水利用パターン（イメージ図のため縦軸に数値を記していない）

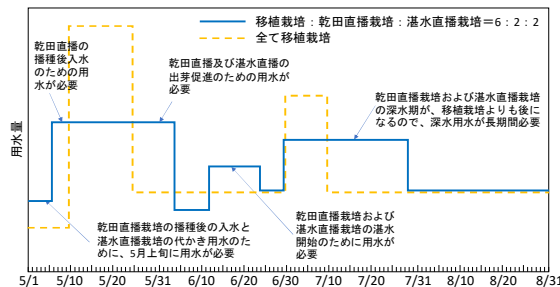


図-13 移植栽培：乾田直播栽培：湛水直播栽培＝6：2：2の場合の水利用パターン（イメージ図のため縦軸に数値を記していない）

栽培：乾田直播栽培：湛水直播栽培＝6：2：2 と仮定したものである。直播栽培面積が拡大すると、灌漑初期のピーク用水量が減少するとともに、直播栽培における初期の水管理により、従来と比べてピーク用水量の必要期間が延びる。また、各栽培方式における生育のずれにより、深水期が分散されることから、深水用水は従来よりも長期間必要となる。

3. 2 圃場群におけるピーク用水量の予測事例

将来、直播栽培面積が増加すると見込まれる場合、圃場群のピーク用水量がその施設容量を上回らないかをあらかじめ確認する必要がある。そこで、前述した水利用パターンの予測手法を基にし、圃場群のピーク用水量の予測を行った結果を以下に述べる。

一般に、移植栽培を前提とした従来の水利用では、ピー

ク用水量は代かき期に生じることから、灌漑初期を予測の対象期間とした。各栽培方式におけるピーク用水量を算定するために、美唄地区における3通りの栽培方式の3年間の観測データを基に、渡辺ら⁹⁾の方法で有効雨量を算出し、これと取水量を合計したものを日当たり用水量とした。

予測対象期間は5月1日から6月30日までとし、圃場水管理が湛水状態で安定している期間と、それ以外の期間に区分した。前者では、減水深の平均値（移植栽培：5.5mm/d、乾田直播栽培：7.3mm/d、湛水直播栽培：6.0mm/d）の用水量が圃場水管理に必要であると想定した。後者については、①移植栽培および湛水直播栽培の代かき期、②乾田直播栽培の播種後水管理、③乾田直播栽培および湛水直播栽培の普通期開始期、④乾田直播栽培および湛水直播栽培の浅水管理期に区分し、調査による当該期間の用水量の実測値相当量が必要であると想定した。

各栽培方式における水管理期間については、当該地域のJA栽培暦による生育適期の幅（日数）を参考に設定した。各栽培方式における計算方法は、以下のとおりである。現況の用水計画における移植栽培の代かき期間は5月11日から25日までの15日間である。移植栽培では、15枚の圃場群を想定し、各圃場の取水開始日を1日ずつずらし、各日の用水量を合計して算出した。乾田直播栽培では、播種の適期が5月1日から5日10日までの10日間であることから、10枚の圃場群を想定して算定した。湛水直播栽培では代かき取水開始から代かき作業終了までの期間が5月1日から5月15日までの15日間であることから、15枚の圃場群を想定して算出した。

各栽培方式について、3年間のうちで最もピーク用水量が大きくなった年のデータを用いて得られた圃場群の用水量を図-14に示す。各ピーク用水量は、移植栽培では19.7mm/d、乾田直播栽培では16.2mm/d、湛水直播栽培では18.3mm/dとなった。この結果を用いて、3種の水稲栽培方式の面積割合を移植栽培：乾田直播栽培：湛水直播栽培＝a：b：cとして、表-2のように設定し、直播栽培面積が拡大した場合の圃場群の用水量H(mm/d)を次式により推定した。

$$H = \frac{H_i a + H_k b + H_l c}{a + b + c} \quad (1)$$

ここで、 H_i 、 H_k 、 H_l は、当該月日の移植栽培、乾田直播栽培、湛水直播栽培の用水量(mm/d)である。

将来における圃場群の用水量Hを計算した結果を図-15に示す。ケース1～4の値は、移植栽培100%におけるピー

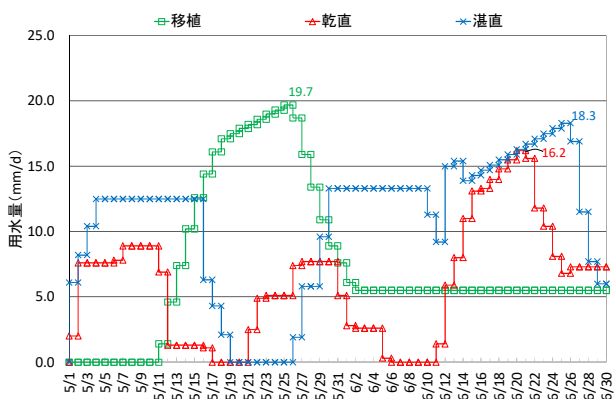


図-14 各栽培方式における灌漑初期のピーク用水量

表-2 将来における水稲栽培方式の面積割合の想定

	移植栽培	乾田直播栽培	湛水直播栽培
	a	b	c
ケース1	50%	25%	25%
ケース2	50%	50%	0%
ケース3	50%	0%	50%
ケース4	0%	50%	50%

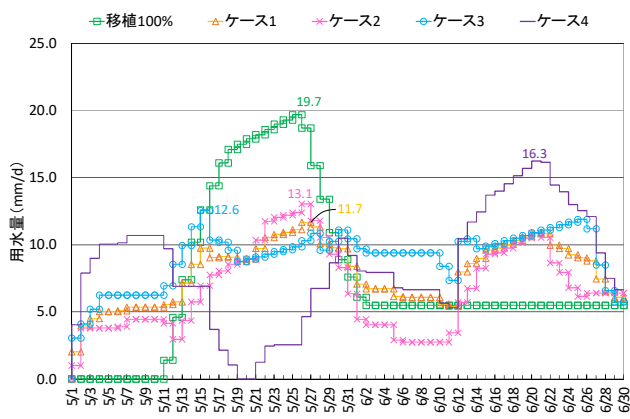


図-15 想定した面積割合におけるピーク用水量

ク用水量よりも小さい値であった。これは、栽培方式が異なることから、取水期間が分散されたためである。圃場群における栽培方式がすべて乾田直播栽培または湛水直播栽培になったとしても、ピーク用水量は移植栽培の場合を超えることはない。よって、調査対象地域では、直播栽培面積が拡大しても、現況のピーク用水量を上回ることはいと予想された。

4. パイプライン地区における整備後の用水量の解明

4.1 地区概要

調査対象は、空知郡中富良野町に位置するM農区内の延べ5圃場およびI農区内の延べ5圃場である。M農区では平成30年に、I農区では平成22年にそれぞれ国営農地再編整備事業により圃場整備が実施され、大区画化およびパイプライン化、地下水水位制御システムの整備が行われた。水管理調査については、M農区では、平成26年および平成27年に整備前の圃場（以下、未整備圃場）、令和元年に整備後の圃場（以下、整備済み圃場）において行った（図-16、図-17）。I農区では、整備後である平成25年、平成26年、平成27年、令和元年、令和2年に

において、圃場内の水管理調査を行った（図-18）。

調査圃場の栽培方式は、移植栽培および乾田直播栽培である。各圃場の概要を表-3に示す。乾田直播栽培では、前年度に移植栽培を行うとその年において雑草抑制が期待できることから、基本的に前年度に移植栽培が行われている。

圃場整備前では、農業用水は、支線水路から小水路を経由し、各圃場へ取水される。どちらとも開水路形式である。各圃場への用水供給は、地表灌漑1ヶ所から行える。各圃場の排水は、地表排水1ヶ所、暗渠排水口1ヶ所から行える。暗渠排水は整備されているが、その配線は不明である。

整備済み圃場では、それぞれ集中管理孔が整備されたことから、地表または地下、あるいはその併用による用水供給が可能となっている。各圃場への用水供給は、地表灌漑2ヶ所、地下灌漑1ヶ所から行える。各圃場の排水は、地表排水2ヶ所、暗渠排水2ヶ所から行える。圃場内には、暗渠管（φ80～90mm、勾配1/1,000）が田面から0.80m～1.00mの深さに約10m間隔で埋設されている。疎水材は木材チップである。

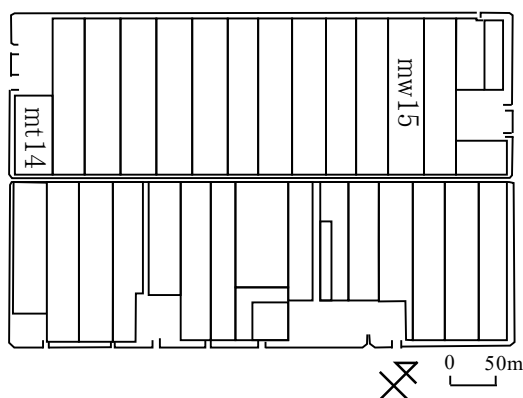


図-16 調査圃場の位置（M農区、圃場整備前）

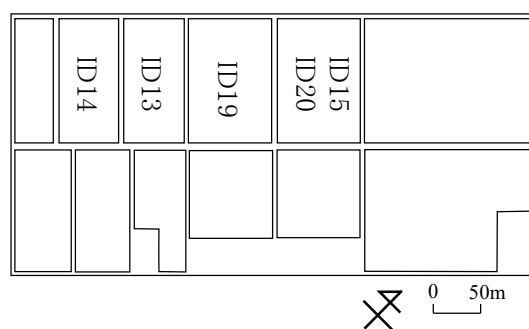


図-18 調査圃場の位置（I農区、圃場整備後）

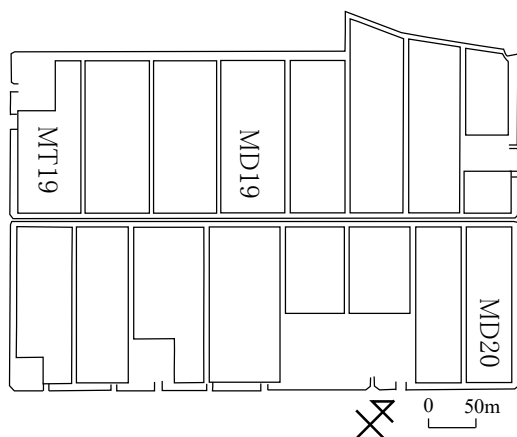


図-17 調査圃場の位置（M農区、圃場整備後）

表-3 調査圃場の概要

圃場名	栽培方式	面積(m ²)	圃場整備年	調査年
mt14	移植	4,116	未整備	平成26年
md15	乾田直播	5,910	未整備	平成27年
MT19	移植	10,649	平成30年	令和元年
MD19	乾田直播	11,971	平成30年	令和元年
MD20	乾田直播	11,971	平成30年	令和2年
ID13	乾田直播	8,802	平成22年	平成25年
ID14	乾田直播	8,784	平成22年	平成26年
ID15	乾田直播	11,730	平成22年	平成27年
ID19	乾田直播	11,684	平成22年	令和元年
ID20	乾田直播	11,730	平成22年	令和2年

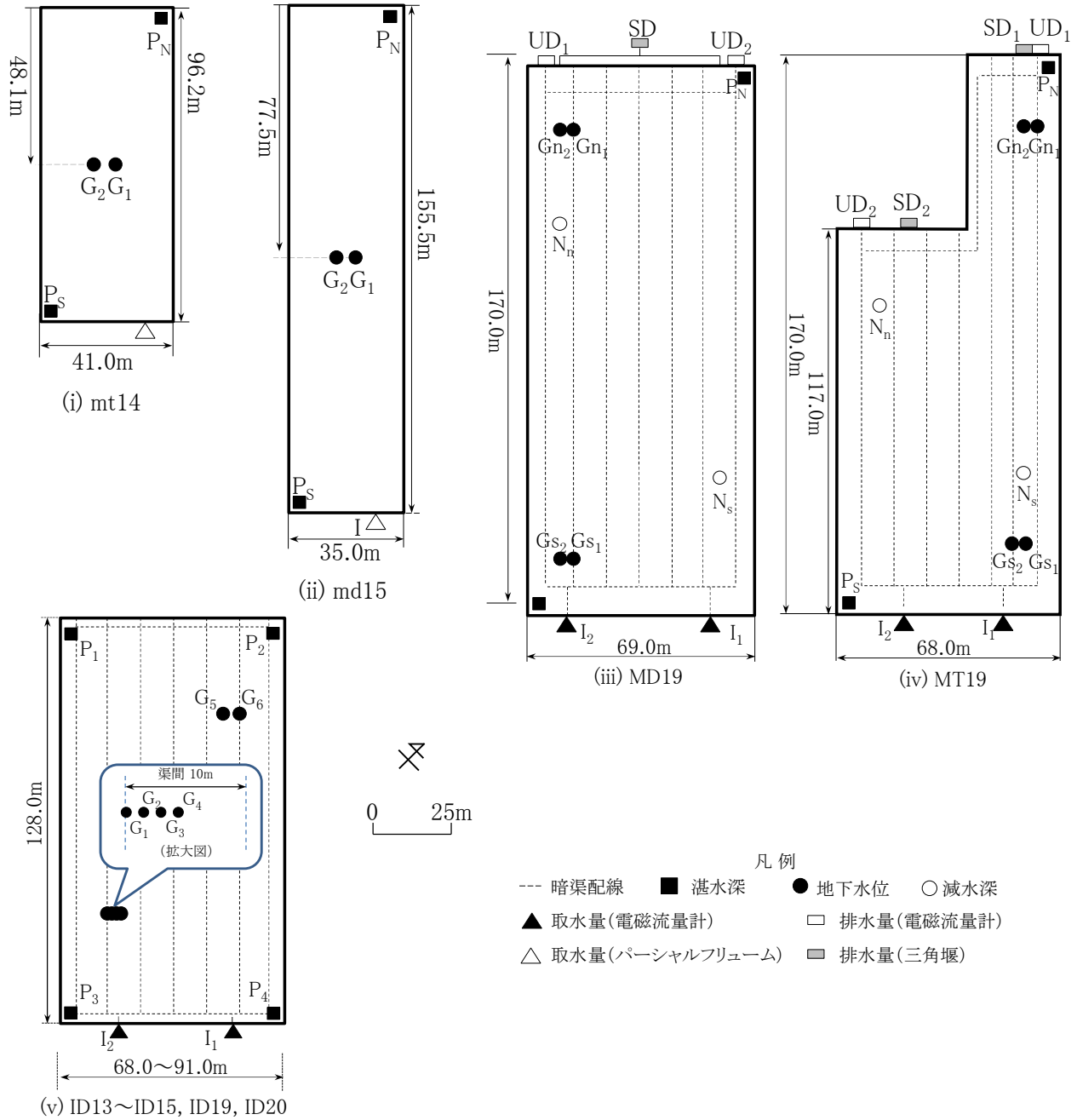


図-19 調査圃場における観測機器の位置



写真-1 パーシャルフリュウム

調査圃場における耕作および水管理は、M 農区では M 氏、I 農区では I 氏の判断によりそれぞれ行われた。両者とも、平成 25 年から乾田直播栽培に取り組んでいる。

4.2 調査方法

各圃場における観測地点の位置を図-19 に示す。地下水位の観測地点については、未整備圃場では、圃場中央部 2 地点 (各地点間の距離は 5m 程度) とした。整備済み圃場では、給水側および排水側において、それぞれ暗渠付近および暗渠間の中央を観測地点とした。未整備圃場 (mt14, md15) では、パーシャルフリュウム (写真-1)

により、地表取水量を観測した。整備済み圃場では、電磁流量計により地表取水量および地下取水量を観測した。MT19、MD19、MD20については、直角三角堰を排水口近傍に設置して地表排水量を観測し、電磁流量計により地下排水量を観測した。圃場の湛水深については、平成25年～平成27年の調査では、水圧式水位計を各圃場の4ヶ所に、令和元年および令和2年の調査では各圃場2箇所に、それぞれ設置して観測した。各圃場内の地下水位は、有孔塩ビ管に格納した絶対圧式水位計を田面から1.3mの深さに埋設し、観測した。この観測値は、厳密には、水位計センサー部の圧力水頭であるが、本報ではこれを参考にして、地下水位の動きを考察した。各圃場の浸透量については、取水、排水、降雨がない日を対象として、各圃場の湛水位の変動より一筆減水深を算定し、この値からペンマン法⁵⁾で推定した蒸発散量を差し引いたものを、一筆浸透量として算定した。令和元年および令和2年では、圃場整備後における日減水深について、各圃場において湛水があり、かつ取水、排水、降雨がないときにN型減水深計を各圃場内の2点に設置し、灌漑期間中に2回観測した。気象については、平成26年および平成27年では、雨量計をmt14圃場の近傍に設置した。ペンマン法による蒸発散量の推定に必要な項目については、アメダス（上富良野）のデータを使用した。令和元年および令和2年では、MT19圃場の近傍に気象観測機器を設置し、雨量、気温、風向・風速、日照時間、相対湿度、大気圧を観測した。観測期間については、取水量、湛水深、減水深は5月から8月までとし、その他の調査項目については、5月から9月までとした。測定間隔は10分である。

各調査圃場（MD19を除く）における土壌断面については、北海道開発局旭川開発建設部から資料提供を受けた。圃場の水管理については、農業者への聞き取りを行い、地表取水および地下取水の判別については、農業者の水管理日誌を参考にした。また、平年の営農作業時期については、中富良野町農業センターへの聞き取りを行った。

4. 3 圃場整備前後における移植栽培および乾田直播栽培の水管理の比較

4.3.1 M 農区内の調査圃場における水管理

ここでは、中富良野地区における圃場整備前後における圃場水管理、湛水位および地下水位の調査結果について述べる。平成26年および平成27年における、各圃場における湛水深および地下水位の経時変化を図-20に示す。また、令和元年および令和2年における、各圃場における湛水深および地下水位の経時変化を図-21に示す。

図中の湛水深および地下水位は、各地点の田面高をゼロとしている。聞き取りによると、移植栽培における平年の営農作業時期は、代かき期が5月10日～5月15日、移植日が5月18日～5月28日であった。乾田直播栽培における平年の播種日は、5月5日～5月10日であった。各圃場における水管理状況の概況を以下に述べる。

①未整備移植 (mt14)

圃場への取水は、すべて地表灌漑により行われた。圃場は、代かき後から湛水状態で管理された。地下水位は、代かき取水に伴い、-0.85mから田面近くまで急速に上昇したが、湛水期間中では-0.60m程度で推移した。湛水深は、7月後半から8月上旬にかけて、その他の時期よりも深い水深で管理された。6月中旬以降から7月中旬までは、取水が行われなかった。灌漑期間において、中干しのような栽培管理に伴う強制落水や掛け流しは行われなかったため、栽培管理用水量は生じなかった。

②整備済み移植栽培 (MT19)

この圃場では地下灌漑が可能であるが、聞き取りによれば、移植栽培時における圃場への取水は、すべて地表灌漑により行われた。代かき取水の際は、掛け流し状態となることがあった。地表排水が行われた後に、田植えが行われた。田植え後は、湛水状態で管理された。湛水期間中、強制落水や掛け流し灌漑は行われなかったため、栽培管理用水量は生じなかった。

③未整備乾田直播栽培 (md15)

圃場への取水は、すべて地表灌漑により行われた。播種の翌日に初期取水が行われた後、約3週間にわたり、浅水管理が行われた。この浅水管理とは、種籾の芽立ちが安定するまでの期間、間断的に圃場面を湿潤状態にするものである。ここでは、水稻の生育や取水時期、地下水位変化により、浅水管理の期間を判定した。湛水期間における地下水位は、比較的田面近くで推移していた。代かきが行われていないため、地表灌漑による供給水が田面からの地下へ浸透しやすくなったと考えられる。8月中旬に強制落水された後、再湛水が行われた。

④整備済み乾田直播栽培 (MD19 および MD20)

MD19では、播種後に初期取水が行われた。その後、6月初めまでの約3週間、浅水管理が行われた。浅水管理の期間の判定は、md15と同様に行った。灌漑方式についてみると、初期取水、浅水管理の前半および強制落水後の再湛水において、地下灌漑が行われた。浅水管理期の後半および普通期の初めでは、地表灌漑と地下灌漑が併用され、その他は地表灌漑が行われた。湛水期間中、掛け流し状態になっていることがあった。7月末に強制落

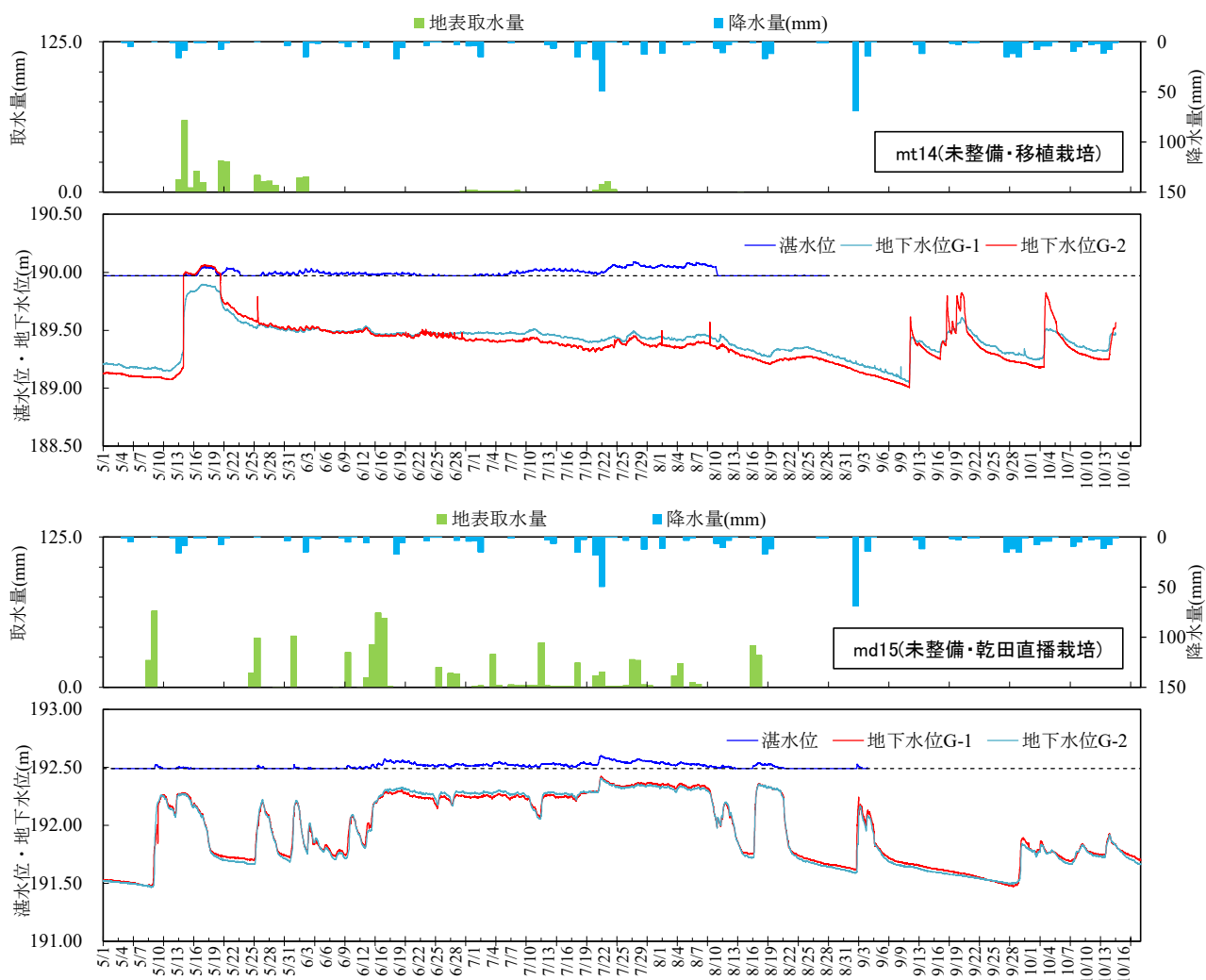


図-20 未整備圃場における取水量、湛水深、地下水位の経時変化

水が行われた後、再湛水された。8月中旬に落水された。

MD20では、灌漑初期については、主に地下灌漑が行われた。普通期では、6月半ばに地下灌漑が行われたが、それ以降は地表灌漑が行われた。8月下旬に強制落水が行われたが、高温および無降雨が続いたことから、渇水対策として再び湛水状態にした後に落水が行われた。

4.3.1 取水強度

圃場整備後の水管理の違いとして、整備後では、地表灌漑に加えて、地下灌漑を行えることが挙げられる。そこで、灌漑方式による取水強度を比較することとした。各圃場における主な水管理時期の取水強度を図-22に示す。この取水強度については、取水1回あたりの取水量 (mm) をその取水時間 (h) で除して算定した。この結果、初期取水、浅水管理、再湛水では、灌漑方式による取水強度の差は小さかった。普通期の地表灌漑時では、他の圃場と比べて、MD19およびMD20の値が大きくなった。

4.3.2 土性

M農区については、mt14 (MT19) では、作土 (層厚27cm) の下に埴壤土 (層厚32cm) があり、田面から-59cm以深に泥炭層がある。透水係数 (cm/s) は、作土層で 4.8×10^{-6} 、埴壤土で 2.6×10^{-6} 、泥炭土で 1.0×10^{-5} である。md15では、作土 (層厚27cm) の下に軽埴土および砂壤土の層がそれぞれ15cmあり、田面から-85cm以深に泥炭層がある。透水係数 (cm/s) は、作土層で $4.0 \times 10^{-4} \sim 10^{-5}$ 、軽埴土で 5.9×10^{-5} 、重埴土で 1.9×10^{-5} である。MD20では、作土 (層厚24cm) の下に、埴壤土 (層厚37cm) があり、田面から-66cm以深に砂土および壤土の層がある。透水係数 (cm/s) は、作土で 1.4×10^{-4} 、砂壤土で 2.4×10^{-3} 、砂土で 3.5×10^{-3} である。

I農区については、作土 (層厚19~28cm) の下に泥炭層がある。透水係数 (cm/s) は、作土層で $6.8 \times 10^{-6} \sim 3.7 \times 10^{-5}$ 、泥炭層で $3.9 \times 10^{-5} \sim 2.5 \times 10^{-4}$ である。

4.3.4 浸透量

各圃場における一筆浸透量および降下浸透量を図-23に示す。浸透量の値は、移植栽培より乾田直播栽培において大きくなる傾向が見られた。調査対象の圃場では、

土性の違いに加えて、代かきの有無の影響により、浸透量に差が生じたと考えられる。ただし、MD19およびMD20では、降下浸透量に対して一筆浸透量が大きくなる傾向が見られたが、圃場間における降下浸透量の値の原

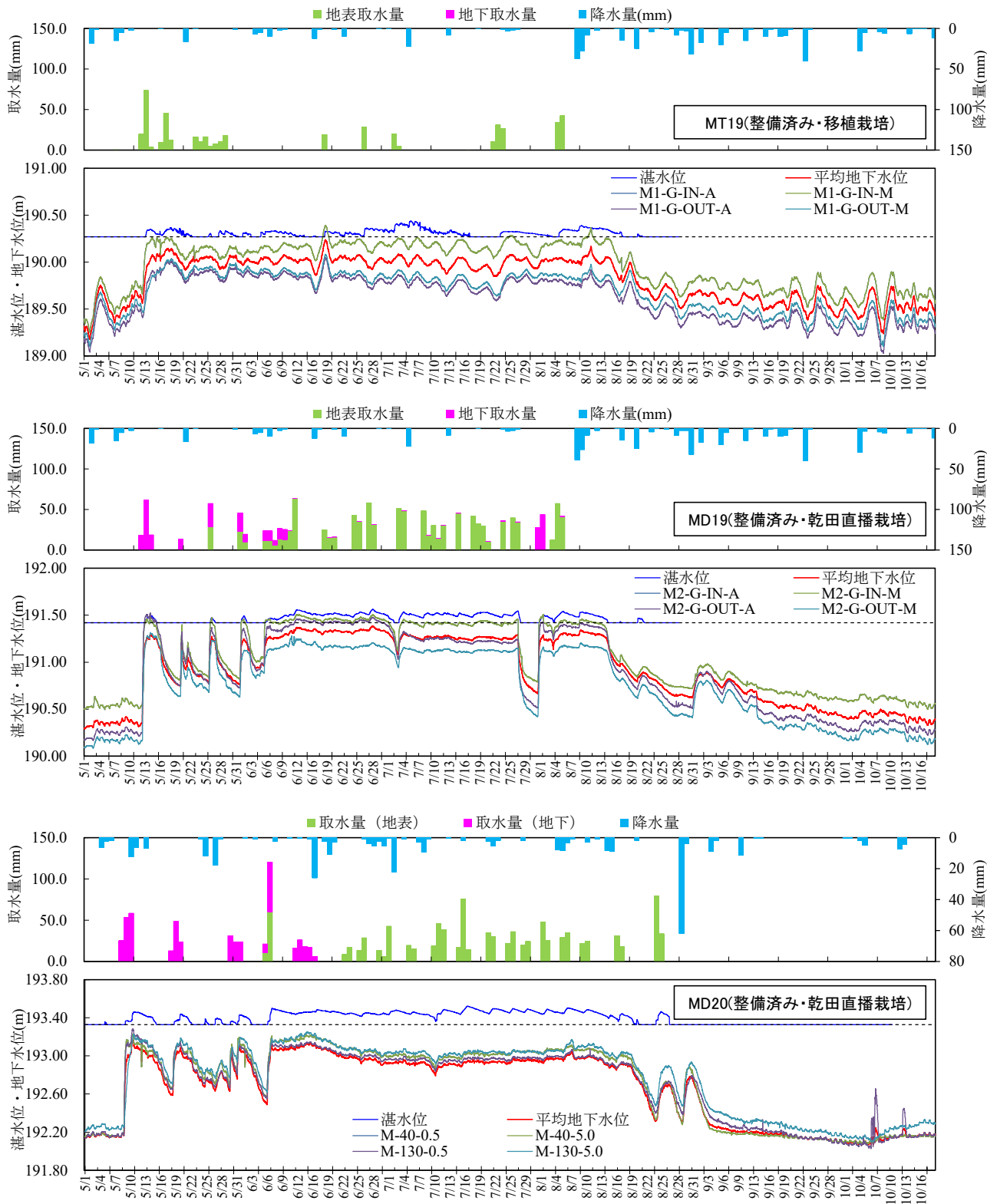


図-21 整備済み圃場における取水量、湛水深、地下水位の経時変化

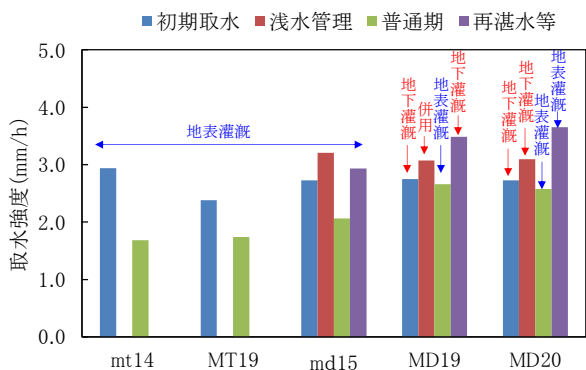


図-22 各圃場における取水強度

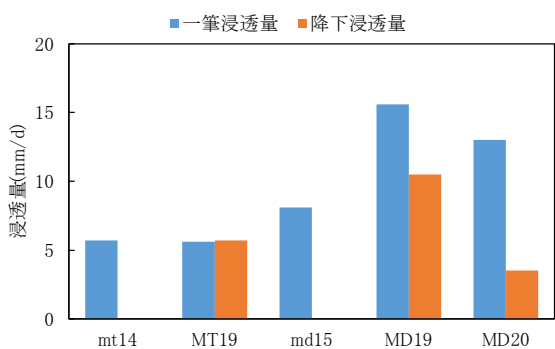


図-23 各圃場の浸透量

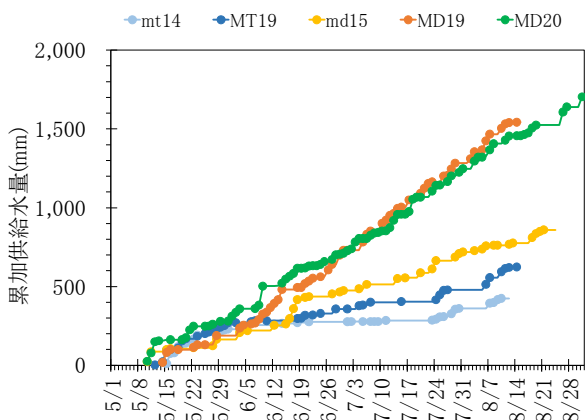


図-24 M農区における各圃場の累加供給水量

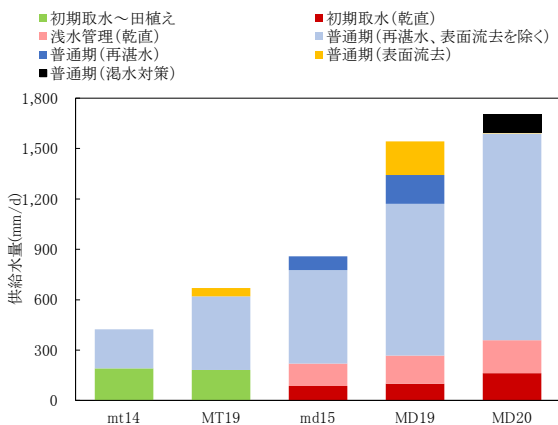


図-25 M農区における各圃場の区分別供給水量

因は不明であった。

4.3.5 各圃場への累加供給水量

各圃場における累加供給水量を図-24 に示す。各圃場の供給水量は、日取水量および有効雨量の和を計算し、日ごとの値を累加した。未整備圃場 (mt14 および md15) については、農業用水 (水田) の計画基準⁴⁾を参考に、5mm/d 以上から 80mm/d の降雨を対象とし、その 80%を有効雨量とした。MT19、MD19、MD20 については、2 章と同様の方法で有効雨量を算定した。

初期取水から落水までの総供給水量を比べると、mt14 の値に対して、MT19 では 1.5 倍、md15 では 1.8 倍、MD19 では 3.6 倍、MD20 では 3.8 倍となった。各圃場における累加の傾向を比べると、6 月上旬まではほぼ同程度であったが、その後、特に MD19 で顕著な増加がみられた。

4.6 各圃場における水管理時期区分ごとの供給水量

各圃場における水管理時期区分別の供給水量を図-25 に示す。ここでは、初期取水から落水までの合計供給水量を、主な水管理に応じて、①初期取水から田植えまで (移植栽培)、②初期取水 (乾田直播栽培)、③浅水管理 (乾田直播栽培)、④普通期に区分した。さらに、④の普通期における供給水量を、⑤再湛水、⑥表面流去、⑦その他に分けた。ここで、表面流去とは、たとえば掛け流し状態による地表流出のように、浸透および蒸発散として圃場から出るのではなく、圃場の落水口から流出した水量である。ただし、未整備圃場 (mt14、md15) では、地表排水量データがないことから、表面流去の区分は行っていない。

圃場整備前後の供給水量を比較した結果、移植栽培では、圃場整備の前後における浸透量の値の差が小さかったことから、供給水量の差も小さくなった。乾田直播栽培では、整備前後とも、普通期に強制落水に伴う再湛水が行われた。農業者への聞き取りによると、中干しは基本的には行わないが、除草剤散布のための落水と中干しが重なる場合があるとのことだった。また、聞き取りによれば、MT19 および MD19 の表面流去は、農業者が意図的に行ったものではなかった。圃場整備後における普通期の供給水量の値は、圃場整備前に対して、移植栽培では 1.3 倍、乾田直播栽培では 1.4 倍となった。乾田直播栽培において、圃場整備の前後で灌漑期間の総供給水量が増加した要因として、一筆浸透量の違い、強制落水による再湛水、表面流去の発生の影響が考えられる。一筆浸透量については、整備済み移植栽培 (MT19) と比べて乾田直播栽培 (MD19、MD20) の値が大きいことから、普通期 (再湛水および表面流去を除く) の供給水量の増加

につながったと考えられる。

4.7 表面流去の発生要因

ここで、整備済み圃場においてみられた表面流去の発生要因について分析する。各圃場における取水開始時刻および取水時間を図-26に示す。未整備移植圃場 (mt14) 整備乾田直播圃場 (md15)、整備済み移植圃場 (MT19) では、午前中または夕方に取水が開始される傾向がみられ、取水継続時間については、大部分が数時間から36時間程度の範囲であった。整備済み乾田直播栽培圃場の取水開

始時刻については、MD19では午前中の頻度が多かったのに対し、MD20で午前中よりも午後に多く行われる傾向がみられた。取水時間は、一部が72~108時間となったほかは、大部分が6~48時間程度であった。こうした取水開始時刻の変化は、小用水路のパイプライン化により取水操作の自由度が高まった結果として生じたと考えられる。

また、図-26(b)に示すように、MD19では、取水時における表面流去の発生が頻繁にみられた。これは、大区画化後1年目であるMD19では、取水継続時間の変化により、圃場への供給水量が減水深を上回ったことにより、余剰水が表面流去したと考えられる。しかし、MD20では、表面流去がほとんど見られなくなっており、農業者が大区画圃場の水管理の習熟過程にあることから、試行錯誤により水管理操作が変化したと推察される。よって、圃場整備直後では、農業者の水管理操作が習熟過程にあることから、配水管理の際は、水管理操作時間帯が変化する場合があることに注意する必要があると考えられる。

4.8 圃場整備後の大区画化圃場における乾田直播栽培の時間経過に伴う水管理の変化

圃場整備が行われた地区において、農業用水を適正に配分するためには、圃場整備後の時間経過に伴う圃場水管理の変化や用水量への影響を把握する必要がある。ここでは、圃場整備から3~5年、9~10年を経過した乾田直播栽培圃場 (ID13、ID14、ID15、ID19、ID20) および圃場整備から1~2年を経過した乾田直播栽培圃場 (MD19、MD20) における水管理および供給水量の調査結果について述べる。

4.8.1 浸透量

調査圃場が位置する農区内には、どちらも泥炭層がある。調査圃場における普通期の一筆浸透量の値は、ID13、ID14、ID15では8mm/d程度、ID19およびID20では11mm/d程度、MD19、MD20では14mm/d程度であった。

4.8.2 灌漑方式と取水強度

ID13、ID14、ID15では灌漑期間を通して地下灌漑が行われた。ID19、ID20、M19、M20では灌漑初期に地下灌漑が、普通期に地表灌漑が行われた。I氏圃場の普通期の平均取水強度は、ID13、ID14、ID15では2.8~3.7mm/h、ID19、ID20では2.3~3.0mm/hであり、灌漑方式による差はほとんどみられなかった。

4.8.3 水管理操作時間

各圃場における水管理操作時間帯および取水継続時間を図-27に示す。I氏圃場の取水継続時間は概ね6~36時間の範囲内であった。ID13、ID14では取水開始時刻が朝夕に分散していたが、ID15、ID19、ID20では夕方に集中す

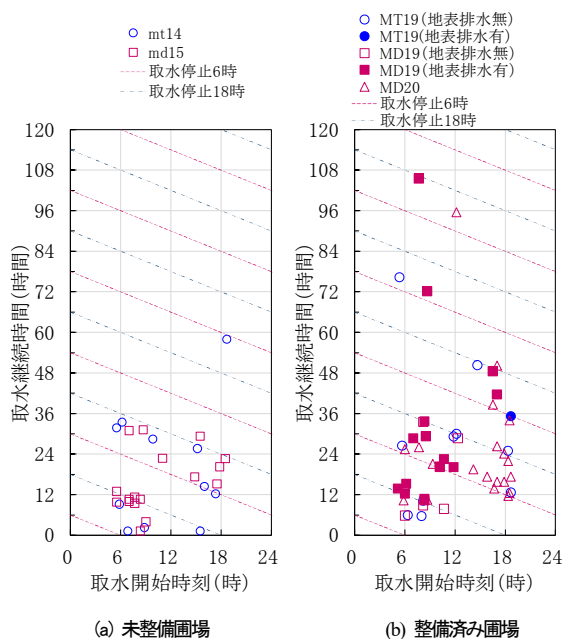


図-26 M農区内の圃場整備前後における水管理操作時間

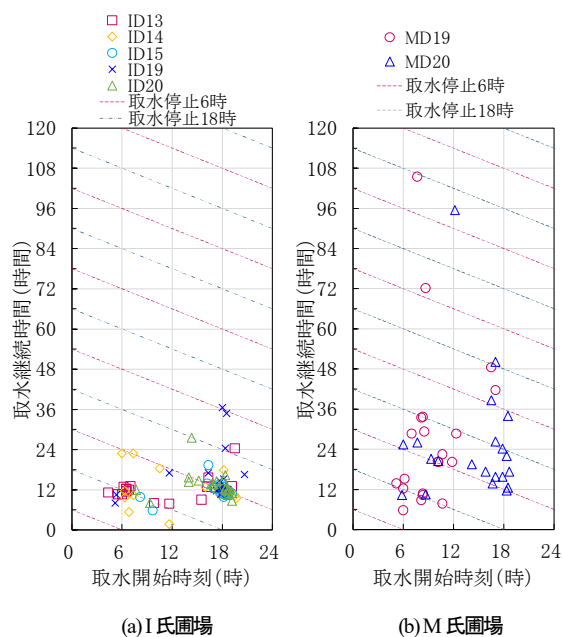


図-27 整備済み圃場における水管理操作時間

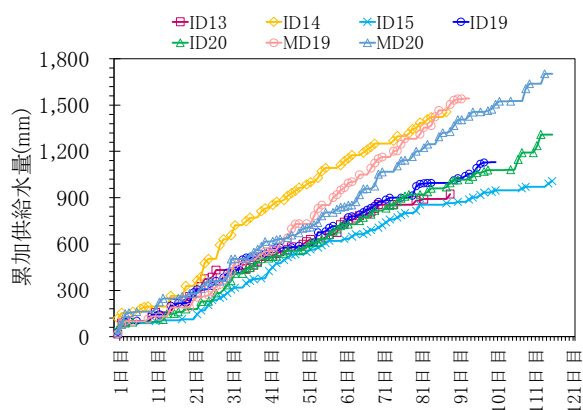


図-28 整備済み圃場における累加供給水量の比較

る傾向がみられた。M氏圃場の取水継続時間は8～108時間の範囲内であり、取水開始時刻については、MD19では午前、MD20では夕方にそれぞれ集中する傾向がみられた。

4.8.4 供給水量

取水開始日から落水日前日までの累加供給水量を図-28に示す。ID15、ID20、MD20では、当該年の気象状況による水管理として、8月下旬に渇水対策のための取水が行われた。I氏圃場では、圃場間の浸透量の差に対して、ID14の供給水量の値が大きくなったが、ID15、ID19、ID20では供給水量の累加傾向に大きな差はみられなかった。これは、耕作者の水管理操作の習熟が進んだことが、供給水量が安定した理由の一つとして考えられる。M氏圃場では、MD19において灌漑期間中に粗放的な水管理に伴う無効放流が生じたが、MD20ではみられなくなった。この変化は、耕作者による水管理が習熟過程にあったためと推察される。圃場整備後の時間経過に伴い、灌漑方式や水管理操作時間、供給水量が変化することが分かった。よって、圃場整備後において、耕作者の水管理が習熟するまでは、地区内の取水ピークの時間帯や取水量の変化に留意して配水管理を行う必要がある。

5. まとめ

大区画化および地下水位制御システムの整備が行われた地区において、乾田直播栽培、湛水直播栽培、移植栽培を行った圃場を対象に、圃場単位の水管理および水収支を調査した。令和元年度までの成果は、次のとおりである。調査圃場では、圃場の地下水位が高いことから、代かきの有無に関わらず、各圃場の浸透量はいずれも小さかった。そのため、圃場への取水量の差は、除草剤散布に伴う強制落水や深水灌漑などの栽培管理の違いによって生じた。これらの栽培管理は、特定の栽培方式だけで必要とされるようなものではなく、気象の推移や

各々の圃場の生育および雑草の繁茂の状況によって、いずれの栽培方式でも必要になる可能性のあるものであった。3種の栽培方式を比べれば同じ日に同じ生育ステージであるとは限らないため、3圃場が同じ気象条件におかれたとしても、必ずしも同じ防除作業が行われるわけではない。また、ある年にある栽培方式に対して行われた栽培管理が、別の年には別の栽培方式で実施されることもある。3カ年の調査では、ある栽培方式に固有で、用水計画上で見込まなければならない栽培管理用水量は発生していなかった。

さらに、各圃場における水管理および供給水量の3年分のデータを用いて、今後直播栽培が普及した場合の用水需要パターンを予測する手法を作成した。この結果、直播栽培面積が拡大すると、従来よりもピーク用水量の必要期間が延びること、深水用水は従来よりも長期間必要となることが分かった。また、将来における圃場群のピーク用水量を予測した結果、調査対象地域では、直播栽培面積が拡大しても、現況のピーク用水量を上回ることにはないことを示した。

小用水路が開水路からパイプラインに整備された地区において、圃場整備前後の移植栽培および乾田直播栽培の圃場水管理を比べた。この結果、整備済み乾田直播圃場では、圃場浸透量、強制落水時の再湛水、表面流去水の影響により、未整備圃場よりも供給水量の値が大きくなった。

圃場整備後の乾田直播栽培圃場では、時間経過に伴い、灌漑方式や水管理操作時間、供給水量が変化することが分かった。このことから、圃場整備後では、耕作者の水管理が習熟するまでは、地区内の取水ピークの時間帯や取水量の変化に留意して配水管理を行う必要がある。

次年度は、開水路地区およびパイプライン地区における圃場単位の水管理特性について考察し、大区画水田における高精度な水管理技術について検討を行う。

最後に、本研究を進めるにあたり、調査へご協力いただいた農業者、美唄市土地改良センター、北海土地改良区美唄事業所、中富良野町農業センター、国土交通省北海道開発局札幌開発建設部、国土交通省北海道開発局旭川開発建設部の関係各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 農林水産省：食料・農業・農村基本計画、2015
- 2) 古檜山雅之、中村和正、鶴木啓二、石田哲也：地下灌漑が可能な大区画水田における圃場水管理、農業農村工学会論文集、290、pp.23-32、2014

- 3) 越山直子、酒井美樹、伊藤暢男、中村和正：大区画水田における移植栽培と直播栽培の用水量の比較、農業農村工学会論文集、304(85-1)、pp. I_7- I_14、2017
- 4) 越山直子、大津武士、中村和正：大区画水田における圃場水収支に基づいた取水量の推定、寒地土木技術研究、780、pp.8-12、2018
- 5) (社)北海道土地改良設計技術協会：農業土木技術書翻訳シリーズ1、FAO 灌漑排水技術書、pp.34-54、1986
- 6) 坂田賢、堀野治彦、三野徹：直播水田における圃場単位の水利用に関する事例的研究、農業土木学会論文集、212、pp.17-22、2001
- 7) 渡辺紹裕、丸山利輔、三野徹：水田圃場における栽培管理用水量の発生形態、農業土木学会論文集、124、pp.11-18、1986

16.2 営農の変化や気候変動を考慮した農業水利施設の維持管理・更新技術の開発

16.2.1 積雪寒冷地における農業水利施設の長寿命化に関する研究

担当チーム：寒地農業基盤研究グループ（水利基盤チーム）、技術開発調整監（寒地技術推進室）

研究担当者：松田俊之、大久保天、石神暁郎、西田真弓、長島繁男、中村和正、川口清美、山田 章、南 恭子

【要旨】

本研究では、①農業水利施設の複合劣化を対象とした診断・評価方法の構築、ならびに②積雪寒冷地における農業水利施設の補修・補強方法とその評価方法の開発を目的としている。①農業水利施設の複合劣化を対象とした診断・評価方法の構築では、コンクリートにおける凍害・摩耗および鋼製部材における摩耗・腐食を対象とした複合劣化機構の解明、非破壊および微破壊調査手法による複合劣化診断技術の開発を行った。前者では、北海道内に位置する複数の開水路および頭首工を構成するコンクリートにおいて主に水に曝される部位を対象とした劣化状態の詳細調査を行い、積雪寒冷地において長期間供用されたコンクリート施設では圧縮強度や相対動弾性係数などの力学的特性の低下を伴う著しい劣化を生じる場合があること、表面近傍における凍害とカルシウム成分の溶脱を伴う摩耗とが複合的に発生する可能性があることを明らかにした。また、北海道内に造成された鋼矢板排水路を対象とした鋼矢板の腐食診断を行い、鋼矢板排水路の構造性能の低下機構について考察するとともに、積雪寒冷地における性能低下の特徴と機能保全における今後の課題を整理した。一方、後者では、開水路において、超音波伝播速度と静弾性係数との関係を整理し、超音波法、機械インピーダンス法の適用性について考察するとともに、金属拡張アンカーを用いたアンカー引抜試験を行い、最大引抜荷重と超音波伝播速度との関係性を明らかにした。②積雪寒冷地における農業水利施設の補修・補強方法とその評価方法の開発では、農業水利施設の補修・補強工法の耐久性評価、凍害・摩耗の複合劣化に対して高耐久性を有する補修・補強工法および再補修・高耐久化技術の開発を行った。前者では、補修後の開水路を対象とした含水率の調査を行い、電気抵抗式水分測定法の有効性を確認した。また、同位置より採取したコアの凍結融解試験を行い、母材コンクリートの健全性や含水状態を把握することが重要であることを明らかにするとともに、表面保護工法の適用に際する提案を行った。さらに、凍結融解を作用させたモルタル材および無機系表面被覆材の耐摩耗性の評価を行った結果、無機系材料における凍結融解の作用は耐摩耗性の低下を促すことを確認した。一方、後者では、複合劣化に対して高耐久性を有する「超高耐久性断面修復・表面被覆技術」の開発と、その耐久性を評価するためのモニタリング調査を行った。断面修復・表面被覆材の凍結融解試験を行った結果、凍結融解サイクル数は1,500サイクルを超え、優れた耐凍害性を有すること、また、その耐用年数は予定供用期間を大きく超えることを確認した。

キーワード：コンクリート、鋼製部材、凍害、摩耗、腐食、複合劣化、非破壊・微破壊調査手法、凍結融解試験、表面保護工法、超高耐久性断面修復・表面被覆技術、耐凍害性、耐摩耗性、耐用年数

1. はじめに

食料・農業・農村基本計画¹⁾、土地改良長期計画²⁾や北海道総合開発計画³⁾では、農業水利施設の適切な保全管理、戦略的な維持管理が重要な施策として位置づけられている。その中で、積雪寒冷地に位置する農業水利施設には、温暖な地域とは異なる様々な変状が確認されている。施設には、コンクリートに生じる凍害だけでなく、

摩耗や種々の外的荷重が生じており、多くの場合、それら劣化外力は複合的に作用している。結果、施設の使用性だけでなく、構造的安定性、第三者（歩行者等への）影響度に関する性能の低下もみられている。

農業水利施設の要求性能を満足させ、その長寿命化を達成していくためには、開水路や頭首工を構成するコンクリート、ゲートや鋼矢板などの鋼製部材において、複

合劣化を対象とした診断・評価方法に関する技術開発が必要不可欠となる。一方で、寒冷地に位置する農業水利施設の規模は大きく、例えば、国内の用水路の中で寒冷地に位置するものは約4割にも及ぶ。寒冷条件の厳しい北海道内での研究成果は、北海道内だけでなく他の寒冷地に位置する農業水利施設の長寿命化、保全管理にも活用することができる。

本研究では、積雪寒冷地に位置する社会基盤を構成する施設群の一つである農業水利施設の長寿命化を図るため、①農業水利施設の複合劣化を対象とした診断・評価方法の構築、ならびに②積雪寒冷地における農業水利施設の補修・補強方法とその評価方法の開発を行い、積雪寒冷地における農業水利施設の維持管理方法を提案することを目的とする。

平成28年度～令和2年度では、①農業水利施設の複合劣化を対象とした診断・評価方法の構築において、コンクリートにおける凍害・摩耗および鋼製部材における摩耗・腐食を対象とした複合劣化機構の解明、非破壊および微破壊調査手法による複合劣化診断技術の開発を行った。さらに、②積雪寒冷地における農業水利施設の補修・補強方法とその評価方法の開発において、農業水利施設の補修・補強工法の耐久性評価、凍害・摩耗の複合劣化に対して高耐久性を有する補修・補強工法および再補修・高耐久化技術の開発を行った。

2. コンクリートにおける凍害・摩耗および鋼製部材における摩耗・腐食を対象とした複合劣化機構の解明

2.1 開水路および頭首工における凍害・摩耗診断^{4),5),6)}

2.1.1 目的

農業水利施設の主要な建設材料であるコンクリートは、時間の経過とともに劣化が進行する。特に北海道を始めとする積雪寒冷地では、農業にとって欠かすことのできない存在である水が劣化因子となる凍害が発生する。凍害は、コンクリート中の水分が凍結する際の体積膨張と、融解する際の水分供給という凍結融解作用を繰り返すことにより、コンクリートが表面から徐々に劣化する現象である⁷⁾。その初期には微細ひび割れを生じ、スケーリング、骨材の露出・剥落、あるいは内部ひび割れ、層状ひび割れへと進展して、弾性係数の低下を生じさせ、ひいては強度低下に至らせる。終局的には躯体の断面欠損や鉄筋の露出・腐食を生じて、部材や構造物としての耐荷力や剛性を低下させる⁸⁾。

一方、農業水利施設に特有の劣化としては摩耗が挙げられる。摩耗は、流水中の土砂による研磨作用や落差に

よる衝撃力などが組み合わさり、コンクリートの表面が欠損していく現象である。また、水と接することでセメント水和物中のカルシウムイオンなどが溶出し、組織が粗になる溶脱現象が発生して、摩耗の進行が促進される⁹⁾。その初期には表面のセメントペーストの消失による骨材の露出を生じ、骨材の剥落、骨材を支えるセメントモルタルの欠損へと進展する。終局的には躯体の断面欠損や鉄筋の露出・腐食を生じて、部材の耐久性を低下させる要因となる。凍害が発生したコンクリートでは、内部ひび割れや層状ひび割れなどによりその健全性が著しく損なわれることが明らかになっている^{10),11),12)}。そのため、水利施設に特有の摩耗との併発により、施設としての性能低下が加速される可能性も考えられる。農業水利施設の機能保全の手引き¹³⁾によれば、北海道や北東北などの寒冷地においては、施設の健全度の低下速度は他の地域に比べ大きくなるが示されている。

積雪寒冷地におけるコンクリート施設では、近年、これら凍害や摩耗を対象とした調査・診断、ならびに劣化により低下した性能の回復・向上を目的とした補修・補強が行われている。凍害や摩耗は、いずれも水に起因する劣化であり、躯体表面より発生、進展する。一方、補修・補強では、躯体表面を介し、躯体に対して補修材料や補強材料を一体化させることにより、その効果を得ようとする場合が多い¹⁴⁾。そのため、従来の更新だけではなく、補修・補強を前提とした凍害や摩耗の調査・診断では、施設を構成するコンクリートの表面近傍における劣化状態の把握が重要となる。

農業水利施設を構成するコンクリートの表面近傍における劣化状態に関しては、近年、いくつかの調査結果が報告されている。凍害を主たる対象とした劣化状態に関しては、例えば、緒方ら¹⁵⁾は、RC開水路に生じた凍害劣化ひび割れや表面から深さ方向の超音波伝播速度の測定結果の事例を示し、RC開水路に発生する特徴的な凍害のメカニズムについて考察している。また、緒方ら¹⁶⁾は、北海道において建設後40年以上が経過した開水路の側壁から採取したコア試験体の分析結果を示し、側壁内部におけるひび割れの発生形態を明らかにするとともに、側壁の内部変状に対して考察を加えている。さらに、石神ら¹⁷⁾は、北海道内に位置する供用後40年以上が経過した2つの開水路の3区間29測点における凍害劣化深さの推定結果を示し、超音波を用いた診断手法の適用性と実務上の課題について整理している。

一方、摩耗を主たる対象とした劣化状態に関しては、例えば、石神ら¹⁸⁾は、四国、中部地方において施工後約

40年が経過した開水路の底版、側壁から採取したコア試験体の EPMA による面分析および線分析結果を示し、摩耗が進行したコンクリートの通水表面付近におけるカルシウム濃度の減少を確認している。また、森ら¹⁹⁾は、東海、関東、四国地方に位置する建設後40年以上が経過した、摩耗が著しく進行した開水路の底版および側壁から採取したコア試験体の EPMA による化学組成分析結果を示し、通水表面におけるカルシウム成分の溶脱とカルシウム未溶脱領域での硫黄成分の濃縮を確認しており、こうしたコンクリートの変質が表層の脆弱化や摩耗の素因となっている可能性を示唆している。さらに、渡嘉敷²⁰⁾は、東北、関東、東海、中国の各地方に位置する建設後30～51年が経過した開水路および頭首工における摩耗形状計測および EPMA 分析の結果を示し、水路側壁では水路底版に近くなるほど表面が粗くなる傾向にあること、溶脱フロント付近のカルシウム濃度は18～30 mass %程度であること、カルシウム濃度と溶脱進行速度との間には負の関係があることなどを明らかにしている。しかしながら、これらの調査では凍害あるいは摩耗のいずれかを対象としており、凍害と摩耗の2つを対象とした劣化状態に関しては、その調査・診断の事例は極めて少ないのが現状である。

そこで本研究では、北海道内に位置する複数の開水路および頭首工を構成するコンクリートにおいて、主に水に曝される部位を対象としたコア試験体の採取を行い、凍害および摩耗を主たる対象とした劣化状態の詳細調査を行った。ここでは、その結果を示すとともに、凍害と摩耗との関係について考察し、補修・補強を行うための対策工法の適用に際する留意点を述べる。

2.1.2 方法

(1) コンクリート施設の概要

本研究において詳細調査の対象としたコンクリート施設の概要を表-1に、現況を図-1に示す。いずれの施設も、国営かんがい排水事業などの国営事業により造成された基幹水利施設であり、北海道内の積雪寒冷地において長期間供用されてきている。

1) 開水路

調査の対象とした開水路は、北海道空知地方に位置する N 用水路、上川地方に位置する T 用水路、ならびに空知地方に位置する K 用水路である。N 用水路は1962～1972年に、T 用水路は1970～1974年に、K 用水路は1986年に建設されており、調査時における経過年数はそれぞれ44年、43年、32年である。構造型式はいずれも現場打ちフレッシュコンクリートであり、側壁は左右岸ともに土

表-1 詳細調査の対象としたコンクリート施設の概要

工種	名称	建設年度	対象部位
開水路	N 用水路	1962～1972 年	側壁 水中部 底版
	T 用水路	1970～1974 年	側壁 水中部 底版
	K 用水路	1986 年	側壁 気中部 側壁 水中部 底版
頭首工	S 頭首工	1955～1957 年	固定堰・堰体 上流側 可動堰・エプロン 上流側 可動堰・エプロン 下流側
	T 頭首工	1960～1962 年	可動堰・導流壁 天端面 可動堰・導流壁 側面気中部 可動堰・導流壁 側面干満部
	Y 頭首工	1967～1969 年	可動堰・エプロン 下流側



図-1 詳細調査の対象としたコンクリート施設の現況

中に埋設されている。いずれの開水路においても、主に大気に曝される部位は寒暖差の大きい凍結融解環境下に置かれており、外観上からは微細ひび割れやスケーリングなどの凍害に特有の劣化が確認される。また、主に水に曝される部位では骨材の露出や鉄筋の露出・腐食といった摩耗に特有の劣化が確認されている。

調査の対象とした部位は、N 用水路、T 用水路では側壁水中部（最多頻度水位の下側）および底版の計2箇所とし、K 用水路ではこれらの部位に側壁気中部（最多頻度水位の上側）を加えた計3箇所とした。

2) 頭首工

調査の対象とした頭首工は、上川地方に位置する S 頭首工、石狩地方に位置する T 頭首工、ならびに上川地方に位置する Y 頭首工である。S 頭首工は 1955～1957 年に、T 頭首工は 1960～1962 年に、Y 頭首工は 1967～1969 年に建設されており、調査時における経過年数はそれぞれ 58 年、51 年、47 年である。S 頭首工の取水堰の形態は、左岸側に固定堰、右岸側に可動堰を配置する複合堰である。一方、T 頭首工の形態は全可動堰である。また、Y 頭首工の形態は、左岸側に可動堰、右岸側に固定堰を配置する複合堰となっている。いずれの頭首工においても、主に大気に曝される堰柱などの部位では微細ひび割れなどの凍害に特有の劣化が確認される。さらに、主に水に曝される堰体やエプロンといった部位では断面欠損に至る著しい摩耗が確認されている。

調査の対象とした部位は、S 頭首工では、摩耗が比較的軽微な固定堰・堰体の上流側および可動堰・エプロンの上流側と、摩耗が甚大な可動堰・エプロンの下流側の計 3 箇所とした。一方、T 頭首工では、摩耗は比較的軽微であるものの凍害は甚大であると予想される可動堰・導流壁の下流側において、導流壁の天端面、側面気中部（最多頻度水位の上側）、側面干満部（最多頻度水位の近傍）の計 3 箇所とした。また、Y 頭首工では可動堰・エプロンの下流側の 1 箇所としている。

(2) 調査方法の概要

本研究における調査の流れを図-2 に示す。本研究では、凍害あるいは摩耗を主たる対象とした劣化状態の調査の事例を参考に、圧縮強度および静弾性係数、表面からの深さ毎の相対動弾性係数および細孔径分布、ならびに元素濃度分布の測定を行った。まず、調査の対象とした部位毎に 2 体のコア試験体の採取を行い、その内 1 体において圧縮強度および静弾性係数の測定を行った。また、

もう 1 体においてコンクリート躯体表面からの深さ毎の相対動弾性係数の測定を行い、さらに、表面からの深さ毎の細孔径分布、元素濃度分布の測定を行った。本研究では、各コア試験体の最も突出した部分をコンクリート躯体表面とみなし、これを表面と定めた。なお、各コア試験体の寸法は直径 100 mm × 高さ 200 mm である。

1) 圧縮強度および静弾性係数

圧縮強度および静弾性係数の測定は、JIS A 1107（コンクリートからのコアの採取方法及び圧縮強度試験方法）および JIS A 1149（コンクリートの静弾性係数試験方法）に準拠して行った。

2) 表面からの深さ毎の相対動弾性係数

表面からの深さ毎の相対動弾性係数の測定では、まず、超音波法により、深さ毎のコア試験体の直径方向の超音波伝播速度を測定した。超音波法では、発振子および受振子を相対する 2 つの表面（コア試験体の側面）に配置して測定する透過法を適用し、伝播速度を 10 mm 間隔で深さ 5～145 mm の位置において測定した。伝播速度は水平方向および鉛直方向の 2 方向で測定し、その平均値を深さ毎の（深さ n における）伝播速度 V_n km/s とした。なお、伝播速度は超音波試験機（プロセック社製 TICO 型）を用いて測定した。測定周波数は 54 kHz、発振電圧は 1 kV、発振子および受振子の直径は 50 mm である。

次に、得られた伝播速度 V_n km/s を緒方らの研究結果²⁾から導き出されている式 (1) に代入して深さ毎の動弾性係数 E_{dn} GPa を求め、式 (2) により深さ毎の相対動弾性係数を算出した。なお、 E_{d0} は当該施設において健全とみなせる動弾性係数である。本研究では、 E_{d0} は施設毎に得られた動弾性係数の最大値とした。

$$E_{dn} = 4.0387V_n^2 - 14.438V_n + 20.708 \dots \dots (1)$$

$$\text{相対動弾性係数 (\%)} = E_{dn} / E_{d0} \times 100 \dots \dots (2)$$

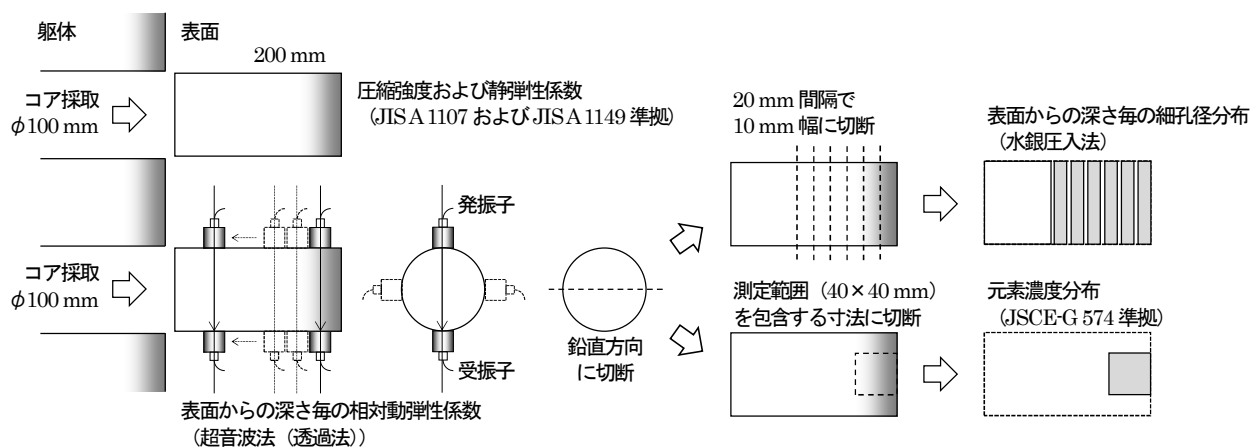


図-2 調査の流れ

3) 表面からの深さ毎の細孔径分布

表面からの深さ毎の細孔径分布の測定では、水銀圧入法により、深さ毎に採取した試料における細孔径毎の細孔容積を測定した。水銀圧入法では、水銀の表面張力 (0.483 N/m)、試料との接触角 (130°)、ならびに試料に対する圧入圧から試料の細孔径を求め、細孔径分布、即ち細孔径毎の細孔容積を測定する²²⁾。本研究では、先に超音波法 (透過法) を適用したコア試験体を鉛直方向に切断し、その内一方を 20 mm 間隔で 10 mm 幅に切断した。0~10 mm、20~30 mm、40~50 mm、60~70 mm、80~90 mm、100~110 mm の深さ毎に試料を採取し、深さ毎の細孔径分布を測定した。試料は、粗骨材を取り除いた後、モルタルを 2.5~5.0 mm 程度の粒状に粉砕して採取した。なお、細孔径分布は水銀圧入式ポロシメータ (マイクロメリティックス社製オートポア IV9500 型) を用いて測定した。測定圧力範囲は 0~228 MPa (細孔径で約 500~0.0055 μm) である。

4) 元素濃度分布

元素濃度分布の測定は、JSCE-G 574 (EPMA 法によるコンクリート中の元素の面分析方法) に準拠して行った。EPMA 法では、電子線照射により発生する特性 X 線の波長による元素の判別と、その特性 X 線の強度による元素の濃度情報の取得を行う。元素の面分析では、電子プローブを分析面全体に順次照射し、目的とする元素の特性 X 線の波長に対応した X 線の強度を測定する²³⁾。本研究では、先に超音波法 (透過法) を適用したコア試験体を鉛直方向に切断した後、細孔径分布の測定に供しないもう一方から試料を採取し、表面からの元素濃度分布を測定した。試料は、測定範囲である表面からの深さ 40 mm×幅 40 mm の範囲を包含する寸法に切断して採取した。試料の調製 (切断、研磨、洗浄、乾燥、導電性材料の蒸着) は、JSCE-G 574 に準拠して実施した。EPMA 法の測定元素および分析条件を表-2 に示す。プローブ径は 50 μm、ピクセルサイズは 100 μm×100 μm であり、測定範囲毎のピクセル数は 400×400=160,000 ピクセルである。この全てのピクセルに対して電子プローブを順次照射し、特性 X 線の波長から元素を特定して強度からその濃度を測定した。測定元素は、カルシウム (Ca)、けい素 (Si)、硫黄 (S) である。

なお、X 線の強度からの濃度への定量方法は比例法とした。比例法に用いた標準試料を表-3 に示す。比例法により測定される各元素の濃度は、各元素が表中に示される酸化物として存在するものと仮定した場合の濃度 (mass %) で示される。

表-2 EPMA 法の測定元素および分析条件

項目	測定元素および分析条件
装置名称	日本電子社製 JXA-8200 型
加速電圧	15 kV
照射電流	200 nA
プローブ径	50 μm
ピクセルサイズ	100 μm × 100 μm
ピクセル数	400 × 400
測定範囲	40 mm × 40 mm
単位測定時間	40 ms
測定元素	Ca, Si, S
定量方法	比例法
蒸着材料	金

表-3 比例法に用いた標準試料

元素	標準試料	含有量 (mass %)	仮定する各元素の酸化物
Ca	CaSiO ₃	48.0	CaO
Si	CaSiO ₃	50.9	SiO ₂
S	CaSO ₄	58.8	SO ₃

2.1.3 結果および考察

(1) 調査結果および考察

1) 圧縮強度および静弾性係数

圧縮強度および静弾性係数の測定結果を表-4 に、圧縮強度と静弾性係数との関係を図-3 に示す。測定の対象とした部位は開水路 6 箇所、頭首工 7 箇所の計 13 箇所であり、N 用水路の底版では測定を行っていない。図中の淡灰色の着色範囲は、道路橋示方書・同解説²⁴⁾に示されるコンクリートの最低設計基準強度 18 N/mm²を下回る範囲を明示したものである。また、黒色の実線は道路橋示方書・同解説およびコンクリート標準示方書 [設計編]²⁵⁾に示されている圧縮強度による静弾性係数の設計値である。この設計値は全国の調査結果の平均値であり、測定値がこの値よりも小さい値となる場合には凍害などの劣化が進行している可能性が考えられる⁹⁾。

開水路では、圧縮強度の測定値はいずれも最低設計基準強度に比べ大きい値となったが、静弾性係数の測定値は N 用水路、K 用水路において圧縮強度による設計値よりも小さい値となった。一方、頭首工では、圧縮強度の測定値は S 頭首工の固定堰・堰体の上流側および可動堰・エプロンの上流側において最低設計基準強度を下回る値となった。また、静弾性係数の測定値は特に S 頭首工および Y 頭首工の可動堰・エプロンの下流側において圧縮強度による設計値よりも小さい値となった。

圧縮強度および静弾性係数は、力学的特性の変化とその発生要因を調べることを目的として測定している。本研究では、測定の対象とした計 13 箇所の部位の内、S 頭首工の 2 箇所において、圧縮強度の測定値は最低設計基準強度を下回る値となり、また、この 2 箇所と T 用水路の 2 箇所を除く 9 箇所の部位において、静弾性係数の

表-4 圧縮強度および静弾性係数の測定結果

工種	名称	対象部位	測定結果					
			圧縮強度 (N/mm ²)	S ₁ ^{*1} (N/mm ²)	S ₂ ^{*2} (N/mm ²)	ε ₁ ^{*3} (×10 ⁶)	ε ₂ ^{*4} (×10 ⁶)	静弾性係数 E _c ^{*5} (kN/mm ²)
開水路	N 用水路	側壁 水中部	41.2	13.72	0.70	643	50	21.9
		底版	—	—	—	—	—	—
	T 用水路	側壁 水中部	28.2	9.50	1.40	298	50	32.6
		底版	27.1	9.23	1.60	324	50	27.8
	K 用水路	側壁 気中部	33.0	11.00	1.26	474	50	23.0
		側壁 水中部	28.0	9.32	1.24	430	50	21.3
		底版	28.6	9.52	1.13	397	50	24.2
頭首工	S 頭首工	固定堰・堰体 上流側	13.3	4.42	0.52	549	50	7.8
		可動堰・エプロン 上流側	16.4	5.46	0.89	432	50	12.0
		可動堰・エプロン 下流側	24.4	8.13	0.85	437	50	18.8
	T 頭首工	可動堰・導流壁 天端面	21.5	7.18	1.16	326	50	21.8
		可動堰・導流壁 側面気中部	19.0	6.35	1.68	283	50	20.0
		可動堰・導流壁 側面干満部	21.1	7.02	0.98	316	50	22.7
Y 頭首工	可動堰・エプロン 下流側	25.5	8.50	0.72	476	50	18.3	

*1: 最大荷重の 1/3 に相当する応力 *2: 縦ひずみ 50×10⁶ のときの応力 *3: S₁ の応力によって生じる縦ひずみ

*4: 縦ひずみ 50×10⁶ *5: E_c = (S₁-S₂) / (ε₁-ε₂) × 10³

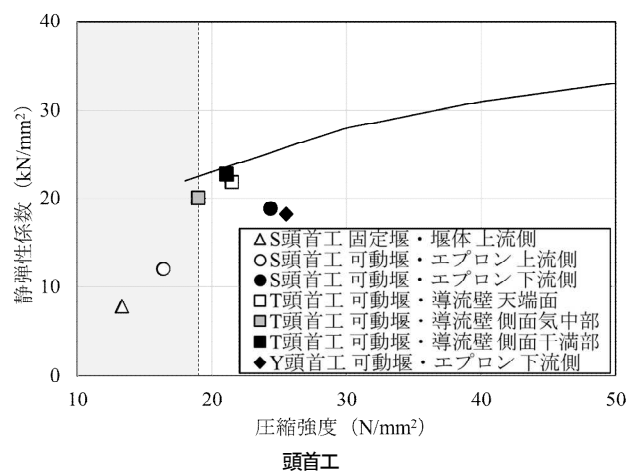
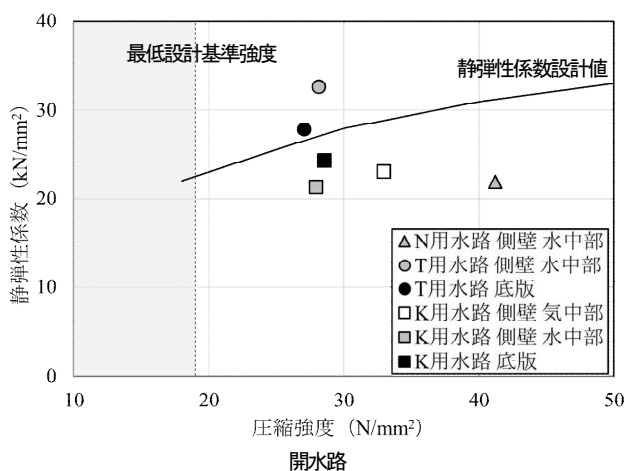


図-3 圧縮強度と静弾性係数との関係

測定値は圧縮強度による設計値よりも小さい値となった。この静弾性係数の測定値が圧縮強度による設計値よりも小さい値となった要因としては、コンクリートに凍害が発生していた可能性が考えられる。凍結融解作用を受けたコンクリートでは、微細ひび割れなどが生じることに伴い、静弾性係数は圧縮強度に比べると顕著に低下することが知られている^{26), 27), 28), 8)}。本研究で対象とした部位はいずれも寒暖差の大きい凍結融解環境下に置かれており、そのため凍害が発生して静弾性係数の低下に至った可能性が高いといえる。

一方、S 頭首工および Y 頭首工では、凍害に加え、カルシウム成分の溶脱を伴う摩耗が発生していた可能性が考えられる。S 頭首工および Y 頭首工の可動堰・エプロンの下流側の状況を図-4 に示す。固定堰・堰体の上流側および可動堰・エプロンの上流側では断面は比較的健全



S 頭首工

Y 頭首工

図-4 S 頭首工および Y 頭首工の可動堰・エプロンの状況

に保持されているものの、可動堰・エプロンの下流側ではすりへり作用による著しい断面欠損が確認されている。このことから、固定堰・堰体の上流側および可動堰・エプロンの上流側では凍害およびカルシウム成分の溶脱により圧縮強度の低下にまで至ったコンクリートが残存したが、可動堰・エプロンの下流側では既に消失していた可能性が高い。

2) 表面からの深さ毎の相対動弾性係数

表面からの深さ毎の相対動弾性係数の測定結果を図-5に示す。測定の対象とした部位は開水路7箇所、頭首工7箇所の計14箇所である。図中では、コンクリート標準示方書〔設計編〕²⁾に規定される数値を参考に、相対動弾性係数85%未満60%以上の範囲を淡灰色に、60%未満の範囲を濃灰色に着色して示している。

開水路では、相対動弾性係数は総じてコンクリート躯体表面に近いほど低くなる傾向がみられた。N用水路では、表面からの深さ60mm程度まで低下しており、側壁と底版とで大きな差は認められなかった。また、底版では深さ60mmよりも奥側において背面に近いほど低くなる傾向が確認された。T用水路では、低下は深さ20mm程度までに留まっており、その奥側において低下はほぼ認められなかった。K用水路では、表面に近いほど低くなる傾向が試験体のほぼ全体において認められた。また、側壁気中部、側壁水中部、底版の間で大差は確認されなかった。一方、頭首工では、相対動弾性係数は総じて低く、表面に近いほど、水による影響を受け易い部位ほど、温度変化の著しい部位ほど、低くなる傾向がみられた。S頭首工では、固定堰・堰体の上流側および可動堰・エプロンの上流側で、可動堰・エプロンの下流側に比べ全体的に大きく低下していた。T頭首工では、表面からの深さ80mm程度まで大きく低下しており、表面に近いほど、水に曝される割合が大きい部位ほど、寒暖差の大きい部位ほど、低くなる傾向が認められた。Y

頭首工では、可動堰・エプロンの下流側で、S頭首工の可動堰・エプロンの下流側と同様に、概ね表面に近いほど低くなる傾向が認められた。

表面からの深さ毎の相対動弾性係数は、表面近傍における力学的特性の変化とその発生要因を調べることを目的として測定している。本研究では、測定の対象とした計14箇所の全ての部位において、相対動弾性係数は表面に近いほど低くなる傾向がみられた。凍害が発生したコンクリートでは、その動弾性係数は低下することが知られており、超音波伝播速度から算出される相対動弾性係数もコンクリートの劣化状態に応じて低下する^{2), 15), 17)}。本研究で得られた相対動弾性係数の測定結果からは、測定の対象とした部位において凍害が発生していた可能性が高いといえる。また、圧縮強度や静弾性係数の測定結果からは必ずしも劣化が明確にはみられなかった部位においても、表面近傍では劣化が発生していた可能性が高い。これらの結果は、測定の対象とした部位が力学的特性の低下を伴う著しい劣化環境下に置かれていることを裏付けるものであり、さらに、水や温度変化に起因する劣化が表面から発生、進展したことを示している。

3) 表面からの深さ毎の細孔径分布

表面からの深さ毎の細孔径分布の測定結果を図-6に示す。水銀圧入法の適用に際しては、先ず、水銀の圧入圧毎の圧入量から細孔直径と積算細孔容積との関係を求めた。次に、積算細孔容積の変化を明確に捉えるため、細孔直径とlog微分細孔容積との関係を整理した。各図

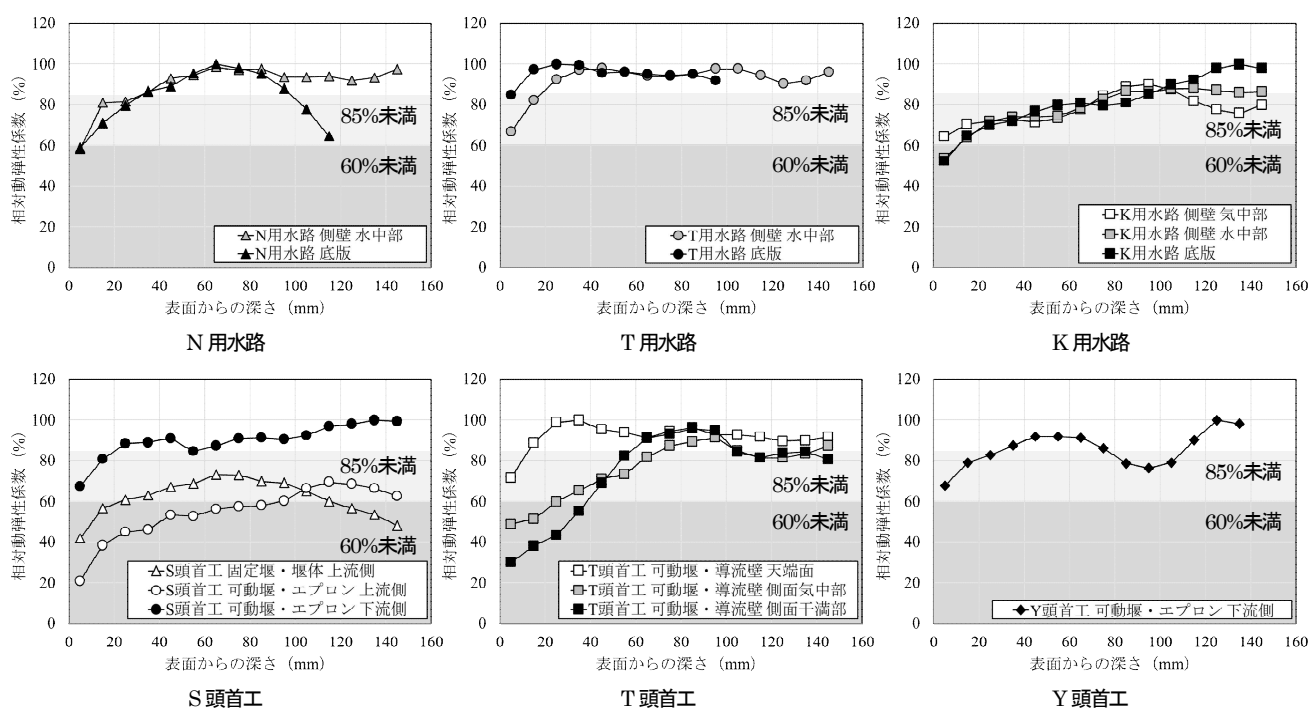


図-5 表面からの深さ毎の相対動弾性係数の測定結果

では、横軸は細孔直径を、縦軸は log 微分細孔容積を表している。ここでは、この細孔直径を細孔径、log 微分細孔容積を細孔量と呼ぶ。なお、測定の対象とした部位は開水路 7 箇所、頭首工 5 箇所の計 12 箇所であり、T 頭首工の可動堰・導流壁の天端面および側面干満部では測定を行っていない。

開水路では、細孔量は総じてコンクリート躯体表面に近いほど多くなる傾向がみられ、表面に近いほど粗な細孔構造になっていることが認められた。また、表面に近

いほど細孔径約 0.01~0.05 μm 付近の細孔量が、最表面において約 0.01~1.0 μm 付近の細孔量が多くなる傾向が確認された。さらに、側壁気中部、側壁水中部、底版の間で傾向は異なり、概ね側壁気中部>側壁水中部>底版の順で約 0.05~1.0 μm 付近の細孔量が、底版>側壁水中部>側壁気中部の順で約 0.01~0.05 μm 付近の細孔量が多くなる傾向が確認されている。一方、頭首工では、細孔量は総じて多く、表面に近いほど、水による影響を受け易い部位ほど、流水の流速が小さい部位ほど、温度

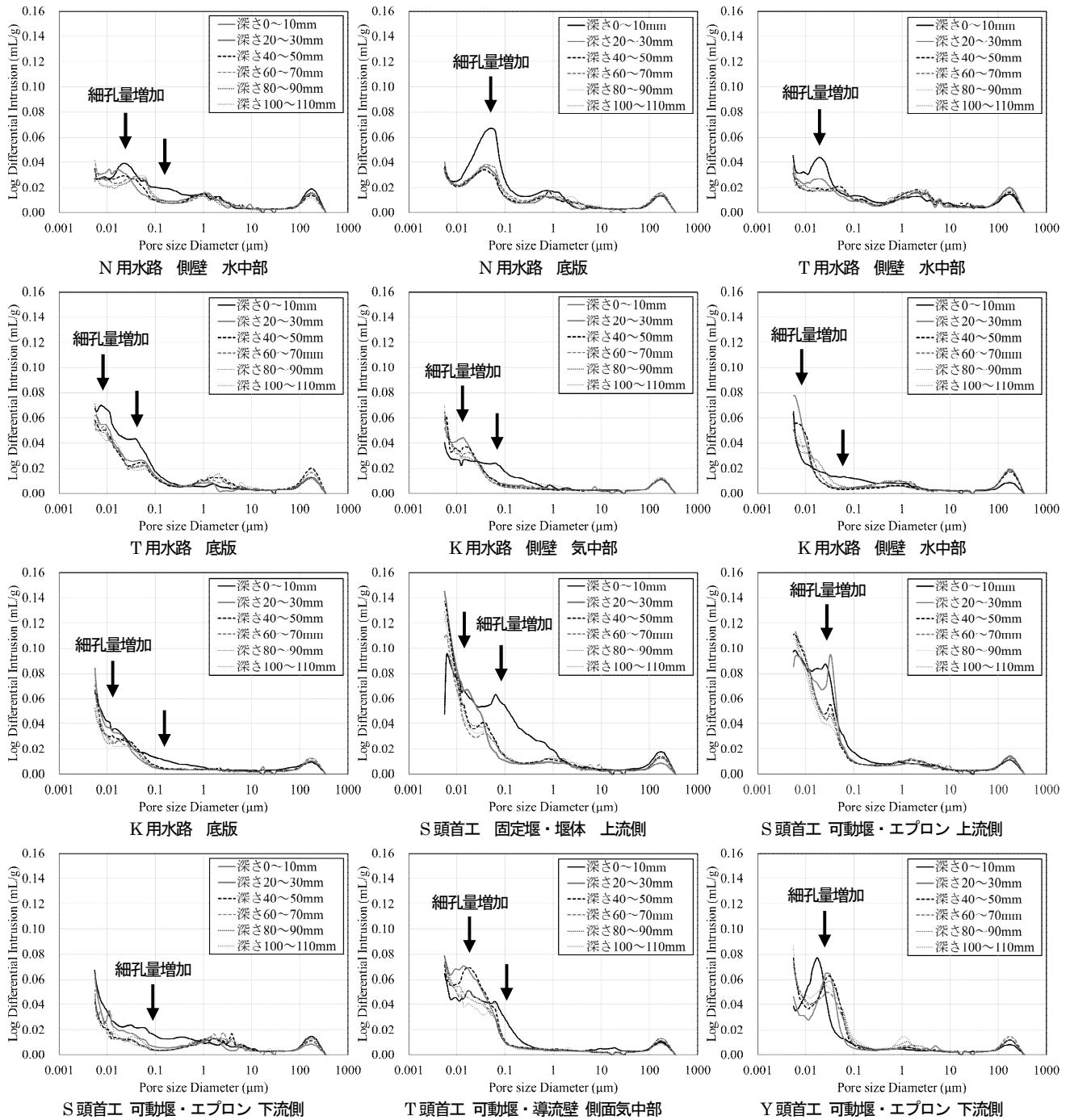


図-6 表面からの深さ毎の細孔径分布の測定結果

変化の著しい部位ほど、多くなる傾向がみられ、粗な細孔構造になっていることが認められた。S 頭首工では、固定堰・堰体の上流側で、概ね建設当初のコンクリートとみなせる表面からの深さ 100~110 mm から採取した試料に比べ、深さ 0~10 mm から採取した試料において約 0.01~1.0 μm 付近の細孔量が、深さ 20~30 mm から採取した試料において約 0.01~0.05 μm 付近の細孔量が多くなる傾向が確認された。また、可動堰・エプロンの上流側で、表面に近いほど約 0.01~0.05 μm 付近の細孔量が多くなる傾向が確認された。さらに、可動堰・エプロンの下流側で、深さ 0~10 mm から採取した試料において約 0.01~1.0 μm 付近の細孔量が多くなる傾向が確認されている。T 頭首工では、可動堰・導流壁の側面気中部で、深さ 0~10 mm から採取した試料において約 0.01~1.0 μm 付近の細孔量が、深さ 20~30 mm および 40~50 mm から採取した試料において約 0.01~0.05 μm 付近の細孔量が多くなっていることが確認された。Y 頭首工では、可動堰・エプロンの下流側で、深さ 0~10 mm から採取した試料において約 0.01~0.05 μm 付近の細孔量が、深さ 20~30 mm および 40~50 mm から採取した試料において約 0.01~0.1 μm 付近の細孔量が多くなっていることが確認されている。

表面からの深さ毎の細孔径分布は、表面近傍における細孔構造の変化とその発生要因を調べることを目的として測定している。本研究では、測定の対象とした計 12 箇所全ての部位において、細孔量は表面に近いほど多くなる傾向がみられた。この要因としては、コンクリートに凍害およびカルシウム成分の溶脱を伴う摩耗が発生していた可能性が考えられる。凍結融解作用を受けたコンクリートでは、微視的な破壊が累積することにより、凍結の及んだ範囲の細孔構造は粗大化することが知られている^{29),30),22)}。また、凍結融解の影響がみられる最小の細孔径は最低の凍結温度に依存し、小さい細孔に存在する水ほどその凍結温度は低くなる。岡本・魚本³⁰⁾が行ったモルタル試験体を用いた凍結融解試験では、凍結融解作用を受けることで特に約 0.1~1.0 μm 付近の細孔量が増加する傾向が確認されており、凍結温度を -20°C とした試験では約 0.05 μm 以下の細孔に存在する水は凍結しないことが明らかとなっている。さらに、コンクリート試験体を用いた試験では約 0.05~0.5 μm 付近の細孔量が増加する傾向が確認されている³²⁾。これらのことから、約 0.05~1.0 μm 付近の細孔量の増加の主たる要因は凍結融解作用によるものと考えられ、この範囲の細孔量が多くなっていた部位では凍害が発生していた可能性が高

いといえる。

一方、カルシウム成分の溶脱が発生したコンクリートにおいても、溶脱の及んだ範囲の細孔構造は粗大化するとされている^{33),34),35)}。橋本ら³⁵⁾が行った 70 年以上供用されたダムコンクリートの岩着面近傍から採取した試料を用いた調査では、カルシウム成分の溶脱が認められた範囲で約 0.003~2.0 μm 付近の細孔量が増加していることが確認されている。また、人見ら³⁶⁾が行ったモルタル試験体を用いた電気化学的劣化促進試験では、カルシウム成分である CH (水酸化カルシウム) の溶出により約 0.03~2.0 μm 付近の細孔量が、C-S-H (けい酸カルシウム水和物) の溶脱により約 0.006~0.3 μm 付近の細孔量が増加する傾向が確認されている。これらのことから、約 0.05~1.0 μm 付近の細孔量の増加の要因には凍結融解作用に加えカルシウム成分の溶脱も含まれ、また約 0.01~0.05 μm 付近の細孔量の増加の主たる要因はカルシウム成分の溶脱によるものと考えられる。これらの範囲の細孔量が多くなっていた部位では、カルシウム成分の溶脱を伴う摩耗が発生していた可能性が高いといえる。

本研究で得られた細孔径分布の測定結果からは、測定の対象とした部位において凍害およびカルシウム成分の溶脱を伴う摩耗が併発していた可能性が高いといえる。開水路では、表面に近いほどカルシウム成分の溶脱の程度が大きく、また最表面では凍害が発生していた可能性が高い。概ね側壁気中部>側壁水中部>底版の順で凍害が発生し易く、底版>側壁水中部>側壁気中部の順で溶脱が発生し易いといえる。一方、頭首工では、表面に近いほど、水による影響を受け易い部位ほど、流水の流速が小さい部位ほど、溶脱の程度が大きく、また温度変化の著しい部位ほど、凍害の程度が大きい可能性が高い。このことから、S 頭首工の固定堰・堰体の上流側および可動堰・エプロンの上流側では主に溶脱が発生していた可能性が高く、また固定堰・堰体の上流側の最表面では凍害と溶脱が併発していた可能性が高い。また、S 頭首工および Y 頭首工の可動堰・エプロンの下流側ではすりへり作用による著しい断面欠損が確認されており(図-4)、S 頭首工の可動堰・エプロンの下流側では溶脱が発生したコンクリートが、また Y 頭首工の可動堰・エプロンの下流側では最表面において凍害が発生したコンクリートが既に消失していた可能性が高い。さらに、T 頭首工の可動堰・導流壁の側面気中部では、深さ約 10~50 mm の位置にひび割れが確認されており、約 0.01~0.05 μm 付近の細孔量の増加はこのひび割れに影響を受けていることが考えられる。ひび割れを侵入経路として入ってき

た水によりカルシウム成分の溶脱が発生し、この範囲の細孔量が多くなった可能性が高い³⁷⁾。なお、このひび割れは内部ひび割れであり、凍結融解作用により生じたものと推察される。

4) 元素濃度分布

元素濃度分布の測定結果を図-7に示す。EPMA法の適用に際しては、まず、元素の面分析を行い、各元素の濃度の画像データを得た。各画像データでは、測定範囲の濃度の分布は色尺度により示されており、右側にあるカラーバーの通り、濃度は暖色ほど高く、寒色ほど低く表示されている。次に、コンクリート躯体表面を基点とした深さ0.1 mm (=100 μm、1ピクセル当たりの長さ)毎の濃度の平均値(骨材の濃度を除く)の分布を求めた。ここでは、カルシウム(Ca)の濃度の画像データを示し、各元素(カルシウム(Ca)、けい素(Si)、硫黄(S))の濃度の分布を併せて示している。なお、測定の対象とした部位は開水路7箇所、頭首工5箇所の計12箇所である。S頭首工の固定堰・堰体の上流側および可動堰・エプロンの上流側では測定を表面からの深さ60 mm×幅40 mm(ピクセル数で600×400=240,000ピクセル)の範囲で行っており、T頭首工の可動堰・導流壁の天端面および側面干満部では測定を行っていない。

開水路では、コンクリート躯体表面近傍におけるカルシウム濃度の減少がみられた。側壁気中部、側壁水中部、底版の間でその傾向は異なり、概ね底版>側壁水中部>側壁気中部の順で減少範囲が大きくなる傾向が認められた。その範囲は底版で表面からの深さ約0~13 mm程度、側壁水中部で深さ約0~12 mm程度であり、側壁気中部においても深さ約0~2 mm程度の範囲で減少が確認されている。また、最表面近傍におけるけい素濃度の減少が確認され、深さ約5~12 mm程度の位置において硫黄濃度の上昇が確認されている。一方、頭首工では、カルシウム濃度の減少の程度は総じて大きく、表面に近いほど、水による影響を受け易い部位ほど、流水の流速が小さい部位ほど、大きくなる傾向がみられた。S頭首工では、固定堰・堰体の上流側および可動堰・エプロンの上流側で、カルシウム濃度は表面に近いほど減少する傾向が認められ、特に深さ約0~25 mm程度の範囲で減少は顕著であった。また、可動堰・エプロンの下流側で、ごく最表面近傍における減少が確認されている。T頭首工では、可動堰・導流壁の側面気中部で、表面に加え、ひび割れ近傍における減少が確認された。Y頭首工では、可動堰・エプロンの下流側で、表面近傍における減少が確認されている。また、最表面およびひび割れ近傍にお

いてけい素濃度の減少が確認されたが、開水路で確認されていた硫黄濃度の上昇は明確には確認されなかった。

元素濃度分布は、各元素の濃度の変化とその発生要因を調べることを目的として測定している。本研究では、測定の対象とした計12箇所の全ての部位において、表面近傍におけるカルシウム濃度の減少、ならびに最表面近傍におけるけい素濃度の減少がみられた。この要因としては、コンクリートにカルシウム成分の溶脱を伴う摩耗が発生していた可能性が考えられる。淡水である農業用水に長期間曝され、カルシウム成分の溶脱が発生したコンクリートでは、Ca/Siモル比(CaO/SiO₂濃度比)、あるいはカルシウム濃度が減少することが知られている^{18), 19), 20)}。森ら¹⁹⁾は、農業用水に長期間曝されたコンクリートにおけるカルシウム成分の溶脱を伴う摩耗のメカニズムについて考察しており、本研究で対象とした部位においても同様の現象が生じていた可能性が考えられる。まず、①流水に曝されることによりコンクリートの細孔溶液中に存在するCH(主にカルシウムイオン(Ca²⁺))が溶出する。次に、②細孔溶液中のCHと流水中のCHとの濃度差を緩和するようにカルシウムイオン(Ca²⁺)および水酸化物イオン(OH⁻)が表面近傍に移動し、個体として存在するCHが細孔溶液中に溶出してカルシウムイオン(Ca²⁺)を供給する。さらに、③溶出が進むことによりC-S-H中の酸化カルシウム(CaO)が細孔溶液中にカルシウムイオン(Ca²⁺)および水酸化物イオン(OH⁻)として溶脱する。そして、④流水に接する表面からCHが溶出し、C-S-Hが溶脱することにより強度が低下する。ひいては、⑤すりへり作用に対する耐性を失うレベルにまで強度が低下し、摩耗が促進される。このように、表面近傍におけるカルシウム濃度の減少、ならびに最表面近傍におけるけい素濃度の減少の要因はカルシウム成分の溶脱によるものと考えられ、これらの濃度の減少がみられた部位では摩耗が促進されていた可能性が高いといえる。

一方、測定の対象とした部位の内、開水路では深さ約5~12 mm程度の位置において硫黄濃度の上昇が確認されている。また図からは、硫黄濃度の上昇が確認されている位置はカルシウム成分の溶脱フロント付近であることが判別できる。この硫黄濃度の上昇の要因としては、炭酸化フロント付近において硫黄成分の濃縮が発生していた可能性が考えられる。炭酸化を受けたコンクリートでは、硫黄化合物が分解し移動することにより、非炭酸化領域の炭酸化領域近傍において硫黄成分の濃縮が発生することが知られている³⁸⁾。また、農業用水に長期間曝

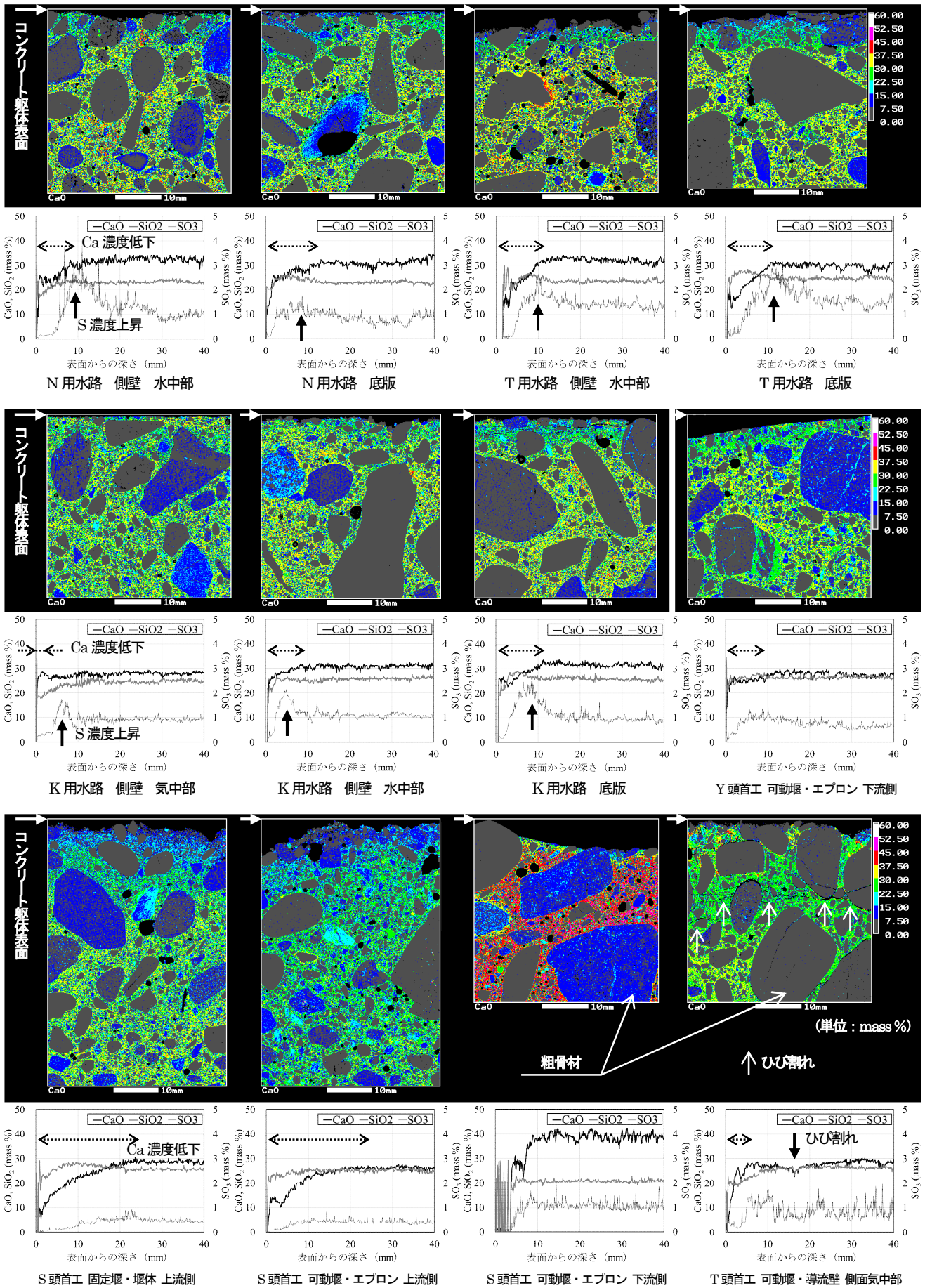


図-7 元素濃度分布の測定結果

されたコンクリートにおいても同様の現象が生じることが明らかとなっている¹⁹⁾。コンクリートの細孔内に侵入した二酸化炭素は細孔溶液中に溶解し、炭酸イオンもしくは炭酸水素イオンとなる。これらのイオンと各種セメント水和物との反応が炭酸化である³⁹⁾。本研究で対象とした開水路では、流水に曝されカルシウム成分の溶脱が発生したコンクリートを二酸化炭素が透過し、透過した二酸化炭素が溶脱フロント付近の細孔溶液中に溶解し炭酸化が発生して、炭酸化フロント付近において硫黄成分の濃縮に至ったものと考えられる。さらに、二酸化炭素は流水中にも溶解するため、二酸化炭素が溶解した流水が透過し、炭酸化に繋がった可能性も考えられる。開水路ではコンクリートは非灌漑期に大気中の二酸化炭素に曝されるのに対し、頭首工では必ずしも二酸化炭素に曝されない。加えて、頭首工では流水の流速が大きく硫黄成分の濃縮が発生し難いことも考えられる。そのため、硫黄濃度の上昇は開水路で確認され、頭首工においては明確には確認されなかったものと考えられる。

本研究で得られた元素濃度分布の測定結果からは、測定の対象とした部位においてカルシウム成分の溶脱を伴う摩耗が発生していた可能性が高いといえる。開水路では、表面近傍でカルシウム成分の溶脱が発生していた可能性が高い。概ね底板>側壁水中部>側壁気中部の順で溶脱が発生し易いといえる。この結果は、細孔径分布の測定結果とよく符合する。一方、頭首工では、表面に近いほど、水による影響を受け易い部位ほど、流水の流速が小さい部位ほど、溶脱の程度が大きい可能性が高いと

いえる。このことから、S 頭首工の固定堰・堰体の上流側および可動堰・エプロンの上流側では溶脱が発生していた可能性が高い。また、S 頭首工およびY 頭首工の可動堰・エプロンの下流側ではすりへり作用による著しい断面欠損が確認されているが(図-4)、S 頭首工の可動堰・エプロンの下流側では溶脱が発生したコンクリートが既に消失し、Y 頭首工の可動堰・エプロンの下流側では未だ残存していた可能性が高い。さらに、T 頭首工の可動堰・導流壁の側面気中部では、溶脱はひび割れに影響を受けていることが考えられる。これらの結果も、細孔径分布の測定結果、ならびに圧縮強度および静弾性係数の測定結果とよく符合している。

(2) 凍害と摩耗との関係に対する考察

本研究において得られた調査結果を比較した結果を表-5に示す。コンクリート躯体表面近傍において相対動弾性係数が低下した範囲、細孔量が増加した範囲、カルシウム濃度が減少した範囲は各々よく符合しており、凍害と摩耗は相互に影響を与え合う関係であることが考えられる。凍害と摩耗との関係について図-8に示す。

凍害は、前述のように、その初期には細孔構造の粗大化、微細ひび割れなどのマイクロな変状を生じ、スケーリング、ポップアウト、骨材の露出・剥落、あるいは表面ひび割れ、内部ひび割れ、層状ひび割れなどのマクロな変状へと進展して、弾性係数の低下を生じさせ、ひいては強度低下に至らせる。一方、摩耗は、水と接することでセメント水和物中のCHの溶出、C-S-Hの溶脱、細孔構造の粗大化などのマイクロな変状を生じ、組織が粗にな

表-5 調査結果の比較結果

工種	名称	対象部位	調査結果				
			圧縮強度・静弾性係数		相対動弾性係数	細孔径分布	元素濃度分布
			圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (kN/mm ²)	相対動弾性係数低下範囲 (mm)	細孔量増加範囲 (mm)	カルシウム濃度減少範囲 (mm)
開水路	N用水路	側壁 水中部	41.2	21.9	0 ~ 65	0 ~ 50	0 ~ 10
		底板	—	—	0 ~ 65	0 ~ 70	0 ~ 13
	T用水路	側壁 水中部	28.2	32.6	0 ~ 25	0 ~ 30	0 ~ 12
		底板	27.1	27.8	0 ~ 15	0 ~ 30	0 ~ 12
	K用水路	側壁 気中部	33.0	23.0	0 ~ 140*1	0 ~ 70	0 ~ 2
		側壁 水中部	28.0	21.3	0 ~ 140*1	0 ~ 70	0 ~ 10
		底板	28.6	24.2	0 ~ 140*1	0 ~ 70	0 ~ 12
頭首工	S頭首工	固定堰・堰体 上流側	13.3	7.8	0 ~ 140*1	0 ~ 110*2	0 ~ 25
		可動堰・エプロン 上流側	16.4	12.0	0 ~ 140*1	0 ~ 110*2	0 ~ 25
		可動堰・エプロン 下流側	24.4	18.8	0 ~ 140*1	0 ~ 110*2	0 ~ 4
	T頭首工	可動堰・導流壁 天端面	21.5	21.8	0 ~ 35	—	—
		可動堰・導流壁 側面気中部	19.0	20.0	0 ~ 95	0 ~ 90	0 ~ 7
		可動堰・導流壁 側面干満部	21.1	22.7	0 ~ 85	—	—
Y頭首工	可動堰・エプロン 下流側	25.5	18.3	0 ~ 125	0 ~ 110*2	0 ~ 10	

*1：相対動弾性係数の全ての測定範囲

*2：細孔径分布の全ての測定範囲

り強度低下に至らせる。同時に以後の耐摩耗性の低下を生じさせて、骨材の露出・剥落、モルタルの欠損といったマクロな変状へと進展させていく。

このように凍害と摩耗が進行する過程において、凍害が摩耗に与える影響としては、まず、凍結融解作用がカルシウム成分の溶脱を促進させる可能性が考えられる。凍結融解作用による細孔構造の粗大化、微細ひび割れなどのミクロな変状がカルシウム成分の溶脱によるCHの溶出、C-S-Hの溶脱、細孔構造の粗大化などに影響を与え、また、表面ひび割れ、内部ひび割れ、層状ひび割れなどのマクロな変状が水の侵入経路となることで同様の影響を与える可能性は高いといえる。緒方ら³⁷⁾は、凍結融解作用により生じたひび割れの周囲において、ひび割れを侵入経路として入ってきた水によるカルシウム成分の溶脱が発生し得ることを報告している。本研究で得られた調査結果においても、T頭首工の可動堰・導流壁の側面気中部で、ひび割れ近傍におけるカルシウム成分の溶脱が確認されている。

また、凍結融解作用がすりへり作用を促進させる可能性も考えられる。凍結融解作用によるスケーリング、ポップアウト、骨材の露出・剥落、崩壊といった外観上から判別し易い変状は元より、弾性係数の低下や強度低下といった判別し難い変状であっても、変状発生以後のすりへり作用に影響を与える可能性は高いといえる。石神ら⁴⁰⁾は、凍結融解作用を受けたモルタル試験体において、以後の耐摩耗性が低下し得ることを報告している。本研究で得られた調査結果においても、Y頭首工の可動堰・エプロンの下流側で、最表面において凍害が発生したコンクリートの消失が確認されている。

一方、摩耗が凍害に与える影響としては、カルシウム成分の溶脱が凍結融解作用を促進させる可能性が考えられる。カルシウム成分の溶脱によるCHの溶出、C-S-Hの溶脱、細孔構造の粗大化などのミクロな変状が凍結融解作用による細孔構造の粗大化、微細ひび割れなどに影響を与える可能性は高いといえる。鎌田ら⁴¹⁾は、コンクリートの耐凍害性は細孔構造に依存し、細孔径約0.04~2.0 μm 付近の細孔量が多くなる場合は耐凍害性の低下を生じることを示している。本研究で得られた調査結果においても、測定の対象とした多くの部位で、細孔径約0.01~1.0 μm 付近の細孔量の増加が確認されており、変状発生以後の耐凍害性の低下が懸念される状況にある。

凍害では、従来、アルカリシリカ反応や塩害との複合劣化が問題視されてきた^{42), 43), 9)}。凍害とアルカリシリカ反応との複合劣化では、ひび割れの発生と水分の供給に

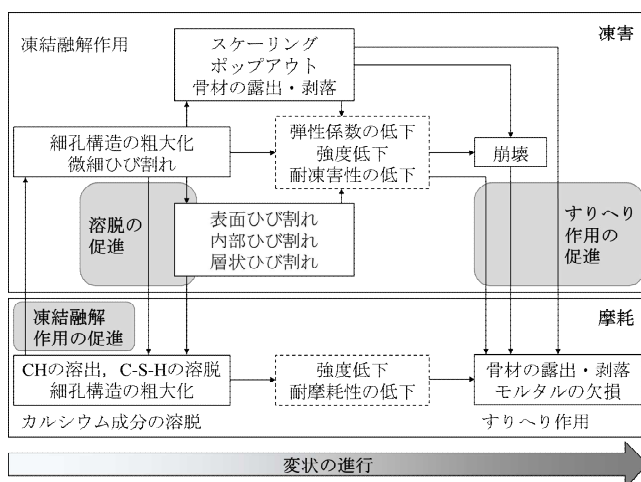


図-8 凍害と摩耗との関係

おける相乗作用が懸念され、凍害と塩害との複合劣化では、凍害が塩害に与える影響としては塩分の侵入の促進が、塩害が凍害に与える影響としては浸透圧の増加によるスケーリングの促進が取り沙汰されてきている。本研究で得られた調査結果からは、積雪寒冷地において長期間供用されたコンクリート施設では、表面近傍における凍害とカルシウム成分の溶脱を伴う摩耗とが複合的に発生する可能性があることが明らかとなった。

2.1.4 補修・補強を行うための対策工法の適用に際する留意点

積雪寒冷地において長期間供用され、凍害および摩耗が発生したコンクリート施設では、補修・補強を行うための対策工法の適用に際して、以下の点に留意する必要がある。農業水利施設の補修・補強工事に関するマニュアル【開水路補修編】(案)¹⁴⁾に示されている対策工法の内、凍害や摩耗に対して適用され得る代表的な対策工法の概要を図-9に示す。

一つは、凍害および摩耗により生じた劣化部の特定と処理である。本研究で得られた調査結果からも明らかのように、凍害および摩耗が発生したコンクリートでは、圧縮強度や相対動弾性係数といった力学的特性が表面からある一定の深さまで低下している。この劣化部が適切に特定され、処理されなければ、対策工法による補修・補強効果を持続的に得ることは難しいといえる。例えば、表面被覆工法では、表面被覆材の多くは躯体表面を介して、躯体に対して表面被覆材を付着、一体化させることによりその効果を得ようとする場合が多く、躯体表面における適切な下地処理が肝要となる。細孔量が増加した範囲、カルシウム濃度が減少した範囲を適切に処理することが望ましく、脆弱化が生じている部分を除去するこ

と、あるいは改質することが必要となる。また、パネル工法では、パネル材の多くはアンカーを介して、躯体に対してパネル材を固定させることによりその効果を得ようとする場合が多く、劣化部とその奥側に存在する健全部との境界の特定が重要である。相対動弾性係数が低下した範囲の奥側にまでアンカーを到達させ、パネル材を固定することが必要となる。さらに、断面修復工法では、健全部に対して断面修復材を一体化させることによりその効果を得ようとする場合が多く、劣化部除去、即ち相対動弾性係数が低下した範囲を適切に除去することが必要となる。これら劣化部の特定と処理が困難な場合は、劣化部を含む部材の全体や部分を除去し、コンクリートを打ち換えること（打換え工法）も検討しなければならない。

もう一つは、対策工法に対する耐凍害性および耐摩耗性の要求である。本研究で得られた調査結果からも明らかのように、積雪寒冷地におけるコンクリート施設の多くは著しい劣化環境下に置かれている。そのため、新たに適用される対策工法に対しても、この劣化環境に耐え得るより高度な性能を要求していくことが必要となる。例えば、表面被覆工法や断面修復工法では、表面被覆材、断面修復材の耐凍害性および耐摩耗性の評価において、付着性を判定指標とした凍結融解試験⁴⁴⁾、あるいは耐摩耗性を判定指標とした凍結融解試験⁴⁰⁾を行い、凍結融解作用を受けた後の付着性、あるいは耐摩耗性を要求していくことも重要であると考えられる。

2.1.5 課題

本研究では、北海道内に位置する複数の開水路および頭首工を構成するコンクリートにおいて、主に水に曝される部位を対象とした劣化状態の詳細調査を行った。その結果、積雪寒冷地において長期間供用されたコンクリート施設では、圧縮強度や相対動弾性係数などの力学的特性の低下を伴う著しい劣化を生じる場合があること、また、表面近傍における凍害とカルシウム成分の溶脱を伴う摩耗とが複合的に発生する可能性があることが明らかとなった。今後は、積雪寒冷地において種々の劣化環境下に供用されているコンクリート施設における調査結果の蓄積とその分析を継続的に行うとともに、凍害と摩耗とが複合的に発生した場合の劣化予測手法、ならびに補修・補強を行うための対策工法の性能照査手法などを確立するべく、さらなる検討を加える予定である。

2.2 鋼矢板排水路における腐食診断^{45), 46), 47), 48), 49)}

2.2.1 目的

積雪寒冷地であり、かつ、泥炭土、火山灰土、重粘土

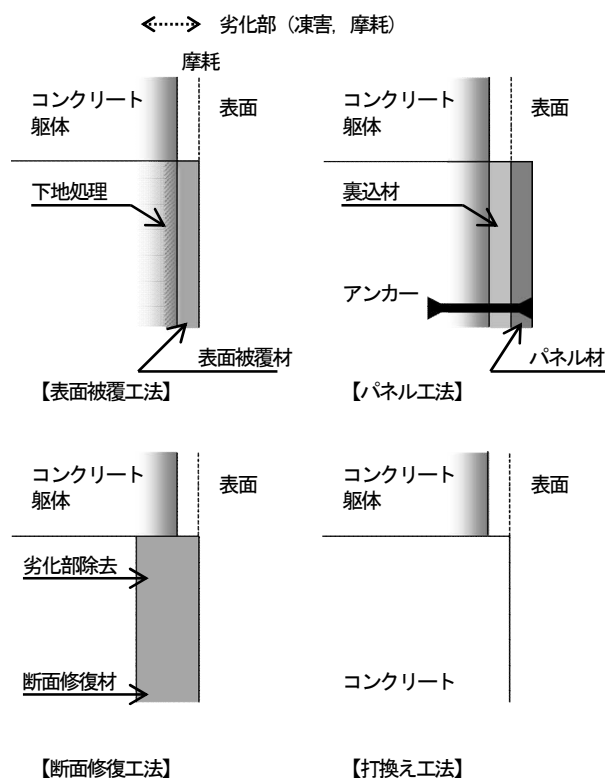


図-9 補修・補強を行うための代表的な対策工法の概要

などの特殊土壌が広く分布する北海道では、排水改良は極めて重要な農業生産基盤整備の一つである⁵⁰⁾。北海道における排水改良を担う明渠排水路は、連節ブロックや積ブロック、コンクリート柵渠など、様々な部材により構成されている。その中で鋼矢板は、特に軟弱地盤、泥炭地盤に造成される排水路の構成部材として適用されてきている^{51), 52), 53)}。鋼矢板排水路の延長は、北海道内の国営事業により造成された排水路だけでも約 100km に及ぶ。

近年、排水路を構成する鋼矢板の腐食が全国的に問題となっている。例えば、新潟県内の低平排水不良地域に敷設された鋼矢板では、水位変動域である干満帯付近における局所的な腐食の進行が確認されている^{54), 55), 56)}。一方、積雪寒冷地である北海道内に敷設された鋼矢板では、腐食が進行して倒壊に至る場合もあり、周辺地盤の陥没など、社会的安全性に影響を及ぼす事例も散見されている(図-10)。排水改良において重要な役割を担い、かつ、長延長を有する鋼矢板排水路において、鋼矢板の腐食と排水路としての性能低下を如何に診断し評価していくのが喫緊の課題となっている。

本研究では、北海道内に造成された鋼矢板排水路を対象とした、鋼矢板の腐食・倒壊の発生要因、ならびに排水路の性能低下要因の究明のための検討を行っている。



図-10 北海道内における農業用排水路を構成する鋼矢板の腐食

ここでは、鋼矢板の腐食診断結果の事例を示し、鋼矢板排水路の構造性能の低下機構について考察するとともに、性能低下の特徴と機能保全における今後の課題について整理する。

2.2.2 鋼矢板の腐食診断

(1) 腐食の現況と診断方法の選定

診断対象とした鋼矢板排水路は、北海道空知地方に位置するA～N排水路（14路線、42測点）である。排水路の多くは泥炭性軟弱地盤に造成されており、また、積雪量も比較的多い地域に位置している。排水路を構成する鋼矢板の種別は、一部の普通鋼矢板（C排水路1測点（板厚10.5mm）、G排水路2測点（同8.0mm）、J排水路2測点（同8.0mm）、L排水路2測点（同10.5mm）、N排水路2測点（同8.0mm））を除き、ほぼ全て軽量鋼矢板（同5.0mm）である。いずれの排水路においても、供用後17～36年が経過しており、腐食は総じて著しい状況にある（図-11）。

鋼矢板の腐食の代表的な現況を図-12に示す。鋼矢板の表面側では、腐食は干満帯付近の中でも最多頻度水位近傍において特に著しく、直上の気中部、即ち干満帯上部において開孔し、断面欠損へと進展している場合が多い。一方、直下の水中部、即ち干満帯下部においても、腐食・断面欠損が進展している場合も見受けられる。また背面側では、開孔して排水が流入している場合は表面側と同様に腐食が進展し、断面欠損が拡大する傾向にある。また、倒壊に至った鋼矢板では、そのほぼ全てにおいて断面欠損が確認されている。次に、鋼矢板の切断面の拡大写真を図-13に示す。開孔していない普通鋼矢板では腐食は表面側にのみ発生しているのに対し、開孔した軽量鋼矢板では腐食は表面側に加え背面側にも発生している。

これら腐食の現況から、その発生要因は排水路内を流下する排水にあると考え、腐食状況の定量化を行うとともに、排水について水質に関する各種計測を行った。本診断では、測点毎に、気中部、干満帯上部、干満帯下部

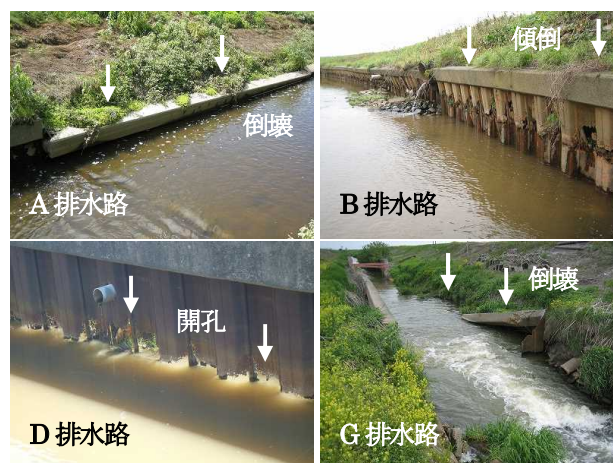
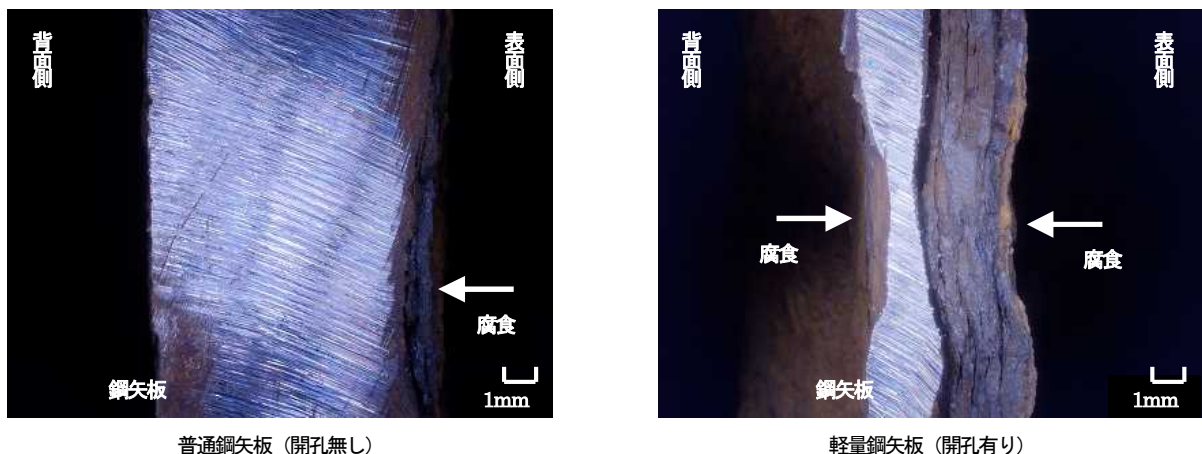


図-11 診断対象とした排水路の鋼矢板の現況



図-12 鋼矢板の腐食の代表的な現況

の3部位において残存する板厚の計測を行い、敷設当初の板厚（設計板厚+腐食代）から各計測値を差し引いた値を腐食量（mm）として求めた。板厚の計測は、鋼矢



普通鋼矢板（開孔無し）

軽量鋼矢板（開孔有り）

図-13 鋼矢板の切断面の拡大写真

板の表層の錆を除去した後、超音波厚さ計を用いて行った。また、水質に関する計測では、灌漑期間中、腐食位置に水位が最も近づく夏期において、腐食に影響を及ぼすと予想される溶存酸素濃度、pH、導電率、塩化物イオン濃度の計測を行った。

(2) 診断結果および考察

腐食量の測定結果を図-14 に示す。図中では、測点を経過年数順に並べるとともに、測点毎の敷設当初の板厚を淡灰色に着色して示している。なお、各測点において該当する部位が存在しない場合はその結果を記していない。いずれの部位においても、腐食量は、経過年数が長くなるほど、増加する傾向にあった。一方で、H排水路の4測点など、局所的に増加している測点もあることが分かった。また、腐食量は概ね干満帯上部>干満帯下部>気中部の順で大きく、干満帯上部の多くでは敷設当初の板厚に到達（貫通）していた。

経過年数と腐食量との関係を図-15 に示す。部位毎に示される近似式の傾きは、それぞれ部位毎の腐食速度（1年当たりの腐食量：mm/y）を表している。腐食速度は干満帯上部>干満帯下部>気中部の順で大きく、また、ばらつきも大きいことが分かった。このことから、経過年数以外の要因に影響を受けていることが推察される。さらに、通常は排水に曝されている干満帯下部においても、腐食速度は干満帯上部に準ずる程度に大きいこと、また、普通鋼矢板に比べ、軽量鋼矢板の腐食速度は大きくなる傾向にあることが分かった。

排水の溶存酸素濃度と腐食速度との関係を図-16 に示す。溶存酸素濃度は総じて高く、ほぼ飽和状態にあった。また、濃度が高くなるほど、腐食速度も大きくなる傾向が見て取れた。一方、pHは6.95~7.92、導電率は11.18~13.57（mS/m）、塩化物イオン濃度は5.94~11.01（mg/L）となり、pHが低いほど、導電率が高いほど、

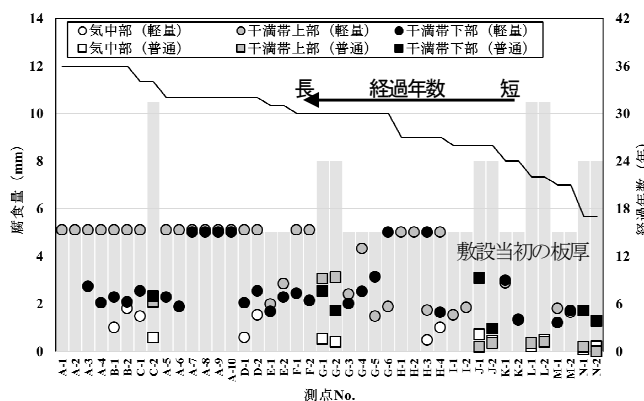


図-14 腐食量の測定結果

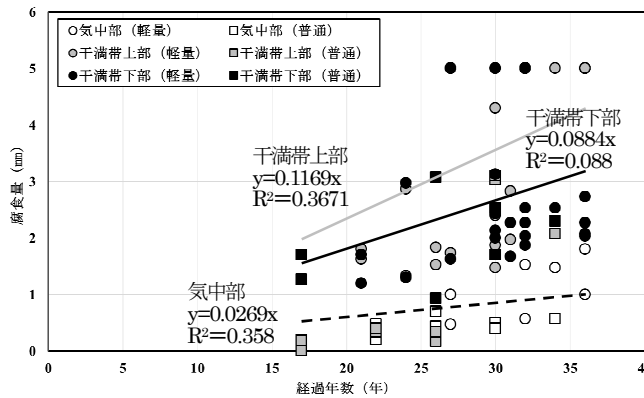


図-15 経過年数と腐食量との関係

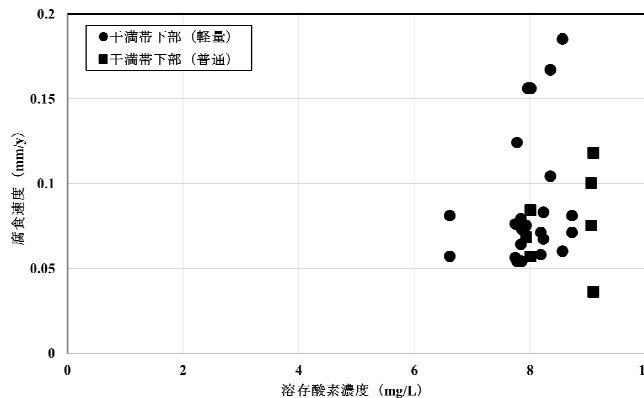


図-16 排水の溶存酸素濃度と腐食速度との関係

塩化物イオン濃度が高いほど、腐食速度は大きくなる傾向が見られたが、いずれも腐食が進みやすい範囲には推移しなかった。このことから、水質に関しては溶存酸素濃度の影響が最も大きいと考えられる。

2.2.3 鋼矢板排水路の性能低下特性

(1) 鋼矢板排水路の構造性能の低下機構

鋼矢板の腐食の現況および診断結果から、鋼矢板排水路の構造性能の低下機構は以下の通りであると推察される(図-17)。まず、①鋼矢板の表面側では、気中部や干満帯上部において、水および酸素の供給による湿食が発生する(大気中の腐食)。流下する排水中には多量の溶存酸素が含まれるため、この湿食は干満帯下部や水中部においても発生する(淡水中の腐食)。また同時に、干満帯上部をカソード部(+極)、干満帯下部をアノード部(-極)とするマクロセル腐食電池が形成され(局所的な腐食)、②干満帯上部および干満帯下部においてそれぞれ腐食が進み、浮き錆へと進展する。また、③残存する板厚が小さくなった際に荷重が作用した場合は、鋼矢板は破断し、割れや湧水といった変状を生じるようになる。その後、④干満帯上部および干満帯下部ではさらに湿食が進み、開孔・断面欠損へと進展する。開孔・断面欠損を生じた箇所では排水が背面側にも流入するため、背面側からの腐食も発生する。実際には、これらの過程に、気中部における乾湿繰返し、水中部におけるエロージョン(摩耗)、表面の付着物に起因する通気差腐食などが複合的に作用しているものと推測される。⑤開孔・断面欠損が拡大した箇所では、背面土が吸い出され、また、構造的安定性が失われて、荷重が作用した際に⑥傾倒・倒壊に至るものと考えられる⁵⁷⁾。

積雪寒冷地に特有の泥炭地盤に造成された排水路では、泥炭土の圧密、圧縮、分解などにより、鋼矢板の背面側が露出している事例がよく見受けられる。主に鋼矢板の表面側で発生・進展する腐食・断面欠損は、背面側が露出して水および酸素の供給を受け、背面側からの腐食が発生・進展することにより加速される。また、積雪寒冷地に特有の荷重には積雪、雪庇、凍上などが挙げられ、断面欠損が拡大した鋼矢板に対して、傾倒・倒壊を発生させる直接的な要因になっていることが考えられる(図-17破線部分、図-18)。

(2) 性能低下の特徴と機能保全における課題

積雪寒冷地において鋼矢板の腐食が発生した排水路では、その特有の要因により、構造性能は著しく低下する傾向にある。また、傾倒・倒壊が発生した排水路では、周辺地盤の陥没により歩行者や車両の通行が妨げられる

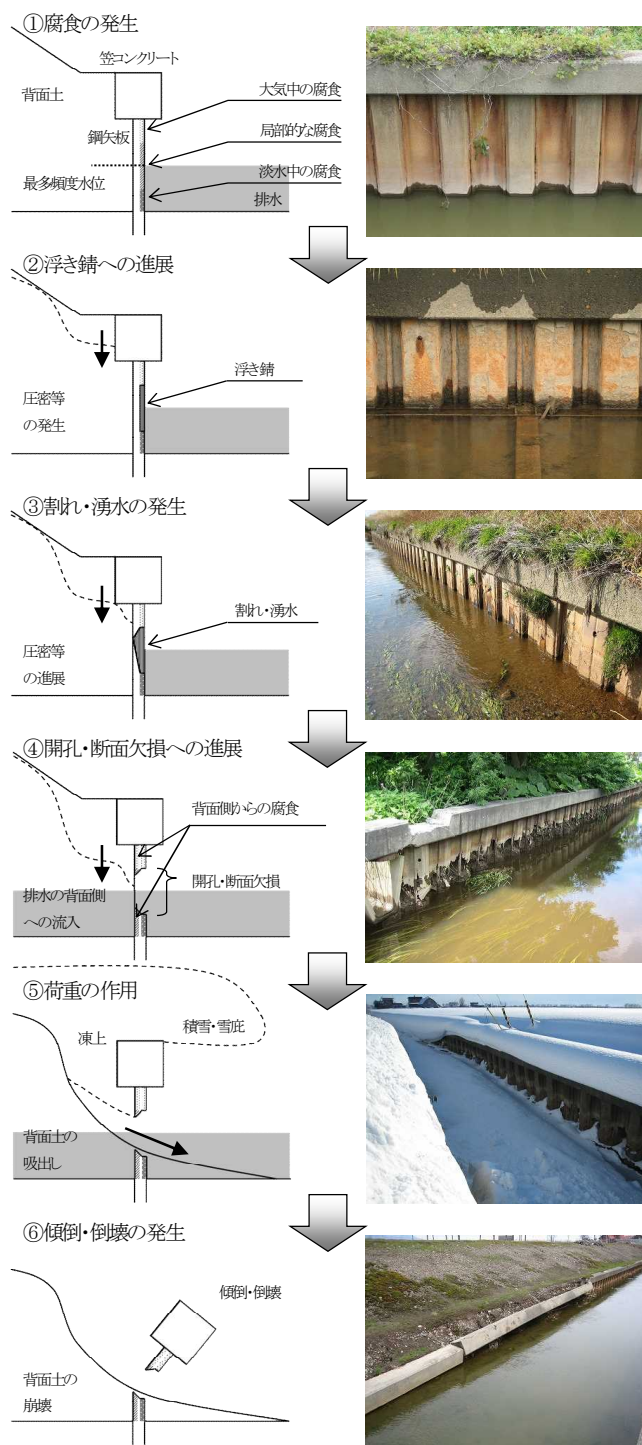


図-17 鋼矢板排水路の構造性能の低下機構



図-18 積雪寒冷地に特有の性能低下要因

など、社会的安定性能も低下する場合がある。一方、傾倒・倒壊は積雪などの荷重の作用により最多頻度水位近傍にある腐食位置を基点に発生するため、背面土圧による曲げモーメントが卓越する位置にまで影響を及ぼすことは少なく、排水路の通水断面の阻害に至るまでの背面土の崩壊はほとんど見られない。このため、通水性や排水性といった水理性能は必ずしも低下していない場合が多い。

これら性能低下の特徴を踏まえ、積雪寒冷地に造成された鋼矢板排水路での機能保全における課題を二つ示す。一つは、補修、補強、改築時において構成部材に要求される性能の明確化である。現在、全国各地で排水路を構成する鋼矢板の補修、補強が行われており、今後、補修・補強材料に要求される性能の明確化（品質規格化）が期待される。一方、積雪寒冷地では倒壊に至る場合も少なくはなく、改築を想定した構成部材の性能の向上も必要である。そのためには、供用後の鋼矢板の腐食状況の定量化と、腐食に影響を及ぼす環境要因の精査が必要不可欠となる。もう一つは、構造性能と水理性能の関係性の解明である。用水路では、構造性能が水理性能や水利用性能を下支える性能であり、構造性能の低下は水理性能、水利用性能の低下に直結する場合が多い。一方、排水路では構造性能の低下が直ちに水理性能の低下を招くとは限らない。構造性能の低下がどの構成部材の劣化に起因するもので、どのような機構で水理性能の低下に結び付くのかを見極めていく必要がある。

2.2.4 課題

ここでは、北海道内に造成された鋼矢板排水路を対象とした鋼矢板の腐食診断結果の事例を示し、鋼矢板排水路の構造性能の低下機構について考察するとともに、その性能低下の特徴と機能保全における今後の課題を整理した。鋼矢板の腐食診断結果からは、腐食速度は、干満帯上部>干満帯下部>気中部の順で大きく、また、経過年数以外の要因に影響を受けることが推察された。さらに、鋼矢板排水路の構造性能の低下機構の考察では、積雪寒冷地に特有の性能低下要因を示し、それらが鋼矢板の腐食・断面欠損を加速させること、また、傾倒・倒壊を発生させる直接的な要因になっていることを示した。今後は、鋼矢板の腐食状況の定量化を進めるとともに、腐食に影響を及ぼす環境要因の精査を行い、また、鋼矢板排水路の構造性能と水理性能の関係性の解明などについて検討を加える予定である。

3. 非破壊および微破壊調査手法による複合劣化診断技

術の開発

3.1 寒冷地の劣化特性に対応したコンクリート施設機能診断手法^{8),58)}

3.1.1 目的

土地改良長期計画では、老朽化が進行する農業水利施設の機能を将来にわたって安定的に発揮させるため、施設の長寿命化とライフサイクルコストの低減を図る戦略的な保全管理が求められている²⁾。寒冷地に位置する施設においてこのような保全管理を行うためには、コンクリートの凍害劣化に着目する必要がある。凍害劣化を生じたコンクリート施設では、躯体内部に発生する層状ひび割れなどによりその健全性が著しく損なわれることが明らかになっており^{10),12)}、それら劣化状態を踏まえた保全管理技術を構築する必要がある。農業農村整備に関する技術開発計画では、地域特性に応じた技術開発の必要性が示されている⁵⁹⁾。

農業水利施設の保全管理では、適時・適切な機能診断を実施することが肝要となる。この機能診断では、「農業水利施設の機能保全の手引き」⁶⁰⁾に基づく機能診断調査が行われており、以後の劣化予測や対策工法の検討に必要な情報を得るための、施設の性能低下状態やその要因に対する定量的な調査が行われている。その中で鉄筋コンクリート開水路の施設状態評価では、反発強度法、即ちリバウンドハンマ法による圧縮強度の調査が実施されている。リバウンドハンマ法は、JISにも規定される汎用化された調査手法であるが、コンクリート表面における反発度から強度を推定する手法であるため、この反発度に影響を及ぼす含水率、材齢、劣化状態などに対して補正を行わなければならない⁶¹⁾。しかし、この補正には影響要因毎の強度推定式が必要となり、結果、層状ひび割れなどの内部変状が存在する場合の強度を的確に捉えられない可能性がある。そのため、これら寒冷地の劣化特性に対応した、施設状態を定量的に調査し評価することができる機能診断技術の構築が必要となる。

本研究では、これまでに、北海道内の複数のコンクリート開水路において、コア採取を含む詳細調査を行い、寒冷地における劣化特性について整理・分析するとともに、開水路の凍害診断技術、ならびに維持管理技術の開発を進めてきている。ここでは、寒冷地の劣化特性に対応した機能診断手法の必要性について述べるとともに、非破壊調査手法である超音波法、機械インピーダンス法の適用性について考察する。

3.1.2 寒冷地の劣化特性に対応した機能診断手法の必要性

本研究では、これまでに、北海道内（空知、石狩、後志、日高、檜山、上川、留萌、十勝の各地方）に位置するコンクリート開水路延べ36路線の446測点において、採取したコア試験体における試験を含む劣化状態の詳細調査を行っている。調査対象とした開水路は、最も古い水路は昭和30年代、新しい水路は平成20年代に建設されており、調査時における供用期間は2～56年である。水路型式は、1路線の5測点を除き、ほぼ全て鉄筋コンクリート開水路である。

開水路に発生した凍害劣化による代表的な変状を図-19に示す。凍害劣化は、その初期には微細ひび割れを発生し、スケーリング、骨材の露出・剥落、あるいは内部ひび割れ、層状ひび割れへと進展して、弾性係数の低下を生じさせ、ひいては強度低下に至らせる。最終的には躯体の断面欠損や鉄筋の露出・腐食へと進展し、構造体としての耐荷力や剛性を低下させる。

圧縮強度および静弾性係数の測定結果を図-20に示す。圧縮強度および静弾性係数は、JIS A 1107（コンクリートからのコアの採取方法及び圧縮強度試験方法）およびJIS A 1149（コンクリートの静弾性係数試験方法）に準拠して測定した。測点数は、全446測点の内、両試験を実施した77測点である。なお、図中では、供用期間が20年未満の水路の測定値を白丸、20年以上40年未満の水路の測定値を灰丸、40年以上の水路の測定値を黒丸で示している。また、図中の黒色の実線は、土木学会「コンクリート標準示方書〔設計編〕」²⁰⁾および日本道路協会「道路橋示方書・同解説」²⁴⁾に示される圧縮強度による静弾性係数の設計値である。さらに、淡灰色の着色範囲は、後者の文献に示されているコンクリートの最低設計基準強度を下回る範囲を明示したものである。圧縮強度、静弾性係数ともに建設当初の測定値は不明であるが、供用期間が20年未満の水路では、圧縮強度、静弾性係数ともに測定値は概ね設計値と同程度であるのに対し、20年以上の水路では、圧縮強度は設計基準強度を満たすものの、静弾性係数の測定値は多くの水路で設計値を下回っていることが分かる。このことは、強度低下の段階にまでは至っていないものの、その兆候として弾性係数の低下を生じている水路が数多く存在することを示している。そのため、凍害劣化を生じた開水路に対しては、強度低下だけでなく、弾性係数の低下を捉えられる機能診断手法の適用が必要であると考えられる。

3.1.3 超音波法、機械インピーダンス法の適用性

寒冷地に位置する開水路における凍害劣化の発生形態、ならびに内部変状の発生により生じる弾性係数の低下の



図-19 開水路に発生した凍害劣化による代表的な変状

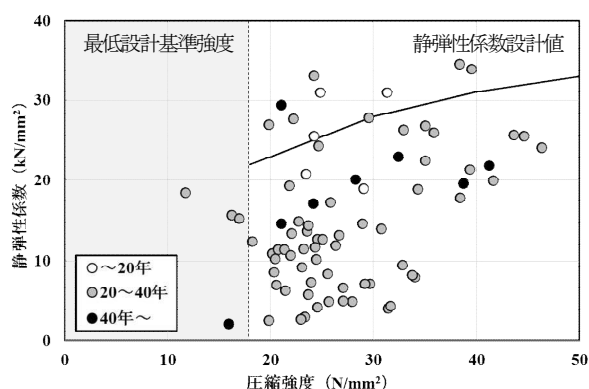


図-20 圧縮強度および静弾性係数の測定結果

実態を踏まえ、これら寒冷地の劣化特性に対応させることが期待できる機能診断手法として、非破壊調査手法である超音波法、機械インピーダンス法の適用性を検証した。

(1) 機能診断手法および適用性検証方法の概要

超音波法は、20kHz以上の超音波域の周波数帯を使用し、発振子から接触媒質を介してコンクリート中に発射された弾性波を受振子で測定する手法である。一般に、劣化したコンクリートにおける超音波の伝播速度は健全なコンクリートの伝播速度に比べ小さくなるため、この速度の差異からコンクリートの品質の差異を調べることができる⁶²⁾。コンクリートの超音波伝播速度は、弾性係数、密度、ポアソン比により定まるため⁶¹⁾、本法により超音波伝播速度を測定することで、弾性係数を精度よく調査することが期待できる。

機械インピーダンス法は、図-21に示す加速度計が内蔵されたハンマでコンクリート表面を打撃し、得られた打撃力波形から打撃対象物の機械インピーダンスを測定して、コンクリートの表面近傍の強度を推定する手法である⁶³⁾。本法で得られる打撃力波形を図-22に示す。機

械インピーダンス Z_R は、打撃力の最大値 F_{max} およびハンマが反発を受ける際の速度 V_R から式 (3) により算出され、推定強度 STR は、 Z_R から式 (4) により算出される⁶⁴⁾。一方、 F_{max} は、フックの法則より、コンクリートの弾性係数と変位量の最大値により定まるため、本法により推定強度を測定することで、弾性係数の変化を捉えることが期待できる。

$$Z_R = F_{max} / V_R^{1.2} \dots\dots\dots (3)$$

$$STR = a \times Z_R^3 \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 a は較正值 (12.73) である。

本検証では、上述の圧縮強度および静弾性係数に加え、超音波法により部材厚方向の超音波伝播速度を測定し、さらに、リバウンドハンマ法および機械インピーダンス法によりそれぞれ推定強度を測定して、それらの関係を調べた。

(2) 適用性検証結果および考察

超音波伝播速度と静弾性係数との関係を図-23 に示す。超音波伝播速度は、透過法により、部材厚の方向において測定した。測点数は、上述の圧縮強度および静弾性係数を測定した 77 測点である。なお、超音波伝播速度と弾性係数との関係は二次式により表わすことができるため⁶⁵⁾、図中では二次多項式による近似曲線を併記している。超音波伝播速度は、元より弾性係数などにより理論的に定まるものであるが、本検証において得られた結果からも、一定の相関性が認められた。このことから、弾性係数の調査における超音波法の有用性が確認された。

リバウンドハンマ法による推定強度と超音波伝播速度との関係を図-24 に、機械インピーダンス法による推定強度と超音波伝播速度との関係を図-25 に示す。リバウンドハンマ法による推定強度は、JISA 1155 (コンクリートの反発度の測定方法) に準拠して測定した。一方、機械インピーダンス法による推定強度は、1 測点当たり 30



図-21 機械インピーダンス法による測定状況⁶⁴⁾

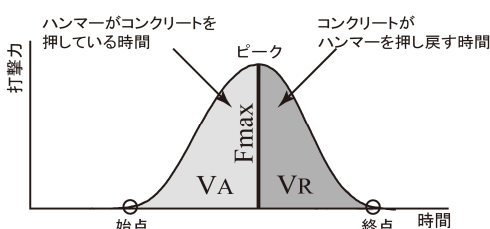


図-22 機械インピーダンス法による打撃力波形⁶⁴⁾

回の打撃を行い測定した。測点数は、超音波伝播速度を測定した測点の内、両法をともに適用した 143 測点である。リバウンドハンマ法による推定強度と超音波伝播速

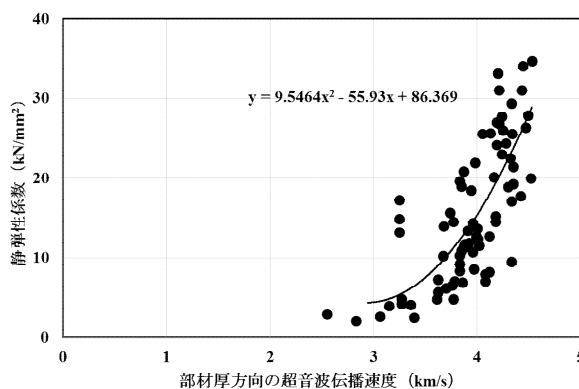


図-23 超音波伝播速度と静弾性係数との関係

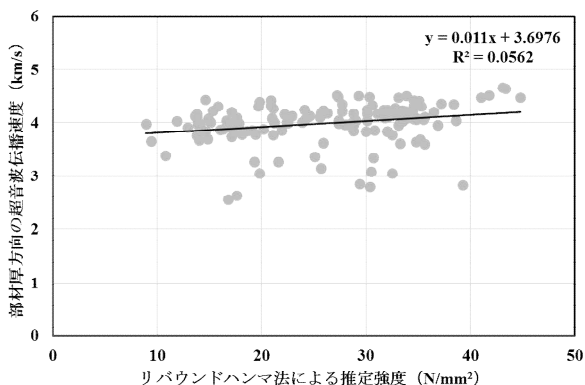


図-24 リバウンドハンマ法による推定強度と超音波伝播速度との関係

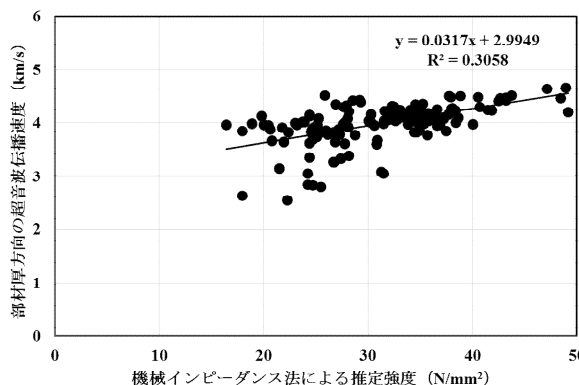


図-25 機械インピーダンス法による推定強度と超音波伝播速度との関係

度との関係からは、正の関係が認められたが、その相関性は低いことが分かった。一方、機械インピーダンス法による推定強度と超音波伝播速度との関係からは、正の関係が認められることに加え、相応の相関性があることが分かった。リバウンドハンマ法は、コンクリート表面における反発度から強度を推定する手法であるため、その推定強度は、表面の劣化状態の影響を多大に受けるものの、内部の劣化状態の影響は受け難いことが予想される。一方、機械インピーダンス法は、コンクリートの弾性係数により強度を推定する手法であり、推定強度は、表面の劣化状態だけでなく、内部の劣化状態の影響も反映しているものと考えられる。このことから、寒冷地における機能診断手法としてのリバウンドハンマ法の問題点、ならびに機械インピーダンス法の有用性が示された。

圧縮強度とリバウンドハンマ法および機械インピーダンス法による推定強度との関係を図-26 に示す。測点数は、リバウンドハンマ法では 59 測点、機械インピーダンス法では 58 測点である。なお、図中では、リバウンドハンマ法における測定値を灰丸、機械インピーダンス法における測定値を黒丸で示している。また、±0%、±15%、±30%の誤差範囲を、それぞれ黒色の実線、灰色の破線、黒色の破線で併記している。リバウンドハンマ法では、±15%の範囲には測点の約 3 割、±30%の範囲には測点の約 5 割の測定値が入るのに対し、機械インピーダンス法では、±15%の範囲には測点の約 5 割、±30%の範囲には測点の約 6 割の測定値が入る。この結果からも、機械インピーダンス法による推定強度は、リバウンドハンマ法による推定強度に比べ、内部の劣化状態の影響をより反映していることが推測される。このことから、機能診断手法としての機械インピーダンス法の有用性が確認され、また、リバウンドハンマ法からの代替の可能性が示された。

3.1.4 課題

ここでは、寒冷地の劣化特性に対応したコンクリート施設の機能診断手法の必要性について述べるとともに、非破壊調査手法である超音波法、機械インピーダンス法の機能診断手法としての適用性について考察した。寒冷地に位置するコンクリート開水路のように、圧縮強度や弾性係数などの強度特性が健全に保持されない環境下にある施設では、その機能診断において施設状態を如何に定量的に調査し評価していくのが重要となる。今後は、より精度よく調査・評価することができる機能診断技術の開発・適用が期待される。

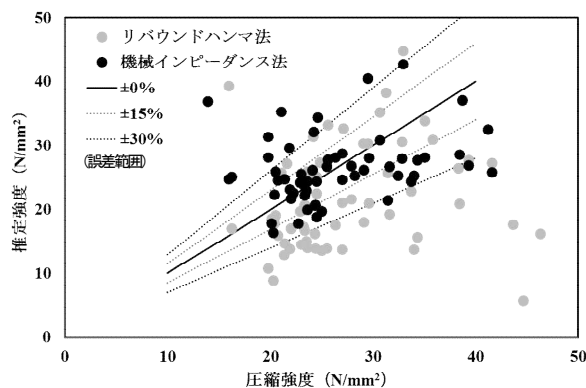


図-26 圧縮強度と推定強度との関係

3.2 アンカー引抜試験によるコンクリート開水路側壁の凍害劣化診断手法^{63),67)}

3.2.1 目的

凍害劣化が生じているコンクリート構造物の診断手法としては、非破壊試験として超音波法や共鳴振動法などがあり、局部破壊試験として改良プルオブ試験などがある。ただし、これらの手法では、表層近傍のコンクリートの劣化状況は評価できるものの、コンクリート内部の深さ方向の劣化程度を評価することは難しい。そこで本研究では、任意の深さ位置の劣化程度を評価するための手法として、芯棒打込み式金属拡張アンカーを用いたアンカー引抜試験によるコンクリート構造物の凍害劣化診断に関する研究に取り組んでいる⁶⁸⁾。

ここでは、異なる 6 箇所の RC 現場打ちフリーームの側壁でアンカー引抜試験を実施し、最大引抜荷重と超音波伝播速度の関係について考察を加える。

3.2.2 アンカー引抜試験の概要

アンカー引抜試験には、接着・付着力引張試験器(サンコーテクノ社製テクノテスター-RT3000LDII 型)を用いた。この試験器では、最大荷重 30kN、最大変位量 10mm (分解能 0.01mm) までの測定を行うことができる。また、試験に用いるアンカーは、全長 100mm、アンカー本体直径 8mm の芯棒打込み式金属拡張アン

表-6 アンカー引抜試験の概要

水路名称	I 水路	II 水路	III 水路	IV 水路	V 水路	VI 水路
測定深さ(cm)	2, 4, 5, 8	2, 4, 6, 8	2, 4, 6, 8	2, 4, 6, 8	2, 4, 6, 8	2, 4, 6, 8
測定箇所数	3	3	1	1	1	1
番号	No. 1-1 ~1-3	No. 2-1 ~2-3	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6

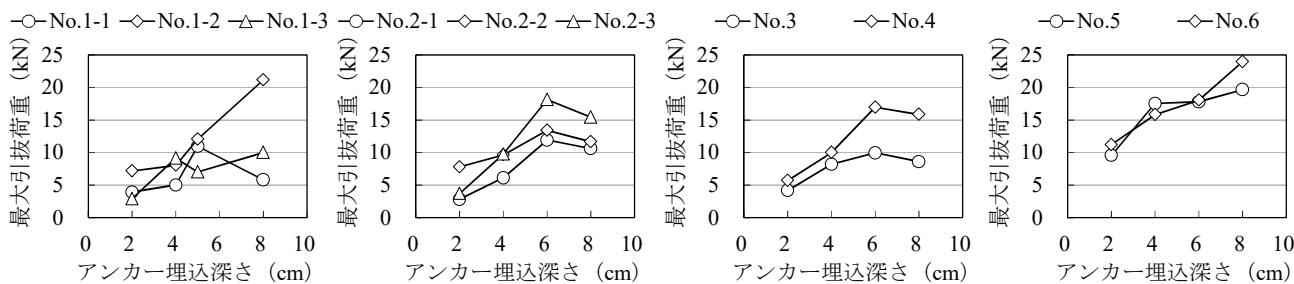


図-27 各埋込深さの最大引抜荷重

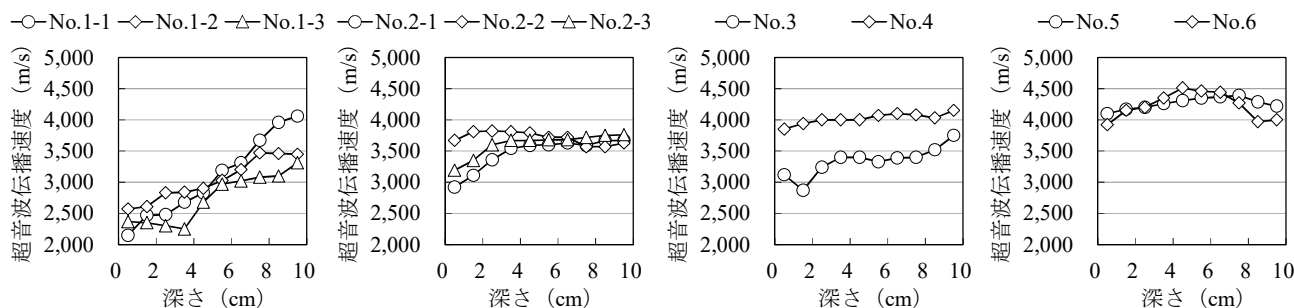


図-28 コアの深さ方向の超音波伝播速度（上下方向）

カー（サンコーテクノ社製 SY-810K 型）である。アンカーの埋込深さの調整は、1cm 刻みの専用の長さ調整具を用いて行い、この長さ調整具を用いることで任意の深さ位置での試験が可能である。

3.2.3 現地試験の概要

現地試験を実施した既設の RC 現場打ちフリームの側壁は 6 箇所であり、I 水路（北海道美唄市）、II 水路（岩手県奥州市）、III 水路・IV 水路（北海道美唄市、I 水路とは異なる）、III・IV 水路は同じ幹線であるがバレルが異なる）、V 水路（北海道岩内郡）、VI 水路（北海道瀬棚郡）である。

アンカー引抜試験におけるアンカー埋込深さ（測定深さ）、測定箇所数および番号は表-6 に示す通りである。また、各測定箇所の近傍から $\phi 10\text{cm}$ のコアをそれぞれ 1 本採取し、採取したコアに対しては、表面から深さ方向のコア横断面における超音波伝播速度を側壁における水平方向と上下方向の 2 方向で測定した。

3.2.4 最大引抜荷重と超音波伝播速度との関係

アンカー引抜試験における各埋込深さの最大引抜荷重を図-27 に示し、コアの深さ方向の超音波伝播速度（上下方向）を図-28 に示す。また、測定深さが対応する位置の最大引抜荷重と上下方向の超音波伝播速度の関係を図-29 に示す。ただし、8cm 深さは、アンカーの拡張部にすべりが生じている可能性があることから除外している。図からは、アンカー埋込深さ 6cm までの範囲において、超音波伝播速度と最大引抜荷重の間には正の線形

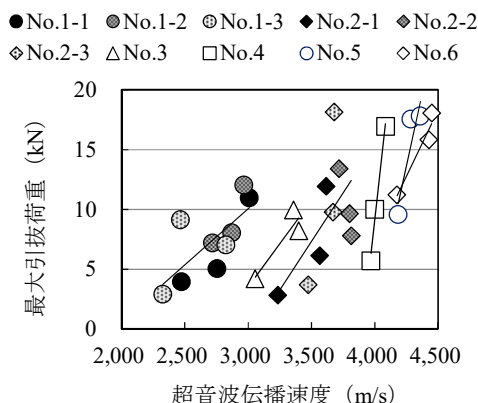


図-29 測定深さが対応する位置の最大引抜荷重と超音波伝播速度の関係

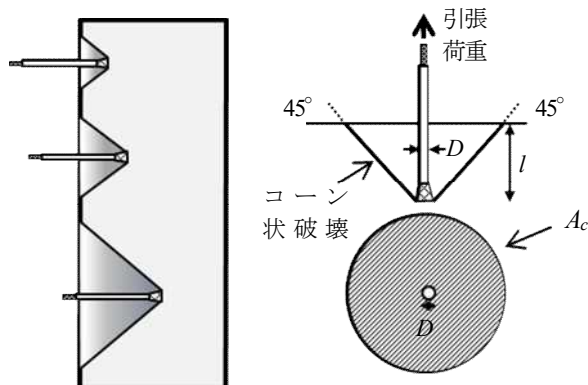


図-30 金属拡張アンカーのコーン状破壊における有効水平投影面積

関係があることが示唆されるが、関係式は水路によりそれぞれ異なることがわかる。これは、各水路における凍害劣化の状態（コンクリート組織の緩みやひび割れの発生状態）および程度が異なることが影響していると考えられる。

アンカー引抜試験における破壊形態が図-30 に示すようなコンクリート躯体のコーン状破壊である場合、金属拡張アンカーの許容引張荷重は、式 (5) で求められる⁶⁹⁾。

$$P_{a2} = \phi_2 \times \alpha_c \times c_{\sigma t} \times A_c \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 P_{a2} ：コーン状破壊の許容引張力 (N)、 ϕ_2 ：低減係数（長期荷重用：1/3、短期荷重用：2/3）、 α_c ：施工のばらつきを考慮した低減係数 (0.75)、 $c_{\sigma t}$ ：コーン状破壊に対するコンクリートの割裂強度 (N/mm²) ($c_{\sigma t} = 0.31\sqrt{F_c}$)、 F_c ：コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)、 A_c ：コーン状破壊面の有効水平投影面積 (mm²)、である。 A_c は式 (6) で求められる。

$$A_c = \pi \cdot l_{ce} (l_{ce} + D) \dots\dots\dots (6)$$

($l < 4D$ の場合は $l_{ce} = l$ 、 $l \geq 4D$ の場合は $l_{ce} = 4l$)
ここに、 l_{ce} ：アンカーボルトの強度算定用埋込み深さ (mm)、 l ：アンカーボルトの埋込み長さ (mm)、 D ：アンカーボルト軸部の直径 (mm)、である。

この式からコンクリートの割裂強度は、引張力（ここでは最大引抜荷重）をコーン状破壊面の有効水平投影面積で除することで求められ、アンカー引抜試験の各測定深さにおける有効水平投影面積が最大引抜荷重の測定値に影響を及ぼしていることがわかる。つまり、最大引抜荷重に影響を及ぼすのは、アンカー拡張部の局所的なコンクリートの状態だけでなく、表面からアンカー拡張部までの範囲のコンクリートの状態の2要素であり、前者がアンカー埋込位置における超音波伝播速度であるならば、後者は表面からアンカー埋込深さの範囲における超音波伝播速度の積算値ということになる。

そこで、図-28 に示した超音波伝播速度を二次多項式で近似し、表面からの各アンカー埋込深さの範囲における超音波伝播速度の積算値を求め、この積算超音波伝播速度と最大引抜荷重の関係を考察することにした。両者の関係を図-31 に示す。また、関係式を式 (7) に示す。

$$P_{\max \cdot x} = 0.065 V_{a \cdot x} + 1.3452 (R^2 = 0.75) \dots\dots (7)$$

ここに、 $P_{\max \cdot x}$ ：アンカー埋込深さ x m における最大引抜荷重 (kN)、 $V_{a \cdot x}$ ：表面から x m までの積算超音波伝播速度 (m²/s)、である。

各水路における凍害劣化の状態は異なるにも関わらず、最大引抜荷重は表面からのアンカー埋込深さの範囲にお

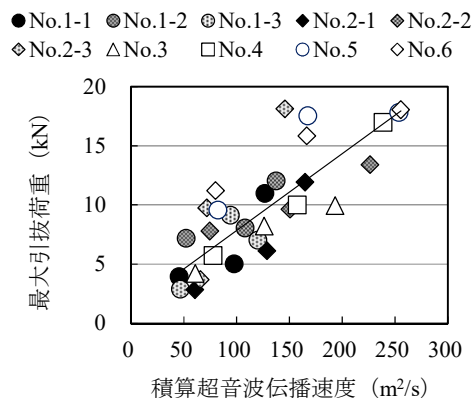


図-31 測定深さが対応する位置の最大引抜荷重と積算超音波伝播速度の関係

ける超音波伝播速度の積算値と線形の関係にあることがわかる。

3.2.5 課題

ここでは、異なる6箇所のRC現場打ちフリームの側壁でアンカー引抜試験を実施し、各アンカー埋込位置における最大引抜荷重と超音波伝播速度の関係について考察を加え、最大引抜荷重と積算超音波伝播速度の間に線形関係があることを明らかにした。今後は、アンカー埋込深さが小さい範囲 (2cm 以下) での検証を、また、補修後の側壁における検証を行う予定である。

4. 農業水利施設の補修・補強工法の耐久性評価

4.1 積雪寒冷地における表面保護工法の現状

コンクリート開水路に施工された表面保護工法には、凍結融解の作用によるものと推定される様々な変状がみられる。その中で代表的な変状としては、表面被覆工法のはく離、膨れ、断面修復工法のはく離および微細ひび割れが挙げられる。断面修復工法の中には表面含浸工法を併用する工法も存在するが、そうした工法であってもはく離やひび割れを生じる場合がある (図-32 参照)。

特に積雪寒冷地に位置するコンクリート開水路では、灌漑期において水路内の流水に曝されるだけでなく、非灌漑期においても融雪水などに曝されることが考えられ、コンクリート躯体は常に高い含水状態に保持されていることが予想される (図-33 参照)。そのため、その撥水効果により表面付近の水分を低減させる表面含浸工法や、その大きな塗布厚により凍結深をコンクリート躯体にまで到達させ難くする断面修復工法であっても、凍結融解の作用とそれに伴う変状の発生は避けられない可能性が考えられる。

4.2 補修後の開水路を対象とした補修効果の検証^{70), 71), 72), 73)}

4.2.1 目的

寒冷地に位置するコンクリート開水路では、凍害劣化を対象とした補修が進められており、この補修では、劣化要因である水分の侵入抑制を期待できる表面保護工法が適用される場合が多い。表面保護工法は、補修後の新たな水分の侵入を抑制し、母材コンクリートを保護することで、施設としての耐久性を維持しなければならないが、表面保護工法により補修されたコンクリート開水路は、供用開始時の性能に回復されなければならない⁷⁴⁾。

しかし、農業用のコンクリート開水路では、側壁の背面が土中に置かれることが多いという設置環境から、表面保護工法は、主としてコンクリート開水路の内面のみに施工されることが多い。そのため、母材コンクリートへの背面からの水分の侵入を抑制することはできず、コンクリート開水路内からの水分（灌漑期間）だけではなく、天端や背面からの降雨や地下水の供給による影響も避けられない。

近年、過去に表面保護工法が施工されたコンクリート開水路において、はく離・ひび割れ等の変状が確認されている。表面保護工法適用後のモニタリング調査では、表面保護工法の耐久性は、外観目視等により調査されることが多い。そのため、母材コンクリートへの水分の侵入抑制効果の有無は、表面保護工法の外観の変状から得られる情報により、推測せざるを得ない⁷⁴⁾。表面保護工法に外観上の変状が生じた時点では、母材コンクリートの劣化が再補修での性能回復ができないほど進んでいることも多く、維持管理を行う上で、母材コンクリートの健全性に関する評価や、再補修の適正時期の見極めは困難な状態にある。

そこで本研究では、補修効果の有効性やその持続性を検証するためのモニタリング調査手法、ならびにそれらの性能を判定指標とした表面保護工法の評価に関する検討を行った。寒冷地において表面保護工法が施工されて10年が経過した、供用中のコンクリート開水路を対象に、表面保護工法の種別による含水率の調査を試行した。また、この含水率調査を行った同位置から採取したコアの凍結融解試験を行い、表面保護工法の種別による凍結融解試験サイクル数毎の相対動弾性係数の推移、および内面からの深さ毎の含水率と超音波伝播速度の推移から、寒冷地のコンクリート開水路における表面保護工法適用後の補修効果を検証した。

4.2.2 対象施設の概要

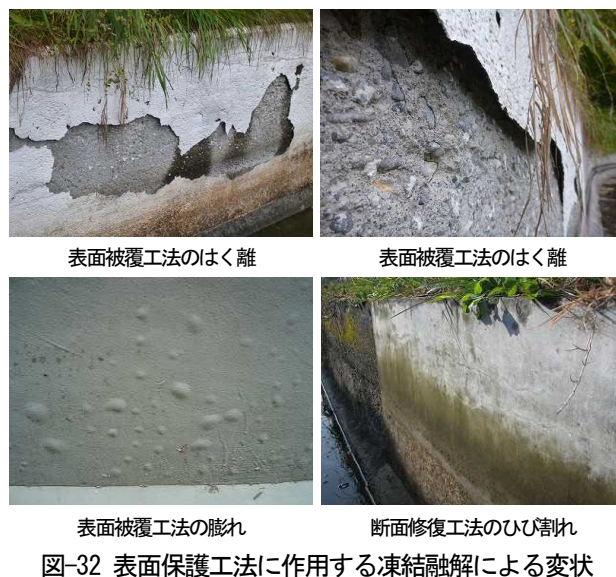


図-32 表面保護工法に作用する凍結融解による変状



図-33 積雪寒冷地に位置するコンクリート開水路の非灌漑期の状況

対象施設は、北海道上川地方に位置する農業用のコンクリート開水路である K 幹線用水路、C 幹線用水路である。構造形式はいずれも RC 現場打ちフリューム水路である。コア採取時の供用期間は、K 幹線用水路では 47 年、C 幹線用水路では 50 年である。

表面保護工法の断面図を図-34、対象施設の状況を図-35 に示す。K 幹線用水路では、無機系被覆工法 K-IO、有機系被覆工法 K-OR、母材コンクリートと表面被覆材である FRPM 板の間に緩衝材を使用したパネル工法 K-PA が適用され、補修後の経過年数は 13 年である。C 幹線用水路では、表面含浸工法 C-IM、無機系被覆工法 C-IO-1 が適用され、さらに、補修時に新設コンクリートに打換えを行い、これに無機系被覆工法 C-IO-2 および C-IO-3、有機系被覆工法 C-OR が適用され、補修後の経過年数は 10 年である。いずれも補修する材料・工法の耐用年数 20 年⁷⁵⁾の概ね半分が経過した状況にある。本研究では、これに無補修の K-N、C-N を加えて検証を行った。なお、K 幹線用水路は、内幅 6.0m、内高 2.0m、側壁の部材厚は 200~250mm であり、C 幹線用水路は、内幅 2.0m、内高 1.5m、側壁の部材厚は 200mm である。

4.2.3 検証方法の概要

本研究では、現地における表面保護工法の種別による含水率の違いが、以後の耐凍害性に及ぼす影響について検証するため、含水率調査と凍結融解試験を実施した。現地にて含水率調査を行い、これと同位置で各2本コアを採取し、1本は炉乾法による含水率測定、1本は凍結融解試験に供した。コア採取はJIS A 1107に準拠して行っている。コアの採取位置は、各コンクリート開水路の凍結融解の程度が著しい、南側の日当たり面である水路右岸側の気中部（最多頻度水位の上側）及び水中部（最多頻度水位の下側）とし、表面保護工法の浮きやはく離など外観上の変状が軽微な箇所を選定した（図-36 参照）。

(1) 含水率調査

表面保護工法適用後の母材コンクリートにおいて、現地で実施する微破壊調査手法である電気抵抗式水分測定法と、採取したコアを用いた炉乾法により、含水率を測定した。図-37に調査概要図を示す。電気抵抗式水分測定法は、電気抵抗式水分計（K社製 HI-800型）を用い、コア採取箇所の左右いずれか一方から水平方向30mmの位置に、φ6mmの孔を30mm間隔で2つ設け、内面からの深さ10、30、50、70、90、110、130mmの計7点の孔間において測定した。炉乾法では、内面からの深さ0~140mmの範囲を20mm間隔で計7試料に切断し、JIS A 1476に準拠して炉乾燥前後の質量より含水率を求めた。

(2) 凍結融解試験

既往の研究^{76), 77), 78)}では、凍結融解試験を促進劣化試験として活用し、以後の劣化予測や耐久性評価を行っている。本研究でも、実施されている表面保護工法適用後の種別による耐久性評価を行うため、現地より採取したコア（φ100×200~250mm）を用いて、JISA 1148に準拠し、凍結融解試験を実施した。実暴露環境での水分の侵入を想定し、コアへの水分供給は、コンクリート開水路の内面と背面のみとするため、表面保護工法を含めた側面をエポキシ樹脂によりシールした（図-38 参照）。また、採取したコアの形状は円柱形のため、供試体容器は角柱形ではなく円柱形を用いた。供試体容器に入れるコア2本の合計の高さは、JISA 1148の供試体の寸法である400mmを目安としてコアを配置した。凍結融解温度の管理については、φ100×400mmの管理用供試体中心部の温度によって行った。以上の条件により凍結融解試験を行った結果、凍結融解温度の履歴は、最高温度5±2℃及び最低温度-18±2℃の範囲内で推移し、凍結融解1サイクルに要する時間は、3時間以上、4時間以

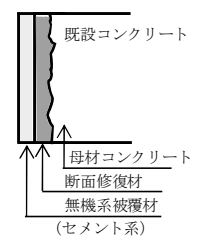
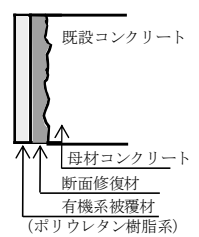
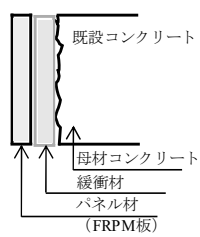
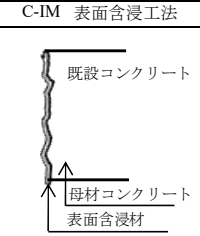
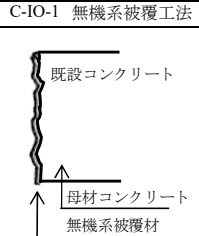
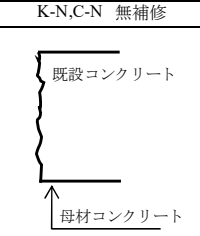
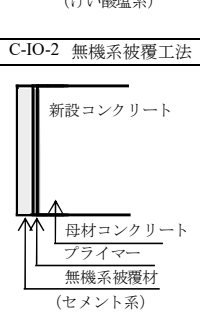
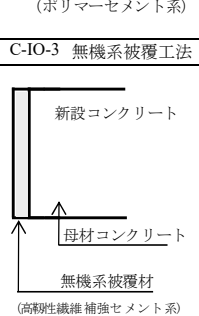
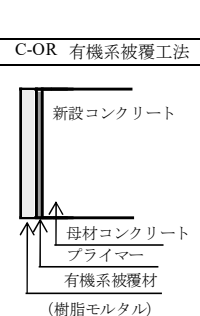
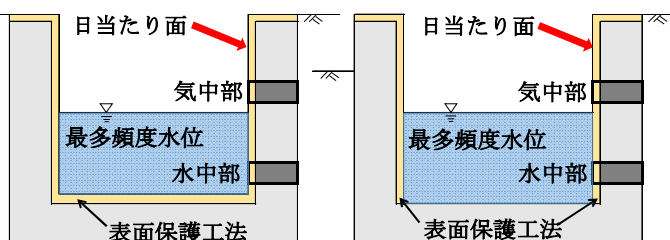
K-IO 無機系被覆工法	K-OR 有機系被覆工法	K-PA パネル工法
		
C-IM 表面含浸工法	C-IO-1 無機系被覆工法	K-N,C-N 無補修
		
C-IO-2 無機系被覆工法	C-IO-3 無機系被覆工法	C-OR 有機系被覆工法
		

図-34 表面保護工法の断面図



K 幹線水路 C 幹線水路

図-35 対象施設の状況



K 幹線水路 C 幹線水路

図-36 用水路断面図

内に収まっていた。また、凍結融解試験の終了は、JISA 1148では、300サイクルであるが、遮水性を有する表面保護工法を施工したコアを対象としているため、900サイクル終了時とした。ただし、各凍結融解試験サイクル終了時、供試体の劣化の進行に伴い、シールのひび割

れや崩壊等により供試体容器に供試体が収まらなくなった段階で試験終了とした。

JISA 1148 による凍結融解試験では、一次共鳴振動数が測定項目とされている。しかし、供用中のコンクリート開水路から採取したコアでは、凍結融解試験実施後、一次共鳴振動数の測定は難しく、凍結融解試験サイクル数が増加するに伴い、正確な測定がさらに困難となる。そこで、既往の研究⁷⁹⁾において、超音波伝播速度による動弾性係数の結果が活用されていることから、本研究では超音波法（透過法）を実施し、超音波伝播速度とこれをもとに相対動弾性係数を算出し、判定指標とした。また、超音波法（透過法）により、コンクリート開水路内面からの深さ毎の含水率の測定範囲と、同じ範囲で超音波伝播速度の測定が可能となった。

超音波法（透過法）では、凍結融解試験の各サイクル終了後、超音波試験機（P社製 TICO型）を用いて、深さ方向に10mm間隔で、発・受端子の距離が直径に相当するよう伝播速度を測定した（図-39参照）。表面保護工法の種別によるコア全体の評価は、式（8）により、各々の測点の伝播距離（端子間距離（mm））の合計 ΣL (mm) と超音波伝播時間の合計 ΣT (μ sec) から、平均となる超音波伝播速度 V (m/s) を算出し、これを用いた。

$$V = \Sigma L / \Sigma T \dots\dots\dots (8)$$

次に、所定凍結融解サイクル数経過後の超音波伝播速度 V (m/s) から、式（9）により動弾性係数 E_d (GPa) を算出し、式（10）により相対動弾性係数を算出した。 E_{dn} は凍結融解サイクル数 n サイクル後の動弾性係数、 E_{d0} は凍結融解試験開始時の動弾性係数である。

$$E_d = 4.0387V^2 - 14.438V + 20.708 \dots\dots\dots (9)$$

$$\text{相対動弾性係数}(\%) = E_{dn} / E_{d0} \times 100 \dots\dots\dots (10)$$

4.2.4 調査結果および考察

(1) 表面保護工法の種別による含水率

炉乾法により求めた深さ毎の含水率のうち、気中部の結果を図-40に示す。ここで、K-IO、K-OR、C-IO-1、C-IO-2、C-IO-3、C-ORの表面から10mmの含水率は、補修材（5~15mm）とコンクリートからなる結果となっており、K-PAはコンクリートが含まれないため測定していない。

既設母材コンクリートでは、同一環境下のコンクリート側壁でも、工法間で含水率に差異が生じていた。一方、打換母材コンクリートでは工法間の含水率の差は小さかった。K幹線用水路では、K-NよりもK-IO、K-ORの含水率は高く、K-PAは同程度となった。C幹線用水路では、C-NよりもC-IM、C-IO-2、C-IO-3、C-ORの

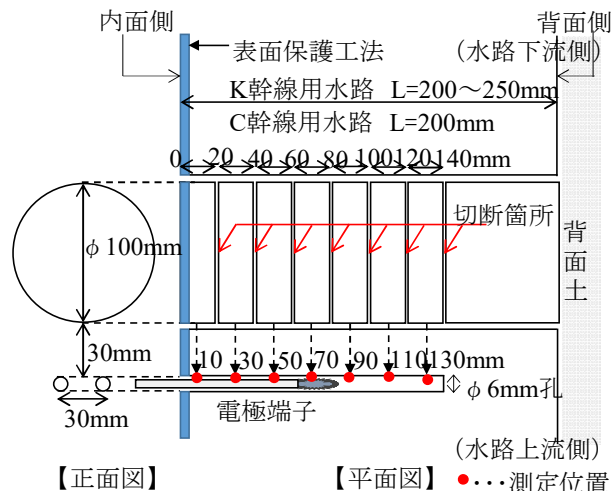


図-37 含水率の調査概要図



図-38 コアシール状況（例：K-IO）

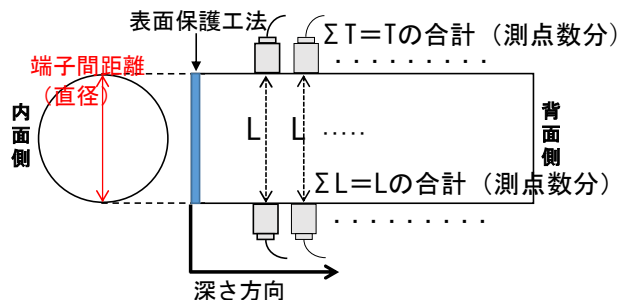


図-39 超音波法（透過法）測定概要

含水率は低く、C-IO-1は同程度となった。C-Nの含水率は8%程度とほぼ飽水状態にある⁸⁰⁾に関わらず、C-IM、C-IO-2、C-IO-3、C-ORの含水率は低く保たれていることから、これらの工法は水分の侵入抑制効果が発揮されていると推測される。また、K-PA、K-IO以外の工法では、含水率は表面に近いほど低くなる傾向が見られ、水分が表面付近に極端に滞留することはなかった。

(2) 電気抵抗式水分測定法の試行結果

炉乾法と電気抵抗式水分測定法による含水率の測定結果を図-41に示す。C幹線用水路（打換母材）では、炉乾法と電気抵抗式水分測定法の測定結果はほぼ同程度で、ばらつきは±30%に収まっていた。一方、母材の供用年数が長いK幹線用水路（既設母材）とC幹線用水路（既設母材）では、ともに、炉乾法よりも電気抵抗式水分測

定法による含水率が低く測定されてしまう。しかし、炉乾法による含水率が高くなるほど電気抵抗式水分測定法の含水率も高くなることから、電気抵抗式水分計による測定は、含水率そのものを求めることは難しいが、コンクリート内部の水分を把握するための尺度として扱うことは有効であると考えられる。

(3) 表面保護工法の種別による相対動弾性係数の推移

K 幹線用水路、C 幹線用水路における凍結融解サイクル数と相対動弾性係数との関係をそれぞれ図-42、図-43 に示す。凍結融解試験終了サイクル数は、K 幹線用水路では最大 756 サイクル、C 幹線用水路では最大 648 サイクルで試験終了となった。凍結融解サイクル数の増加に伴い、無補修および既設コンクリートに表面保護工法が施工された供試体では相対動弾性係数が低下し、その種別により低下の傾向に違いがあることが分かった。両図では、凍結融解サイクル数 300 サイクル時における相対動弾性係数 60%以下のグループ 1、60~100%のグループ 2、100%以上のグループ 3 の 3 つのグループに分けることができる。グループ 1 は、K-N-気中および水中、C-N-気中および水中に加えて、表面保護工法が施工されている K-IO-気中、C-IM-気中および水中、C-IO-1-気中である。これら供試体では、無補修と同様の相対動弾性係数の低下が見られることから、補修効果はほぼ得られていないと判断できる。また、表面保護工法が施工されていたにもかかわらず、無補修よりも相対動弾性係数が低下した工法も存在した。グループ 2 は、K-IO-水中、K-PA-気中および水中、K-OR-気中および水中、C-IO-1-水中である。表面保護工法を施工することで、劣化要因である水分の侵入が抑制された結果、相対動弾性係数の低下が緩やかになったと推測され、補修効果が得られていると判断できる。グループ 3 は、新設コンクリートに表面保護工法が施工された C-IO-2-気中、C-IO-3-気中、C-OR-気中であり、900 サイクル終了時において相対動弾性係数の大きな低下は確認されなかった。

補修の対象である母材コンクリートの耐凍害性については、これを補修する材料・工法に委ねられている⁷⁵⁾。この材料・工法を選ぶ際の性能の照査指標が品質規格であり、マニュアル⁷⁶⁾では無機系被覆工法、断面修復工法の耐凍害性の要求性能は凍結融解試験において 300 サイクル終了時の相対動弾性係数 85%以上を満足しなければならないと規定されている。一方で、材料・工法を母材コンクリートに施工した複合体としての品質規格はなく、材料・工法のみでの相対動弾性係数だけでは、コンクリート開水路としての凍結融解抵抗性を満足するか否か

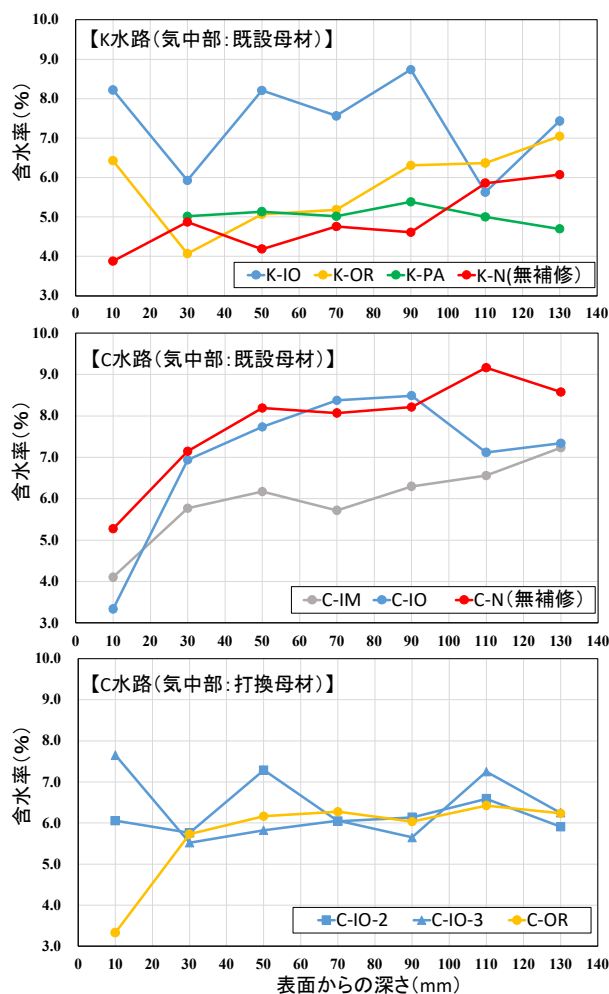


図-40 深さ毎の含水率 (炉乾法)

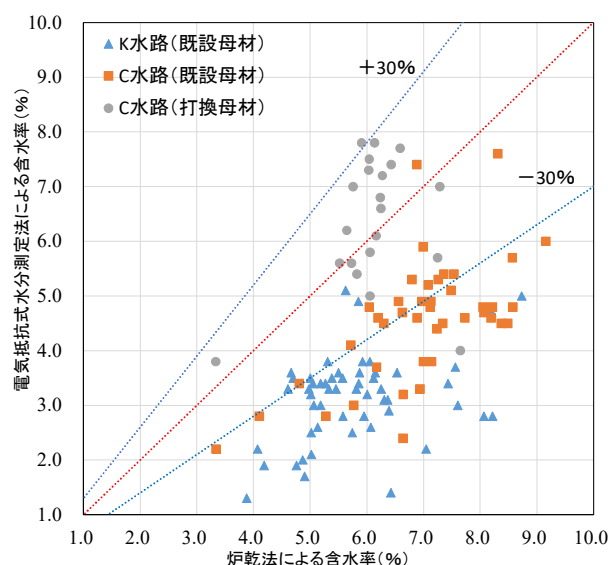


図-41 炉乾法と電気抵抗式水分測定法による含水率

は不明である。そこで、表面保護工法が施工された現地から採取したコアを用いて凍結融解試験を実施することで、材料・工法および母材コンクリート、ならびにそれ

らの複合体の凍結融解後の状態が直接視認でき、また表面保護工法相互間の比較評価も可能となる。このため、表面保護工法が施工されたコンクリートの凍結融解試験を実施することは、コンクリート開水路の補修後の凍結融解抵抗性を評価する上で極めて有用であるといえる。

(4) 内面からの深さ毎の含水率と超音波伝播速度の推移

気中部の内面からの深さ 0~140mm における、表面保護工法の深さ毎の含水率と超音波伝播速度の推移（気中部）を図-44 に示す。図中の含水率は、現地で電気抵抗式水分測定法により測定した結果、および炉乾法により算出した結果である。本研究で用いたコアの母材コンクリートでは、試験開始時点の超音波伝播速度は、3,800~4,500m/s に収まっていた。

表面被覆材である内面からの深さ 5、15mm において、K-OR では 648 サイクルまで、K-PA では試験終了となる 756 サイクルまで、超音波伝播速度の低下がないことから、表面被覆材の劣化は生じにくいことが分かった。しかし、その母材コンクリートの超音波伝播速度は、一様に内面からの深さ 140mm に至るまで、サイクル数が増えるにしたがって、低下していることが分かる。これは、K-OR、K-PA の表面保護工法の遮水性により、コアから水分が排出されず、背面から供給された水分がコアの内部に滞留し、母材コンクリート全体の劣化に影響していると推測される。また、コンクリート開水路の内面に限った表面保護工法の対策では、K-OR、K-PA のように、背面からの水分供給を回避できず、遮水することで、母材コンクリートの劣化を助長し、かつ表面から不可視部である母材コンクリートの劣化状況の確認を困難にする可能性があることが分かった。一方、K-IO や K-N は表面保護工法の遮水性の低下により、内面から水分が供給され劣化が進むことで、試験の継続ができなかった。このため、K-IO、K-N では、内面からの深さ 0~100mm の範囲で超音波伝播速度の低下が生じている。また、内面からの深さ 100~140mm の範囲では、324 サイクル終了時点まで、超音波伝播速度の大きな低下は見られなかった。

C-IM、C-IO-1、C-N では、内面からの深さ 0~100mm において、超音波伝播速度の低下が進んでいる。C-IM では、216 サイクルで、内面からの深さ 0~140mm の全ての測点において低下している。C-IO-1 では、378 サイクルで超音波伝播速度が低下し始めるまで、内面からの深さ 140mm 付近での超音波伝播速度の低下は見られなかった。一方、C-N については、432 サイクルまで凍結融解サイクル数が増加しても、内面からの深さ

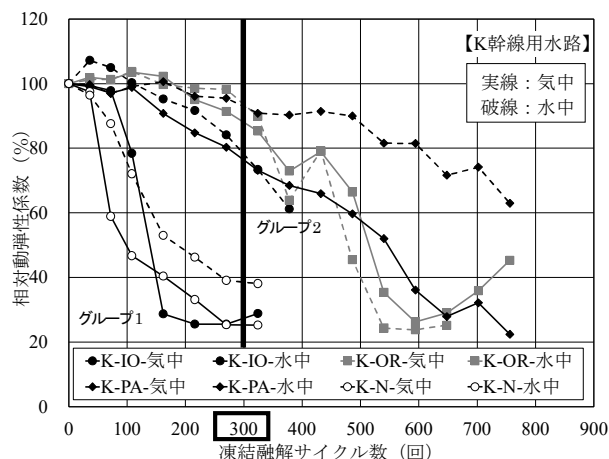


図-42 凍結融解サイクル数と相対動弾性係数 (K 幹線用水路)

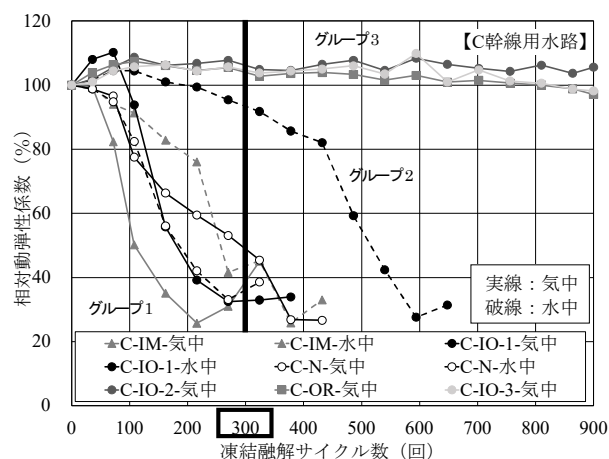


図-43 凍結融解サイクル数と相対動弾性係数 (C 幹線用水路)

140mm 付近での超音波伝播速度の低下は見られなかった。このことから、C 幹線用水路では、表面保護工法を施工することで母材コンクリートの耐凍害性の低下に影響を与えようと考えられる。

また、各表面保護工法における内面からの深さ毎の含水率と超音波伝播速度について、含水率の変動に超音波伝播速度が多少影響されている測点があったものの、明確な関係性は得られなかった。ただし、コア採取時点で、高含水率の表面保護工法では、凍結融解試験を行った結果、凍結融解試験終了サイクル数が少なくなり、早期に劣化状態になっていることから、母材コンクリートの含水率の大小は、劣化に影響があると推察される。

(5) 凍結融解試験終了後の微細ひび割れの発生状況

凍結融解試験終了後の微細ひび割れの発生状況を図-45 に示す。図中では、グループ毎の代表的な微細ひび割れの発生状況を示している。ここでは、蛍光剤を含浸

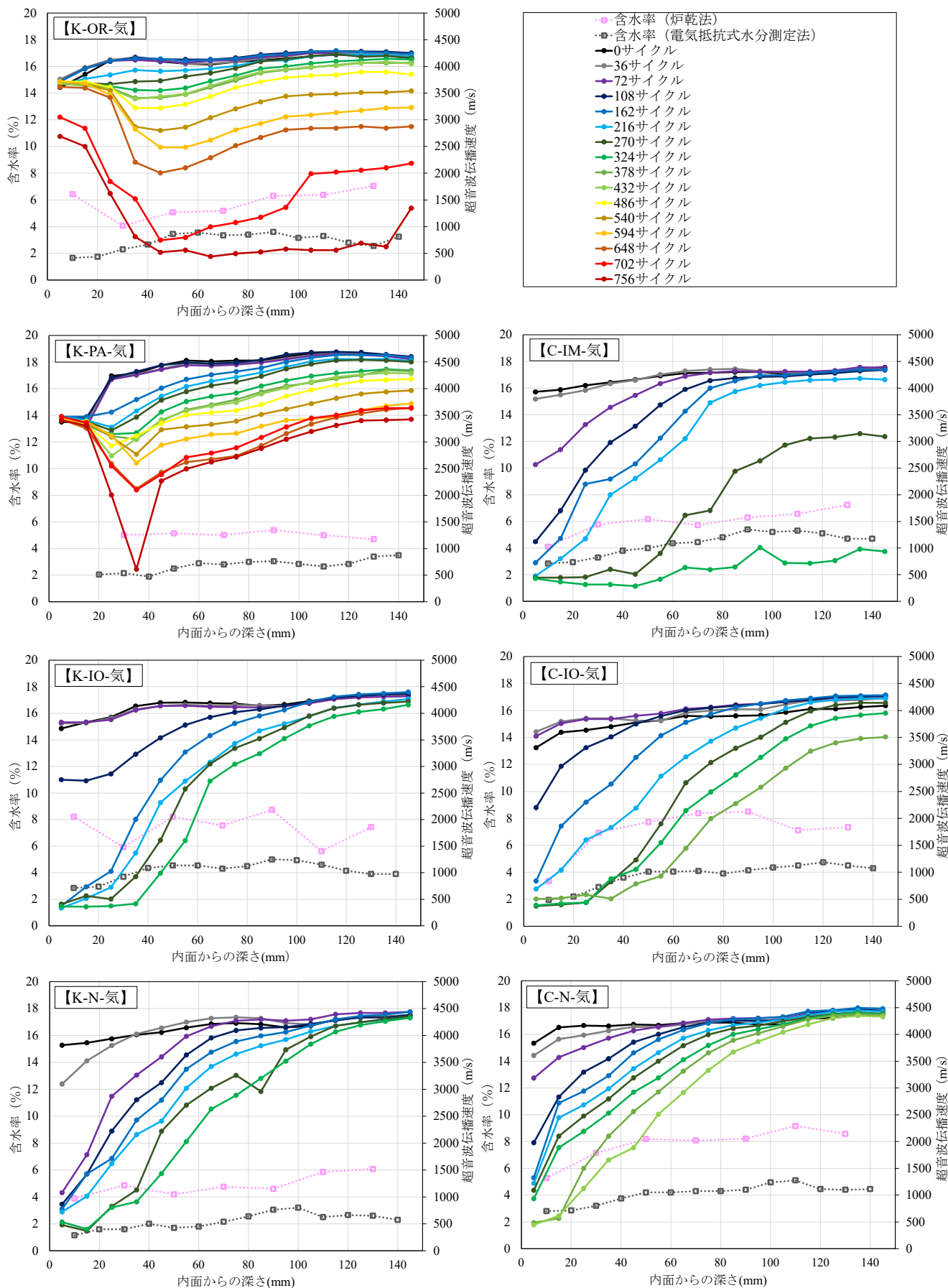


図-44 内面からの深さ毎の含水率と超音波伝播速度の推移 (気中部)

した供試体の断面を紫外線照射下で写真撮影し、マクロに評価する方法⁸⁰⁾を用いた。本法では、凍結融解試験終了後の供試体を縦割り切断し、蛍光エポキシ樹脂を含浸させると、微細ひび割れが図中の白く着色された部分として可視化される。K-IO-気中、C-IO-1-気中では、無機系被覆材および断面修復材の剥離・剥落、表面および背面近傍における微細ひび割れの発生が確認された。K-OR-気中では、有機系被覆材と断面修復材との界面における剥離、骨材に沿って供試体全体に進展するひび割れの発生が確認されている。K-PA-気中では、パネル材には変状は見られないものの、表面保護工法の内側にある母材コンクリートには微細ひび割れが確認できる。新設コンクリートに表面保護工法が施工された C-IO-3-気中では、無機系被覆材に微細ひび割れが確認された。

凍結融解試験後の供試体からは、凍結融解が材料・工法に作用し、ひび割れや剥離・剥落などの変状を発生させ、それがさらに母材コンクリートに影響を与えていることが推測される。この劣化過程からは、凍結融解が材料・工法に作用した場合、相対動弾性係数などの力学的特性に加え、遮水性や付着性の低下をも引き起こしていることが考えられる。そのため、凍害を対象とした表面保護工法では、材料・工法の要求性能として凍結融解試験後の相対動弾性係数に加え、品質規格として凍結融解試験後の遮水性や付着性も定めることが望ましいといえる。

(6) 含水率と凍結融解試験終了サイクル数との関係

含水率と凍結融解試験終了サイクル数との関係を図-46に示す。含水率は、供用環境や表面保護工法の種別により異なり、表面保護工法が施工されていたにもかかわらず、含水率が高い箇所が存在する。また、C-Nでは一般に飽水状態とされる含水率 8%⁸⁰⁾に近い値となっている。図からは、含水率が高い表面保護工法ほど凍結融解試験の終了は早く、含水率が低い表面保護工法ほど凍結融解試験の終了は遅くなる傾向が見て取れる。このことは、含水率が高く保たれているか否かにより、表面保護工法が施工されたコンクリート開水路の補修後の凍結融解抵抗性を推し量ることができることを示唆している。そのため、モニタリング調査により供用中のコンクリート開水路において母材コンクリートの含水率を把握することは、母材コンクリートへの水分の侵入の抑制効果の発現や再劣化の進行を把握する上で有用であることが考えられる。また、再補修を行う際の表面保護工法の選定や、水分の侵入を抑制するための現地での対策の検討において参考になるものと考えられる。

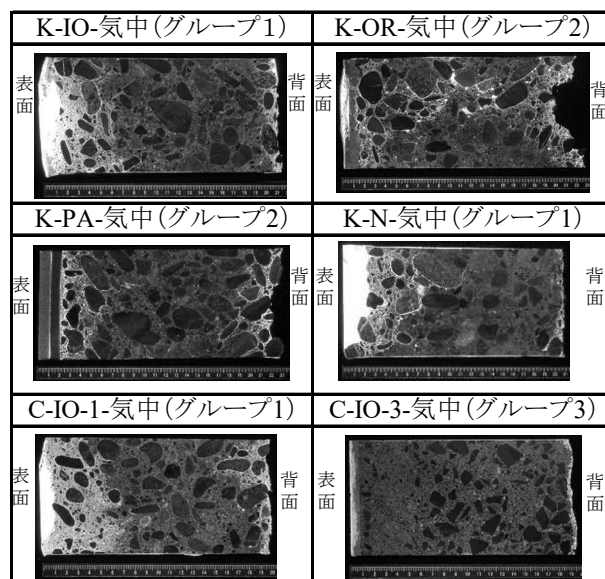


図-45 凍結融解試験終了後の微細ひび割れの発生状況

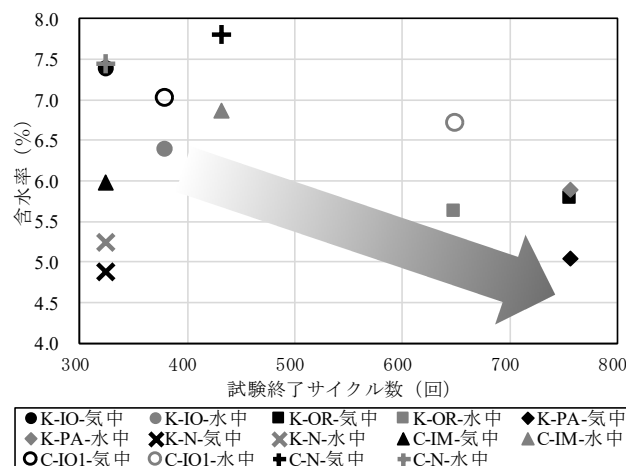


図-46 含水率と凍結融解試験終了サイクル数

4.2.5 課題

ここでは、表面保護工法の種別による母材コンクリートへの影響は大きく、母材コンクリートの健全性や含水状態を把握することの重要性が示された。今後は、表面保護工法が施工された供用中のコンクリート開水路における調査結果の蓄積とその分析を継続するとともに、検証された補修効果が現地において持続的に発現しているか、また再劣化が進行しているかを把握することが重要となる。

4.3 凍結融解を作用させた無機系表面被覆材の耐摩耗性開発^{40), 82)}

4.3.1 目的

コンクリート開水路では、近年、種々の表面被覆材を用いた補修が行われている。積雪寒冷地に位置する開水

路では、コンクリートにおける凍害と摩耗が確認されており^{4),5),6)}、それら劣化外力は補修後の表面被覆材にも作用することが推察される(図-47)。本研究では、コンクリートおよび無機系表面被覆材における凍害が摩耗に与える影響を確認するための検討を進めてきている。ここでは、配合の異なるモルタル材および無機系表面被覆材において、凍結融解を作用させ、その後の耐摩耗性を評価した結果について報告する。

4.3.2 評価方法

本評価に用いるモルタル材は、JIS 標準砂を使用した AE モルタルとした。セメントは普通ポルトランドセメント、混和材は AE 剤を使用した(目標空気量 6.0%)。水セメント比 W/C は 45, 55, 65%とし、砂セメント比 S/C は 3.0 とした。一方、無機系表面被覆材は、北海道内の国営事業において適用実績を有する材料より PCM (ポリマーセメントモルタル) 1 種類、HPFRCC (複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料) 1 種類を選定した。試験体の作製では、材料毎に 100×100×400mm の角柱試験体を打設し、20℃で 28 日間の水中養生を行った。養生期間経過後、試験体を 100×100×200mm の寸法に分割し、凍結融解を作用させた。その後、試験体をさらに 70×50×100mm の寸法に切り出し、耐摩耗性を評価した。

凍結融解は、凍結融解試験(JISA 1148 A 法)を行うことにより作用させた(図-48 左)。凍結融解サイクル数は 100, 200, 300, 400, 500, 600 サイクルである。試験時の測定項目は一次共鳴振動数から求まる相対動弾性係数および質量減少率、ならびに打設面からの深さ毎(5~95mm、10mm 間隔)の超音波伝播速度から求まる相対動弾性係数とした。超音波伝播速度からの相対動弾性係数の算出では、緒方ら²⁰⁾の研究結果から導き出されている算出式を用いた。また、耐摩耗性の評価は水流摩耗試験⁸³⁾により行った(図-48 右)。吐出圧力は 11MPa、試験時間は 10 時間である。測定項目は平均摩耗深さとした。

4.3.3 評価結果および考察

凍結融解試験結果を図-49 に示す。一次共鳴振動数から求まる相対動弾性係数は、W/C 65 では試験開始直後に、W/C 55 では 200 サイクル経過後に、W/C 45 では 600 サイクル経過後に、その低下は大きくなったが、PCM および HPFRCC では試験終了に至るまで低下はほぼ見られなかった。

凍結融解試験における打設面からの深さ毎の相対動弾性係数の推移を図-50 に示す。図中では、全ての深さ毎



図-47 コンクリートの露出に至った無機系表面被覆材の摩耗



凍結融解試験 水流摩耗試験
図-48 凍結融解試験および水流摩耗試験

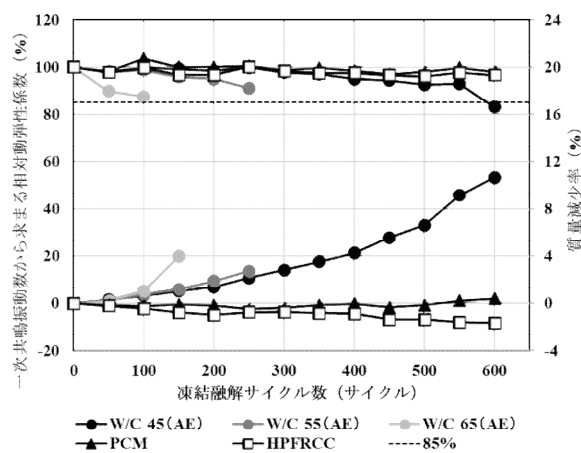


図-49 凍結融解試験結果

の相対動弾性係数の平均値(全体)に加え、打設面近傍(5~35mm)の測定値を併記している。相対動弾性係数は、総じて打設面に近いほど低くなる傾向が見られ、凍結融解サイクル数が多くなるほどその傾向は顕著になった。

次に、水流摩耗試験における凍結融解サイクル毎の平均摩耗深さの推移を図-51 に示す。平均摩耗深さは、相対動弾性係数の低下が見られた深さまでに推移し、凍結融解サイクル数が多くなるほどその増加は大きくなった。また、相対動弾性係数の低下がほぼ見られなかった PCM および HPFRCC においても、600 サイクルでは 0 サイクルに比べ約 3~7 倍程度の増加が確認された。

最後に、相対動弾性係数と平均摩耗深さとの関係を図-52 に示す。ここで、図中の相対動弾性係数は打設面か

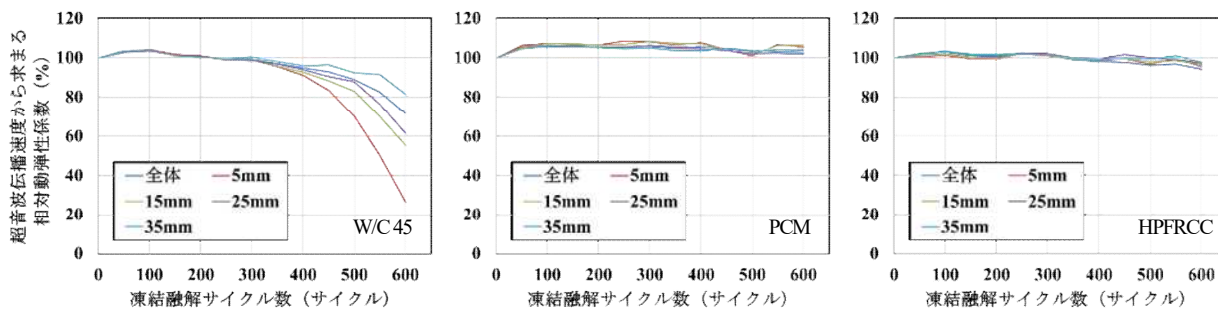


図-50 凍結融解試験における打設面からの深さ毎の相対動弾性係数の推移

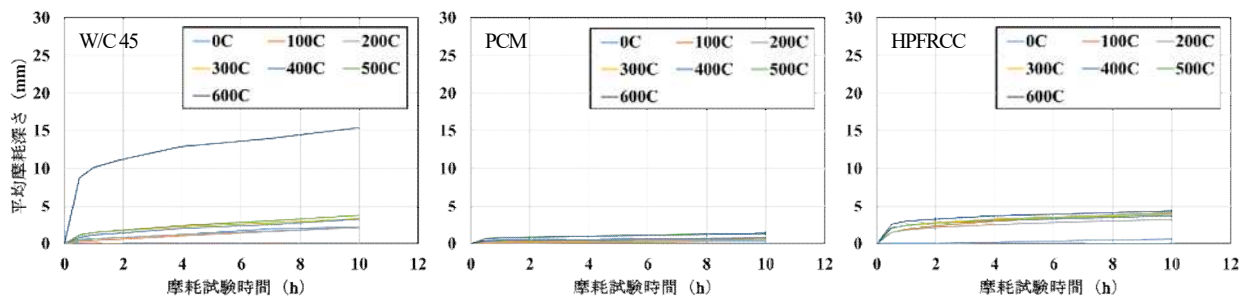


図-51 水流摩耗試験における凍結融解サイクル毎の平均摩耗深さの推移

らの深さ 5mm の測定値である。相対動弾性係数と平均摩耗深さとの間には負の関係が認められることが分かった。

4.3.4 課題

本評価の結果、凍結融解の作用は耐摩耗性の低下を促すことが確認された。今後は、無機系表面被覆材における凍害・摩耗劣化のメカニズムについてその解明を試みるとともに、耐摩耗性を判定指標とした耐凍害性の評価手法について検討を加える予定である。

5. 凍害・摩耗の複合劣化に対して高耐久性を有する補修・補強工法および再補修・高耐久化技術の開発

5.1 複合劣化に対して高耐久性を有する「超高耐久性断面修復・表面被覆技術」の開発^{84), 85), 86), 87)}

5.1.1 目的

寒冷地における農業水利施設では、近年、コンクリートの凍害(図-53 左)を対象とした補修・補強が行われている。この補修・補強では、「農業水利施設の補修・補強工事に関するマニュアル【開水路補修編】(案)」¹⁴⁾の各品質規格に適合する材料が選定され、その中でも寒冷地における個別的性能である耐凍害性を満足する材料が適用される場合が多い。しかしながら、施工後早期にひび割れや浮き・剥離といった変状を生じることも多く、恒久的な長寿命化対策にはなり得ていないのが現状である(図-53 右)。

本研究では、農林水産省官民連携新技術研究開発事業

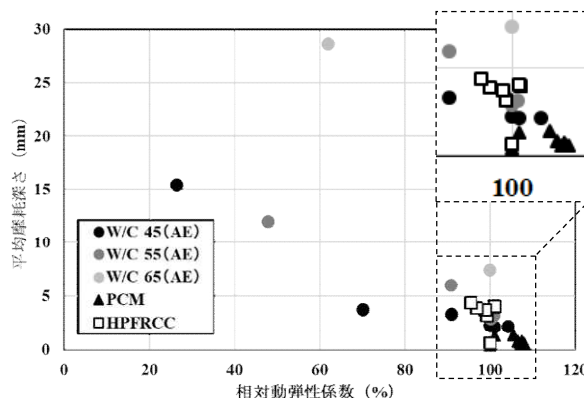


図-52 相対動弾性係数と平均摩耗深さとの関係

において、凍結融解作用に対して高耐久性を有する高炉スラグ系材料を用いた補修・補強工法と、多種多様な形状を有する農業水利施設においても施工品質の確保・向上が図られる機械化施工技術から構成される、「超高耐久性断面修復・表面被覆技術」の開発を進めている(図-54)。ここでは、「超高耐久性断面修復・表面被覆技術」の概要



開水路側壁の断面欠損 無機系被覆材のひび割れ

図-53 コンクリートの凍害と補修材の早期劣化

を示し、本技術の根幹となる断面修復・表面被覆材料の耐凍害性について報告するとともに、今後の開発の方向性について示す。

5.1.2 「超高耐久性断面修復・表面被覆技術」の概要

本研究では、「超高耐久性断面修復・表面被覆技術」として、高炉スラグ系複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料（以下、HPFRCC Type と呼ぶ）、ならびに超微粒子高炉スラグ系無機系断面修復・表面被覆材料（以下、PCM Type と呼ぶ）の2タイプの工法の開発を進めている。いずれの工法も、開水路の通水表面等に高炉スラグ系無機系断面修復・表面被覆材料を吹付け・塗布することにより一体化させ、開水路等の構造・水理・水利用性能の回復・向上を図る。HPFRCC Type は、①ウォータージェット工法等により表面近傍の劣化部を除去し、②吹付け工法、左官アシスト工法⁸⁸⁾等により断面修復・表面被覆材料を敷設する工法である（図-55左）。材料の付着性の低下要因となる表面近傍の脆弱部を除去することにより、水路躯体との一体性における耐久性を確保することができる。同時に、吹付け工法、左官アシスト工法等の機械化施工技術を適用することにより、施工品質の向上が図られ、予定供用期間中のメンテナンスフリーを実現することが期待できる。一方、PCM Type は、①超高压洗浄等により表面の下地処理を行い、②表面改質剤を施し、③プライマーを塗布した後、左官工法等により断面修復・表面被覆材料を敷設する工法である（図-55右）。下地処理において除去し切れなかった脆弱部を改質することにより、同様に水路躯体との一体性における耐久性を確保することが期待できる。両工法ともに、上述の「マニュアル（案）」¹⁴⁾の各品質規格に適合している。

5.1.3 「超高耐久性断面修復・表面被覆技術」の耐凍害性

凍結融解試験結果を図-56 に示す。凍結融解試験は、JISA 1148 の A 法（水中凍結融解試験方法）に準拠して行った。凍結融解 50 サイクル毎にたわみ振動の一次共鳴振動数の測定を行い、測定が困難となるか相対動弾性係数が 90%に到達した時点で試験を終了した。なお、図中では、比較のため、試製セメントモルタル（CM）および市販ポリマーセメントモルタル（PCM）の試験結果⁸⁹⁾を併記している。HPFRCC Type、PCM Type とともに、凍結融解サイクル数は 1,500 サイクルを超え、優れた耐凍害性を有していることが分かる。

5.1.4 「超高耐久性断面修復・表面被覆技術」の耐用年数の試算

(1) 耐用年数の試算

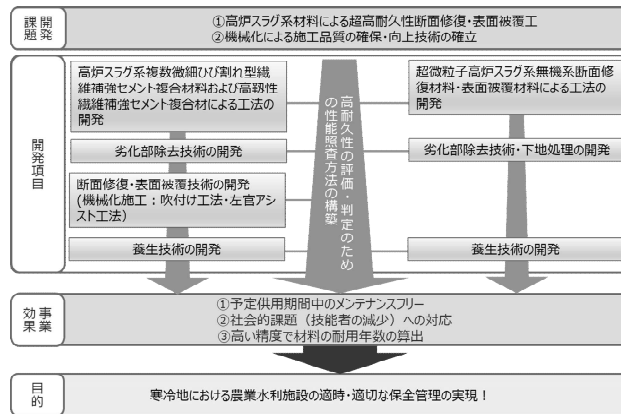


図-54 研究開発フロー

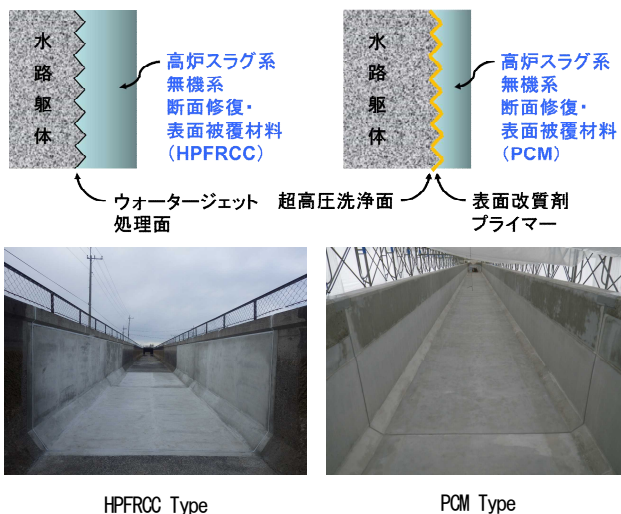


図-55 超高耐久性断面修復・表面被覆技術の概要

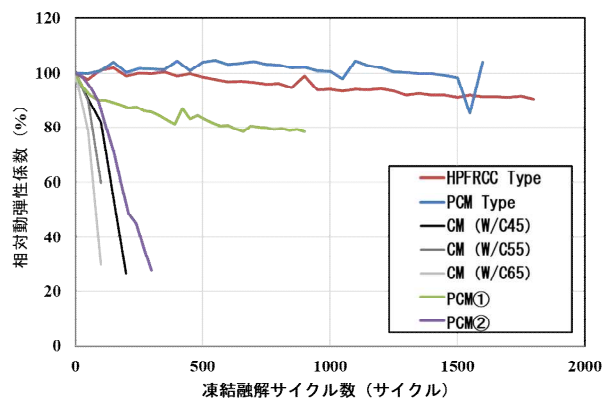


図-56 凍結融解試験結果

耐用年数の試算は、「ASTM 相当サイクル数」⁹⁰⁾を用いて、HPFRCC および PCM の試験施工を実施した地点（美唄（N 幹線用水路）、長沼（K 幹線用水路））毎、ならびに実証試験を実施した地点（滝川（S 幹線用水路））の耐用年数を試算することとした。

ASTM 相当サイクル数は、ある地域の気象条件下で、

コンクリートが1年間に受ける凍結融解作用を、ASTM C-666A法 (JISA 1148A法の基礎である試験方法) の標準条件の凍結最低温度である-18℃を基準としたASTM相当サイクル数として表す実験式 (11) により算出し、耐用年数を推定する方法である⁹¹⁾。

$$\begin{aligned}
 Cy_{ASTM-SP} &= C \times F \times \Sigma (-ts/18) \beta \\
 &= C \times F \times R_{sp} \\
 &= C \times F \times s \times p \times Ra_{90} \dots \dots \dots (11)
 \end{aligned}$$

ここに、

- Cy_{ASTM-SP} : ASTM相当サイクル数 (回/年)
- β : 定数
- ts : 凍結最低温度 (℃)
- Ra₉₀ : 気温によるASTM相当サイクル数 (回/年)
- C : 養生条件に関する係数
- F : 凍結融解条件に関する係数
- s : 日射条件に関する係数
- p : 劣化過程係数

CおよびFはそれぞれ構造物の条件を表す係数 (部材係数) であり、Cは凍結融解作用を受けるまで、即ち夏期の乾燥の影響を表し、Fは凍結融解時のコンクリート周囲の水分状態を表すものである。これらの係数はASTM C-666法 A法による試験体データから重回帰分析により定量化されたものである。一方、sは日射条件 (方位) を表す係数であり、また、pは劣化過程を表す係数であり「劣化の兆候」および「明確な劣化」はそれぞれ相対動弾性係数が90および60%の状態に相当し、全国26地点の気象データから重回帰分析により定量化されたものである。ASTM相当サイクル数算定式の諸係数を表-7に示す⁹¹⁾。

耐用年数の試算の対象とするHPFRCCおよびPCMは、図-56に示す通り、凍害を発生してもその劣化は軽微であり、凍害劣化の過程においては「明確な劣化」は生じず「劣化の兆候」に留まることが予想される。また、部材係数において、日射条件は水路の部材の面する方位により「北面」または「水平・南面」を、養生・乾燥条件は「気中」を、凍結融解条件は「気中凍結水中融解」をそれぞれ選択することが妥当であると考えられる。このことから、以後の試算では、劣化過程係数pは1.00を、日射条件sは1.00または1.45を、養生・乾燥条件Cは0.66を、凍結融解条件Fは0.21をそれぞれ用いることとした (表中の太字部分)。

ここで、既往の研究結果⁹⁰⁾からは、上記の気温によるASTM相当サイクル数Ra₉₀は「地域係数」との相関性があることが明らかになっており、この地域係数から算

表-7 ASTM相当サイクル数算定式の諸係数⁹¹⁾

ASTM相当サイクル数算定式 Cy _{ASTM-SP} = C×F×s×p×Ra ₉₀		凍害劣化の過程	
		劣化の兆候	明確な劣化
劣化過程係数 p		1.00	1.64
部材係数	日射条件 s	北面	1.00
		水平・南面	1.45
部材係数	養生・乾燥条件 C	水中	1.00
		気中	0.66
		20℃乾燥	0.26
		30℃乾燥	0.14
部材係数	凍結融解条件 F	水中凍結 水中融解	1.00
		気中凍結 水中融解	0.21

出することができる。地域係数Tは式 (12) により算出され、ASTM相当サイクル数Ra₉₀は式 (13) により算出される。

$$T = -ta \min (1 - Df/Dw) \dots \dots \dots (12)$$

$$Ra_{90} = 4.2T - 5.4 \dots \dots \dots (13)$$

ここに、

- ta min : 日最低気温の年間極値 (℃)
- Dw : 凍結融解総日数 (日)
- Df : 凍結持続日数 (日)

ここでは、たわみ振動の一次共鳴振動数の測定が困難になったサイクル数または相対動弾性係数が90%に到達したサイクル数を耐用年数に到達するサイクル数N₉₀ (回) とし、式 (14) および (15) によりASTM相当サイクル数Cy_{ASTM-S90} (回/年) および耐用年数X₉₀ (年) を算出した。

$$Cy_{ASTM-S90} = C \times F \times s \times p \times Ra_{90} \dots \dots \dots (14)$$

$$X_{90} = N_{90} / Cy_{ASTM-S90} \dots \dots \dots (15)$$

ここで、図-56より、HPFRCCにおいては1,800サイクル経過後に、PCMにおいては1,600サイクル経過後に、それぞれ試験を終了している。そこで、本研究における「たわみ振動の一次共鳴振動数の測定が困難になったサイクル数または相対動弾性係数が90%に到達したサイクル数を耐用年数に到達するサイクル数N₉₀ (回)」は一律「1,600 (回)」として、地点毎の耐用年数を試算することとした。

(2) 耐用年数の試算の手順

本研究では、耐用年数の試算はStep 1およびStep 2

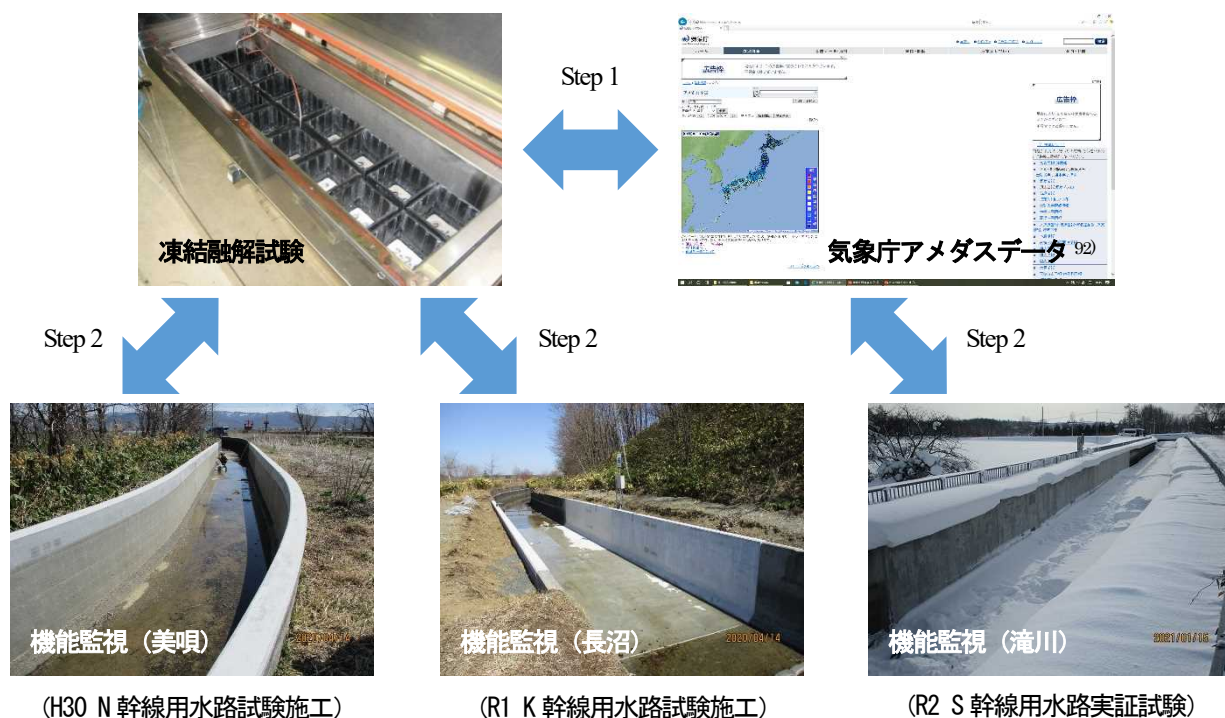


図-57 耐用年数の試算の手順のイメージ（機能監視結果（現地温度データ）を用いた試算精度の向上）

の2段階の手順にて行うこととした。Step 1では、気象庁のホームページにおいて提供されるアメダスデータ⁹²⁾を用いて、試験施工を実施した地点（美唄（N 幹線水路）、長沼（K 幹線水路）毎、ならびに実証試験を実施した地点（滝川（S 幹線水路））の耐用年数を試算することとした。美唄（N 幹線水路）における耐用年数は「観測点：美唄」の、長沼（K 幹線水路）における耐用年数は「観測点：長沼」の、滝川（S 幹線水路）における耐用年数は「観測点：滝川」のデータを用いることとした。また、Step 2では、現地水路における機能監視結果（現地温度データ）を用いて、Step 1と同様に試験施工を実施した地点毎、ならびに実証試験を実施した地点の耐用年数を試算することとし、耐用年数の試算精度の向上を図ることとした。耐用年数の試算の手順のイメージを図-57に示す。

なお、ここでは、Step 1により試算した耐用年数のみ示している。

(3) Step 1により試算した耐用年数(気象庁アメダスデータを用いた耐用年数の試算)

美唄、長沼、滝川の各観測点の1981～2010年における日毎の平均気温（左：最高気温、右：最低気温）を図-58（図-58（1）～（3））に示す⁹²⁾。なお、図中には日最低気温の年間極値（ $t_{a \min}$ （℃））、凍結融解総日数（ D_w （日））、ならびに凍結持続日数（ D_f （日））を併せて示

している。

美唄（N 幹線水路）、長沼（K 幹線水路）、空知（S 幹線水路）における地域係数 T 、気温による ASTM 相当サイクル数 Ra_{90} （回/年）、ASTM 相当サイクル数 $Cy_{ASTM-S90}$ （回/年）、耐用年数 X_{90} （年）の算出結果を表-8に示す。美唄（N 幹線水路）では402年、長沼（K 幹線水路）では346年、滝川（S 幹線水路）では455年とそれぞれ算出され、「農業水利施設の補修・補強工事に関するマニュアル【開水路補修編】（案）」¹⁴⁾において耐用年数とされている「20年」を大きく上回る結果となった。

今回得られた結果からは、HPFRCC、PCMともに、極めて優れた耐凍害性を有しており、凍結融解の作用によっては性能低下を生じない水準に到達していることが伺える。今後は、現地水路に適用されたHPFRCCおよびPCMのモニタリングを継続実施し、得られた結果との比較により試算結果の妥当性を検証する（Step 2）とともに、付着性や耐磨耗性を指標とした検証も併せて行う予定である。

5.1.5 課題

これまでに実施した試験施工の状況を図-59に、現場実証試験の状況を図-60に示す。施工後1～2年程度と短い期間ではあるが、HPFRCC、PCMともに、施工完了時の状態を維持している。

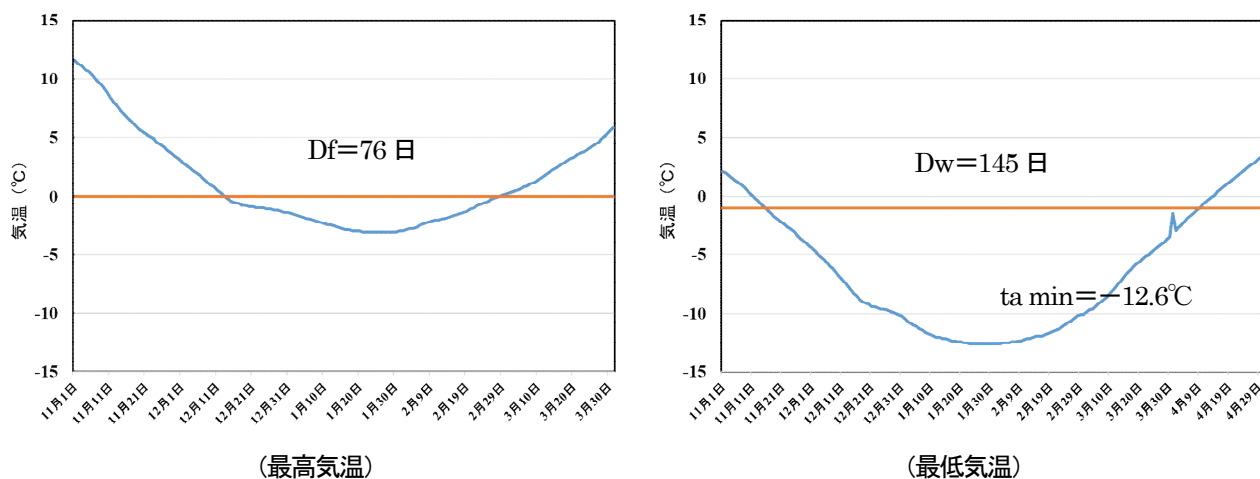


図-58 (1) 美唄の1981～2010年における日毎の平均気温⁹²⁾

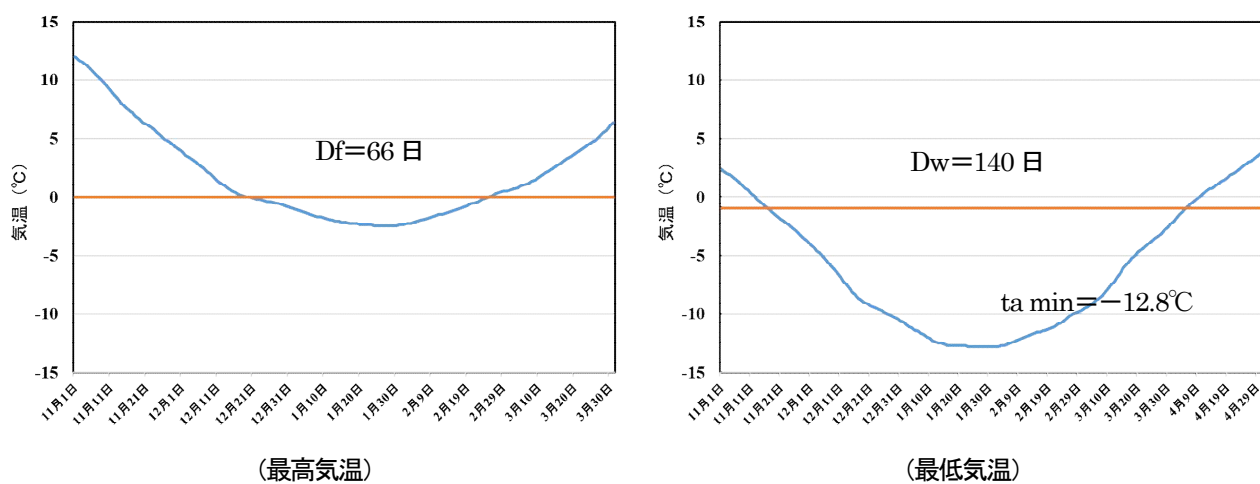


図-58 (2) 長沼の1981～2010年における日毎の平均気温⁹²⁾

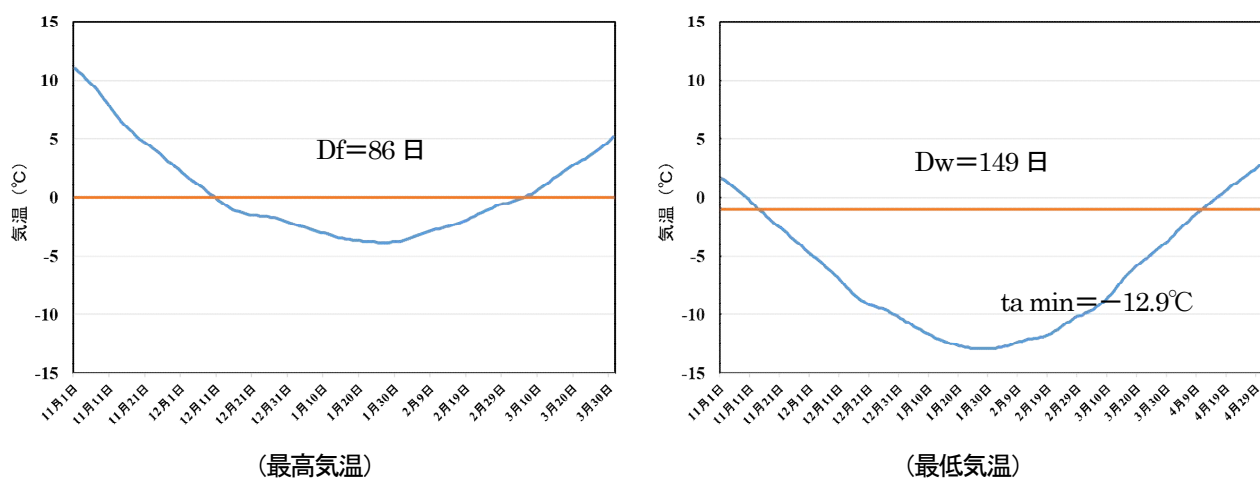


図-58 (3) 滝川の1981～2010年における日毎の平均気温⁹²⁾

材料自体の耐久性が担保されれば、予定供用期間中のメンテナンスフリーを実現することができるか否かは、その材料が水路躯体と一体化し続けるか否かによるところが大きくなる。今後は、試験施工箇所を追跡調査を行

い、水路躯体との一体性も含めた健全性に対するモニタリングを継続実施するとともに、付着性を判定指標とした耐凍害性の評価を行う予定である。

6. まとめ

本研究では、積雪寒冷地に位置する社会基盤を構成する施設群の一つである農業水利施設の長寿命化を図るため、①農業水利施設の複合劣化を対象とした診断・評価方法の構築、ならびに②積雪寒冷地における農業水利施設の補修・補強方法とその評価方法の開発を行うことを達成目標としており、これにより、積雪寒冷地における農業水利施設の維持管理方法を提案することを最終的な研究目的としている。

平成 28 年度～令和 2 年度では、①農業水利施設の複合劣化を対象とした診断・評価方法の構築において、コンクリートにおける凍害・摩耗および鋼製部材における摩耗・腐食を対象とした複合劣化機構の解明、非破壊および微破壊調査手法による複合劣化診断技術の開発を行った。さらに、②積雪寒冷地における農業水利施設の補修・補強方法とその評価方法の開発において、農業水利施設の補修・補強工法の耐久性評価、凍害・摩耗の複合劣化に対して高耐久性を有する補修・補強工法および再補修・高耐久化技術の開発を行った。

以下に、実施した主な検討内容と得られた結果の概要を整理する。

- (1) 北海道内に位置する複数の開水路および頭首工を構成するコンクリートにおいて、主に水に曝される部位を対象とした劣化状態の詳細調査を行った。その結果、積雪寒冷地において長期間供用されたコンクリート施設では、圧縮強度や相対動弾性係数などの力学的特性の低下を伴う著しい劣化を生じる場合があること、また、表面近傍における凍害とカルシウム成分の溶脱を伴う摩耗とが複合的に発生する可能性があることが明らかとなった。
- (2) 北海道空知地方に位置する供用後 17～36 年が経過した鋼矢板排水路において、鋼矢板の腐食診断を行い、経過年数、腐食量、水質の関係を整理・分析することにより、その構造性能の低下機構について考察した。鋼矢板の腐食診断では、腐食速度は、干満帯上部>干満帯下部>気中部の順で大きく、また、経過年数以外の要因に影響を受けることが推察された。さらに、鋼矢板排水路の構造性能の低下機構の考察では、積雪寒冷地に特有の性能低下要因を示し、それらが鋼矢板の腐食・断面欠損を加速させること、また、傾倒・倒壊を発生させる直接的な要因になっていることを示した。
- (3) 北海道内に位置する開水路延べ 36 路線の 446 測点において、コア採取を含む劣化状態の詳細調査を

表-8 地域係数 T、気温による ASTM 相当サイクル数 Ra90 (回/年)、ASTM 相当サイクル数 CyASTM-S90 (回/年)、耐用年数 X90 (年) の算出結果

試験施工・実証試験 実施地点	美唄 N 幹線 用水路	長沼 K 幹線 用水路	滝川 S 幹線 用水路
ta min (°C)	-12.6	-12.8	-12.9
Dw (日)	145	140	149
Df (日)	76	66	86
地域係数 T	6.0	6.8	5.5
Ra90 (回/年)	19.78	23.02	17.51
CyASTM-S90 (回/年)	3.98	4.63	3.52
N90 (回)	1,600		
X90 (年)	402	346	455



図-59 試験施工現場の状況



図-60 実証試験現場の状況

行った。凍害劣化の発生形態を整理し、内部変状の発生により生じる弾性係数の低下の実態を明らかにして、寒冷地の劣化特性に対応した機能診断手法の必要性を示した。また、超音波伝播速度と静弾性係数との関係を整理し、超音波法の有用性を確認した。さらに、リバウンドハンマ法の問題点について考察するとともに、機械インピーダンス法の有用性を示した。

- (4) 北海道内および岩手県内に位置する 6 箇所の RC

- 現場打ち開水路のコンクリート側壁でアンカー引抜試験を実施し、各アンカー埋込位置における最大引抜荷重と超音波伝播速度の関係について考察を加え、最大引抜荷重と積算超音波伝播速度の間に線形関係があること、また、この関係を利用して部材内部の凍害劣化診断が可能であることを明らかにした。
- (5) 北海道上川地方に位置する供用後約 50 年で、表面保護工法適用後約 10 年が経過したコンクリート開水路側壁において、表面保護工法の種別による含水率調査と同位置から採取したコアを用いて凍結融解試験を行った。含水率調査の結果から、同一環境下のコンクリートでも、工法間で含水率に差異が生じることが分かった。加えて、含水率の測定に微破壊調査手法である電気抵抗式水分測定法を試行した結果、含水率そのものを求めることは難しいものの、コンクリート内部の水分を把握するための尺度として扱うことの有効性が示された。また、凍結融解試験の結果から、表面保護工法の種別による母材コンクリートへの影響は大きく、母材コンクリートの健全性や含水状態を把握することの重要性を確認した。
- (6) 配合の異なるモルタル材および無機系表面被覆材において、凍結融解を作用させ、その後の耐摩耗性を評価した。その結果、平均摩耗深さは、相対動弾性係数の低下が見られた深さまでに推移し、凍結融解サイクル数が多くなるほどその増加は大きくなった。また、相対動弾性係数の低下がほぼ見られなかった PCM および HPRCC においても、600 サイクルでは 0 サイクルに比べ約 3~7 倍程度の増加が確認された。
- (7) 凍害・摩耗の複合劣化に対して高耐久性を有する補修・補強工法および再補修・高耐久化技術として、「超高耐久性断面修復・表面被覆技術」の開発と、その耐久性を評価するためのモニタリング調査を行った。断面修復・表面被覆材の凍結融解試験を行った結果、凍結融解サイクル数は 1,500 サイクルを超え、優れた耐凍害性を有すること、また、その耐用年数は予定供用期間を大きく超えることを確認した。

参考文献

- 1) 農林水産省：食料・農業・農村基本計画、pp.44-45、2015
- 2) 農林水産省：土地改良長期計画、pp.28-32、2016
- 3) 国土交通省：北海道総合開発計画、pp.48-49、2016
- 4) 石神暁郎・蒔苗英孝・池下貴之・春田恵太・森充広：頭首工を構成するコンクリート施設の凍害・摩耗診断、水土の知、

- 第 86 巻、3 号、pp.33-37、2018
- 5) 石神暁郎・西田真弓・森 充広：積雪寒冷地におけるコンクリート施設の凍害・摩耗診断、平成 30 年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集、pp.568-569、2018
 - 6) 石神暁郎・西田真弓・浅野勇・川上昭彦・川邊翔平・森充広：積雪寒冷地において長期間供用されたコンクリート施設の表面近傍における凍害・摩耗劣化、農業農村工学会論文集、No.312、pp.I-37-I-51、2021
 - 7) 土木学会：コンクリート標準示方書〔維持管理編〕、pp.153-166、2018
 - 8) 石神暁郎・西田真弓・蒔苗英孝・佐藤智・周藤将司・緒方英彦：寒冷地の劣化特性に対応したコンクリート施設機能診断手法、水土の知、第 86 巻、6 号、pp.27-30、2018
 - 9) 農林水産省農村振興局整備部設計課：農業水利施設の長寿命化のための手引き、pp.3-14-3-38、pp.4-10-4-11、pp.参①-10-参①-21、pp.参②-9-参②-14、2015
 - 10) 緒方英彦・高田龍一・鈴木哲也・山崎大輔・佐藤周之：RC 開水路の側壁内部における凍害ひび割れの発生形態、水土の知、第 78 巻、5 号、pp.29-33、2010
 - 11) 佐藤智・金田敏和・石神暁郎・周藤将司・緒方英彦：RC 開水路の目視による凍害診断の留意点、水土の知、第 81 巻、2 号、pp.31-34、2013
 - 12) 石神暁郎・佐藤智・周藤将司・緒方英彦：コンクリート開水路の凍害劣化の発生形態とその診断手法、水土の知、第 83 巻、10 号、pp.27-30、2015
 - 13) 食料・農業・農村政策審議会農業農村整備部会技術小委員会：農業水利施設の機能保全の手引き、p.67、2015
 - 14) 農林水産省農村振興局整備部設計課施工企画調整室：農業水利施設の補修・補強工事に関するマニュアル【開水路補修編】(案)、2015
 - 15) 緒方英彦・高田龍一・野中資博・服部九二雄：RC 開水路の凍害、水土の知、第 76 巻、9 号、pp.31-34、2008
 - 16) 緒方英彦・鈴木哲也・山崎大輔・濱幸雄：壁状構造物であるコンクリート製開水路の側壁内部の凍害劣化、コンクリート工学年次論文集、Vol.32、No.1、pp.833-838、2010
 - 17) 石神暁郎・金田敏和・佐藤智・周藤将司・緒方英彦：超音波を用いたコンクリート開水路の凍害劣化深さの推定、農業農村工学会論文集、No.283、pp.87-98、2013
 - 18) 石神暁郎・森充広・渡嘉敷勝・増川晋：農業用水路コンクリートに生じる摩耗現象と促進試験方法に関する検討、コンクリート工学年次論文集、Vol.27、No.1、pp.805-810、2005
 - 19) 森充広・渡嘉敷勝・山崎大輔・加藤智丈：長期供用された農業用水路のコンクリート通水表面の変質、コンクリート

- 工学年次論文集、Vol.31、No.1、pp.919-924、2009
- 20) 渡嘉敷勝：農業用コンクリート水路における摩耗機構および促進摩耗試験に関する研究、農工研報、No.52、pp.1-57、2013
- 21) 緒方英彦・野中資博・藤原貴央・高田龍一・服部九二雄：超音波法によるコンクリート製水路の凍害診断、コンクリートの凍結融解抵抗性の評価方法に関するシンポジウム論文集、pp.63-70、2006
- 22) 魚本健人：コンクリート構造物のマテリアルデザイン、オーム社、p.65、pp.158-175、2007
- 23) 土木学会：コンクリート標準示方書[標準編]、pp.418-431、2018
- 24) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、I 共通編、pp.148-162、IIIコンクリート橋・コンクリート部材編、pp.42-53、2017
- 25) 土木学会：コンクリート標準示方書[設計編]、pp.35-53、pp.148-168、2018
- 26) 高柴保明・塚孝司・熊谷守晃：凍害およびアルカリ骨材反応を受けたコンクリートの力学特性、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.20、No.1、pp.221-226、1998
- 27) 濱幸雄：凍害の診断方法の現状と課題、コンクリート工学、Vol.48、No.5、pp.66-69、2010
- 28) 嶋田久俊・野々村佳哲・水田真紀・島多昭典：凍結融解を受けたコンクリートの各種特性、寒地土木研究所月報、No.742、pp.28-32、2015
- 29) 堀宗朗・多田浩治・斎藤裕・三浦尚：細孔構造の変化に着目したコンクリートの低温劣化の診断法の基礎的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.13、No.1、pp.723-728、1991
- 30) 高橋丞二・塚孝司・山下英俊：北海道におけるコンクリート構造物の凍害、開発土木研究所月報、No.502、pp.29-35、1995
- 31) 岡本修一・魚本健人：細孔構造からみた凍結融解による劣化機構に関する基礎研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.19、No.1、pp.901-906、1997
- 32) 岡本修一・魚本健人：凍結融解による劣化への初期ひび割れの影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.20、No.2、pp.913-918、1998
- 33) 出口朗・増田良一・斎藤裕司：約 80 年間水と接していたコンクリートの変質状態、セメント・コンクリート論文集、No.54、pp.174-179、2000
- 34) 久田真・河野広隆：溶脱したコンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性に関する考察、コンクリート工学年次論文集、Vol.25、No.1、pp.749-754、2003
- 35) 橋本淳・谷智之・池谷貞右・内田善久・蓮本清二：70 年以上供用したコンクリート構造物における溶脱劣化調査について、コンクリートの化学的侵食・溶脱に関するシンポジウム論文集、pp.185-190、2003
- 36) 人見尚・竹田宣典・中野靖・白土博・粟田茂樹・玉井猛：カルシウム溶脱によるモルタル中の細孔径分布の変化、土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集 CS、pp.259-260、2007
- 37) 緒方英彦・兵頭正浩・石神暁郎・新大軌：EPMA 分析に基づく積雪寒冷地で長期供用された開水路のコンクリートの変質に関する一考察、コンクリート工学論文集、No.30、pp.53-63、2019
- 38) 小林一輔・白木亮司・河合研至：炭酸化によって引き起こされるコンクリート中の塩化物、硫黄化合物及びアルカリ化合物の移動と濃縮、コンクリート工学論文集、Vol.1、No.2、pp.69-82、1990
- 39) 日本コンクリート工学会：コンクリート診断技術' 17 [基礎編]、pp.30-36、2017
- 40) 石神暁郎・西田真弓・浅野勇・川邊翔平・川上昭彦・森充広：凍結融解を作用させたモルタル試験体の摩耗促進試験、2019 年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集、pp.464-465、2019
- 41) 鎌田英治・千歩修・田畑雅幸・田中宏和：コンクリートの耐凍害性におよぼす細孔構造の役割についての統計的解析、日本建築学会構造系論文集、No.487、pp.1-9、1996
- 42) 宮川豊章・榊田佳寛・野口貴文・出村克宣・守分敦郎・濱田秀則：複合劣化コンクリート構造物の評価と維持管理計画研究委員会報告、コンクリート工学年次論文集、Vol.23、No.1、pp.1-10、2001
- 43) 日本コンクリート工学協会：コンクリートの凍結融解抵抗性の評価方法に関する研究委員会報告書、pp.143-155、2008
- 44) 石神暁郎・佐藤智・中村和正：積雪寒冷地におけるコンクリート開水路の表面保護工法の付着性とその評価、農業農村工学会論文集、No.297、pp.I_49-I_61、2015
- 45) 石神暁郎・星野香織・工藤吉弘：積雪寒冷地における排水路鋼矢板の腐食診断、平成 29 年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集、pp.560-561、2017
- 46) 石神暁郎・星野香織・工藤吉弘：積雪寒冷地における鋼矢板排水路の性能低下特性、水土の知、第 86 巻、5 号、pp.43-46、2018
- 47) 石神暁郎：北海道における鋼矢板腐食実態と排水路性能低下の特徴、鋼矢板水路の腐食実態と補修・補強対策論文集、pp.11-16、2017
- 48) 農林水産省農村振興局整備部設計課施工企画調整室：農業

- 水利施設の補修・補強工事に関するマニュアル【鋼矢板水路腐食対策(補修)編】(案)、2019
- 49) 鈴木哲也・浅野 勇・石神暁郎：農業用鋼矢板水路の腐食実態と長寿命化対策—補修・補強・更新への性能設計—、養賢堂、2019
- 50) 北海道開発局農業水産部農業水利課：北海道の明渠排水、pp.3-9、pp.32-46、pp.47-249、1989
- 51) 日置綾人・鈴木一衛・畑中諭・渡辺欣哉：軟弱地盤地帯の明渠排水路施工について、第25回(昭和56年度)北海道開発局技術研究発表会論文集、pp.1099-1106、1982
- 52) 杉山幸男・奥井宏・斉藤晴保・鈴木達也：泥炭地排水路工法について、第32回農業土木学会北海道支部研究発表会講演要旨集、pp.107-112、1983
- 53) 新井貞夫・仁平勝行・山内勝彦・河合裕志・横山一男・本間公康：泥炭地における排水路の設計例について、第33回農業土木学会北海道支部研究発表会講演要旨集、pp.5-8、1984
- 54) 峰村雅臣・土田一也・羽田卓也・原斉・森井俊廣・鈴木哲也：新潟県における鋼矢板リサイクルの取り組み、平成24年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集、pp.872-873、2012
- 55) 原斉・峰村雅臣・萩原太郎・森井俊廣・鈴木哲也：鋼矢板排水路の腐食実態に関する実証的研究、平成26年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集、pp.698-699、2014
- 56) 板垣知也・松木俊郎・江口英弘・長崎文博・鈴木哲也：新潟地域における産官学連携による腐食鋼矢板水路の補修工法の開発、平成28年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集、2016
- 57) 石神暁郎：農業用排水路の材料劣化に着目した機能診断手法、平成26年度北海道開発局技術開発委員会農業検討部会技術研修分科会(施設保全研修会)講演資料、2014
- 58) 石神暁郎・西田真弓・蒔苗英孝・佐藤智・周藤将司・緒方英彦：コンクリート施設の凍害劣化特性に対応した機能診断手法、平成30年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集、2018
- 59) 農林水産省農村振興局：農業農村整備に関する技術開発計画、pp.5-8、2017
- 60) 食料・農業・農村政策審議会 農業農村整備部会 技術小委員会：農業水利施設の機能保全の手引き、2015
- 61) 西林新蔵・小柳洽・渡邊史夫・宮川豊章：コンクリート工学ハンドブック、朝倉書店、pp.516-530、2009
- 62) 石神暁郎・金田敏和・蒔苗英孝・会沢義徳・西田真弓・佐藤智：超音波伝播速度の測定によるコンクリート開水路の凍害診断、水土の知、第80巻、6号、pp.13-16、2012
- 63) 久保元樹・井上真澄・佐藤 智・石神暁郎：機械インピーダンス法を用いたコンクリート開水路の凍害診断手法の検討、コンクリート工学年次論文集、Vol.36、No.1、pp.2110-2115、2014
- 64) 佐藤智・石神暁郎・加藤太吾・安田俊一・大杉周作・蒔苗英孝：機械インピーダンス法によるコンクリート開水路側壁の内部変状の検出、平成26年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集、pp.658-659、2014
- 65) 緒方英彦・服部九二雄・高田龍一・野中資博：超音波法によるコンクリートの耐凍結融解特性の評価、コンクリート工学年次論文集、Vol.24、No.1、pp.1563-1568、2002
- 66) 緒方英彦・清水邦宏・石神暁郎・田場一矢：凍害劣化したコンクリートのアンカー引抜き試験における最大引抜き荷重と超音波伝播速度の関係、平成28年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集、2016
- 67) 緒方英彦・清水邦宏・石神暁郎・田場一矢：アンカー引抜き試験における最大引抜き荷重を利用したコンクリート側壁の凍害劣化診断、コンクリート構造物の補修、補強、アップグレード論文報告集、2016
- 68) 緒方英彦・清水邦宏・石神暁郎・田場一矢：芯棒打込み式金属拡張アンカーを用いたアンカー引抜き試験によるコンクリート構造物の凍害劣化診断、日本非破壊検査協会コンクリート構造物の非破壊検査論文集、Vol.5、pp.77-84、2015
- 69) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説(第2版)、pp.321-322、2013
- 70) 西田真弓・石神暁郎・山田章・緒方英彦：寒冷地における表面保護工法適用後のコンクリート開水路側壁の含水率、平成30年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集、2018
- 71) 西田真弓・石神暁郎・緒方英彦：寒冷地におけるRC開水路の表面保護工法による母材コンクリートへの影響、2019年度農業農村工学会大会講演会概要集、2019
- 72) 西田真弓・石神暁郎・緒方英彦：寒冷地のコンクリート開水路における表面保護工法適用後の補修効果の検証、コンクリート工学年次論文集、Vol.41、No.1、pp.833-838、2019
- 73) 西田真弓・石神暁郎・緒方英彦：寒冷地の開水路における表面保護工法適用に際する一提案、水土の知、第88巻、6号、pp.23-26、2020
- 74) 農林水産省農村振興局整備部設計課：農業水利施設の長寿命化のための手引き、pp.2-13-2-14、pp.6-1-6-25、2015
- 75) 農林水産省農村振興局整備部設計課施工企画調整室：農業水利施設の補修・補強工事に関するマニュアル【開水路補修編】(案)、pp.49-127、2015
- 76) 熊谷守晃・星俊彦・佐伯昇・太田利隆：50年経過したコンクリートの物理、化学的特性と耐久性、土木学会論文集、

- No.686/VI-52, pp.41-54, 2001
- 77) 小野寺康浩・秀島好昭・高谷智文・奥井宏・館野健悦・田鹿秀則：表面塗覆装した経年水路コンクリートの凍結融解耐久性試験、第 50 回農業土木学会北海道支部研究発表会講演集、pp.80-83、2001
- 78) 佐藤英隆：金山ダムにおける堤体コンクリート表面の劣化予測、Docon Report, Vol.201, pp.12-17、2016
- 79) 緒方英彦・高田龍一・服部九二雄：コンクリート製開水路の非凍結期の供用環境が凍害に及ぼす影響、コンクリート工学年次論文集、Vol.31, No.1, pp.1159-1164、2009
- 80) 手塚喜勝・朝倉啓仁・中村眞一・佐々木元茂：蛍光エポキシ樹脂含浸法によるコンクリートコアサンプルの微細ひび割れの可視化法、平成 16 年度土木学会北海道支部論文報告集、第 61 号、V-10、2004
- 81) 湯浅昇・笠井芳夫：非破壊による構造体コンクリートの水分測定方法、コンクリート工学、Vol.32, No.9, pp.49~54、1994
- 82) 石神暁郎・西田真弓・浅野勇・川邊翔平・川上昭彦・森充広：凍結融解を作用させた無機系表面被覆材の耐摩耗性、2021 年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集、2021
- 83) 渡嘉敷勝・森充広・中矢哲郎・森丈久：カルシウム溶脱したペースト硬化体の耐摩耗性、コンクリート工学年次論文集、Vol.32, No.1, pp.719-724、2010
- 84) 石神暁郎・西田真弓・南真樹・金沢智彦・緒方英彦・濱幸雄：超高耐久性断面修復・表面被覆技術の開発（その 1）—予定供用期間中のメンテナンスフリーを目指した工法—、2020 年度農業農村工学会大会講演会概要集、pp.99-100、2020
- 85) 南真樹・西谷内龍司・石神暁郎・緒方英彦・濱幸雄：超高耐久性断面修復・表面被覆技術の開発（その 2）—繊維補強型セメント複合材料における検討—、2020 年度農業農村工学会大会講演会概要集、pp.539-540、2020
- 86) 西谷内龍司・南真樹・石神暁郎・緒方英彦・濱幸雄：超高耐久性断面修復・表面被覆技術の開発（その 3）—機械化施工「左官アシスト工法」における検討—、2020 年度農業農村工学会大会講演会概要集、pp.541-542、2020
- 87) 山口健輔・金沢智彦・石神暁郎・緒方英彦・濱幸雄：超高耐久性断面修復・表面被覆技術の開発（その 4）—凍害劣化コンクリートに対する表面改質剤の効果と修復材との一体性の評価—、2020 年度農業農村工学会大会講演会概要集、pp.545-546、2020
- 88) 南 真樹・西谷内龍司：「左官アシスト」を用いたコンクリート補修工法の導入、2019 年度農業農村工学会大会講演会概要集、pp.50-51、2019
- 89) 石神暁郎・田場一矢・中村和正：コンクリート開水路補修における無機系表面被覆材の凍害劣化予測、平成 28 年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集、2016
- 90) 浜幸雄・松村光太郎・田畑雅幸・富坂崇・鎌田英治：気象因子を考慮したコンクリートの凍害劣化予測、日本建築学会構造系論文集、64 巻、523 号、pp.9-16、1999
- 91) 日本コンクリート工学協会：コンクリートの凍結融解抵抗性の評価方法に関する研究委員会報告書、p.39、2008
- 92) 気象庁（参照日：2020/8/1）：過去の気象データ検索、<https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php>

16.2 営農の変化や気候変動を考慮した農業水利施設の維持管理・更新技術の開発

16.2.2 大規模災害時における長大な農業水利施設の災害対応計画策定技術の開発

担当チーム：寒地農業基盤研究グループ
(水利基盤チーム)

研究担当者：川口清美、大久保天、南雲 人
今泉祐治、寺田健司、中村和正

【要旨】

本研究の目的は、基幹的な農業水利施設における大規模災害時に備えた災害対応計画の策定技術を開発することである。そのため、本研究で取り組む課題は、(1)大規模災害時における災害対応の遂行を阻害する被害発生を抑制する対策を検討する方法を開発すること、および(2)大規模災害発生時において迅速かつ適切に現場対応が可能な施設管理体制を提案することである。

(1)の課題に関して、大規模地震対策の検討方法として FTA (Fault Tree Analysis) の適用を検証した。北海道内最大級規模の農業用水路における災害対応を対象に、FTA を用いて、大規模災害時における災害対応が遂行不能になる原因事象を特定しその対策を検討した。その結果、FTA を用いた対策検討の有効性は確認されたものの、原因事象を詳細に追及すれば、FT 図が肥大化して対策検討の作業効率が低下するという実用面における課題が明らかになった。この課題を解消するため、FT 図作成において一定の具体的な原因事象が特定された段階で対策の検討に切り替えるという実用 FTA を案出した。そして、実際の施設管理者による実用 FTA を用いた対策検討の実践を通して、実用 FTA の有効性を検証した。その結果、実用 FTA を用いて従来の FTA と同数かそれ以上の対策を短時間で引き出すことができ、実用 FTA は有効かつ施設管理者自らの手で実施可能な対策検討方法であることを確認した。

(2)の課題に関して、大規模地震発生時には即座に複数名の施設管理者が予め割り当てられた各ゲート設備に急行して対応にあたるという現場管理体制を提案し、その現場管理体制における各ゲート設備への施設管理者の割当人数を最適化する方法を構築した。また、施設管理者の意思決定方法として、現場管理体制構築の可否を、取水ゲートを閉鎖するか否かの判断基準とする方法を提案した。この意思決定方法の導入および FTA により挙げられた対策の実施によって、現行の災害対応が遂行不能になる確率は、震度 6 強において約 60%低減、震度 7 において約 35%低減すると予測された。また、平成 28 年 8 月の台風第 10 号による大雨災害時において実施された農業用ダムの管理の実態を検証して、ダム管理において防災行動計画が有効であることを示した。

以上の研究成果を取りまとめて、農業水利施設管理者のための災害対応計画策定マニュアル案を作成した。

キーワード：大規模地震災害、大雨災害、農業水利施設、災害対応、FTA、意思決定

1. はじめに

基幹的な農業水利施設が大規模な地震や突発的な豪雨により被害を受ければ、広範囲にわたる営農への影響が懸念されるばかりでなく、その被災箇所から流出する多量の水が新たな被害リスクとなって、地域住民の人命や財産に関わる甚大な二次災害を引き起こすことが考えられる。東北地方太平洋沖地震や北海道胆振東部地震をはじめ過去の大規模な地震災害では、多くの農業水利施設が被災した¹⁾。また、平成 28 年 8 月には、北海道および東北地方に上陸した台風によって集中豪雨が発生して、農業水利施設が壊滅的な被害を受けた³⁾。

このような大規模災害に対応するためには、万一施設が被災しても、その後の災害対応により被害拡大を最小限に抑止する減災対策が重要になる。しかし、大規模災害時には、その災害対応に必要な資源である人、情報通信、設備機器、インフラもまた被災して、その機能を喪失してしまうおそれがある。それゆえ、大規模災害時に起こり得る多種多様な被害想定を考慮した災害対応計画を策定しておく必要がある。

そこで、筆者らは、信頼性工学におけるリスク解析手法のひとつである FTA (Fault Tree Analysis) を用いて、大規模地震災害時における農業水利施設管理者の災害対応行

動を阻害するリスクを網羅的に特定するとともに、そのリスクへの対策の効果を定量的に評価した⁴⁾⁵⁾。この既往の研究成果を受けて、本研究では、基幹的な農業水利施設における災害対応力を強化するための災害対応計画策定技術の開発を目的として、次のような課題に取り組んだ。

課題①：FTA を用いたリスク解析および対策検討方法の有効性の検証および体系化

課題②：大規模災害発生時における施設管理者の適切な判断と迅速な対応行動を可能にする災害対応体制の提案

以下、本報告では、2章、3章、4章において、平成29年度までの研究成果を述べ、5章、6章、7章において、平成30年度における研究成果を述べる。

2章では、課題①に関して、国内最大級の灌漑水路システムにおける地震時の災害対応を対象に実施した FTA を用いたリスク解析および対策検討を実施して、FTA の適用性を確認するとともに、その実用面における課題を解決するため、従来の FTA を改良した FTA (実用 FTA) を提案する。

3章では、課題②に関して、地震災害発生後、複数名の施設管理者が取水ゲートなどの各施設に急行して災害対応に当たる現場管理体制の構築を提案し、その現場管理体制の最適化手法の開発および施設管理者の意思決定方法の改善策の検討を行う。

4章では、大雨災害時に実施されたダム管理の実態を記すとともに、FTA を用いたリスク解析から、ダム管理における防災行動計画(タイムライン)の有効性を示す。

5章では、課題①に関して、実用 FTA の手順を一般化するとともに、実際の水路システムを管理する施設管理者による実用 FTA を用いた対策検討の実践を通して、実用 FTA の有効性を確認する。

6章では、課題②に関して、地震発生直後の水路における安全確保を必要条件とする施設管理者の意思決定方法を、基本的な意思決定理論である期待値原理に基づいて検討し、その結果より、現場管理体制が構築できるか否かを判断基準に、取水ゲートを閉鎖するか否かを決定する意思決定方法を提案する。

7章では、本研究成果を取りまとめて作成した「農業水利施設管理者のための災害対応計画策定マニュアル案」の概要を紹介する。

8章では、以上の結果をまとめる。

2. FTA を用いた対策検討方法の改良

2.1 FTA によるリスク特定および対策検討方法

2.1.1 FTA の概要

FTA とは、解析対象とする望ましくない事象(頂上事象)を出発点にして、その発生原因となる事象(中間事象)を FT 図と呼ばれる樹形状の図に整理していくことで、根本的な原因となる事象(基本事象)を網羅的に特定し、頂上事象の発生を低減する対策を明らかにする方法である⁶⁾。FTA は、機械設備の故障からヒューマンエラーまで、特性の異なる事象を統一的に解析することができるので、人や情報通信、インフラなど多種多様な資源が関連する大規模災害時の災害対応過程を解析する手法として適当である。FTA は、①解析対象の把握、②FT 図の作成、③対策の検討の手順で実施する。

2.1.2 解析対象の把握

FTA の第一段階は、解析対象とする災害対応の流れを把握することである。本研究では、基幹的な幹線用水路施設を管理する土地改良区職員(以下、「施設管理者」)に聞き取り調査を実施して、大規模地震災害時に幹線用水路施設において起こり得る被害状況を整理するとともに、その被害状況に対応する施設管理者の災害対応行動の流れを把握した。

2.1.3 FT 図の作成

FT 図は表-1 に示す記号を用いて作成する。FT 図の例を図-1 に示す。最初に解析対象とする事象 F を頂上事象として設定する。次に、頂上事象 F が起こる直接的な原因となる事象を挙げて、それを頂上事象 F の下位に並べて書き出す。この場合は中間事象 A および基本事象 D である。このとき、頂上事象 F の直下の OR ゲートは、中間事象 A および基本事象 D のいずれかひとつが生じた場合

表-1 FT 図に使用される記号

記号	名称	内容
□	頂上事象 中間事象	頂上事象: 解析対象とする事象 中間事象: 上位事象の原因となる事象
○	基本事象	根本的な原因となる事象
∩	ORゲート	下位事象のひとつ以上が発生すれば上位事象が発生
∩	ANDゲート	下位事象のすべてが発生する場合に上位事象が発生

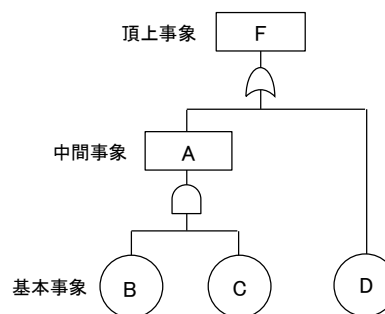


図-1 FT 図の例

に、頂上事象 F が発生することを意味する。中間事象 A が生じる原因は、基本事象 B および C である。この場合は、AND ゲートで結合されているので、基本事象 B と基本事象 C がともに生じた場合に中間事象 A が発生することを意味する。

本研究では、以上のような規則と手順に従って FT 図を作成することで、大規模地震発生直後における災害対応が遂行不能になる根本的な原因事象、すなわち、基本事象を特定した。なお、発想の公平性や一般性を確保するため、FT 図の作成作業は複数名で行うことが望ましい。本研究では、調査対象の施設管理者、災害に関する知見を有する技術者および筆者らを含めた 6 名または 7 名によって FT 図を作成した。

2.1.4 対策の検討

FT 図に示される基本事象に対して適切な対策を施せば、頂上事象の発生を抑制することができる。ただし、ひとつの基本事象に対して複数の対策が考えられる場合がある。その場合には、対策をさらに樹形状の図に整理する「対策検討 FT 図」を作成することが有効である⁷⁾。対策検討 FT 図については、2.4 節および 2.5 節において説明する。

2.2 FTA によるリスク特定および対策検討の実例

2.2.1 解析対象とした災害対応

(1) 対象施設

本研究において解析対象とする灌漑用水路施設は、北海道の水田地帯にある頭首工と開水路からなる H 幹線用水路である。図-2 にその外観を示す。H 幹線用水路の施設規模は、延長約 80km、最大通水量約 42m³/s であり、国内最大級の灌漑用水路である。H 幹線用水路を管理する施設管理者の協力を得て、同施設管理者が想定している大規模地震災害時の災害対応を対象に、FTA による被害リスクの特定および対策の検討を実施した。

(2) 大規模地震発生直後における災害対応

大規模地震災害によって長大な幹線用水路が被害を受けて、万一にも決壊あるいは溢水という事態となれば、その被害箇所周辺の地域に甚大な二次災害が生じることが懸念される。そのため、H 幹線用水路の施設管理者は、地震発生後、即座に水管理システムのデータを確認して、用水路内の水位に異常があれば直ちに取水ゲートを閉鎖して、溢水や決壊による二次災害の発生を防止することを想定している (図-3)。

(3) 頂上事象の設定

以上のように、大規模地震発生直後に施設管理者が直ちに行う災害対応は、取水ゲートを閉鎖して被害拡大を防止することである。そのため、本研究では、取水ゲートが閉



図-2 灌漑期におけるH幹線用水路の外観

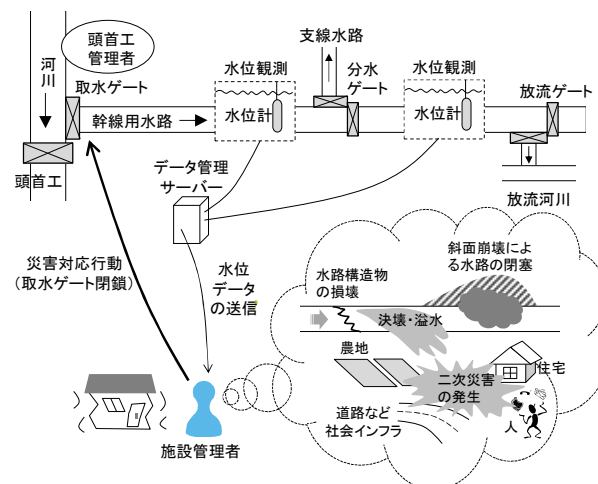


図-3 大規模地震発生直後において想定される災害対応

鎖できないという状況、すなわち、「取水ゲートの閉鎖不能」を FT 図の頂上事象として設定した。

2.2.2 FT 図の作成と対策の検討

H 幹線用水路における「取水ゲートの閉鎖不能」を頂上事象とした FT 図の一部を図-4 に示す。頂上事象の下位に災害対応の各工程が遂行不能となる事象が列挙される。それらの各事象が発現する原因事象を連鎖的に挙げていき、根本的な発生原因となる基本事象を特定した。図中の△の記号は他の FT 図が連結すること、すなわち FT 図がさらに継続することを意味する。それゆえ、基本事象「系統電力の停電」以外の事象にはさらに FT 図が続くことになる。ここでは、「系統電力の停電」を基本事象としているが、その発生原因は、配電設備、送電設備、発電所と遡っていけば、どこまでも詳細に挙げられるということになる。しかし、配電設備以降の原因事象に対して、施設管理者が対応できるものではない。このように、原因事象の追究をさらに進めることができたとしても、施設管理者による対策実施が不可能であることが確認された時点で原因事象の追究を止め、その事象を基本事象とした。

このようにして挙げられた基本事象に対して、対策を検討した。ただし、頂上事象からの原因経路が異なるものの、

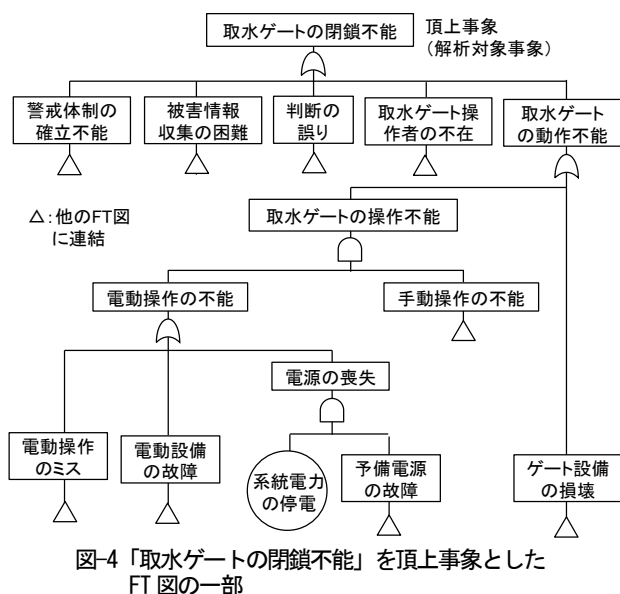


図-4 「取水ゲートの閉鎖不能」を頂上事象とした FT 図の一部

同じ内容の基本事象が重複して得られる場合がある。それらの再整理を行って、最終的に 50 をこえる基本事象と対策が得られた。

2.3 FT 図作成における課題

前節では、H 幹線用水路を対象に、大規模地震災害時における「取水ゲートの閉鎖不能」を頂上事象とする FT 図を作成し、その発生原因となる基本事象を特定した。これにより、大規模地震の発生に備えて対策すべき内容を明らかにした。しかし、その一方で、こうした FTA を用いた一連の対策検討作業を、土地改良区の実務において適切に実施できるだろうかという疑問の声も、実際に筆者らと FT 図を作成した H 幹線用水路の施設管理者からあがった。

FTA は根本的な原因と考えられる基本事象を明らかにしたうえで、その各基本事象に対する対策を検討していくという手順で行われる。しかし、その基本事象を決定するための客観的な基準は定められていない。それゆえ、無制限に原因事象を挙げていけば、FT 図は極端に肥大化してしまう場合がある。このことは、2.2.2 項で「系統電力の停電」の原因事象に関して述べたとおりである。FT 図が肥大化すれば、言うまでもなくその作成と対策検討に係る時間と労力は増大する。さらに、そこで得られた対策を分類して、対策導入の適否を評価する作業にかかる時間も増大する。また、FT 図が肥大化すれば、その全体像が捉えにくいものとなり、FT 図が有する「頂上事象が発生する原因経路をひと目で把握でき、机上シミュレーションに役立てられる」という利点も損なわれてしまう。

FTA では、基本事象を詳細に追究するほど、その対象を具体化することができる。しかし、そのために FT 図が極端に肥大化してしまうことは、逆に対策の検討を困難にし

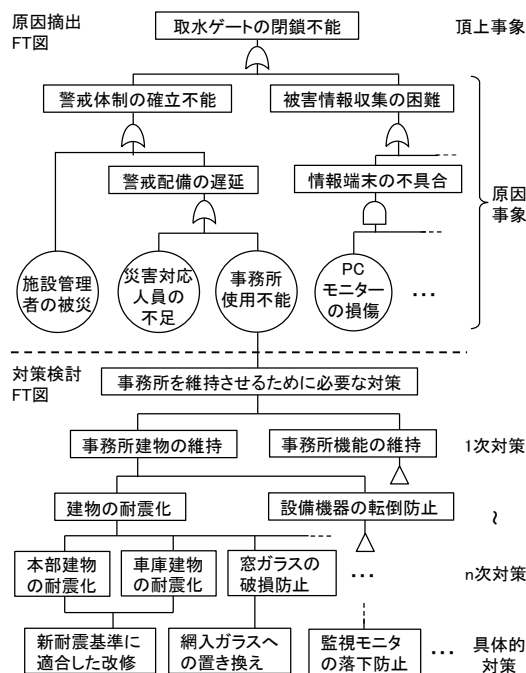


図-5 改良 FT 図の一例

てしまうおそれがある。このことが、FTA を用いて対策検討を行う際の課題である。

2.4 FTA の改良

以上に述べた課題に対する対応策として、筆者らは、FT 図作成において一定の原因事象が特定された段階で、対策の検討に切り替えるという方法（以下、「実用 FT 図」）を案出した。この方法によって、FT 図の肥大化を抑制し、対策を直接的に議論することで、その検討作業の効率化を図ることがねらいである。施設管理者が自らの手で FTA を実施できるような実用性を目指すものである。実用 FT 図の一例を図-5 に示す。この方法では、FT 図による頂上事象の発生原因の追究を、対策を実施する具体的な対象が明確になった時点で休止して、その後は各基本事象に対して対策の検討を進めていく。例えば、基本事象「事務所の使用不能」は、「事務所を維持させるために必要な対策は何か」という観点に切り替えて、対策案を挙げていく。そのとき、多種多様な対策の議論に漏れが生じないように、対策を具体化していく過程を樹形図に整理する。

以上に述べた実用 FT 図による方法を、H 幹線用水路の災害対応における大規模地震対策の検討において試行した。その結果、ねらい通りに、従来の FT 図により挙げられた対策とほぼ同等かそれ以上の対策を効率よく引き出すことができた。このことから、実用 FT 図による対策検討方法の実用性は高いことが示唆された。本報告では、以下、改良 FT 図における頂上事象から基本事象まで部分を「原因抽出 FT 図」、基本事象から具体的な対策までの部

分を「対策検討FT図」と呼ぶ。

2.5 対策検討FT図の具体例

H幹線用水路を対象に試行した実用FTAにおいて特定した基本事象「施設管理者の被災」に対する対策検討FT図を図-6に示す。基本事象「施設管理者の被災」に対する対策を、「施設管理者の被災による災害対応の遂行不能を防止するためには」という観点に切り替えて検討した。まずは一次対策として、「地震の揺れによる被災の防止対策」、「災害対応時の事故防止対策」、「代替要員の確保」、「日常の健康管理」が挙げられた。それらの各対策を自由に議論して、最終的に14の具体的な対策が得られた。その内容は、個人の地震対策から現場対応時における対策、人材育成や職場環境に関する対策まで多岐にわたった。この「施設管理者の被災」に対する対策検討では、従来のFT図により得られた対策よりも、むしろ多数の対策を挙げることができた。

また、他の基本事象についても、実用FT図によって得られた対策は、従来のFT図によって得られた対策とほぼ同数かつほぼ同内容であった。本研究におけるFTAを用いた対策検討の目標は、これまで認識不足であったリスクや想定していなかったリスクを洗い出して、そのリスクに対する対策を明らかにすることである。この目標達成にアプローチする方法として、実用FT図を用いた対策検討方法は、従来のFT図を用いた方法に比べて遜色のないものであることが、今回の調査結果によって示唆された。

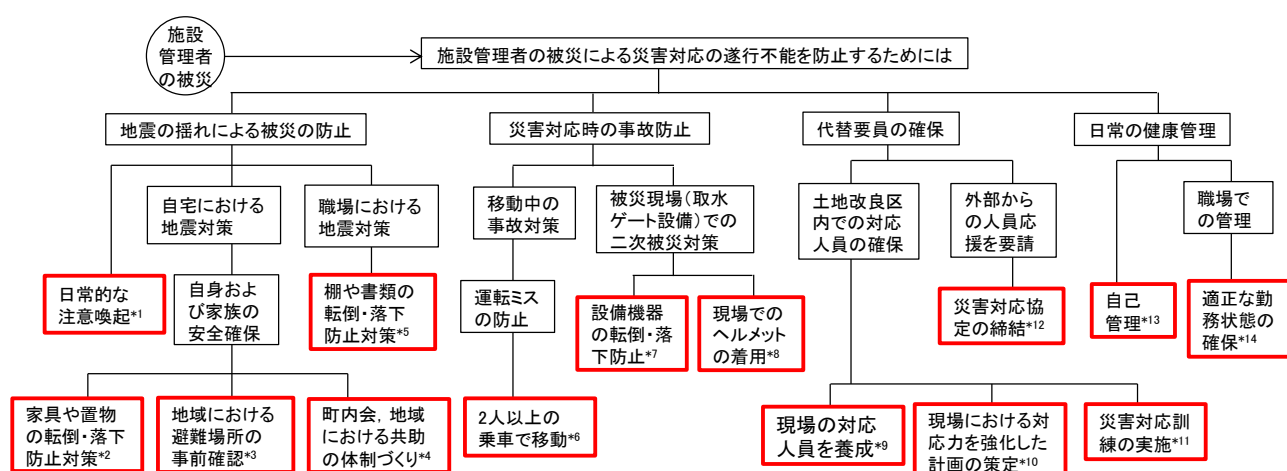
2.6 実用FT図による対策検討の妥当性の考察

実用FT図による対策検討が妥当であることの根拠を、人間の認識や行動に関する体系的な知見から考察するこ

とは、今後の課題である。しかし、実用FT図の妥当性は、次のように推察されよう。

我々は日常的にリスクと対策をほぼ同時に考えている。例えば、「明日は重要な試験日である」という場合、その試験をベストな状態で受験できるように、その前日から入念な対策を考えるであろう。すなわち、「寝坊しないように、目覚まし時計をセットする」、「わすれものをしないように、今晚のうちに持ち物の確認をする」、「万一の食あたりを避けるため、今晚は生ものの摂取を控える」などである。すなわち、我々は日常的にリスクと同時に対策を考えている。対策検討FT図における対策の検討作業は、この人間の思考過程を活かして、リスクと対策を一気に議論してしまおうとするものである。ただし、こうしたリスクと対策がほぼ同時に考えられるのは、対策を講じる対象が限定されていて、想定される具体的なリスクを次々と挙げることができる場合である。それが漠然として明確でないときには、むしろ、従来のFT図に従って、リスク事象の探索から始めるほうが得策である。例えば、「現場における事故の防止」を考える場合、まずは現場においてどのような事故が考えられるのか、それを具体化するところから始める必要があるであろう。

以上の考察から、FT図の肥大化と対策検討の非効率化を招いた原因は、FT図の作成が対策を検討できる段階であったにも関わらず、どこまでもFTAの定石に従おうとしたためであると考えられる。すなわち、頂上事象の発生原因を原因摘出FT図の作成によって探索し、その原因事象がある程度絞り込まれて具体化した時点で、対策検討FT図に切り替えるという対策の検討方法は、従来のFT図



¹施設管理者個人の地震に対する警戒意識の喚起、²施設管理者の自宅における地震対策、³自宅のある地域における家族の避難場所などの確認、⁴地域における地震時の共助体制づくりへの参加（施設管理者自身は用水路の災害対応に向かうことを家族、地域コミュニティにおいて周知）、⁵職場における地震対策、⁶パニックやトラブルを想定して単独による自動車の運転をできる限り回避、⁷首工管理所およびゲート設備における地震対策、⁸対応時における施設管理者の安全確保、⁹現場の設備機器に熟知して、緊急的な災害対応を実施できる人員の養成、¹⁰災害現場において即座に急応対できる災害対応計画の策定、¹¹新たに養成された災害対応人員と新たな災害対応計画に基づいた訓練の実施、¹²災害協定を締結して外部からも災害対応の応援者を要請、¹³自己の日常的な健康管理、¹⁴職場における職員の健康管理

図-6 基本事象「施設管理者の被災」の対策を検討する対策検討FT図

よる方法よりも、人間の日常的な思考過程を反映した方法であるといえよう。それゆえ、この実用 FT 図による対策検討方法は、現場の実務において、施設管理者が自らの手で災害対応計画を策定する際に、実用的かつ有効に活用されるものと期待できる。

3. 現行の災害対応計画の改善

3.1 現行の災害対応計画の内容と評価

3.1.1 既往研究の概要

筆者らは、大久保ら³⁾において、FTA を用いて、大規模地震発生直後における施設管理者の災害対応行動を阻害する原因の特定および対策の検討を行うとともに、その対策導入の効果を算定した。3.1 節では、その研究結果を概説する。

3.1.2 解析対象とした緊急対応

(1) 対象施設

本研究の解析対象とした施設は、北海道の水田地域に灌漑用水を供給する S 幹線用水路である。S 幹線用水路は、延長約 29km、最大計画通水量 21m³/s を有するコンクリートフリーダム水路である。同用水路を管理する S 土地改良区では、十数名の職員（施設管理者）が勤務し、そのうちの 7 名が技術系の施設管理者である。さらに、その施設管理者のひとり（以下、「A 施設管理者」）が頭首工および幹線用水路各施設の現場（以下、単に「現場」）における実務的な施設管理を担当している。灌漑期における日常的な現場の監視および点検作業は、A 施設管理者の監督のもと数名の委託業者によって行われている。A 施設管理者は各種設備機器の配置や操作に熟知しており、災害時には、現場において緊急的な災害対応を実施する。

(2) 大規模地震災害時に想定される災害対応

S 土地改良区では、災害時における職員間の連絡網や関連機関への連絡先、技術部長など責任者からの指示系統などを示した災害対応体制が決められている。これは災害発生後、職員が土地改良区本部へ速やかに参集して、施設の点検や応急処置を適切に実施することを目的とした計画である。しかし、突発的に発生する地震災害の場合、万一にも水路構造物が被害を受けて決壊や溢水といった事態となれば、水路から流出する多量の水によって、農地のみならず近隣の住宅地や道路交通などに対しても甚大な二次災害が及ぶおそれがある。そこで、地震災害時には、まず、A 施設管理者が現場において取水ゲートの閉鎖に向けた対応行動を起こすことになっている。すなわち、実際には、図-7 に示すような 2 段階の災害対応過程が考えられている。第 1 段階の対応は、A 施設管理者によって地震発

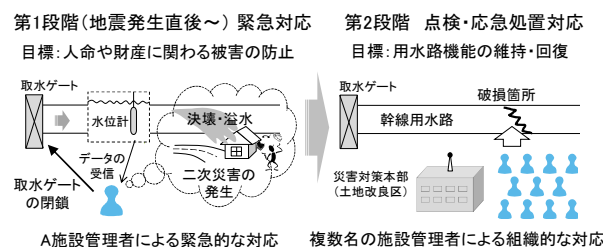


図-7 大規模地震災害時における災害対応過程

生直後から開始される。地震発生後、A 施設管理者は水管理システムにおける水位データを自身が所有する携帯端末によって確認する。そこで水位に異常があれば、直ちに頭首工に向かい取水ゲートを閉鎖して、二次災害の拡大を防止する（以下、「緊急対応」）。その後の第 2 段階の災害対応では、しだいに土地改良区本部へ参集してきた職員らによって、組織的に施設の点検や被災箇所での応急処置を行う（以下、「点検・応急処置対応」）。

(3) 緊急対応の計画策定の必要性

大規模地震災害時の災害対応を強化するための方策として、事業継続計画（BCP : Business Continuity Plan 以下、「BCP」）の策定が考えられる。BCP とは、大規模な災害時においても最重要業務の継続を図るため、それに必要な対策、方針、体制、手順を示した計画のことである。土地改良施設を対象にした BCP 策定マニュアル⁸⁾も作成されており、その啓発・普及が進められているところである。しかし、BCP が主に対象とするのは、点検・応急処置対応であり、緊急対応に相当する内容はほとんど含まれない。なぜならば、BCP は、やや事後の対応に重点がおかれた計画であり、組織的な対応を強化するための体制整備を主な目的とした内容となっているからである。そのため、BCP の策定とは別途に、緊急対応に関する具体的かつ実践的な行動計画を策定することが必要である。

そこで、大久保ら⁴⁾では、大規模地震発生直後における「緊急対応」を対象にして解析を行った。

3.1.3 FT 図の作成と対策の検討

緊急対応の目標は、施設被災による二次災害の発生または拡大を防止するため、的確に取水ゲートを閉鎖することである。そこで、大久保ら⁵⁾では、A 施設管理者による緊急対応において、「取水ゲートの閉鎖不能」を頂上事象とする FT 図の作成を行った。その FT 図の一部を図-8 に示す。頂上事象が発現する中間事象を連鎖的に挙げていき、根本的な原因となる基本事象を特定した。この基本事象に対する対策を講じれば、頂上事象の発生を抑制することができる。しかし、対策実施に投入できる費用や労力には制約がある。そのため、施設管理者が実際に実施できる対策

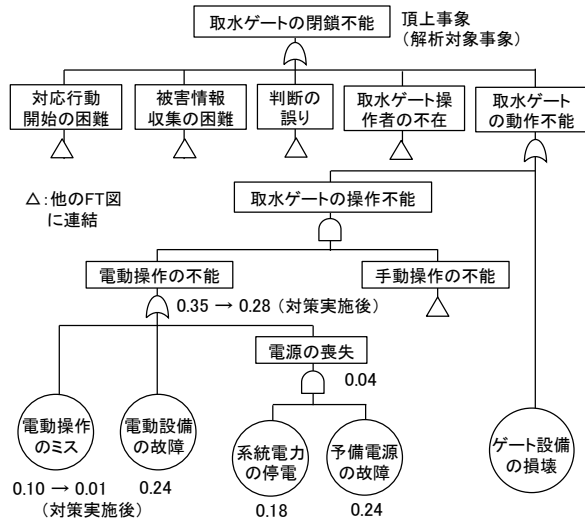


図-8 「取水ゲートの閉鎖不能」を頂上事象とするFT図の実例の一部と震度6強における発生確率の算出例(大久保ら⁵⁾より作成)

表-2 施設管理において実施可能な対策(大久保ら⁵⁾より作成)

基本事象	対策	内容
電話機の使用不能 防災無線の使用不能 電動操作のミス 手動操作のミス	ヒューマンエラー対策	携帯電話や防災無線の日常管理における確認 ゲート操作方法の日常管理における確認 ゲート操作方法の簡略化 ゲート操作方法の見える化
監視モニターの損傷 観測機器の不具合	観測機器の破損防止対策	監視用パソコンなどの転倒防止対策 観測機器の転倒防止対策 観測機器の振動による破損に対する対策
水位データの誤表示 水位データの不足	水管理システムの強化	振動や故障による水位データの誤表示を確認 水位観測地点の妥当性の確認 水位計の増設

は限られたものになろう。そこで、各基本事象に対する対策の中から、現状の施設管理において実施可能な対策のみを抽出した。その対策を表-2に示す。設備機器の操作ミスなどに対するヒューマンエラー対策や設備機器の転倒防止対策などが挙げられた。

3.1.4 対策効果の定量評価

FTAでは、基本事象に発生確率を与えると、その上位の事象の発生確率を算出することができる。FT図における任意の事象の発生確率 P は、その直下位の N 個の事象の発生確率 P_1, P_2, \dots, P_N を用いて、ANDゲートでは(1)式により、ORゲートでは(2)式により算出される。

$$P = \prod_{n=1}^N P_n \quad (1)$$

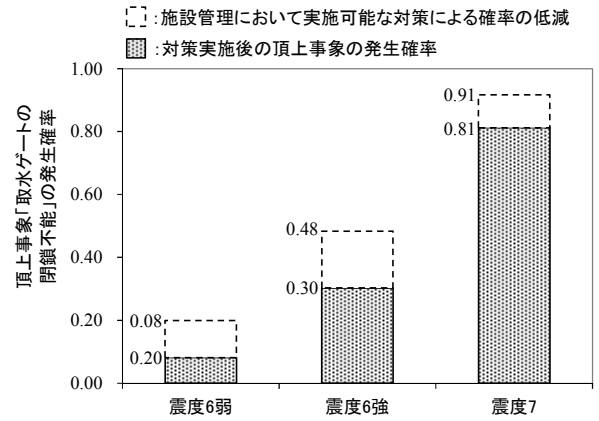


図-9 対策実施前後における各震度階級の頂上事象「取水ゲートの閉鎖不能」の発生確率(大久保ら⁵⁾より作成)

$$P = 1 - \prod_{n=1}^N (1 - P_n) \quad (2)$$

すなわち、各基本事象の発生確率を設定できれば、(1)式および(2)式を用いて、その上位事象の発生確率を順次計算していくことにより、最終的に頂上事象の発生確率を算出することができる。図-8のFT図中に記した数値は、震度6強における発生確率の算出例である。この場合、「電動操作の不能」の発生確率は0.35と計算できる。このとき、基本事象「電動操作のミス」に対する対策を実施して、その発生確率が対策実施前の1/10に低減できたと仮定した場合、「電動操作の不能」の発生確率は0.28に低減すると評価される。

このようなFTAの定量評価方法を用いて、対策実施前と対策実施後における頂上事象「取水ゲートの閉鎖不能」の発生確率を算出した結果を図-9に示す。対策を実施していない現状では、震度6強以上の震災となれば、頂上事象の発生確率はおおむね0.5以上となり、取水ゲートを閉鎖できないおそれがあることが示された。しかし、対策を講じることによって、震度6強における頂上事象の発生確率は0.3となり、一定の対策効果が期待できることが分かった。しかし、震度7の震災となれば、対策実施による効果はほとんど得られないことが示唆された。

以上が大久保ら⁵⁾において示された主要な結果である。

3.2 緊急対応時の人員配置の最適化

3.2.1 既往の緊急対応みなおしの着眼点

大久保ら³⁾における結果から、現状の災害対応計画では、震度7の震災となれば、取水ゲートを閉鎖する緊急対応が実施できない確率が高い。そこで、本節では、緊急対応過

程を根本からみなおして、緊急対応時に取水ゲートが閉鎖不能になる確率を可能な限り低減することを目指す。そのために筆者らが着目したのは、震災直後に現場において緊急対応を行う施設管理者の増員である。

3.2.2 緊急対応を行う施設管理者の増員

現在、S 幹線水路の施設管理者が想定している災害対応では、地震発生後、真っ先に現場において緊急対応を行うのは、実質的に A 施設管理者のみである。それゆえ、A 施設管理者が被災して対応行動を起こすことが不能となれば、緊急対応の遂行は大幅に遅延することになる。そのため、A 施設管理者と同様な緊急対応を行うことができる施設管理者を養成することが必要である。3.1.2 項で述べたように、現行の災害対応計画では、地震発生後、土地改良区職員は土地改良区本部へ参集することになっている。しかし、図-10 に示すように、施設管理者の何人かを、土地改良区本部への参集ではなく、直接現場に向かうように割り当てることによって、A 施設管理者を含めた複数名の施設管理者らによる現場における管理体制（以下、「現場管理体制」）が構築できるものと考えられる。

また、複数名によって現場管理体制が構築可能であるとすれば、取水ゲート操作だけでなく、放流ゲート操作による減災効果も期待できる。そこで、各ゲートへの施設管理者の割り当て人数をどのようにすれば最も減災効果が高められるのか、という現場管理体制の最適化の問題が生じる。筆者らは、S 幹線水路を対象にして、大規模地震発生時に幹線水路からの放流量を最大化する各ゲートへの施設管理者の割り当て人数を試算した。ただし、ここでの放流量には、取水ゲート閉鎖により止められる取水量も含む。

3.2.3 方法

(1) 緊急対応時における人員配置の最適化手法

各ゲート設備への施設管理者の配置モデルを図-11 に示す。ゲート 1 を取水ゲートとし、ゲート 2 からゲート m までを放流ゲートとする。 n_k ($k=1, 2, \dots, m$) は、 k 番目のゲートにおける緊急対応を割り当てられる施設管理者数である。 $P(n_k)$ はゲート k の操作が実行（取水ゲートの閉鎖あるいは放流ゲートの開放）される確率である。 Q_1 は取水ゲート閉鎖による通水停止流量であり、 Q_k ($k=2 \sim m$) はゲート k からの放流量である。震災時における幹線水路からの全放流量は、確率 $P(n_k)$ を用いて(3)式のように、放流量の期待値 E で表される。本研究では、地震発生後、直接的に幹線水路のゲート設備に急行できる施設管理者の総数 N を制約条件 ((4)式) として、放流量の期待値 E を最大とする各ゲートへの施設管理者の配置数 n_1, n_2, \dots ,

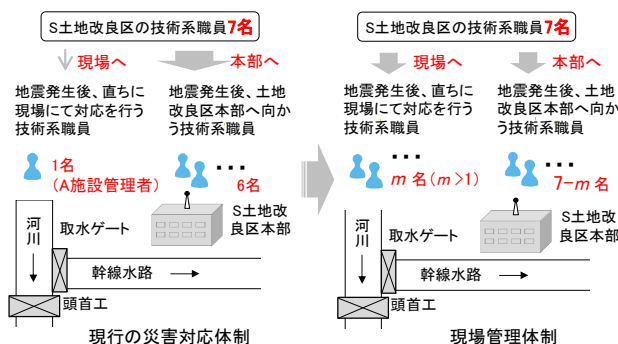


図-10 地震発生後の施設管理者の土地改良区本部と現場（ゲート設備など）への割り当て

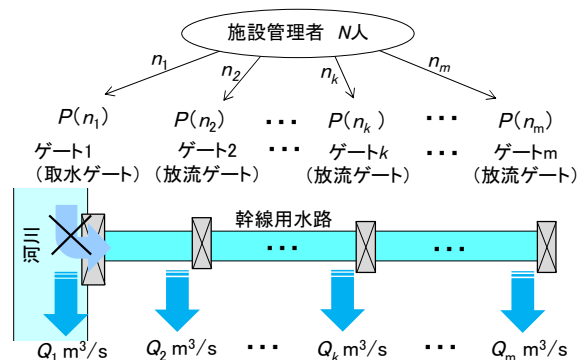


図-11 各ゲート設備への人員の配置モデル

n_m を求める。

$$E = \sum_{k=1}^m P(n_k) \cdot Q_k \quad (3)$$

$$\sum_{k=1}^m n_k = N \quad (4)$$

(2) ゲート k の操作可能確率 $P(n_k)$ の算出

$P(n_k)$ は、図-12 に示すような FT 図をもとにして求められる。図中における P_h は施設管理者がゲート設備に到着できない確率、 P_d はゲート設備が動作不能になる確率である。「施設管理者の到着不能」の下位には、地震発生後のゲート操作を割り当てられた各施設管理者が到着不能となる事象が並列され、それらは上位の「施設管理者の到着不能」と AND ゲートで結合される。このことは、ゲート k への割り当て人数 n_k が多いほど、ゲート k にだれも到着しないという確率、すなわち、「施設管理者の到着不能」が生じる確率が低下することを示す。ただし、本研究では、各施設管理者 1~ N の到着不能となる確率はすべて等しく P_h であるとした。すなわち、「施設管理者のゲート k 設備への到着不能」の発生確率は、 P_h の n_k 乗と表される。一方、「ゲート k の動作不能」とは、地震動によるゲート設

備の破損や不具合などである。そのため、「ゲート k の動作不能」の発生確率 P_d は、施設管理者数 n_k には関係しない。以上のことから、 $P(n_k)$ は「ゲート k の動作不能」が生じる確率の余事象となり、次の(5)式により求められる。

$$P(n_k) = 1 - \left[P_h^{n_k} + P_d - P_h^{n_k} \cdot P_d \right] \quad (5)$$

(3) ゲート k における放流量 Q_k の算定

Q_1 は最大計画通水量とした。 Q_k ($k=2\sim m$) は各放流工の施工図面に基づいて算定した。

(4) 最適解の算出

減災効果を最大化する各ゲート設備への人員配置数を決定する問題は、以上の(3)式、(4)式、(5)式により数理計画問題として定式化される。この問題形式は、例えば、ある資源を N 個の工場に配分することを考えて、 i 番目の工場に x_i の資源を配分して $f(x_i)$ の利得が得られるとき、総利得 $f(x_1)+f(x_2)+\dots+f(x_N)$ を最大化する資源の配分 x_1, x_2, \dots, x_N ($\sum x_i=M$) を決定するといった配分問題にあたる。この種の問題には、一般に動的計画法による解法が知られている⁹⁾。しかし、以上の例において総資源量 M が離散的でごく小さければ、単純に資源配分のすべての組み合わせに対する総利得をしらみつぶしに調べるという方法が最も簡便である。ほとんどの土地改良区では、職員数の制約から現場における緊急対応可能な職員数が 10 名を上回ることは考えにくい。それゆえ、(4)式を満たすすべての組み合わせに対する(3)式の解を比較することで最適解を求める方法が、この場合、実用的で分かり易いものと考えられる。

3.2.4 試算事例および考察

(1) 試算対象とする幹線水路施設の概要

S幹線水路には、取水ゲートのほか6箇所の放流ゲートがある。取水ゲートの操作には電動と手動があるが、本研究では、その取水ゲート操作を電動のみで行うものとした。なぜならば、手動による操作には膨大な時間と労力を要することから、緊急的な対応にはなり得ないからである。取水ゲート設備は停電時に作動する予備電源を備えている。また、放流ゲートの開閉はすべて手動による機側操作のみである。

(2) ゲート操作不能のFT図

図-12のFT図に従って作成した、S幹線水路における「取水ゲートの閉鎖不能」を頂上事象とするFT図を図-13に、また、「放流ゲートの開放不能」を頂上事象とするFT図を図-14に示す。施設管理者は、大規模地震発生後、水管理システムなどによる現地の正確な被害情報を待たず、

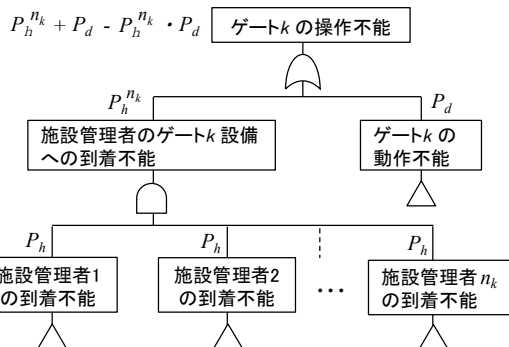


図-12 ゲート k の操作不能を頂上事象とする FT 図

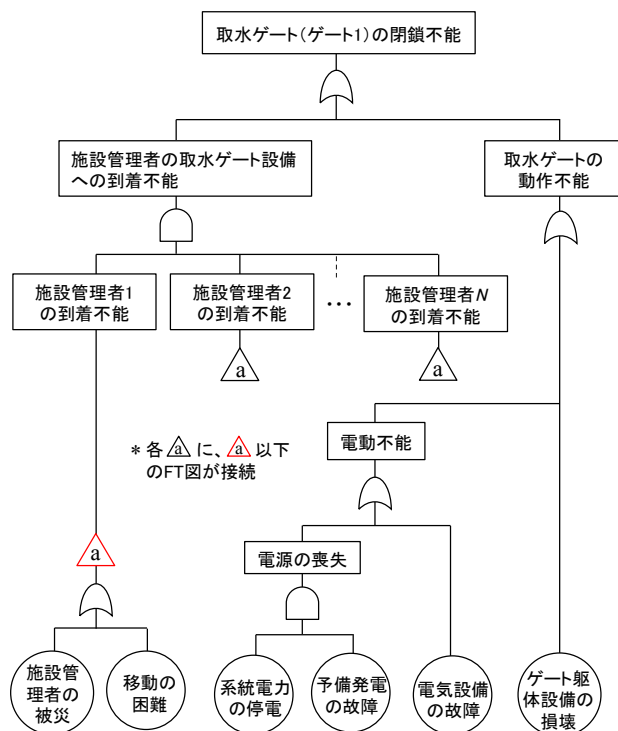


図-13 「取水ゲートの閉鎖不能」を頂上事象とする FT 図

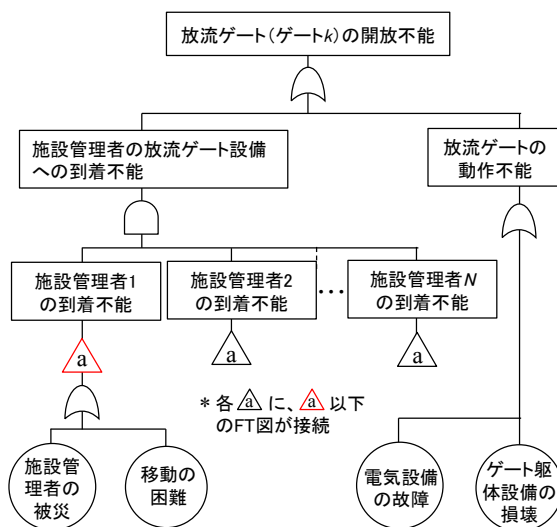


図-14 「放流ゲートの閉鎖不能」を頂上事象とする FT 図

表-3 基本事象の発生確率の設定

基本事象	震度7において想定される発生確率	基本事象の発生確率の設定根拠
施設管理者の被災	0.350	震災時における木造住宅の全壊率 ¹⁰⁾ を適用
移動の困難	0.150	震災時における道路のリンク閉塞率 ¹⁰⁾ より推定
動力設備の故障	0.100	震災時における鉄筋コンクリート建物の全壊率 ¹⁰⁾ を適用
系統電力の停電	0.900	系統電力の停電率は電柱折損率および建物の全壊率に比例するとして、震度6強における停電率18% ¹¹⁾ と震度6強における木造住宅の全壊率 ¹⁰⁾ から、各震度階級の停電率を設定
予備電源の故障	0.100	震災時における鉄筋コンクリート建物の全壊率 ¹⁰⁾ を適用
電気設備の故障	0.400	建物の倒壊率より大きく、設備機器の転倒率より小さいとして、鉄筋コンクリート建物の倒壊率 ¹⁰⁾ と家具等の移動・転倒率 ¹¹⁾ の平均値を適用
ゲート駆体設備の損壊	0.100	震災時における鉄筋コンクリート建物の全壊率 ¹⁰⁾ を適用

表-4 試算に用いたデータ (震度7の場合)

ゲート名	P_h	P_d	Q_k m ³ /s
ゲート1(取水)	0.448	0.509	20
ゲート2(放流)	0.448	0.190	3
ゲート3(放流)	0.448	0.190	2
ゲート4(放流)	0.448	0.190	1.5
ゲート5(放流)	0.448	0.190	1
ゲート6(放流)	0.448	0.190	1
ゲート7(放流)	0.448	0.190	0.5

直ちに担当するゲート設備へ向かうものとした。なぜならば、現地の正確な被害情報待ちをしている間に適切な対応の実施時機を逸してしまうこともあり得るからである。そこで、本研究では、「施設管理者の到着不能」の原因となる基本事象として、「施設管理者の被災」と「移動手段的喪失」の2事象のみを挙げた。

(3) 試算に用いたデータの決定

図-13と図-14に記す基本事象の発生確率を表-3のように設定して、「施設管理者の到着不能」の発生確率 P_h と「取水ゲートの動作不能」の発生確率 P_d を求めた。ただし、表-3に挙げた値は震度7の震災時の例である。試算に用いた P_h 、 P_d および Q_k を表-4に示す。

(4) 最適化の試算結果

表-4に示したデータを(3)式、(4)式、(5)式に代入して、最適解を求めた。S幹線水路を管理する土地改良区では、7名の技師のうち、本部にて対応する2名を除いた5名までが震災時に施設管理者として現場のゲート設備において対応可能である。そこで、施設管理者数を1人~5人までの5通りに仮定した。その各人数において最大となる放流量の期待値を図-15に示す。施設管理者総数 N が1人または2人のときは、取水ゲートのみに対応行動を集中させることが最も効果的となった。このことは、施設被災時には直ちに取水ゲートを閉鎖する従来の対応行動の妥当性を示すものである。 N が3人であれば、取水ゲートだけで

■ : ゲート1(取水ゲート)による放流量
 ■ : ゲート2(放流ゲート)による放流量
 ■ : ゲート3(放流ゲート)による放流量

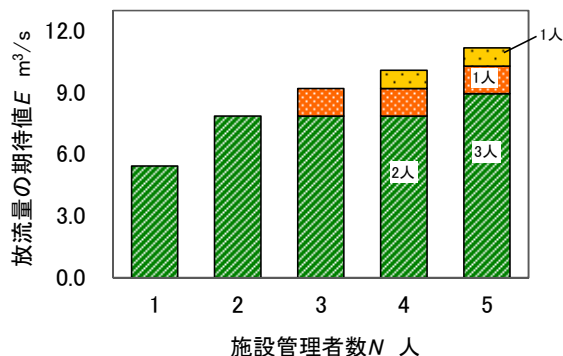


図-15 施設管理者数に対する放流量の期待値

なく、ゲート2の放流ゲートへも施設管理者を1人割り当てたほうが減災効果を高められるという結果となった。 N が4人であれば、さらにゲート3へ人員を配置することで最も放流量が大きくなった。また、 N を5人にできれば、取水ゲートへ3名、ゲート2とゲート3の放流ゲートへそれぞれ1名ずつ配置する体制が最適解として得られた。この場合 ($N=5$) は、単独の施設管理者 (A 施設管理者、 $N=1$) によって緊急対応を行う現行の場合よりも約2倍の減災効果が期待できることが示唆された。ただし、施設管理者数が増えるほど、1名増員に対する放流量の期待値の増加量が減少する。すなわち、現場へ割り当てる施設管理者を増員し続けることが、必ずしも適切であるとは限らない。このことから、現場の緊急対応への割り当て人数は、全体の土地改良区職員数と他の災害対応業務のバランスを考慮して決定する必要がある。

3.3 緊急対応時の意思決定方法の改善

3.3.1 現行の意思決定のみなおし

現行の災害対応では、水管理システムによって得られる被害情報をもとに、施設管理者は意思決定を行う。その意思決定における適切な判断を阻害する事象は、図-8のFT図において、「被害情報収集の困難」および「判断の誤り」に発する一連の中間事象および基本事象である。本節では、この現行の意思決定方法を根本からみなおして改善することで、意思決定におけるリスクの回避を目指す。そのため、まずは大規模地震災害時に想定される現行の意思決定方法の課題を明確にする。次に、その課題の解決策として新たな意思決定方法を提案し、その有効性を検討する。

3.3.2 現行の緊急対応における意思決定方法の課題

(1) 大規模地震時の不確実な状況下において想定される意思決定場面

長大な幹線水路は公共性が非常に高いため、その取水

ゲートを閉鎖するか否かの意思決定は、災害対応上の最重要課題である。3.1.2 項で述べた既往の意思決定方法が有効に機能するためには、水管理システムの水位データから得られた情報によって、幹線用水路における決壊や溢水などの二次災害発生の有無が確実に把握できなければならない。しかし、大規模地震災害は極めて強大で、不確実性の高い現象である。それゆえ、水管理システムにより被害状況を把握するという前提もまた不確実になるものと想定される。そのため、大規模地震災害時には、次のように、A 施設管理者の意思決定が困難になる場面が考えられる。

まず、A 施設管理者は水管理システムにより用水路内の水位を確認する。しかし、強大な地震動によって、水位観測設備や通信設備が破損して、その機能を喪失してしまうおそれがある。水管理システムが機能不全を起こせば、それに頼る A 施設管理者は、幹線用水路に関する被害情報を得られないことになる。また、大規模地震災害時には、たとえ水管理システムにおける水位データが確認できたとしても、意思決定を行う当事者（この場合 A 施設管理者）の心理的な面において、次のような問題が生じることも考えられる。

気象庁の震度階級¹²⁾によれば、震災規模が震度 6 強以上であれば、A 施設管理者の周囲では、全壊する建物が現れ、さらに震度 7 となれば周囲のいたるところで甚大な被害が生じている事態となる。こうした被害状況を目の当たりにして、A 施設管理者は、たとえ水管理システムの水位データに異常がみられないからといって、「幹線用水路に被害はない」と即断できるものであろうか。おそらく、A 施設管理者は、その判断に躊躇することであろう。なぜならば、A 施設管理者の中で、水位データが正常値を示している、それがもはや幹線水路の安全性を保障するものがあるという確信が持てないからである。それゆえ、この場合、A 施設管理者は現行の意思決定方法に従って取水ゲートを閉鎖しないか、あるいは万一の被害発生に備えて念のため取水ゲートを閉鎖するか、両者の何れかを選択することに窮することになる。

しかし、いかに被害情報が不確実であったとしても、A 施設管理者はそこで確実な情報待ちをして、災害対応の遂行を停滞させてしまうわけにはいかない。それゆえ、A 施設管理者は何らかの判断基準をもって自らの対応行動を決定しなければならない。

(2) 基幹的な灌漑用水路施設の災害対応に求められる意思決定

以上に述べた課題への解決策として、安全性を重視して、大規模地震発生時には（例えば、震度 5 強以上の地震発生

時には）、とにかく取水ゲートを閉鎖してしまうという考え方もあろう。しかし、幹線用水路が被害を受けて二次災害を引き起こす確率は極めて小さいと考えられる。それゆえ、被害がないにも関わらず取水ゲートを閉鎖してしまう、つまり、「空振り」になる確率が非常に高い。また、基幹的な灌漑用水路は公共性が非常に高いことから、その機能が停止した際、すなわち、取水ゲートを閉鎖して、それが「空振り」となった際の損失は決して小さくないものと考えられる。また、震災後における営農の速やかな復帰や被災地域の早期復旧を考慮すれば、結果的に「空振り」となる対応行動は、施設管理者としてもできる限り避けたいところである。それゆえ、大規模地震発生後にとにかく取水ゲートを閉鎖してしまうという対応は、必ずしも得策であるとはいえない。すなわち、この場合、震災時の被害状況に応じて、「取水ゲートを閉鎖しない」という選択もあり得るような意思決定方法が求められよう。

3.3.3 現場管理体制の構築を判断基準とした意思決定方法の提案

これまでの考察から、大規模地震災害時における現行の意思決定方法（以下、「意思決定方法 1」）には、次のような 3 つの課題がある。①大規模地震災害時には、判断基準となる被害状況の有無を確実に把握することは困難である。そのため、②二次災害が発生しているにも関わらず、「取水ゲートを閉鎖しない」と判断してしまうおそれがある。しかし、その一方で、③被害が発生していないのに取水ゲートを閉鎖してしまう事態、すなわち、「空振り」をしてしまうおそれがある。

こうした大規模地震災害時における意思決定上の課題を解消するための方策として、筆者らは、3.2.2 項で述べた現場管理体制が構築できるか否かを判断基準とした意思決定方法（以下、「意思決定方法 2」）を提案する。すなわち、現場管理体制が構築できれば、取水ゲートを閉鎖しない、現場管理体制が構築できなければ、取水ゲートを閉鎖する。ここでの現場管理体制とは、A 施設管理者を含む施設管理者が取水ゲート設備をはじめとする幹線用水路の各要所へ速やかに移動して、いつ何時、幹線用水路において二次災害が発生しても、即座にそれに対する対応、すなわち、取水ゲートの閉鎖や被害箇所の応急処置を実施できる体制である。現場管理体制のイメージを図-16 に示す。このような現場管理体制の構築が計画の中に入れば、取水ゲートを閉鎖するか否かの意思決定を行う主体は、A 施設管理者だけではなく取水ゲートにおける対応を割り当てられた施設管理者各々ということになる。大規模地震発生後、現場管理体制が支障なく構築できれば、施設管理者ら

自らが現場において用水路の安全を保障することになるので、取水ゲートを閉鎖せずに、(取水ゲートを閉鎖しないと判断して) そのまま幹線用水路の監視を継続する。しかし、図-17に示すように、地震発生後、施設管理者どうし連絡がとれない、施設管理者の何人かが被災して現場へ向かえない、水管理システムがダウンして水位の状況が把握できないなど、満足な現場管理体制が構築できなければ、万一の二次災害発生に対応できないことから、そのときは、取水ゲートへ急行できる施設管理者が「取水ゲートを閉鎖する」と判断して、その対応行動を開始する。この場合、施設管理者は、たとえ単独であっても、自らの判断で取水ゲートを閉鎖できるものとする。

この意思決定方法2に従えば、施設管理者の意思決定は図-18のようになる。水管理システムの水位データが確認できない状況は、それ自身が現場管理体制の重要部分の欠落であるので、直ちに取水ゲートを閉鎖する。水位データが確認できて、その水位に異常があれば即座に取水ゲートを閉鎖する。水位に異常がないときは、現場管理体制が構築できなければ、取水ゲートを閉鎖し、現場管理体制が構築できれば、取水ゲートを閉鎖しないとす。

以上のように、意思決定方法2では、安全性を確保した上で、「取水ゲートを閉鎖しない」という対応行動の選択が可能である。この場合、速やかに現場管理体制が構築できるのであれば、取水ゲートを閉鎖しないので、「空振り」にはならない。しかし、現場管理体制が構築できない場合は、取水ゲートを閉鎖するので、「空振り」となる場合もあり得る。ただし、「空振り」であったとしても、そもそも施設を管理できない状況では、通水を継続することはできないという考えもある。さらに、大規模地震発生後しばらくは余震の発生が懸念されることから、管理できない状態で通水したまま用水路を放置するわけにはいかないだろう。従って、現場管理体制が構築できない場合には、取水ゲートを閉鎖することが妥当であるといえる。

また、「現場管理体制が構築できない」という状況とは、「施設管理者の被災」、「電話連絡の不通」、「水位データの通信遮断」、「停電」などが起きた場合である。こうした被害の有無は、施設管理者が直接的に把握可能な事象である。その事象の有無を正確に把握することは、従来のように水管理システムの水位データによって、用水路のどこかで起こり得る被害の有無を把握することよりもはるかに容易である。それゆえ、施設管理者は、現場管理体制の構築の可否をほとんど迷うことなく判断することができる。

以上のことから、意思決定方法2に従えば、意思決定方

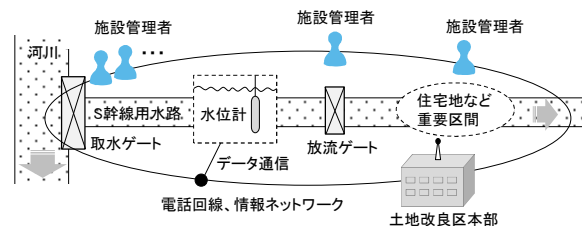


図-16 現場管理体制のイメージ

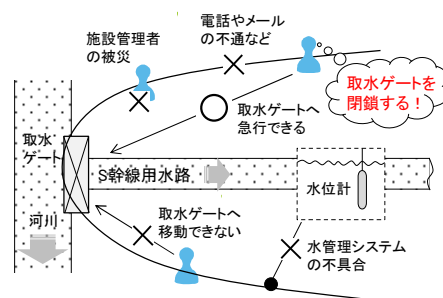


図-17 取水ゲートを閉鎖する意思決定場面の例

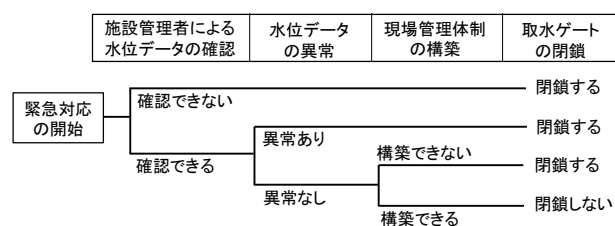


図-18 現場管理体制の構築を判断基準とした意思決定

法1における課題をおおむね解決することができる。

3.4 現行の災害対応計画の改善策の評価

S土地改良区では、地震発生直後における現地のゲート操作に5名の施設管理者を割り当て可能であり、その場合、図-19に示すように、取水ゲートへ3名、放流量が1番目と2番目に大きい放流ゲートへそれぞれ1名ずつ配置する体制が最適解として得られた。この結果に基づいて、地震発生後、直ちに3名の施設管理者が取水ゲートへ急行すると仮定して、「取水ゲートの閉鎖不能」の発生確率を試算した。取水ゲートの閉鎖は施設管理者が1名でも実施可能である。その1名の施設管理者が地震時に被災して取水ゲートまで到達できない確率を P とすれば、3名の施設管理者が誰も取水ゲートに到達できない確率は P^3 となる。

また、既往の災害対応では、水管理システムによって被害情報を得て意思決定を行う。しかし、現場管理体制の構築を判断基準とすることで、各施設管理者は水管理システムが被害を受けることやそのために判断を誤ることに関

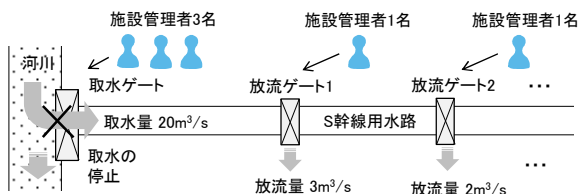


図-19 各ゲートへの人員の配置計画の事例 (S 幹線水路施設の場合)

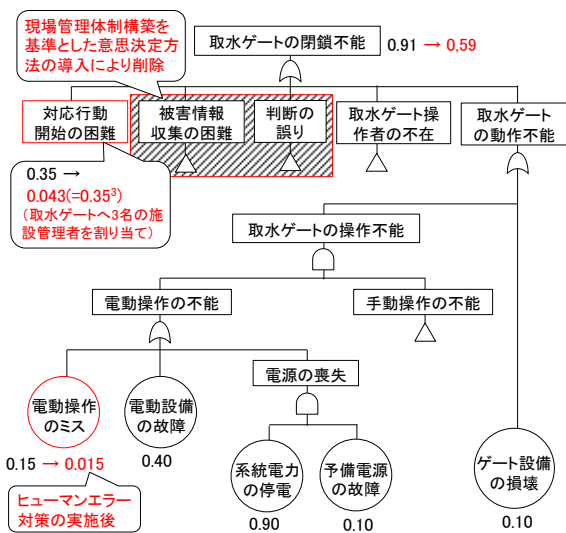


図-20 施設管理者の増員、意思決定方法の改善および対策の実施箇所を記した FT 図

わらず意思決定を行うことができる。それゆえ、FT 図から「被害情報収集の困難」および「判断の誤り」に関する事象を除外した。

図-8 に示した FT 図に、以上に述べた修正を記載した FT 図を図-20 に示す。各事象に添えた数字は、震度 6 強における発生確率であり、黒字は当初の無対策における発生確率、赤字は 3.1.3 項で述べた対策および本節で述べた改善策実施後の発生確率である。この FT 図に基づいて、各震度階級における頂上事象の発生確率を試算した結果を図-21 に示す。震度 6 強における頂上事象「取水ゲートの閉鎖不能」の発生確率は約 0.2 となり、現行の発生確率から約 60%の低減、震度 7 におけるそれは約 0.6 となり、現行の発生確率から約 35%の低減となった。改善策および対策の実施によって、一定の減災効果が期待できることが分かった。また、この試算は取水ゲートの閉鎖のみを対象としたものであるため、実際には、放流ゲートの開放による効果もこれに加わり、全体の減災効果は、さらに向上することになる。

3.5 緊急対応の強化対策の提案

本章では、S 幹線水路施設を対象として、震災時にお

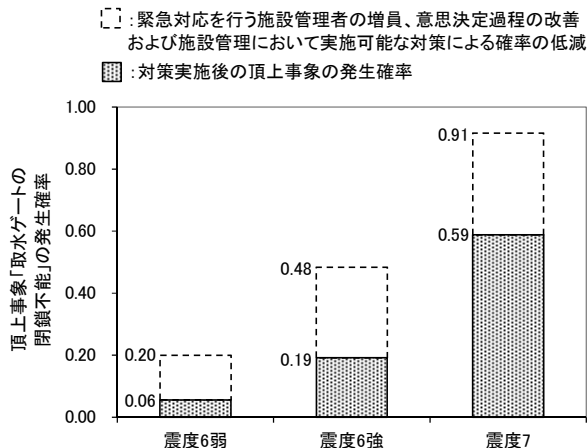


図-21 緊急対応を行う施設管理者の増員、意思決定方法の改善、対策の実施前後における各震度階級の頂上事象「取水ゲートの閉鎖不能」の発生確率

ける施設管理者の緊急対応行動の阻害要因に対する対策や現地において緊急対応を行う施設管理者の増員、水管理システムに頼る現行の意思決定方法の改善を検討した。その結果、それら対策の実施によって、一定の減災効果が期待できることを確認した。このことにより、本研究では、緊急対応の強化対策として、表-2 に示す対策の実施と図-18 に示す意思決定方法の改善、図-19 に例示する現場管理体制の構築を提案する。

しかし、震度 7 の震災時には、以上のような緊急対応の強化対策の効果に限界があることも示唆された。震度 7 の震災では、緊急対応が遂行不能となり、ある程度の被害発生を許容せざるを得ない。そのときにこそ、BCP の策定が必要になる。被害が生じてしまった場合を想定して、何を優先して対処するのか明確に検討して、早期復旧に向けた事後処理の準備をしておく必要がある。

4. 大雨災害時のダム管理における防災行動計画に関する考察

4.1 研究の目的

平成 28 年 8 月の台風第 10 号の北海道接近に伴い発生した大雨災害（以下、「台風第 10 号大雨災害」）では、農業水利施設や農地が甚大な被害を受けた。寒地土木研究所と公益社団法人農業農村工学会北海道支部は、合同で十勝地域の農業水利施設を主な対象として被害調査を実施した。その被害は、農業用水路の法面がほぼ全沿線にわたり破壊されて、場所によっては隣接する農地の土壌が地表面から深さ 1m 以上も侵食されて消失するといった状況であった¹³⁾。

こうした大規模な豪雨災害の発生を完全に防止するこ

とは困難である。しかし、その被害から人命や個人の財産を第一に守るための災害対応は確実に実施されなければならない。実際に台風第10号大雨災害時において、防災担当者や施設管理者は災害対応に奔走していたものと考えられる。しかし、そうした災害対応がどのような計画によるものであり、どのように実施されたのか、その実態を把握して有効性を評価する試みや課題解決に向けた方策を探究する試みはほとんど行われていない。そこで、本研究では、台風第10号大雨災害において実際に行われたダム管理の実態を検証して、その評価および課題の抽出を行った。さらに、今後の対応策として防災行動計画（タイムライン）の観点からダム管理をみなおし、防災行動計画策定の有効性を示した。

4.2 大雨時におけるダム管理の評価

4.2.1 台風第10号大雨災害時のダム管理の検証

(1) ダム管理者への聞き取り調査

本研究では、北海道の畑作地帯に灌漑用水を供給する農業用ダム（以下、「Aダム」）を管理するB町役場職員のダム主任技術者から、台風第10号大雨災害時におけるダム管理について聞き取りを行った。その結果をもとに、大雨災害に備えて計画されている現行のダム管理の流れ、および北海道大雨災害時において実際に行われたダム管理の経過について、次のとおり整理した。

(2) 大雨災害時のダム管理の流れ

Aダムの管理は、ダム管理主任技術者1名とその補助者4名の計5名（以下、「ダム管理者」）で行われている。通常時、ダム管理者はダム中央管理センターに勤務している。また、ダムサイトにあるダム管理棟には、ダム堤体の管理を委託された2名の業者（以下、「委託管理者」）が8:00から17:00まで勤務し、ダム管理主任技術者の指示のもとにダム管理の実務補助を行っている。通常時、ダム管理者は、ダム中央管理センターにおいて、ダム管理棟から送信されるAダムの流入量や水位、ダム地点の降水量などのデータ（以下、「ダムデータ」）を監視している（図-22）。そこで、地震や大雨などの異常事態となれば、直ちにダム管理者はダムサイトへ移動して、ダムを直接点検する。

大雨時におけるダム管理者の災害対応フローを図-23に示す。大雨警報が発生された場合、ダム管理主任技術者は警戒体制をとり、ダムデータにおけるダムへの流入量とダム地点の降水量、および気象庁が発表する降水量に注視する。そして、そのいずれかの値がAダムの管理規程に定められた基準を超えれば、ダム管理者のうち2名がダムサイトへ急行して、ダム管理棟においてダム堤体を直接監視する。

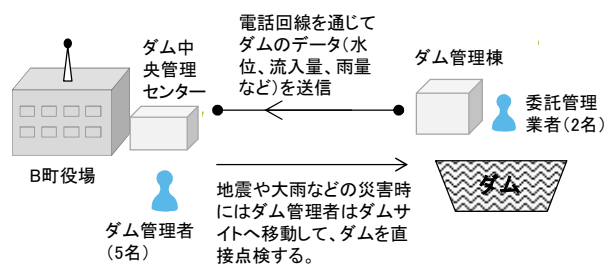


図-22 通常時のダム管理

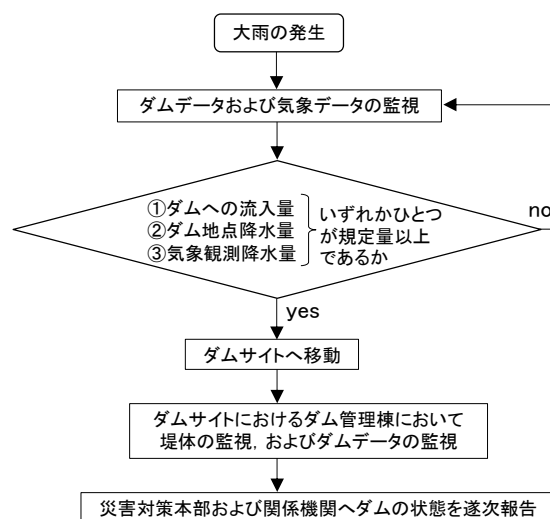


図-23 大雨時におけるダム管理者の対応行動

(3) 台風第10号大雨災害時におけるダム管理の経過

台風第10号による大雨時およびその前後期間（平成28年8月28日から9月2日まで）におけるAダムへの流入量、ダムサイトにおける時間雨量、およびダム管理者の対応行動を図-24に示す。29日の正午頃から時間雨量が増加して、それに伴いダムへの流入量も徐々に増加した。30日の6時にダム流入量が基準の流入量をこえたことから、ダム管理者2名はダムサイトに向けて移動した。ダム管理者は30日午前にはダム堤体の点検および確認を行った。そして、その日の午後には、下流河川の氾濫によって農業用水路が被災したため、ダムサイトを一時離れてその対応を行った。30日の夜（21:00～22:00頃）に再度ダムサイトへ向かったものの、ダムサイトへ向かう山中の管理用道路が土砂崩れのため通行不能となり、ダム管理者はダムサイトへ行くことを断念せざるをえなかった。このとき、ダムサイトには2名の委託管理者が在勤しており、ダムサイトにおける直接監視は委託管理者が行い、その結果をダム管理者へ報告することとした。その後、降雨量は急増して、30日23時から31日1時にかけてダムへの流入量は最大となった。この最大の流入量は設計洪水量のほぼ90%に達した。さらにその夜半には、ダムサイトにおけるダム管理

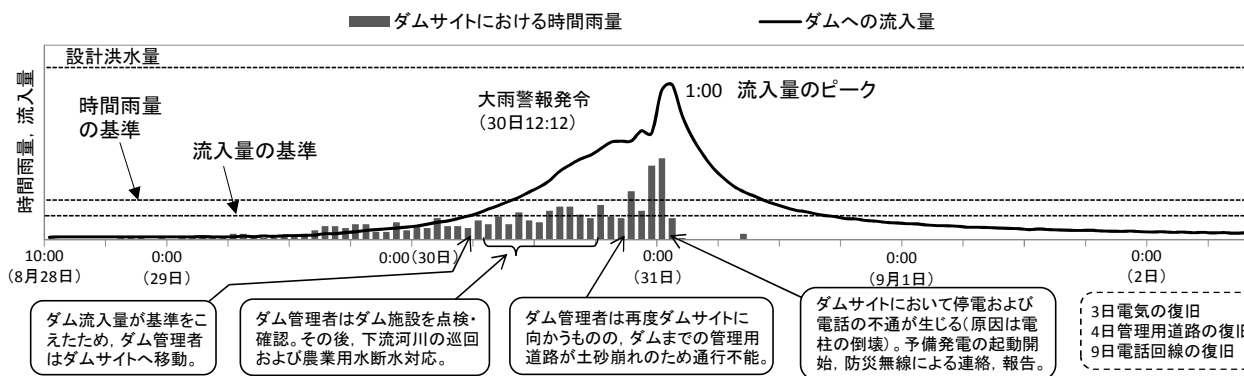


図-24 北海道大雨災害時におけるダム管理の経過

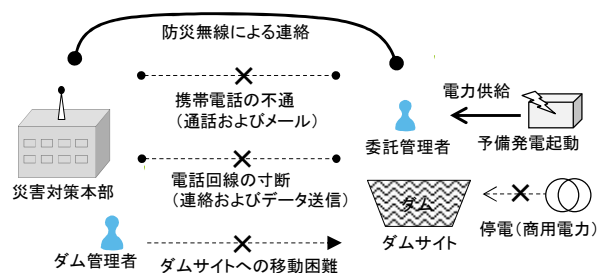


図-25 北海道大雨災害時におけるダム管理の状態

棟の停電および電話の不通が起こった。その原因はダムへつながる電線および電話回線が電柱の倒壊により寸断されたためであった。即座に委託管理者は予備発電を起動してダムサイトにおける電力を確保した。この時点から、ダムサイトの委託管理者とダム管理者の連絡は防災無線のみを通じて行われることになった。その後、幸いにも降雨は収まり、ダムへの流入量は急速に減少していった。商用電力の復旧は9月3日、管理用道路の復旧は9月4日、電話回線の復旧は9月9日となった。

4.2.2 大雨災害時におけるダム管理体制の評価

以上のダム管理の経過にみられるように、Aダムのダム管理が台風第10号大雨災害時に順調に実施されたとはいえない。図-25に示すように、ダム管理者はダムサイトへ移動できず、ダムサイトとの連絡は最終的に防災無線のみとなり、電力は予備発電を起動することになった。しかし、Aダムのダム管理が途絶えることなく継続的に実施されたことは、バックアップ機能を備えた現行ダム管理体制が功を奏したためであると評価するべきであろう。すなわち、ダム管理者、電話通信、商用電力の代替として委託管理者、防災無線、予備発電がそれぞれの確に機能したことで、極めて甚大な大雨災害時においてもダム管理を継続的に実施することができたものと考えられる。このことは、Aダムにおける現行のダム管理体制が有効であることを示すものである。

しかしながら、ダム管理の状態をできる限り健全に行えるように対策を強化する努力は今後とも必要である。そこで、本研究では、Aダムの管理体制および災害対応をさらに強化する方策を明らかにするため、FTAを用いて、大雨災害時におけるダム管理者の対応行動を阻害する原因事象を特定して、その原因事象の発生を低減あるいは回避する対策を検討した。

4.3 大雨災害時におけるダム管理の強化対策と防災行動計画に関する考察

4.3.1 ダム管理の遂行を阻害する原因特定と対策検討

「ダム管理の遂行不能」を頂上事象として展開したFT図を図-26に示す。ダム管理が大雨災害時の被害によって遂行不能となる原因事象を挙げていき、23の基本事象を特定した。これらの基本事象に対して適切な対策を施せば、頂上事象の発生確率を低減することができる。筆者らは、まず「基本事象の発生を低減する」という観点から考えられる対策（以下、「対策1」）を検討した。次に、大雨災害の発生は、天気予報によって予測できる場合が多いことから、「大雨災害が事前に予測される」という前提条件のもと、「基本事象の発生を回避する」という観点から考えられる対策（以下、「対策2」）を検討した。

対策1および対策2の検討結果を表-5に示す。まず、対策が同種となる基本事象をまとめて整理した上で、現状においてダム管理者が実施可能な対策と社会インフラなどの対策が中心となるためダム管理者単独による対策の実施は困難である対策（表-5中の網掛け部分）に仕分けた。対策1では、「操作方法の忘却」や「燃料切れ」など単純ミスに対する「ヒューマンエラー対策」や設備機器の「定期的な点検」などが、ダム管理者が実施可能な対策として考えられる。対策2の場合では、台風予報などに基づいて対応の準備が早期に可能である。すなわち、ダム管理者は、道路の不通で車両が走行不能になる事態を回避するため、大雨災害の発生前にダムサイトへの移動を完了する。

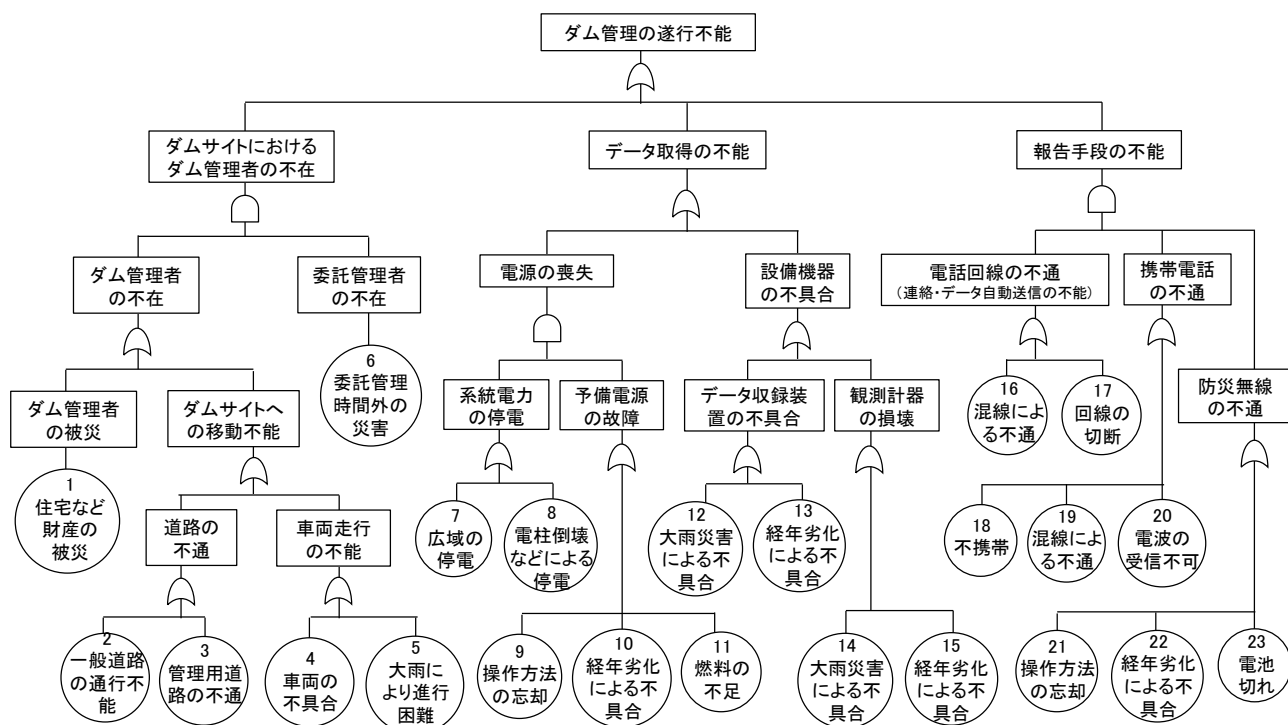


図-26 「ダム管理の遂行不能」を頂上事象とするFT図

表-5 基本事象に対する対策

No.	基本事象	対策1	対策2 (防災行動計画)
9, 21	操作方法の忘却		
11	燃料の不足	ヒューマンエラー対策	
18	不携帯		大雨による災害発生前に確認・点検
23	電池切れ		
4	車両の不具合		
10, 13, 15, 22	経年劣化などによる不具合	定期的な点検	
2	一般道路の通行不能	道路の防災対策の強化	大雨による災害発生前にダムサイトへ移動完了
3	管理用道路の不通		
5	大雨による進行困難		
6	委託管理時間外の災害発生	(対策困難)	
1	住宅など重要財産の被災	住宅や社会インフラの防災対策の強化	住宅や社会インフラの防災対策の強化
7	広域の停電		
8	電柱倒壊などによる停電		
16, 19	混線による不通		
17	回線の切断		
20	電波受信不可		
12, 14	大雨災害による不具合	(対策困難)	(対策困難)

そして、本格的な大雨の発生前にダム管理に必要な設備機器の点検や動作確認を行う。また、それらの作業に時間的かつ精神的な余裕をもってあたることにより、ヒューマンエラーの発生を回避することもできよう。

しかし、対策2が対策1をカバーするものではない。なぜならば、対策1と対策2の具体的な対策内容が異なるからである。例えば、対策1では緊急時のパニック状態など厳しい状況を想定した対策を含むが、対策2はそのパニック状態を回避するため早めの対応を行うものである。そのため、ダム管理者は対策1と対策2のいずれの場合も検討して、その双方の具体的な対策を実施することが望まれる。

4.3.2 防災行動計画の観点から想定される大雨災害時におけるダム管理体制

表-5に示す対策2のとおり、大雨による災害のおそれを予測して早期に対応行動を行うことができれば、FT図によって挙げられた23の基本事象のうち14の基本事象の発生を回避することができる。このことから、事前の対応行動に重点をおく防災行動計画がダム管理において非常に有効であるものと示唆される。防災行動計画は、近年注目される新しい水害対策である。現在、国や自治体を中心にその普及が進められている。防災行動計画はタイムラインとも呼ばれ、国土交通省¹⁹⁾によれば、その定義は「災害の発生を前提に、防災関係機関が連携して災害時に想定される状況を共有した上で、「いつ」、「誰が」、「何をする」を時間軸に沿って整理した計画」とされる。

表-6 防災行動計画の観点から想定される大雨災害時のダム管理

時間	ダム中央管理センター	ダム管理棟(ダムサイト)
台風接近 降雨発生	台風・大雨情報に注視 ダムデータを監視	委託管理者による ダムの監視
○時間前	車両の点検	
○時間前	ダム管理者(2名)の ダムサイトへの出発	移動 → ダム管理者の到着
○時間前	ダムデータ データ取得の点検	ダムデータ 観測計器の点検 データ送信の点検
○時間前	防災無線 設備機器の点検 操作方法、通話の確認	防災無線 設備機器の点検 操作方法、通話の確認
○時間前		予備発電機 操作方法の確認 設備機器の点検 燃料の確認
○時間前	報告書の作成 災害対策本部ほか 各関係機関へ報告	ダムの監視 データの送信 ダムの状況報告
ゼロ・アワー (大雨発生)		
○時間後	⋮	⋮

本研究では、FTA を用いて、A ダムの防災行動計画における「何をやる」に該当する対応行動を明らかにした。その結果に基づけば、防災行動計画の観点から、表-6 に示すような大雨災害時のダム管理が考えられる。まず、台風の接近に伴い災害対応体制が発動される。ダム管理者は台風や大雨の情報、ダムデータに注視するとともに、ダムサイトへ移動するための車両の点検・整備を行う。そして、ダム管理者は甚大な被害が起こる前の段階でダムサイトへ移動する。ダムサイトに到着したダム管理者は、堤体監視に必要な準備やダムデータを取得するための観測機器の点検およびデータ送信の確認を行う。また、万一の被災時に必要な防災無線や予備発電機の点検や動作確認を行う。このような事前の対応行動をすべて完了して、台風や大雨災害のピークに備える。

こうした早めの対応行動によって、災害時のダム管理における多くのリスクを回避することができよう。しかし、さらに実践的な防災行動計画とするためには、各対応行動を実施する具体的な時間を設定することが重要である。防災行動計画では、一般に主要な災害の発生時点を「ゼロ・アワー」と定めて、そこから時間を遡って個々の対応行動を実施する時刻（-○hour, ○時間前, ○日前など）を設定する。このような対応行動の実施時間を記す防災行動計画は、ダム管理者が的確に災害対応を遂行していくための

基本的な指針となるとともに、その対応行動に漏れがないかを確認するためのチェックリストとして用いられる。

また、防災行動計画では、一般に台風の到来などを「ゼロ・アワー」として定める。しかし、台風第10号による大雨は正確に予測されていたものではなかった。また、4.1.2 で述べたとおり、ダム管理者はダムサイトへ向かったにも関わらず、そのときすでにダムサイトに至る管理用道路が土砂崩れのため通行不能になっていた。こうした台風第10号大雨災害の経験と教訓、地域特有の気象と災害過程の分析を踏まえて、防災行動計画における「ゼロ・アワー」の設定やダム管理者の対応行動の判断基準およびタイミング（時刻）を決定することが、今後の課題である。

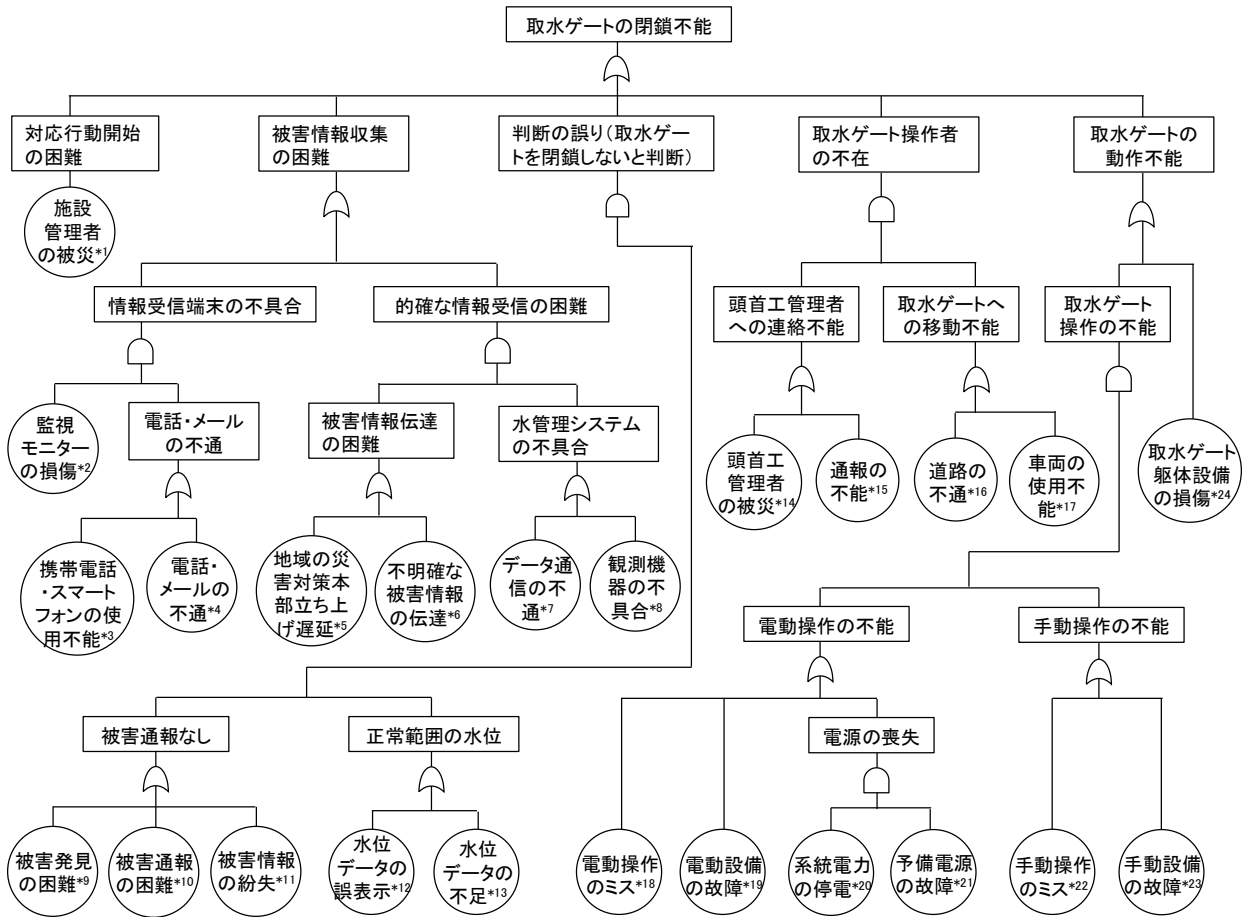
5. FTA を用いた災害対策検討方法の提案と実証

5.1 実用 FTA の提案

5.1.1 実用 FTA の課題と解決策

2章、3章および4章では、FTA を用いて、実際の農業水利施設管理における大規模地震対策を検討した。その結果、FTA は、農業水利施設の災害対応力強化を図るための対策検討方法として有効な方法であることが実証された。しかし、2章で述べたように、FTA の手順に従えば、FT 図は著しく肥大化してしまう場合がある。その肥大化した FT 図は、対策検討の作業効率を低下させる。このことが、現場の施設管理者が自らの手で FTA を用いて対策を検討する際の課題であった。この課題の解決策として、筆者らは、FT 図作成において一定の具体的な原因事象が特定された段階で、それを基本事象とし、対策の検討に切り替えるという実用 FTA を提案した¹⁵⁾。平成29年度の調査では、実用 FTA を用いた対策検討を、実際の施設管理者の協力を得て試行的に実施して、実用 FTA を用いて従来の FTA と同程度の対策を挙げることができることを確認した。しかし、実際に施設管理者が実務において対策検討を行う際に、FT 図（原因抽出 FT 図）を白紙から作成することのハードルの高さや原因抽出 FT 図から対策検討 FTA への切り替えのタイミングをどのように考えればよいかなどの課題が指摘された。

頭首工と開水路からなる水路システムでは、地震発生後、水路に被害が生じれば直ちに取水ゲートを閉鎖するという災害対応が一般的である。そこで、筆者らは、これまでの研究成果をもとに、標準的な原因抽出 FT 図のモデル(以下、「標準モデル」)を作成して、その標準モデルを実用 FTA における原因抽出 FT 図作成のガイドラインとすることを提案した¹⁶⁾。この提案は、対象施設の特徴や管理方法に応じて標準モデルを改良することで、施設管理者が自らの手



*1 施設管理者本人、家族、自宅、近隣の被災（自助、共助）、*2 データ監視用パソコンの転倒などによる損傷、*3 携帯電話の充電切れや電話機の不携帯などによる不通、*4 固定電話および携帯電話の回線の切断および混雑などによる不通、*5 災害対策拠点となる本部庁舎および事務所の倒壊、*6 被害通報が不明確で状況が把握不能、*7 水管理システムにおける水位データの通信不能、*8 地震動による現地の観測機器の損傷、*9 夜間や人が少ない場所における被害発生など、*10 被害発見者が被災していることによる被害通報の困難、*11 震災時の混乱による被害情報の紛失、*12 水位観測機器の故障により誤表示される状況、*13 被害の有無を的確に捉えるためには水位観測地点数が不足している状況、*14 頭首工管理者およびその家族などの被災、*15 施設管理者と頭首工管理者の連絡が不能、*16 頭首工までの道路の不通、*17 車庫の倒壊、車両の不足、*18 電動操作手順の忘却や操作のミス、*19 地震動による電動設備の故障、*20 系統電力の停電、*21 予備電源設備の故障、*22 手動操作手順の忘却や操作のミス、*23 地震動による手動設備の故障、*24 取水ゲートの躯体設備の損傷

図-27 「取水ゲートの閉鎖不能」を頂上事象とする原因抽出 FT 図

で原因抽出 FT 図を容易に作成することを意図したものである。標準モデルに基づく原因抽出 FT 図の作成によって、施設管理者による FTA 実施のハードルが大幅に低減できると考えられる。

5.1.2 実用 FTA の流れ

頭首工と開水路からなる水路システムにおける地震発生直後の災害対応を対象とした原因抽出 FT 図の標準モデルを図-27 に示す。頂上事象は、2 章で述べたとおり、「取水ゲートの閉鎖不能」である。その下位の事象には、各災害対応過程が遂行不能となる事象が記載される。概ね 2 段階から 4 段階の中間事象を経たところで基本事象としている。これらの基本事象は、筆者らによる既往の調査において、具体的な対策検討が実施可能（対策検討 FTA に移行可能）であると判断されたものである。この標準モデル利用を含めた実用 FTA の流れを図-28 に示す。施設管理者は、先ず、検討対象とする水路システムの特徴や施設管

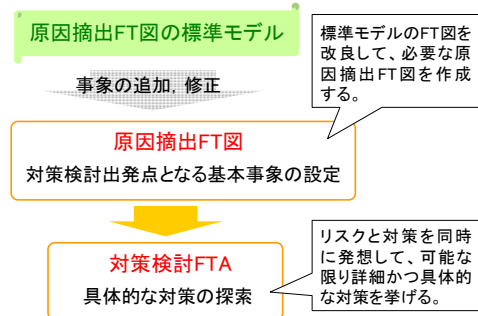


図-28 実用 FTA の流れ

理の状況に応じて、標準モデルに不足の事象があれば、それを標準モデルに追加する、あるいは標準モデルに不必要な事象があれば、それを標準モデルから除外するなどして、検討対象に見合った原因抽出 FT 図を作成する。次に、その原因抽出 FTA の各基本事象に対して対策の検討を行う。施設管理者らは対策を自由に発想して可能な限り挙げて

いく。この場合は、ひとつの基本事象に対して多数の対策が挙げられることになる。そのため、対策検討の議論が煩雑化しないように、対策を具体化していく過程を樹形状の図（対策検討FT図）に整理しながら検討を進める。

5.2 実用 FTA による対策検討の実施例

5.2.1 検討対象

実用 FTA の有効性を検証するため、施設管理者を主体とした実用 FTA による地震対策の検討作業を実施した。検討対象は、北海道の水田地帯にある S 幹線水路における地震発生直後の災害対応である。S 幹線水路の規模は、延長約 20km、最大通水量約 21m³/s である。

5.2.2 原因抽出 FT 図の作成

施設管理者は、標準モデルを用いて、S 幹線水路の震災時災害対応において起こり得る被害リスクを検討した。その結果、施設管理者は、標準モデルの「手動操作不能」の原因事象に、基本事象「手動操作の人員不足」を追加する必要がある（図-28）という結論を得た。

S 幹線水路では、手動による取水ゲートの開閉は可能であるものの、扉体の自重で閉鎖するような仕組みではない。そのため、手動による取水ゲートの閉鎖には非常に多くの時間と労力を要するので、施設管理者がひとりで取水ゲートを手動操作することは非常に困難である。それゆえ、緊急時の手動操作には作業人員の不足が懸念されることから、標準モデルに「手動操作の人員不足」を基本事象として追加した。

5.2.3 対策検討 FTA の例

原因抽出 FT 図の各基本事象に対して対策を検討する。「手動操作の不能」の原因事象（基本事象）である「手動操作のミス」、「手動設備の故障」、「手動操作人員の不足」に対して、施設管理者が対策を検討した結果を、それぞれ図-29、図-30、図-31 に示す。これらの対策検討 FT 図の作成過程は、次のとおりである。

最初に、施設管理者は各基本事象に関して想起される対策（2.6 節に記したとおり実際に想起されるのはリスクと対策のセット）をできるだけ多く挙げた。その対策が出尽くしたところで、それらの対策を分類して対策検討 FT 図を作成した。図-29 に記す「手動操作のミス」の場合では、「誤操作の防止」、「操作方法の忘却防止」、「安全な操作環境の確保」に対策を分類した。さらに、その対策検討 FT 図をみながら、再度対策を挙げていき、それらを対策検討 FT 図に追加した。そうして挙げられた対策において、同様な対策はひとつにまとめ、場合分けが必要な対策は分離するなど整理して、最終的な対策検討 FT 図を作成した。今回実施した実用 FTA では、過年度に S 幹線水路を

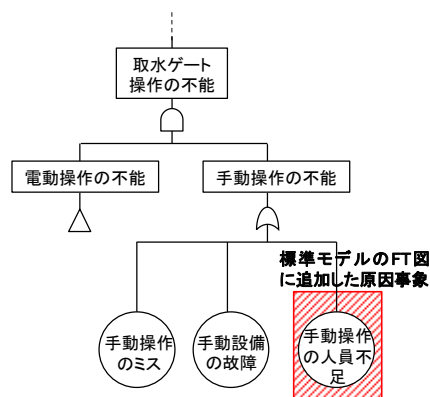


図-28 標準モデルに追加した基本事象の例

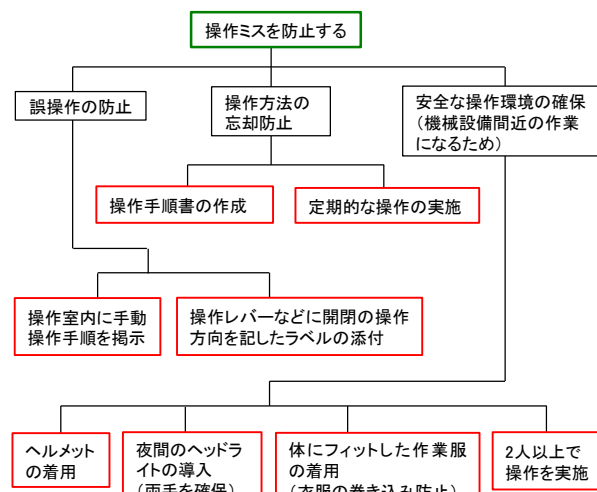


図-29 「手動操作のミス」の対策検討例

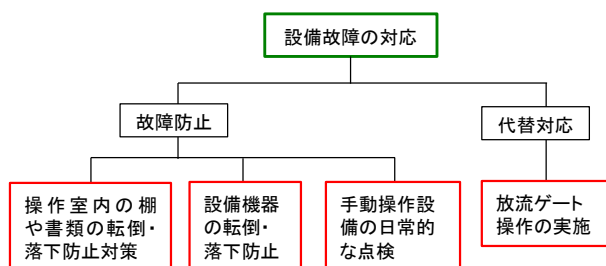


図-30 「手動設備の故障」の対策検討例

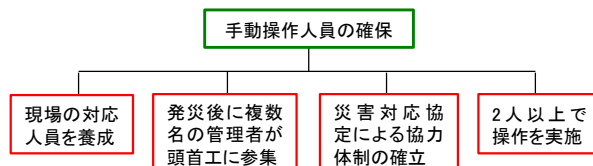


図-31 「手動操作人員の不足」の対策検討例

対象に実施した従来の FTA（これ以上原因を細分化できないという段階まで基本事象を追及する方法）で挙げられ

表-7 「手動操作不能」の対策

事前対策	操作手順書の作成
	定期的な操作の実施
	操作室内に手動操作手順を啓示
	操作レバーなどに開閉の操作方向を記したラベルの添付
	操作室内の棚や設備機器の転倒・落下防止対策
	手動操作設備の日常的な点検
事後対策	夜間のヘッドライトの導入
	ヘルメットの着用
	体にフィットした作業服の着用 (衣服の巻き込み防止)
	2人以上での操作の実施
	放流ゲート操作の実施
	現場の対応人員を養成
	発災後直ちに複数名の管理者が頭首工に参集
	災害時協定による協力体制の確立

た対策とほぼ同様な対策が得られた。また、対策検討 FTA では、「夜間のヘッドライトの導入」や「体にフィットした作業服の着用」など現場における知見や経験により得られたユニークな対策が加えられた。さらに、実用 FTA では、従来の FTA より短時間で効率よく対策を検討できた。このような実証結果から、実用 FTA は、現場の施設管理者が自らの手で対策検討を行うことができる方法として有効であることが示された。

5.3 対策の整理と実施

対策の整理方法に定められたものはないが、その一例として、「手動操作の不能」の対策を「事前対策（被害の未然防止対策）」と「事後対策（被害発生時の対応に資する対策）」に分けて整理した場合を表-7 に示す。何れの対策も現在の施設管理の範疇において概ね実施可能であると考えられる。次のステップとして、対策各々に関して、さらに詳細な議論を重ねて具体的な実施内容を検討していくということになる。例えば、緊急時でも分かりやすい操作手順書の内容検討や転倒・落下防止の実施箇所の検討などである。また、事後対策に分類した対策は、現行の災害対応計画に新たに追加する内容である。災害時における人員の配置など災害対応計画の基本的な見直しが求められる。さらに、日常の施設管理、防災訓練、人材育成など、

中長期的な計画に関わる対策の実施も必要である。一時的な議論で終わらず、防災意識、知見と技術を継承していくことが望まれる。

6. 地震災害時災害対応における意思決定方法の改善

6.1 目的

3章において述べたとおり、筆者らは、現場管理体制を構築できるか否かを判断基準として、取水ゲートを閉鎖するか否かを決定する意思決定方法（意思決定方法2）を提案した。しかし、その意思決定方法2の妥当性をあらためて詳細に説明しようとするならば、文章表現のみで厳密に議論するには限界がある。そこで、本研究では、施設管理者の意思決定を数理モデルによって表現し、その推論から意思決定方法1の課題および意思決定方法2の妥当性を示すことを目的とする。筆者らは、その数理モデルとして、損失の期待値を最小化する対応行動を選択するという期待値原理に着目し、その観点からあらためて震災時の意思決定方法を検証した。

6.2 方法

6.2.1 損失を最小化する対応行動の選択

林¹⁷⁾によれば、合理的な意思決定とは、「人は自己利益の最大化を目標として行動する」という原則に基づいて行われる意思決定である。ただし、本研究のような災害対応を対象とする場合は、その基本原則を「施設管理者は損失を最小化する対応行動を選択する」と読み替える。本研究では、この基本原則に基づいて、施設管理者の意思決定過程を数理モデル（以下、「意思決定モデル」）によって表現する。具体的には、損失の期待値がもっとも小さい対応行動を選択するという「期待値原理」に基づく意思決定モデルを作成する。そして、その意思決定モデルから得られる結果の意味するところを現実の具体的な事象に当てはめて解釈することによって、震災時における意思決定方法を考察する。

6.2.2 地震災害時における災害対応の損失表

施設管理者の意思決定過程を明確にするためには、最初に施設管理者の各対応行動に対する損失を明示する必要がある。ある状態において選択した行動の結果として生じる損失を示した表を損失表という。地震災害時における意思決定を数理モデル化するためには、先ず損失表の作成が必要である。

施設管理者の災害対応時の意思決定を表現する損失表を表-8に示す。地震災害時の状態は「被害あり」と「被害なし」である。水路が被害を受けて決壊や溢水が生じている状態を「被害あり」、水路が無被害である状態を「被害

表-8 本研究で用いる損失表

対応行動	状態	
	被害あり	被害なし
取水ゲートを閉鎖する	D_1	D_2
取水ゲートを閉鎖しない	D_3	D_4

なし」とする。また、選択肢となる対応行動として、通水を停止するために取水ゲートを閉鎖する場合、すなわち、「取水ゲートを閉鎖する」と、通水をそのまま継続する場合、すなわち、「取水ゲートを閉鎖しない」を想定する。こうした震災時の状態と対応行動の各組合せにおいて、 $D_1 \sim D_4$ の4通りの損失が考えられる。

6.2.3 損失表を用いた対応行動の決定方法

施設管理者の意思決定過程には、表-8における「被害あり」と「被害なし」の状態を施設管理者が確実に把握できるとした場合（以下、「確実性下」と不確実にしか把握できないとした場合（以下、「不確実性下」）がある。その「確実性下」と「不確実性下」では、基本原則に基づく施設管理者の意思決定方法が異なる。

(1) 確実性下における意思決定

確実性下における意思決定の場合には、表-8における「被害あり」と「被害なし」の各状態において損失を比較して、損失が小さい方の対応行動を選択する。この場合、「被害あり」であれば D_1 と D_3 を比較し、「被害なし」であれば D_2 と D_4 を比較して、損失が小さい方の対応行動を選択する。

(2) 不確実性下における意思決定

不確実性下における意思決定の場合には、「被害あり」と「被害なし」の各状態は、確率として捉えられる。「被害あり」の発生確率を P とすれば、「被害なし」の発生確率はその余事象 $1-P$ となる。このとき、「取水ゲートを閉鎖する」、「取水ゲートを閉鎖しない」の各対応行動の損失 E_1 および E_2 は、確率 P を用いて、それぞれ(6)式と(7)式のように期待値（以下、「期待損失」）として表現される。

$$E_1 = PD_1 + (1 - P)D_2 \quad (6)$$

$$E_2 = PD_3 + (1 - P)D_4 \quad (7)$$

この期待損失 E_1 と E_2 を比較して、その小さい方の対応行動を選択することによって、不確実性下における対応行動が決定される。この意思決定方法が期待値原理である¹⁸⁾。

また、意思決定には、次に述べるような2つがある。現実に施設管理者が知り得るのは、施設管理者自身の主観的な感覚で捉える損失（以下、「主観的損失」）と被害発生確率（以下、「主観的確率」）である。施設管理者が行うのは、主観的損失や主観的確率に基づいた期待値原理に従う意思決定（以下、「主観的意思決定」）である。それに対して、客観的に見積もられる損失（以下、「客観的損失」）と実際の被害発生確率（以下、「客観的確率」）を用いた期待値原理に従う意思決定（以下、「客観的意思決定」）がある。すなわち、期待値原理による意思決定には、主観的意思決定と客観的意思決定がある。主観的意思決定は、施設管理者がどのような意思決定を行うのかを示し、客観的意思決定は、施設管理者がどのような意思決定を行うべきか、すなわち最適な意思決定を示す。意思決定方法において、その両者が乖離していれば、施設管理者の実施する意思決定（主観的意思決定）は、必ずしも最適な意思決定（客観的意思決定）にならない。すなわち、意思決定方法が妥当であるためには、主観的意思決定と客観的意思決定が合致する必要がある。

そこで、本研究では、先ず任意の損失と確率を用いた期待値原理に従う意思決定方法を導く。そして、その意思決定方法を主観的意思決定と客観的意思決定の両面から捉えて、両者が合致するか否かを検証する。

6.3 現行の意思決定方法の検討

6.3.1 現行の意思決定方法

現行の意思決定方法は、地震災害時であっても、水管理システムが健全に機能して、施設管理者が、その水位データの挙動から、水路における被害発生の有無を確実に把握できるということを大前提としている。現行の意思決定方法をあらためて記せば、「水位に異常な変化がある場合、「被害あり」とみなして取水ゲートを閉鎖し、水位に異常がない場合、「被害なし」とみなして取水ゲートを閉鎖しない」である。先ずは、現行の意思決定方法に関して検討を進める。

6.3.2 現行の意思決定における損失表

現行の意思決定における損失表を表-9に示す。ただし、表中の記号は、 a ：水路の被災に起因して発生する二次災害による損失、 m ：取水ゲートを閉鎖することにより損失 a が低減される割合（ $0 < m < 1$ ）、 b ：水路の通水が停止されることによって発生する損失である。

水管理システムの水位データに異常な変化が確認された後、直ちに取水ゲートを閉鎖したとしても、被害の拡大はある程度進行する。そのため、「被害あり」の状態では、たとえ「取水ゲートを閉鎖する」が選択されても、損失 a

表-9 現行の意思決定における損失表

対応行動	状態	
	被害あり	被害なし
取水ゲートを閉鎖する	$ma+b$	b
取水ゲートを閉鎖しない	$a+b$	0

は0にならない。そこで、「被害あり」の場合でも損失 ma が発生するとした。また、 b は農業用水が供給されないことによる受益者の営農上の損失などである。水路への水供給が停止される状況には、施設管理者が取水ゲートを閉鎖して通水を停止する場合と水路が被害を受けて通水不能になる場合がある。したがって、「取水ゲートを閉鎖する」の行と「被害あり」の列における損失には b が加えられる。また、「被害なし」の状態で、「取水ゲートを閉鎖しない」という場合は何事も起こらず、損失は0である。

6.3.3 現行の意思決定方法の適正検証

以上の損失表を用いて、まず主観的意思決定を検討して、現行の意思決定方法がそれに従うのか検証する。現行の意思決定方法では、「被害あり」と「被害なし」の状態を確実に把握できることが前提であるので、確実性下の意思決定である。表-9における「被害あり」の状態における各対応行動の損失を比較すれば、 $ma+b < a+b$ である ($\because 0 < m < 1$)。従って、この場合の対応行動は、「取水ゲートを閉鎖する」となる。一方、「被害なし」の状態における対応行動の損失を比較すれば $b > 0$ である。従って、その対応行動は「取水ゲートを閉鎖しない」となる。

以上の結果は、現行の意思決定方法に合致するとともに、 m, a, b が主観的損失と客観的損失の何れの場合であっても成立する。それゆえ、現行の意思決定方法は、主観的意思決定と客観的意思決定が合致した適正な意思決定方法である。

6.4 大規模地震災害時における現行の意思決定方法の考察

6.4.1 大規模地震災害時における現行の意思決定

大規模地震災害時には、水管理システム自体が機能を喪失するおそれがあるほか、たとえ水管理システムが健全であり、その水位データに異常がみられなくとも、施設管理者は、想定し得ない不確実な被害が起こることを懸念して、確信をもって「被害なし」と即断することができないと考えられる。それゆえ、施設管理者は、大規模地震災害時における被害の発生状況を、「被害が発生しているかもしれない」という「確からしさ」によって捉えざるをえない。

すなわち、大規模地震災害時における現行の意思決定方法（意思決定方法1）は、被害の発生確率が高ければ、取水ゲートを閉鎖する、被害の発生確率が低ければ、取水ゲートを閉鎖しないとなる。

6.4.2 期待損失の算出

意思決定方法1における被害発生の確からしさは確率 P で表され、意思決定方法1は不確実性下の意思決定となる。それゆえ、取水ゲートを閉鎖するか否かの選択は、(6)式および(7)式を用いて算出される期待損失の比較によって決定される。「取水ゲートを閉鎖する」と「取水ゲートを閉鎖しない」の各対応行動の期待損失をそれぞれ E_1, E_2 とすると、その期待損失は、表-9の損失表から次のように計算される。

$$E_1 = P(ma + b) + (1 - P)b = maP + b \quad (8)$$

$$E_2 = P(a + b) + (1 - P) \cdot 0 = (a + b)P \quad (9)$$

このときの期待損失 E_1, E_2 の大小関係を視覚的に把握するため、(8)式および(9)式を、それぞれ P を変数とする関数であると捉えて、そのグラフを図-32に示す。 E_1 と E_2 の傾きを比較すると、 $ma < a+b$ であるため、交点 G が必ず存在する。その交点 G の P 座標成分 P_c は、

$$P_c = \frac{b}{(1 - m)a + b} \quad (10)$$

である。(10)式において、 $0 < b < (1 - m)a + b$ であることから、 $0 < P_c < 1$ となり、 P_c は必ず P の定義域 ($0 < P < 1$) 内に存在する。それゆえ、 P_c を境にして、 E_1 と E_2 の大きさが逆転する。期待値原理に従えば、 $E_1 > E_2$ ならば、取水ゲートを閉鎖し、 $E_1 < E_2$ ならば、取水ゲートを閉鎖しないということになる。すなわち、このとき、「被害の発生確率が高ければ ($P > P_c$)、取水ゲートを閉鎖し、被害の発生確率が低ければ ($P < P_c$)、取水ゲートを閉鎖しない」という意思決定方法1となる。

6.4.3 意思決定方法1の課題

以上の意思決定モデルから、意思決定方法1の課題を明らかにする。その課題として、次に述べる「主観的意思決定と客観的意思決定の相違」、「意思決定基準の不確実性」および「水路における危険の放置」が考えられる。

(1) 主観的意思決定と客観的意思決定の相違

意思決定方法1では、主観的意思決定と客観的意思決定が必ずしも合致しない。なぜならば、 a, b, m の主観的損

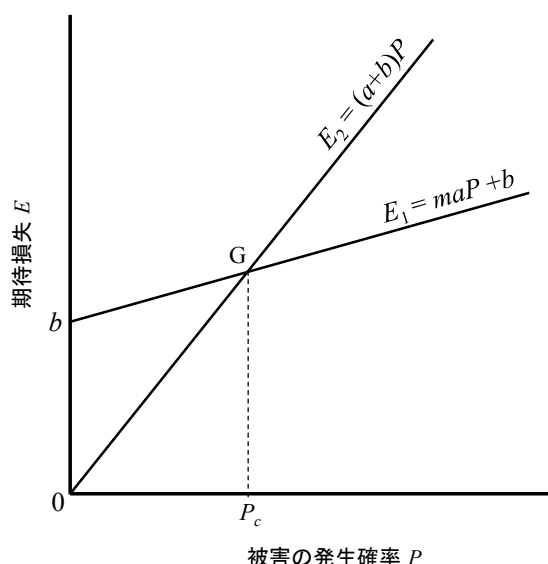


図-32 意思決定方法1の大規模地震災害時における被害の発生確率と期待損失の関係

失と客観的損失が異なれば P_c が異なり、さらに、発生確率 P の主観的損失と客観的損失が異なれば、 P と P_c との大小比較の評価が異なるからである。すなわち、施設管理者は意思決定方法1に基づいて意思決定を行うとしても、それは最適な意思決定であるとは限らない。

(2) 意思決定基準の不確実性

大規模地震災害時には、施設管理者は自らが主観的に評価する P と P_c のみを頼りにして意思決定を行わざるを得ない。意思決定モデルにおいて、 P と P_c が接近した状態は意思決定が困難な状況である。例えば、施設管理者は、被害の発生確率 P を P_c より高く評価して、取水ゲートを閉鎖しようと考えたとする。しかし、その一方で、施設管理者は取水ゲートを閉鎖した場合の営農への影響を重くみて、 b もまた高く評価したとする。このとき、 b が増大すれば、 P_c も増大する（ \because (5)式より、 P_c は b の単調増加関数）ことから、図-32において、 P_c は P に接近する方向へ移動する。その結果、 P と P_c は近接して、施設管理者は、取水ゲートを閉鎖すべきか否か、その対応行動の選択に困惑することになる。

(3) 水路における危険の放置

大規模地震時の意思決定では、 $E_1 > E_2$ の場合、現地の水路における被害の発生如何に関わらず「取水ゲートを閉鎖しない」という選択があり得る。このような選択を行うことは、結果的に水路において起こり得る危険を放置することになる。大規模な用水路における決壊や溢水による二次災害は、人命や財産の喪失に関わる深刻な被害を引き起こすおそれがある。それだけに対応行動の意思決定には慎重を期すべきである。

大規模地震災害時における意思決定方法1には、以上のような課題がある。大規模地震災害時に、施設管理者自らも混乱している状況の中で、明確な指標もなく主観的な感覚のみで、その後の被害損失の大きさと災害対応の行方を左右する重大な意思決定を行わなければならないことは、施設管理者にとってたいへんな負担である。

6.5 課題の解決に向けた新たな意思決定方法の検討

6.5.1 災害対応の目的

大規模地震発生直後における災害対応の目的は、第一に被害から人命や財産を守ることであり、ところが前項で述べたとおり、意思決定方法1では必ずしもその目的を果たすことができない。そこで、本章では、大規模地震災害時の安全確保を前提条件に課した新たな意思決定方法を検討する。その結果を先に述べると、この検討から意思決定方法2が導かれ、意思決定方法2は意思決定方法1の課題を解消する。

6.5.2 安全を実現する前提条件

危険源である水路の通水が継続されていても、決壊や溢水などによる被害の発生を防止できる対応策が備えられていれば、水路およびその沿線域の安全は確保される。ここでは、その「被害の発生を防止する対応策」として、3章で述べた「現場管理体制」の構築を考える。現場管理体制とは、地震発生後、複数名の施設管理者が水路の各要所に急行して水路全域の監視を行い、そこでも被害の発生が確認されれば、直ちに取水ゲートを閉鎖するなどの対応行動を実施するという管理体制である。大規模地震災害時において、施設管理者は、水路において被害が生じていないことの確証を得ることは難しい。さらに、余震の発生が懸念される間は、被害が生じないという保証はない。このような地震発生後の不確実な状況下において、取水ゲートを閉鎖せずに通水したまま水路およびその沿線域の安全を確保するためには、現場管理体制が構築できていることが必要条件（以下、「安全条件」）である。

6.5.3 新たな意思決定方法の想定

上述の安全条件から、「現場管理体制が構築できる場合は、取水ゲートを閉鎖しない。現場管理体制が構築できない場合は、取水ゲートを閉鎖する。」という意思決定方法が考えられる。これは、3章において提案した意思決定方法2である。次に、意思決定モデルから意思決定方法2の妥当性を検証する。

6.5.4 損失表の作成

安全条件を前提とした損失表を表-10に示す。同表中の記号は、 a ：水路の被災に起因して発生する二次災害による損失、 m ：取水ゲートの閉鎖により損失 a が低減される

表-10 安全条件を前提とする損失表

対応行動	状態	
	被害あり	被害なし
取水ゲートを閉鎖する	$ma+b$	b
取水ゲートを閉鎖しない	$ma+b+c$	c

割合 ($0 < m < 1$)、 b : 水路の通水が停止されることによって発生する損失、 c : 現場管理体制の構築に必要な費用 (損失) である。 c とは、現場管理体制の構築に必要な資源が被害を受けて不具合や不足を生じた場合に、直ちにそれを修復、補完して完全な現場管理体制を構築するための費用である。すなわち、地震発生直後に現場管理体制が完全に構築できれば $c=0$ であり、現場管理体制の構築が不完全な場合には $c > 0$ となる。また、対応行動「取水ゲートを閉鎖しない」を選択する場合には、現場管理体制が構築できていることが前提であることから、「取水ゲートを閉鎖しない」という場合の損失には、「被害あり」、「被害なし」の状態に関わらず c が加えられる。さらに、「被害あり」の状態において、「取水ゲートを閉鎖しない」が選択されたとしても、このとき、現場管理体制が構築されていることから、結局のところ、その被害が発生に対して取水ゲートを閉鎖することになるので、その被害の損失は ma に抑えられる。

6.5.5 期待損失の比較

表-10 の損失表において、対応行動「取水ゲートを閉鎖する」を選択した場合の期待損失 E'_1 と対応行動「取水ゲートを閉鎖しない」を選択した場合の期待損失 E'_2 は、それぞれ (6) 式および (7) 式を用いて、次のように計算される。

$$E'_1 = P(ma + b) + (1 - P)b = maP + b \quad (11)$$

$$E'_2 = P(ma + b + c) + (1 - P)c = (ma + b)P + c \quad (12)$$

この E'_1 と E'_2 の大小関係を視覚化するため、(11) 式および (12) 式を、被害の発生確率 P を変数とする関数であると捉えて、 P に対する E'_1 と E'_2 のグラフを図-33 に示す。 b は水路の被害状況に関わらない一定値である。それに対して、 c は現場管理体制の構築度合いを示すものであるから、その評価値は直面している震災状況によって異なる。すなわち、 E'_2 の切片 c の大きさによって、 E'_1 と E'_2 の大小関係は異なる。そこで、図-33 では、 $c=0$ 、 $0 < c < b$ 、 $c > b$ の 3

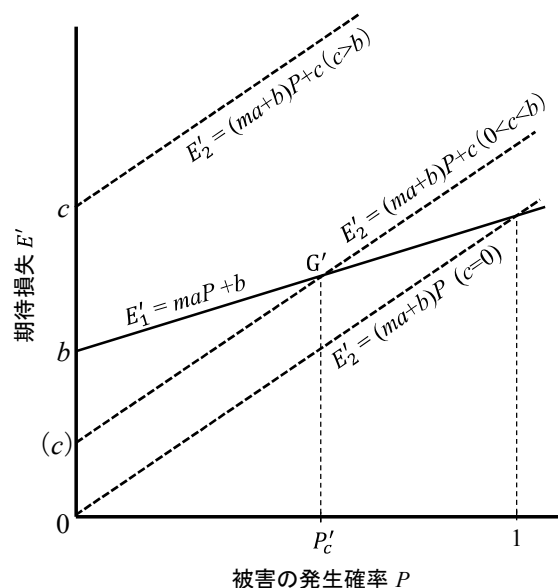


図-33 安全条件を前提とする場合における被害の発生確率と期待損失の関係

ケースに対する E'_2 を破線によって記した。

$c=0$ のとき、 E'_1 と E'_2 の交点の P 座標は 1 である。それゆえ、この場合は P に関わらず、 $E'_1 > E'_2$ となり、対応行動として、「取水ゲートを閉鎖しない」を選択することが適当である。 $0 < c < b$ のとき、 E'_1 と E'_2 は $0 < P < 1$ の変域内において必ず交差する。それゆえ、 E'_1 と E'_2 の大小関係は、 P の大きさと E'_1 および E'_2 の交点 G' の P 座標である P'_c との比較によって異なる。 $c > b$ のときには、 P に関わらず $E'_1 < E'_2$ となり、この場合は、「取水ゲートを閉鎖する」を選択することが適当である。つまり、 c の費用 (損失) をかけて現場管理体制を構築できたとしても、 $c > b$ であれば、取水ゲートを閉鎖したほうが得策ということになる。

6.5.6 意思決定方法 2 の導出

$c=0$ とは、現場管理体制を構築するための費用がかからない、すなわち、現場管理体制を支障なく構築できることを意味する。例えば、施設管理者の勤務時間中に地震が発生し、そのとき、幸いにも現場管理体制に必要な資源が被害を受けなかった場合などがこれに相当する。

それに対して、 $c > 0$ 場合は、現場管理体制を構築するために費用 c がかかる場合である。しかし、現実の問題として、地震発生直後に、水管理システムの不具合、電話連絡の不通、対応人員の不足などのように、現場管理体制の構築に必要な資源が致命的な被害を受けた場合には、そこでいくら費用を投入したところで、直ちに現場管理体制を構築できるものではない。すなわち、地震発生直後において、現場管理体制が明らかに構築できない状況であるとき、それを即座に修復・補完して現場管理体制を構築しようとする

ることは、いわば、不可能を可能にしようすることであり、そのために必要な費用 c とは、上限が定められない莫大な金額になると評価されよう。これに対して、 b は上限がある有限な値である。それゆえ、現場管理体制が構築できないという状況では、 c は b をはるかにこえる値、すなわち $c > b$ であるとみなせる。

以上の考察から、「現場管理体制が構築できる場合は、 $c=0$ 、 $E'_1 > E'_2$ であるから、取水ゲートを閉鎖しない。現場管理体制が構築できない場合は、 $c > b$ 、 $E'_1 < E'_2$ であるから、取水ゲートを閉鎖する」となり、意思決定方法 2 が導かれた。ただし、 $0 < c < b$ に相当する現場管理体制が構築できるか否か明確ではない場合については、6.5.8 項において検討する。

6.5.7 意思決定方法 2 の適正検証

意思決定方法 2 における主観的意思決定と客観的意思決定が合致するのか、次に検証する。

$c=0$ のとき、 $E'_1 > E'_2$ となる関係、および、 $c > b$ のとき、 $E'_1 < E'_2$ となる関係は、 a 、 b 、 m が主観的損失と客観的損失の何れかであっても関わりなく成立する。また、この場合の c の評価は、現場管理体制を構築できる ($c=0$) か否 ($c > b$) かの二択ということになる。施設管理者は、その c の評価を、水管理システムを確認できるか否か、施設管理者どうし連絡ができるか否か、施設管理者が現場へ急行できるか否かなど、現実の事象を客観的に捉えて決定する。それゆえ、 c の主観的損失と客観的損失はほぼ同値である。

従って、意思決定方法 2 は、施設管理者が実際に行い得る意思決定方法であり、同時に損失を最小化する適切な方法である。

6.5.8 現場管理体制の計画策定

意思決定モデルにおける $0 < c < b$ の場合には、現場管理体制が構築できるか否か微妙な場面であり、すなわち、現場管理体制の機能はほとんど損なわれないまでも、その一部が被害を受けた場合である。このとき、意思決定は、 P と P'_c の大小関係によって異なり、施設管理者の P と P'_c の評価に委ねられるということになる。

しかし、この場合には、電話やメールによる連絡が可能である（不可能であれば $c > b$ となる）。それゆえ、実際には、施設管理者が個々に不確実性の中で意思決定を行うのではなく、施設管理者間で互いに連絡を取り合いながら、現場管理体制の構築状況を確認して、その構築度合いに応じて適当な意思決定が行われることになろう。すなわち、この場合は、意思決定方法 1 のような主観的意思決定と客観的意思決定の差異が生じる状況ではなく、その両者がほぼ合致した現実的な意思決定が可能である。

また、この場合を想定して、どの程度の被害までを許容して、「取水ゲートを閉鎖しない」と判断するのか、あらかじめ具体的な条件を施設管理者の間で取り決めておくことが重要である。その計画が策定されていれば、各施設管理者は困惑することなく速やかに意思決定を行うことができると考えられる。

6.5.9 意思決定方法 2 による課題解決

大規模地震災害時における現行の意思決定方法である意思決定方法 1 の課題は、6.4.3 項で述べたとおり、①主観的意思決定と客観的意思決定の相違、②意思決定基準の不確実性、③水路における危険の放置である。意思決定方法 2 では、これらの課題が解消される。①の課題に関しては、6.5.7 項に述べたとおり、意思決定方法 2 では主観的意思決定と客観的意思決定は合致する。②の課題に関して、意思決定方法 2 では、「現場管理体制を構築できない」という状況（具体的に「施設管理者の被災」、「電話連絡の不通」、「水位データの通信遮断」、「停電」など）は、施設管理者が直接的に認識可能であり、その有無の判断に迷う不確実な要素は少ないものと考えられる。また、③の課題に関して、意思決定方法 2 は 6.5.2 項で述べた安全条件を前提としているので、水路およびその沿線域の安全性は確保されている。このことから、大規模地震災害時の意思決定方法として、意思決定方法 2 は有効であると考えられる。

6.6 大規模地震災害に備えた施設管理計画の提案

3 章では、地震発生後の取水ゲートを閉鎖する確度を高めるため、発災後直ちに複数名の施設管理者が幹線水路の各要所に急行する現場管理体制の構築および意思決定方法 2 を提案した。本章では、現行の意思決定方法の課題解決という側面から推論して、意思決定方法 2 の導入とそのために必要な現場管理体制の構築を理論付けた。このことから、筆者らは、大規模地震に備えて、発災後直ちに現場管理体制を構築する計画と意思決定方法 2 を導入した災害対応計画を策定することを提案する。

7. 災害対応計画策定マニュアル案の作成

本研究の成果を取りまとめて、農業水利施設管理者のための災害対応計画策定マニュアル案を作成した。図-34 にそのマニュアル案に記した災害対応計画の策定計画のフローを示す。本マニュアル案では、地震発生直後における初動開始から取水ゲートの閉鎖までの災害対応を対象とし、その災害対応の遂行を阻害するリスクの特定および対策検討を、3 章および 5 章に記した実用 FTA によって実施する方法を解説した。今後は、同マニュアル案に基づく災害対応計画策定の普及に努めていく方針である。

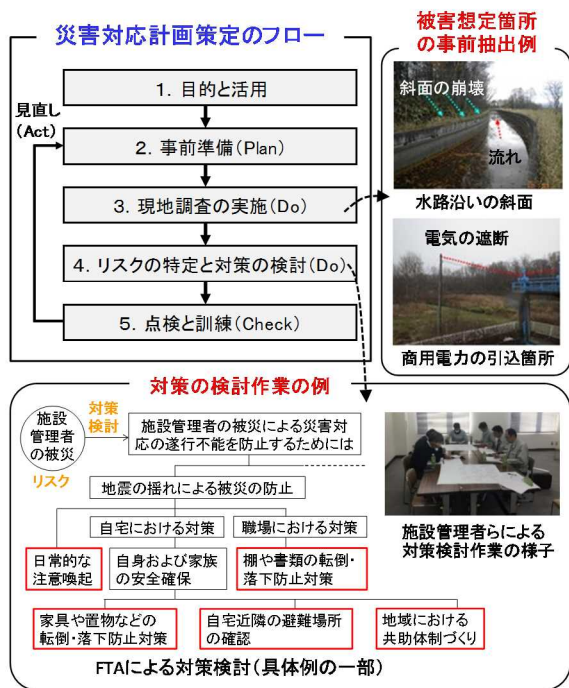


図-34 災害対応計画策定マニュアル案に記した災害対応計画の策定作業のフロー

8. まとめ

平成 28 年度～平成 30 年度に実施した研究の主要な結果は、次のとおりである。

- (1) 頂上事象の発生原因を原因抽出 FT 図の作成によって探索し、その原因事象がある程度具体的に絞り込まれた時点で、対策検討 FT 図に切り替えるという実用 FTA により対策検討を行う方法を提案した。また、実際の施設管理者による実用 FTA を用いた大規模地震対策検討の実践を通して、実用 FTA は施設管理者自らの手で実施可能であり、かつ有効な対策検討方法であることを確認した。
- (2) 大規模地震発生後、直ちに複数名の施設管理者が幹線用水路のゲート設備に向かい対応にあたる現場管理体制の構築を提案した。また、その現場管理体制における各ゲート設備への施設管理者の割当人数を最適化する方法を構築するとともに、その現場管理体制の構築可否を、取水ゲートを閉鎖するか否かの判断基準とする意思決定方法を提案した。また、この意思決定方法の妥当性を期待値原理に基づいて確認した。
- (3) 大雨災害時のダム管理の事例から、現行の管理体制におけるバックアップ機能の重要性が評価された。さらにダム管理の災害対応力を強化するために、防災行動計画(タイムライン)の策定が有効であることが示唆された。

- (4) 本研究成果を取りまとめて、災害対応計画策定マニュアル案を作成した。

謝辞：本研究の実施にあたり、国土交通省北海道開発局札幌開発建設部農業整備課および帯広開発建設部農業整備課には、調査地の調整や資料の提供などにおいて多大な支援をいただいた。FTA の検証調査および聞き取り調査にご協力いただいた施設管理者には、災害対応の現状や震災時に想定される被害リスクなどについてご教示をいただいた。ここに記して関係者各位に深く感謝申し上げる。

参考文献

- 1) 独立行政法人農業・食品産業技術総合研究機構農村工学研究所：研究者からみた東日本大震災と復旧・復興、pp.6-50、2016。
- 2) 農業農村工学会北海道支部：平成 30 年北海道胆振東部地震による農地・農業水利施設の被害、水土の知 87(5)、口絵、2019。
- 3) 農業農村工学会北海道支部：平成 28 年 8 月北海道豪雨による農業用排水路および農地の被害、(オンライン)、入手先<http://www.agr.hokudai.ac.jp/nougyoudoboku/hokkaidoshibu/TO_P.html> (参照 2019.6.9)
- 4) 大久保 天、本村由紀央、中村和正、小野寺康浩：大規模地震時における災害対応の遂行を阻害するリスク源の特定—幹線用水路施設を対象としたリスクマネジメント—、農業農村工学会論文集、290、pp.33-42、2014。
- 5) 大久保 天、本村由紀央、中村和正：基幹的な灌漑用水路における大規模地震災害に備えた災害対応力強化対策の評価、農業農村工学会論文集、302、pp.121-130、2016。
- 6) 塩見 弘、島岡 淳、石山敬幸：FMEA、FTA の活用(日科技連信頼性工学シリーズ第 7 巻)、日科技連、pp.12-16、2005。
- 7) 小野寺勝重：国際標準化時代の実践 FTA 手法 信頼性、保全性、安全性解析と品質保証、日科技連、pp.115-131、2007。
- 8) 農林水産省農村振興局整備部防災課災害対策室：土地改良施設管理者のための業務継続計画(BCP)策定マニュアル、2016。
- 9) 小和田 正、沢木勝茂、加藤 豊：OR 入門 意思決定の基礎、pp.45-58、2013。
- 10) 横田 崇、川上徹人、尾崎友亮、下山利浩、近藤さや、岡部来、吉田知央、坂本誠一、能勢 努、辻村晃一、下坪善浩：震度に関する検討について、験震時報、75、pp.61-105、2011。
- 11) 東京都：首都直下地震等による東京の被害想定、第 3 部被害想定手法、(オンライン)、入手先<<http://www.busai.metro.tokyo.jp/taisaku/1000902/1000401.html>> (参照 2017.8.22)
- 12) 気象庁：気象庁震度階級関連解説表、(オンライン)、入手先<<http://www.jma.go.jp/jma/kishou/known/shindo/kaisetsu>

Html> (参照 2017.10.7)

- 13) 大久保 天、立石信次、山口 健、桑原 淳、辻 修、宗岡寿美、木村賢人、山崎由里：2016年8～9月の北海道における豪雨災害に関する報告 6 農地・農業用施設の被害について、寒地土木研究所月報、No.771、pp.41-47、2017.
- 14) 国土交通省水災害に関する防災・減災対策本部防災行動計画ワーキング・グループ：タイムライン（防災行動計画）策定、活用指針（初版）、pp.4-5、2016.
- 15) 大久保 天、立石信次、今泉祐治：大規模地震災害に備えた対策の検討方法の提案、平成 30 年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集、pp.220-221、2018.
- 16) 大久保 天、今泉祐治、寺田健司、川口清美、中村和正：農業用水路における大規模地震災害に備えた災害対応力強化対策の検討方法、令和元年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集、pp.306-308、2019.
- 17) 林 春男：災害対応の意思決定モデル、京都大学防災研究所年報、第 39 号、B-2、pp.117-130、1996.
- 18) 石倉智樹、横松宗太：土木・環境コアテキストシリーズ 公共事業評価のための経済学、コロナ社、pp.125-129、2013.

16.3 大規模農業地域における環境との調和した灌漑排水技術の開発

16.3.1 水田地帯の水文環境保全に配慮した灌漑排水技術に関する研究

(このうち、周辺水文環境と調和した灌漑排水技術の構築)

担当チーム：寒地農業基盤研究グループ（水利基盤チーム）

技術開発調整監（寒地技術推進室）

研究担当者：松田俊之、越山直子、大津武士、岩永将史、
長谷山昇、南恭子

【要旨】

北海道の水田地帯では、農作業の効率化をめざして、圃場の大区画化や地下水位制御システムの整備が進められている。こうした整備の進展に伴い、圃場の用排水管理や農区および灌漑区域における流出機構の変化が予想される。そこで、本研究では、水田地帯における周辺水文環境と調和した灌漑排水技術の構築をめざして、圃場整備が進められている地区を対象として、広域レベルおよび農区レベルの水収支および水質の調査を実施した。令和2年度までの成果は、次のとおりである。

- 1) 小用水路の形式が異なる農区における水収支構造をみると、パイプライン形式の農区では、圃場排水のみが農区外へ流出するのに対し、開水路形式の農区では、配水管理用水および圃場排水が農区外へ流出していた。開水路形式の農区における配水管理用水率は、未整備農区および整備済み農区とも同程度であった。
- 2) 代かき・田植えの時期では、開水路系農区およびパイプライン系農区とも、小排水路における T-N、T-P および SS の濃度が高くなる傾向が見られた。支線用水路が開水路形式である地域の幹線排水路では、低濃度である配水管理用水が、小排水路の水質濃度を希釈していることがわかった。用水路の形式が開水路からパイプラインへ変わる地域では、圃場排水が希釈されずに高濃度のまま流下するおそれがあることから、排水路の水質を保全するためには希釈水の確保が必要と考えられた。
- 3) 圃場整備によりパイプライン化により配水管理用水の減少に伴い、河跡湖の水質濃度が上昇することが予測された。圃場整備後も河跡湖の水質を保全するためには、希釈水の確保およびその通水施設の設置等の対策が必要と考えられた。

キーワード：圃場整備、水田、河跡湖、水収支、水質

1. はじめに

北海道の大規模水田地帯では、専門的な農業経営が行われている。その一方で、農業者の高齢化等に伴う農家戸数の減少により、担い手への農地集積が急速に進行しており、経営の大規模化にむけた対応が喫緊の課題となっている。近年では、その対応策として、圃場の大区画化や地下水位制御システム、用水路のパイプライン化等の整備が実施されている。

こうした圃場整備に伴い、圃場単位の水利用、農区や灌漑区域における流出機構や地域内の水文環境の変化が予想される。たとえば、整備後では、直播栽培面積が拡大する場合がある。これは、地下からの給水が可能になるため、直播栽培における圃場水管理が容易になることが要因の一つである。また、代かきを行わない水田では、

代かきを行う水田と比べて、作土の浸透性が大きい。このような場合は、圃場の用水量が増加する可能性がある。移植栽培のように、整備の前後で代かき等の土壌管理に変化がない場合であっても、整備後に地下からの給水を行うようになれば、圃場の地下水位の挙動は変化する。整備前に田越し灌漑を行っている圃場があれば、整備後には田越し灌漑がなくなり、圃場での用水量が変化する可能性がある。支線・小用水路がパイプライン化されると、それらから灌漑区域への用水の流入量が減少する。パイプライン化される前は、送水損失水量等を含む用水量が小用水路に供給され、日内変動を有する圃場での取水量を満たしていた。これに対して、パイプライン化後は、支線用水路の灌漑区域に入ってくるのは圃場に実際に取水された水量だけである。パイプライン化される前

には、圃場に取り水されなかった用水が小用水路の末端から排水路に流入していたのに対して、パイプライン化後はこのような流入がなくなる。その結果、排水路の流量が減少すると、地域の河跡湖や沼への供給水量が減少する。このことは、それらの湖沼の水位や水質、湖沼周辺の地下水位に影響を及ぼす可能性がある。さらに、排水路の水位低下により、排水路面の乾燥が進む可能性がある。これは、さらに排水路面での亀裂の発生につながる可能性がある。以上のように、水田地帯では、圃場整備を契機として、水稻栽培方式の多様化が進むとともに、流出機構の変化により、水文環境や農地環境に影響が生じる可能性がある。

農業用水は、国内の水資源利用量の3分の2を占めており¹⁾、農業地域の水循環の大部分を占めるとともに、営農目的だけではなく、景観や水質等の水環境の保全や地下水の涵養等、多面的かつ公益的な機能を果たしている²⁾。圃場整備後も地域の水環境を保全しながら、農業用水を安定的、効率的に利用するためには、圃場整備前後における農区および広域の水文環境を調査し、圃場や農区における水収支および負荷収支の特性を分析する必要がある。

そこで、本研究では、水田地帯における周辺水文環境と調和した灌漑排水技術の構築をめざして、農区レベルおよび広域レベルの水文環境の調査を実施する。ここでは、令和2年度までの調査結果として、農区における水

収支および水文環境、灌漑区域における水収支および水文環境の概況について報告する。

2. 河跡湖を有する水田地帯における広域の水収支および水文環境

2.1 地区概要

広域レベルの水収支および水文環境を把握するために、美唄市に位置する灌漑区域を対象として、広域調査を実施した。観測地点の位置を図-1に示す。この灌漑区域では、平成25年度より圃場整備が進められている。広域調査の対象地区面積は約1,100haであり、そのうち農地面積は約800haである。令和2年度までの圃場整備率は約6割である。地元への聞き取りによると、整備事業区内における1戸当たりの平均経営面積(水稻、転作を含む)は11haである。調査対象地区内における令和2年度の水稲作付面積は約380haであり、各栽培方式の面積率は、移植栽培では86%、湛水直播栽培では2%、乾田直播栽培では11%であった。

地区内の農業用水は、主に沼貝幹線用水路および大富揚水機場から供給される。大富揚水機場の取水量は、大富幹線用水路と山形幹線用水路に分水され、このうち、山形幹線用水路への分水量が対象灌漑区域へ流入する。

農地からの排水は中小の排水路を経由し、三日月第一排水路、北6線排水樋門、西美唄排水樋門等から地区外へ流出する。洪水時には、樋門の操作により流域変更が

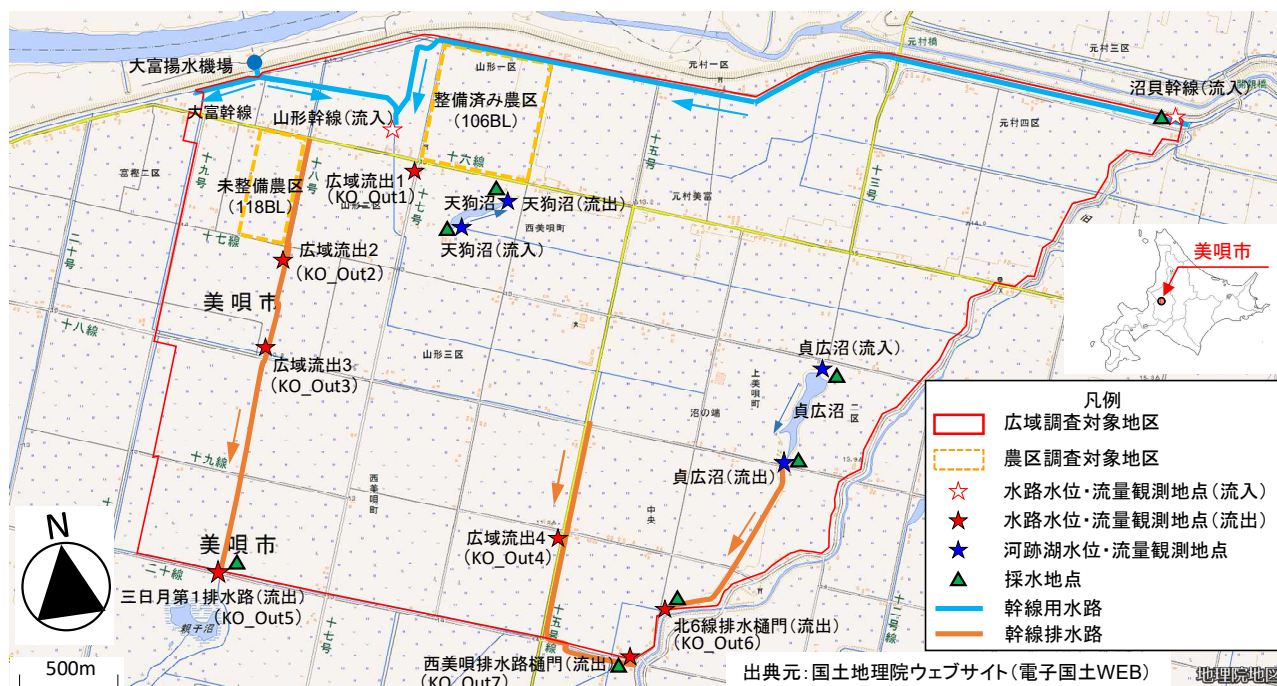


図-1 調査対象とした灌漑区域における観測地点の位置

行われるが、平常時における流出経路はこれらの3地点が主な地点である。

地区内には、天狗沼（水面積：約8ha）と貞広沼（水面積：約20ha）の二つの河跡湖がある。どちらも周辺の土地利用は農地が主体である。天狗沼への流入については、小排水路のほか、圃場排水が直接流入していたが、令和元年度に圃場整備工事が行われたことから、小排水路および圃場からの流入がなくなった。なお、天狗沼からの流出口は、圃場整備前後とも変わらず、支線排水路に接続している。この接続先の排水路では、灌漑期間に堰上げが行われている。貞広沼では、排水路からの流入箇所は1つであり、下流口は排水路に接続している。

2. 2 調査方法

対象地区内における水収支を把握するために、広域流入地点1箇所および広域流出地点3箇所に水位計を設置するとともに、定期観測として、流量観測（月1回程度）を実施した。この流量観測結果を用いてH-Q曲線を作成し、水位の観測データから灌漑期間における各地点の流量を推定した。さらに、対象区域内の水質状況を把握するため、これらの地点において、流量観測時に採水を行った。採水した試料については、室内でSS、T-N、T-P等の水質分析を行った。流量および水質の調査は、平成28年度から令和2年度まで行った。大富揚水機場から山形幹線用水路への分水量については、平成29年度から令和2年度に流量観測を行った。

河跡湖の水文環境を把握するため、二つの河跡湖の流入口および流出口の付近に水位計を設置し、湖面水位を観測するとともに、流量観測を月1回程度行った。この流量観測結果を用いてH-Q曲線を作成し、水位観測データから灌漑期間における各地点の流量を推定した。さらに、各河跡湖の流入口および流出口において、流量観測時に採水を行った。採水した試料については、室内でSS、T-N、T-P、CODなどの水質分析を行った。これらの流

量および水質の調査は、平成28年度から令和2年度までに行った。ただし、天狗沼流入口については、令和元年度に沼周辺の小排水路の流路が変更されたことから、平成元年度以降は流量観測および採水を行わなかった。

気象については、平成28年度から令和2年度まで、整備済み農区内（図-1）に気象観測機器を設置し、雨量、気温、風向・風速、日射量、相対湿度、大気圧を観測した。蒸発散量は、ペンマン法³⁶により推定した。観測期間は5月から11月までである。測定間隔は20分とした。

2. 3 幹線用水路および幹線排水路の流量

調査対象の灌漑区域内の定期調査における各月の水収支を図-2に示す。ここでは、沼貝幹線用水路の流量および大富揚水機場から山形幹線用水路への分水量の合計流量を「流入量」、三日月第一排水路、北6線排水樋門、西美唄排水路樋門の合計値を「流出量」とした。

令和2年度の灌漑期では、流入量に対する流出量の割合は、73～66%であった。調査対象地区内の圃場整備済みの3圃場（水田）の調査結果では、浸透量の平均値は1.4～2.8mm/dであったことから、調査対象地区内における下方および横方向への浸透による流出量は小さいと考えられる。このことから、流入量と流出量との差は、圃場における貯留変化、蒸発散量の推定誤差および地区外への浸透による流出により生じたと推察される。また、非灌漑期では、農業用水が供給されないことから、流出水量の値はきわめて小さかった。過年度においても同様の傾向がみられており、調査対象地区内では、幹線用水路からの農業用水の取水量や、圃場や用水路および排水路を経由した水量が大部分を占めると考えられる。

2. 3 幹線用水路および幹線排水路の水質

令和2年度における灌漑区域内の流入用水路および流出排水路の水質濃度（SS、T-N、T-P）を、それぞれ図-3～図-5に示す。SS濃度についてみると、5月では、地区内の水田で代かきが多く行われていたことにより、沼貝幹線を除く幹線排水路（三日月第一、北6線、西美唄）において、80～240mg/Lまで値が上昇していた。6月では、前日の降雨により、取水源である石狩川が濁っていたことから、沼貝幹線および三日月第一の値が大きくなった。その他の時期は、4～28mg/Lの範囲であった。T-N濃度については、灌漑期では、三日月第一および北6線において、5月および6月に2.0～3.6mg/Lとなったが、それ以外の月は0.6～1.4mg/Lの範囲であった。非灌漑期では2.0～7.0mg/Lの範囲となり、灌漑期よりも値が大きくなった。T-P濃度では、代かきによるSS上昇に伴い、5月の値が上昇していたが、その他の月については、0.05

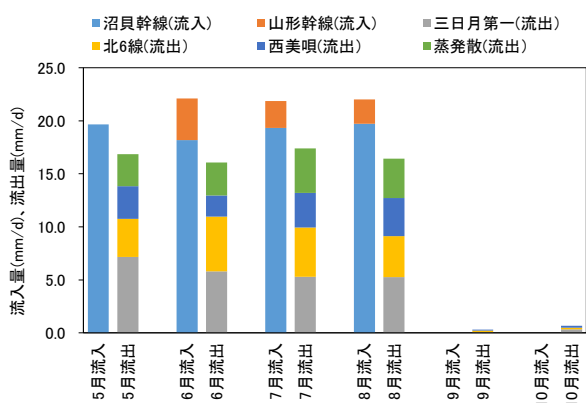


図-2 観測日における広域水収支（令和2年度）

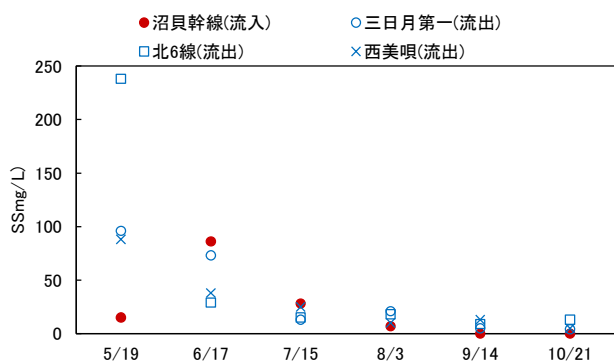


図-3 流入用水路と流出排水路におけるSS濃度 (令和2年度)

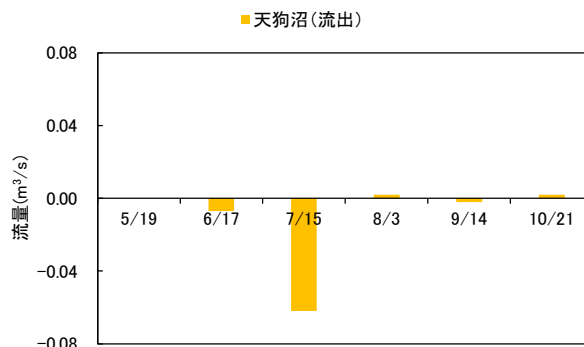


図-6 河跡湖における流入水量および流出水量 (令和2年度、天狗沼)

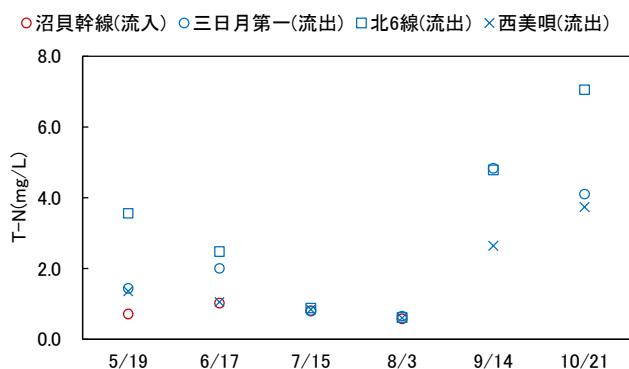


図-4 流入用水路と流出排水路におけるT-N濃度 (令和2年度)

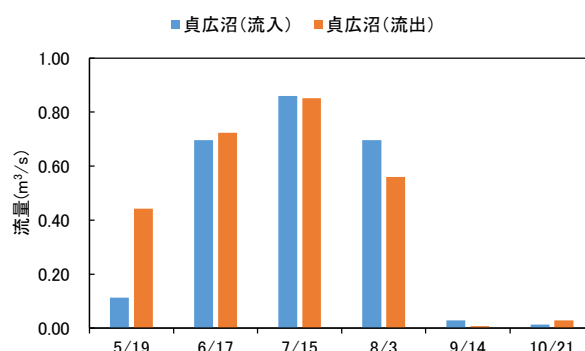


図-7 河跡湖における流入水量および流出水量 (令和2年度、貞広沼)

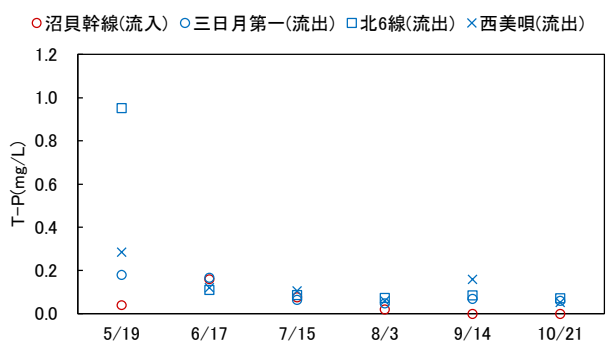


図-5 流入用水路と流出排水路におけるT-P濃度 (令和2年度)

～0.16mg/Lの範囲であった。

2.4 河跡湖における流入水量および流出水量

圃場整備による水文環境の変化が、河跡湖の水収支に与える影響を検討するために、集水面積が異なる2つの河跡湖を対象として、流入水量および流出水量、湖面水位について調査を行った。天狗沼および貞広沼における流入水量および流出水量を図-6および図-7に示す。また、両沼における湖面水位の経時変化をそれぞれ図-8および図-9に示す。過年度では、灌漑期の定期観測時にお

ける天狗沼への流入水量は0.5～3.0L/s程度であった。令和2年度では、圃場整備による排水系統の変更により、天狗沼への流入水量がなくなったことから、定期調査時における天狗沼の出口地点の流量の値は小さくなり、沼内の上流方向への逆流がみられるようになった。

令和2年度における天狗沼の流出口地点の連続水位データをみると、灌漑期と非灌漑期との平均水位の差は約0.24mであり、過年度と同様に、灌漑期間中、流出口と接続する排水路の下流側付近に設置された堰板による影響を受けていたと考えられる。貞広沼についても、圃場排水および用水路の残水が流入していたことから、非灌漑期の水位は灌漑期と比べて平均水位の差は0.23m低くなった。

どちらの沼においても、それぞれの集水域内で圃場整備が進められていることから、用排水系統の変更に伴い、流入水量が変化する可能性がある。今後、2つの沼の平均的な水深、圃場整備前後の流入水の状況を精査し、それぞれの沼における水収支特性を明らかにする必要がある。

2.5 河跡湖における水質

集水域内の水文環境の変化は、河跡湖の水質に反映されることから、2つの河跡湖を対象として、水収支およ

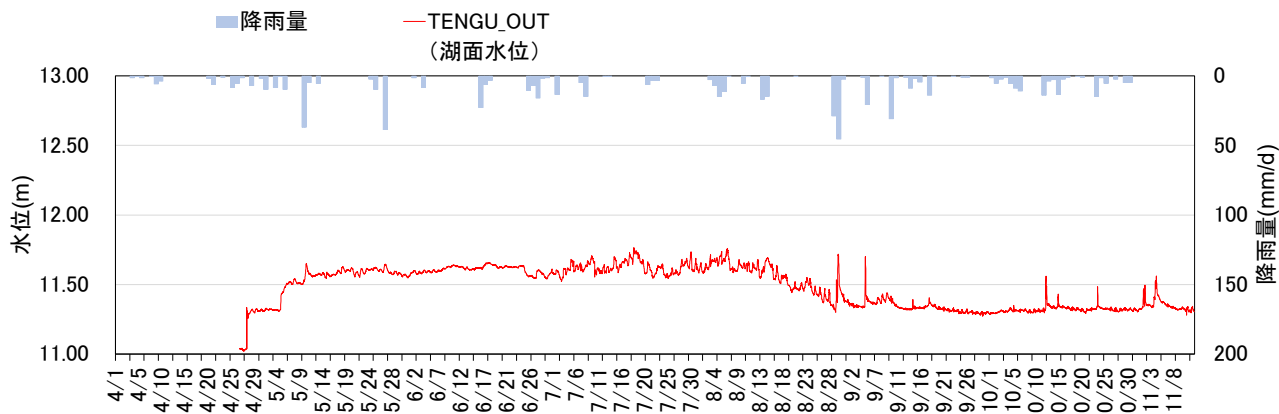


図-8 河跡湖における湖面水位の経時変化 (令和2年度、天狗沼)

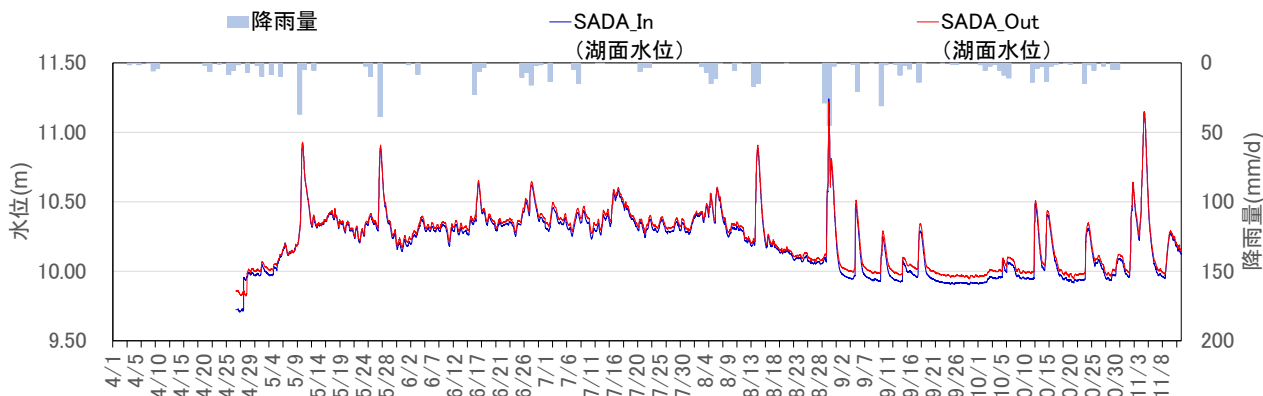


図-9 河跡湖における湖面水位の経時変化 (令和2年度、貞広沼)

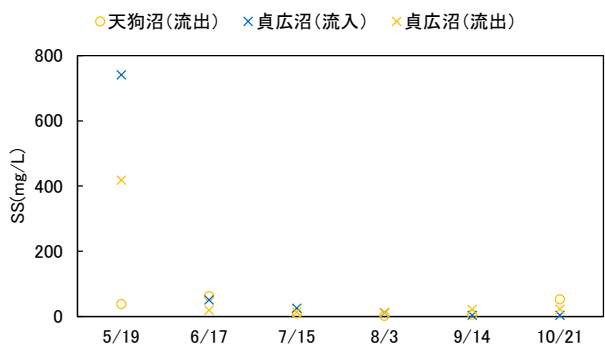


図-10 河跡湖におけるSS濃度 (令和2年度)

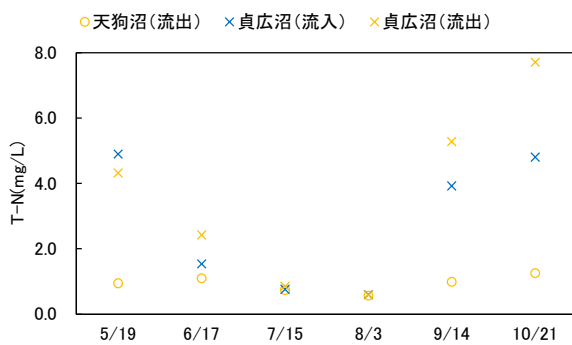


図-11 河跡湖におけるT-N濃度 (令和2年度)

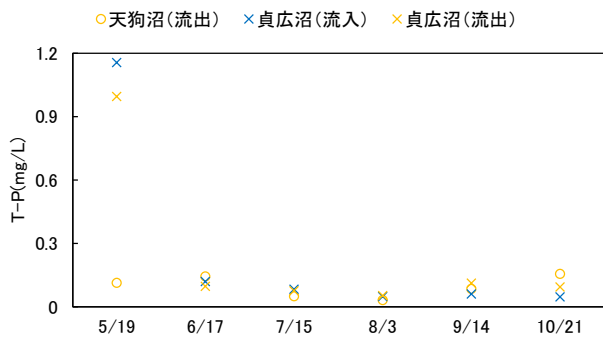


図-12 河跡湖におけるT-P濃度 (令和2年度)

び負荷収支を調査している。対象とする河跡湖は、集水面積、周辺土地利用形態等異なる。ここでは、それぞれの河跡湖の水質形成機構を明らかにし、圃場整備に伴う環境変化によって水質や水位等がどのように変化するかを推測することを目的としている。

令和2年度における河跡湖の流入地点および流出地点における水質濃度 (SS、T-N、T-P) を図-10～図-12に示す。ただし、天狗沼については、流出点のデータのみをプロットしている。SS濃度についてみると、貞広沼では、

5月において流入、流出ともに400~750mg/Lとなっていたが、その他については、天狗沼、貞広沼とも、観測期間を通じて1~62mg/Lの範囲であった。T-N濃度では、5月、9月、10月において、貞広沼の値が3.9~7.7mg/Lと値が上昇したが、その他の月については、0.6~2.4mg/Lの範囲であった。T-P濃度では、5月に貞広沼において1.0~1.2mg/Lとなった他は、0.05~0.12mg/Lの範囲で推移しており、大きな変動は見られなかった。一方、天狗沼では、流入水路がないことから、いずれの水質項目についても、水質濃度の変動幅は小さかった。今後、圃場整備に伴う流入量の変化が河跡湖の水質濃度に与える影響を検討するためには、沼への流入水量および水質濃度の値の経時変化との関連性をさらに分析する必要がある。

3. 農区レベルにおける水収支および水文環境

3.1 美唄地区における農区調査の概要

3.1.1 地区概要

美唄市に位置する農区Aおよび農区Bを対象として、調査を実施した(図-13)。これらの農区は、前章の広域調査対象とした灌漑区域内にある。農区Aでは、平成27

年に圃場整備が実施され、大区画化および地下水位制御システムの整備が行われている。以下、農区Aを「整備済み農区

A」と呼ぶ。圃場1枚当たりの平均面積は1.1haであり、農区面積は約30ha(27筆)である。農業用水は、沼貝幹線用水路から、農区内の西側と東側に位置する用水路へ分水される。用水路は開水路形式であり、圃場へ取水されなかった残水(配水管理用水)は農区外へ流出する。圃場を通過した水は、農区内の西側と東側に位置する排水路を通じて、農区外へ流出する。

農区Bでは、平成30年に圃場整備が行われている。圃場整備前の農区Bでは、農区内の北側および西側は水田であり、その他は畑地(小麦、大豆)となっていた。水田一筆の面積は0.3ha程度である。水収支調査は、農区内の北側の圃場群(面積は約12ha)を対象とした。以下、圃場整備前の農区Bにおける対象圃場群を「未整備農区B」と呼ぶ。農業用水の大部分は、支線用水路(開水路)から小用水路(開水路)を経由し、水田圃場へ取水される。小用水路の残水は、農区内の土水路を経由して、支線排水路へ流出する。この土水路では、小用水路の残水

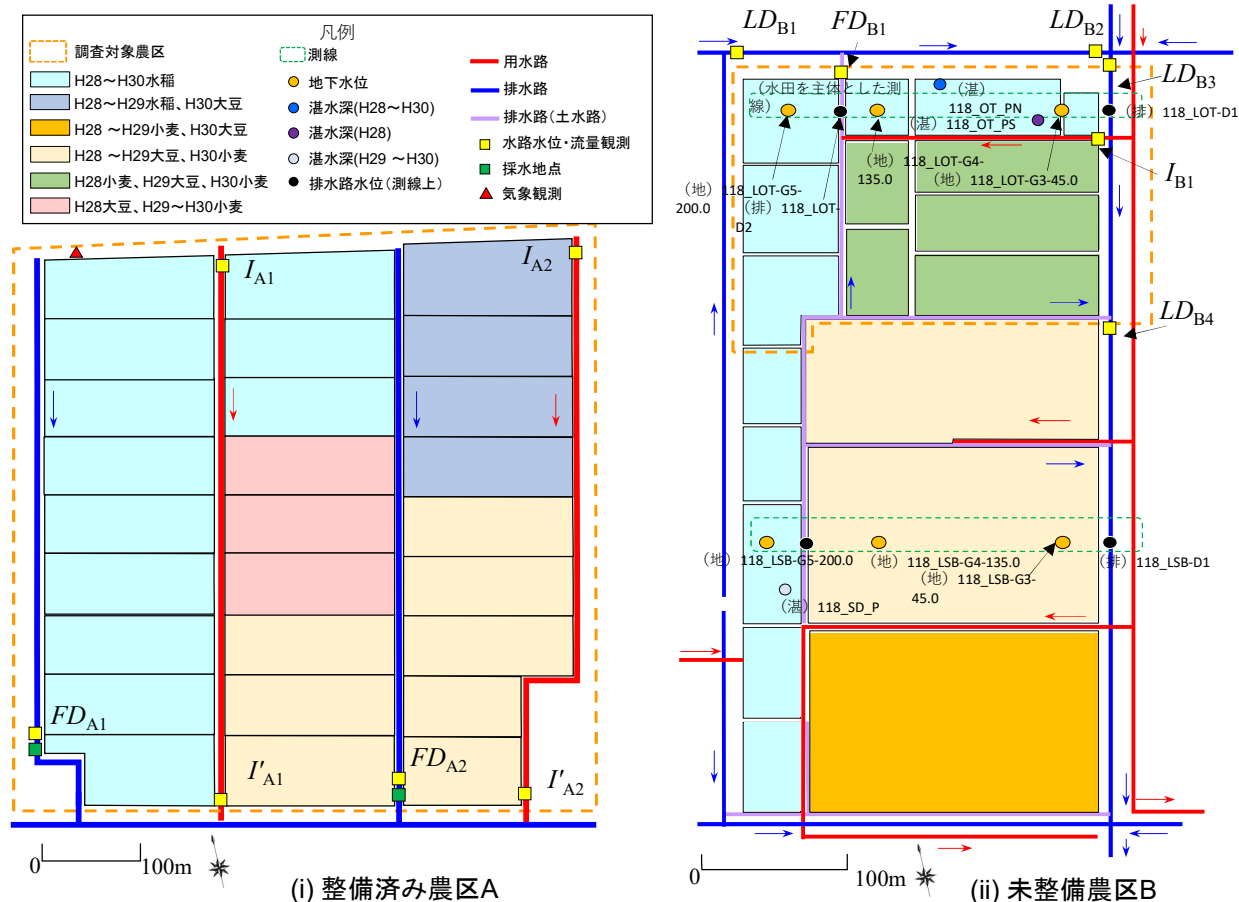


図-13 観測地点の位置(整備済み農区A、未整備農区B)

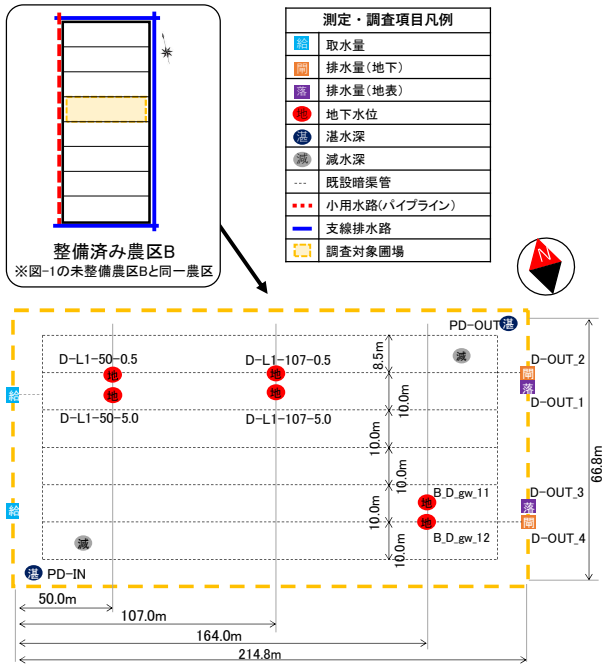


図-14 観測地点の位置 (整備済み農区B)

の流入地点より上流側において圃場からの浸透水が流れているが、その流量は残水量よりも極めて小さいことから、土水路末端における流量は小用水路末端からの残水量にほぼ等しいと考えた。また、未整備農区Bでは、農業用水の一部が揚水機により供給されていることから、ポンプの運転費用を抑制するために過剰な取水は行われないと考え、小用水路末端からの流出水量をすべて配水管理用水とみなした。農区内の一部の水田では、田越し灌漑が行われている。暗渠排水は、水閘の故障により開放されたままとなっており、集水渠から地下排水が0.7L/s程度流出している(バケツを用いた流量測定による)。農区内の耕作数人は3人であり、そのうち2人が水田圃場の耕作をしている。圃場の水管理操作は、各耕作者の判断により行われた。

圃場整備後の農区B(以下、「圃場整備済み農区B」と呼ぶ)では、小用水路はパイプライン形式になり、圃場1筆の面積は1.4ha、合計8筆に整備されている(図-14)。農家への聞き取りによれば、用水路末端部の排泥工は、灌漑期間中は基本的に閉じられている。

3.1.2 調査方法

図-13および図-14に示す観測地点において、整備済み農区Aでは平成28年度から平成30年度までに、未整備農区Bでは平成28年度から平成29年度までに、整備済み農区Bでは令和元年度から令和2年度までに、水収支調査を行った。用水路および排水路の流量は、各年度の

5月から11月までの期間に月1回程度の定期調査を行い計測した。各流量観測地点においてH-Q曲線を作成し、10分間隔で観測した水位データを用いて、調査期間における流量をそれぞれ推定した。

整備済み農区Aにおける流入量および流出量については、各観測データを用いて、整備済み農区A内への流入量 FI_A 、整備済み農区A内の圃場取水量 I_A 、整備済み農区Aの小用水路末端からの流出量 I'_A 、整備済み農区A内の圃場排水量 D_A を図-13に示す記号を用いて、それぞれ(1)~(4)式により算定した。

$$FI_A = I_{A1} + I_{A2} \quad (1)$$

$$I_A = I_{A1} + I_{A2} - (I'_{A1} + I'_{A2}) \quad (2)$$

$$I'_A = I'_{A1} + I'_{A2} \quad (3)$$

$$D_A = FD_{A1} + FD_{A2} \quad (4)$$

ここで、 I_A 、 I'_A ：整備済み農区A内の各小用水路上流端の流量、 I'_{A1} 、 I'_{A2} ：整備済み農区A内の各小用水路末端の流量、 FD_{A1} 、 FD_{A2} ：整備済み農区A内の各小排水路の支線排水路合流前の流量である。

同様に、未整備農区Bへの流入量 FI_B 、未整備農区B内の圃場取水量 I_B 、未整備農区Bからの小用水路末端からの流出量 I'_B 、未整備農区内Bの圃場排水量 D_B は、それぞれ(5)~(8)式により算定した。

$$FI_B = I_{B1} \quad (5)$$

$$I_B = I_{B1} - I'_{B1} \quad (6)$$

$$I'_B = I'_{B1} \quad (7)$$

$$D_B = LD_{B2} - LD_{B1} + LD_{B4} - LD_{B3} - I'_{B1} \quad (8)$$

ここで、 LD_{B1} 、 LD_{B2} 、 LD_{B3} 、 LD_{B4} ：未整備農区Bの排水が流入する各支線排水路の流量、 I_{B1} ：未整備農区B内の小用水路の流量、 I'_{B1} ：未整備農区B内の土水路末端部の流量である。

各農区への流入水量のうち、配水管理用水が占める割合(以下、「配水管理用水率」という)を R_A および R_B として、それぞれ(9)式および(10)式により算定した。

$$R_A = \frac{I'_{A1} + I'_{A2}}{FI_A} \quad (9)$$

$$R_B = \frac{I'_{B1}}{FI_B} \quad (10)$$

地下水位の観測方法については、塩ビ管に格納した絶対圧式水位計を田面から 1.3m の深さに埋設した。

気象観測は、整備済み農区 A 内において、水収支調査期間中に実施した。蒸発散量は、観測データを用いてペンマン法により推定し、作物係数を乗じて求めた。水稻の作物係数については、文献値から $K_c=1.05\sim 1.1$ を用いた³⁾。

未整備農区 B の水田および畑地を主体とするそれぞれの測線において、平成 28 年度 5 月から平成 29 年度 10 月まで、圃場の地下水位、土水路の水位、排水路水位を観測した。整備済み農区 B では、令和元年度 5 月から令和 2 年度 10 月までの期間において、水田圃場および排水路水位を行った。地下水位の観測方法については、塩ビ管に格納した絶対圧式水位計を田面から 1.3m の深さに埋設し、観測した。水位の測定頻度は 10 分間隔である。

また、未整備農区 B の支線排水路 4 箇所および整備済み農区の小排水路 2 箇所において、流量観測と同日に採水を行った。採水した試料については、室内で SS、T-N、T-P、COD などの水質分析を行った。

このほか、集中観測として、平成 28 年度の代かき・田植え期間 (5 月 13 日～6 月 20 日) において、整備済み農

区の西側の小排水路下流部に自動採水器を設置し、6 時間間隔で連続採水を行った。採水した試料については、室内で SS、T-N、T-P の分析を行った。

3. 2 中富良野地区における農区調査の概要

3.2.1 地区概要

空知郡中富良野町に位置する、圃場整備済みのパイプライン系農区を対象として、調査を実施した (図-15)。以下、この農区を「整備済み農区 C」と呼ぶ。農区面積は約 17ha であり、16 筆の圃場を有する。圃場 1 枚当たりの平均面積は 1.1ha である。この農区では平成 30 年度に、大区画化およびパイプライン化、地下水位制御システムの整備が行われた。各圃場への用水供給は、地表灌漑 2ヶ所、地下灌漑 1ヶ所から行える。各圃場では、集中管理孔により、地表または地下、あるいはその併用による用水供給が可能である。各圃場の排水は、地表排水 2ヶ所、暗渠排水 2ヶ所から行える。圃場内には、暗渠管 (φ80~90mm、勾配 1/1,000) が田面から 0.80m~1.00m の深さに約 10m 間隔で埋設されている。疎水材は木材チップである。農区内の各圃場における耕作および水管理は、一人の農業者の判断により行われた。

3.2.2 調査方法

令和元年度および令和 2 年度において、整備済み農区 C の水収支調査を行った。農区内の観測地点の位置を図-15 に示す。用水路および排水路の流量は、5 月から 11 月までの期間に月 1 回程度の定期調査を行い、計測した。

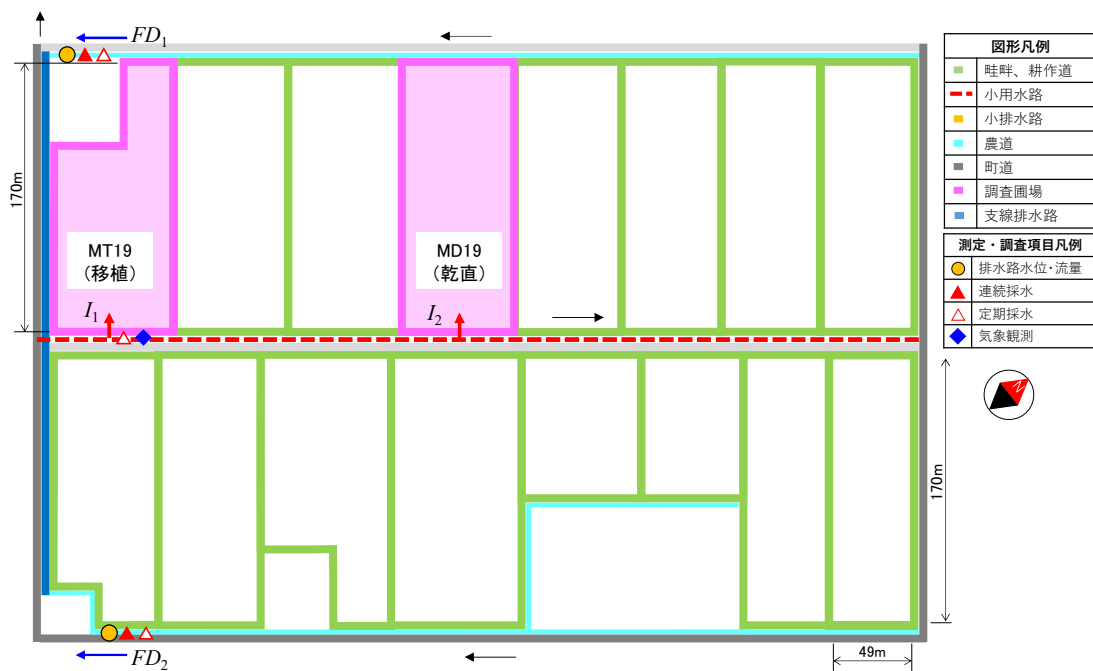


図-15 観測地点の位置 (整備済み農区C)

各流量観測地点においてH-Q曲線を作成し、10分間隔で観測した水位データを用いて、調査期間における流量をそれぞれ推定した。気象観測は、農区内において、水収支調査期間中に実施した。蒸発散量は、3.1.2と同様、ペンマン法により推定した。

各観測データを用いて、整備済み農区内への流入量 FI 、

整備済み農区内の圃場排水量 D を図-15 に示す記号を用いて、それぞれ(11)および(12)式により算定した。

$$FI = I_1 A_t + I_2 A_d \quad (11)$$

$$D = FD_1 + FD_2 \quad (12)$$

ここで、 I_1 ：移植栽培圃場の取水量、 I_2 ：乾田直播栽培圃場の取水量、 A_t ：農区内の移植栽培面積、 A_d ：農区内の乾田直播栽培圃場面積、 FD_1 、 FD_2 ：農区内の各小排水路の流量である。

また、農区内の小排水路2箇所および圃場取水口1箇所において、流量観測と同日に採水を行った。このほか、集中観測として、令和元年度の5月12日～6月3日において、整備済み農区の西側の小排水路下流部に自動採水器を設置し、6時間間隔で連続採水を行った。いずれも採水した試料については、室内でSS、T-N、T-Pの分析を行った。

3.3 開水路系農区およびパイプライン系農区における水収支

小用水路が開水路形式である整備済み農区A、未整備農区Bのそれぞれの水収支の例を図-16に示す。整備済み農区A内の各水量については、流量観測地点の下流において堰上げが行われていない観測日のデータをそれぞれ平均して算出した。未整備農区Bでは、現地調査で観察した際、田越し灌漑が行われている圃場のうち、最下流に位置する圃場の落口から常に排水が生じていた。これは、水管理を省力化すると同時に、各圃場へ不足なく灌漑するために掛け流しが行われていたと考えられる。これに対して、整備済み農区Aでは各圃場の水管理が独立したものとなることから、落口からの常時の排水はみられなかった。このように、整備済み農区Aでは、圃場ごとでの水管理が容易になり、田越し灌漑に伴う掛け流しが行われなくなることから、未整備農区Bと比べて取水量が減少したと考えられる。各農区における配水管理用水率は、平成28年度は整備済み農区Aでは62%、未整備農区では66%であり、平成29年度は整備済み農区では37%、未整備農区Bでは43%であり、どちらもほぼ同程度であった。年による配水管理用水率の差は、降雨状況の違いにより生じたと考えられる。

小用水路形式がパイプラインである整備済み農区Cの水収支の例を図-17に示す。農区内の各水量については、6～7月における圃場水収支を基に算出した。パイプライン系農区の水収支では、配水管理用水量が含まれないこ

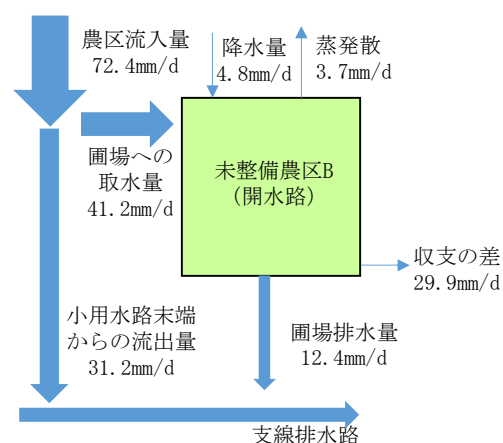
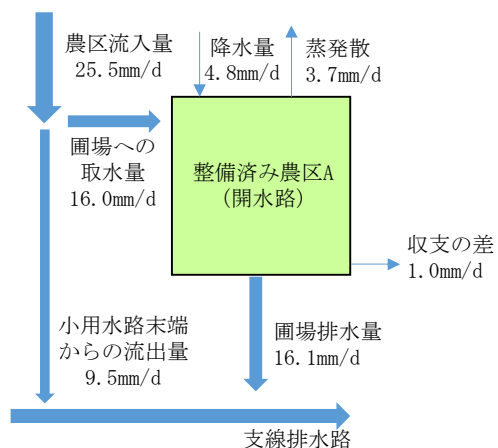


図-16 開水路系農区における水収支 (平成29年度)

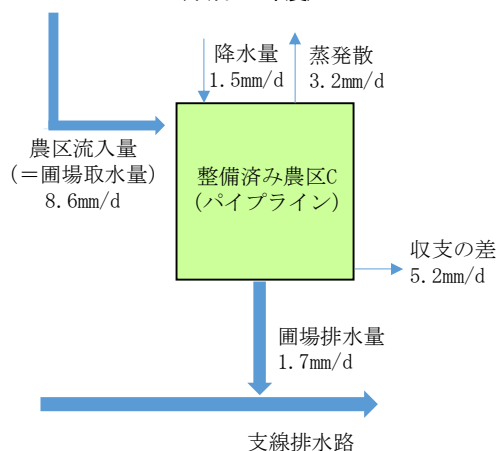


図-17 パイプライン系農区における水収支 (令和元年度)

とから、農区流入量は圃場取水量のみとなり、農区からの流出量は圃場排水量のみとなる。そのため、圃場整備によって、小水路形式が開水路からパイプラインへと変わる地域では、農区水収支において配水管理用水量がなくなることから、支線排水路への流出量が減少する可能性があると考えられる。

3. 4 農区内における地下水位の経時変化

圃場整備の前後における農区レベルの流出機構の変化要因として、パイプライン化や用排水系統の変化のほか、転作田の土壌は、水田と比べて乾燥し、亀裂が発達することから、水田と転作では、圃場内の地下水位が異なる。このため、作付け品目が変わることにより、農区から周辺排水路への浸透量や農区内の貯留量などが変化し、流出機構に影響することが考えられる。今後も、同一農区内においてすべて水稲作が行われるケースの他、水稲作と転作が混在するケースや、水稲作から転作に変わるケースが想定される。こうした圃場整備前後における流

出機構の違いを比較するには、水稲作および転作における圃場地下水位や、農区内の地下水位分布を把握する必要がある。そこで、農区内における水田または畑地を主体とした測線について、平成30年度における測線上の地下水位および水路水位の経時変化をそれぞれ図-18および図-19に示す。図中の地盤高は、それぞれの圃場東側端から200mまでの平均値である。圃場湛水位については、2地点の平均値を用いた。

水田を主体とした測線についてみると、地下水位は、未整備農区 B の西側に位置する 118_LOT_G5_200.0 と 118_LOT_G4_135.0 で概ね同様となり、118_LOT_G3_45.0 が低く、排水路との距離が近くなるにつれて値が低くなった (図-18)。一方、畑地を主体とした測線における畑地の地下水位の値は、水田主体の測線における地下水位と比べて、降雨に対して敏感に反応する傾向がみられた (図-19)。水田主体の測線における3地点の地下水位

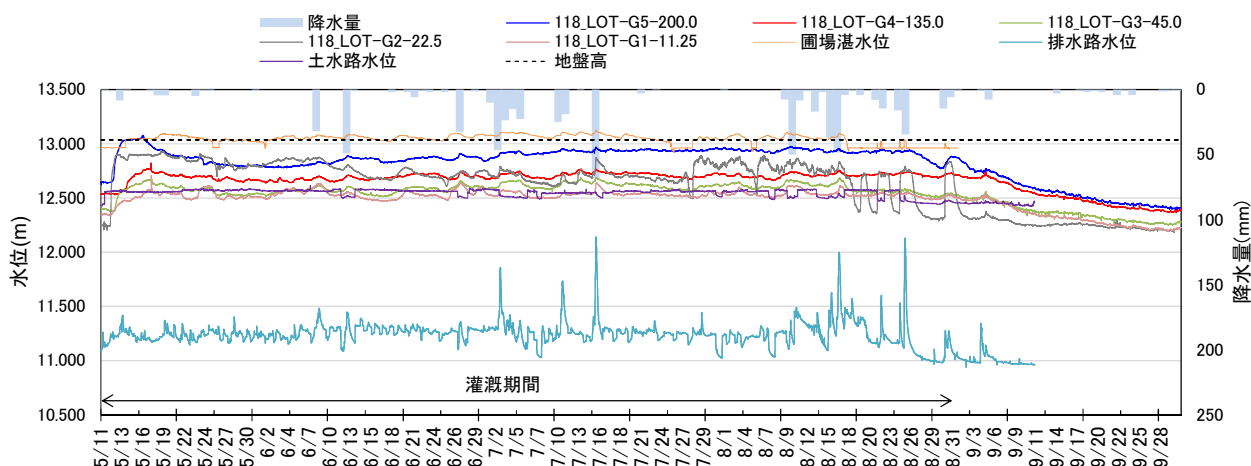


図-18 測線における地下水位および水路水位の経時変化 (平成30年度、未整備農区B、水田主体)

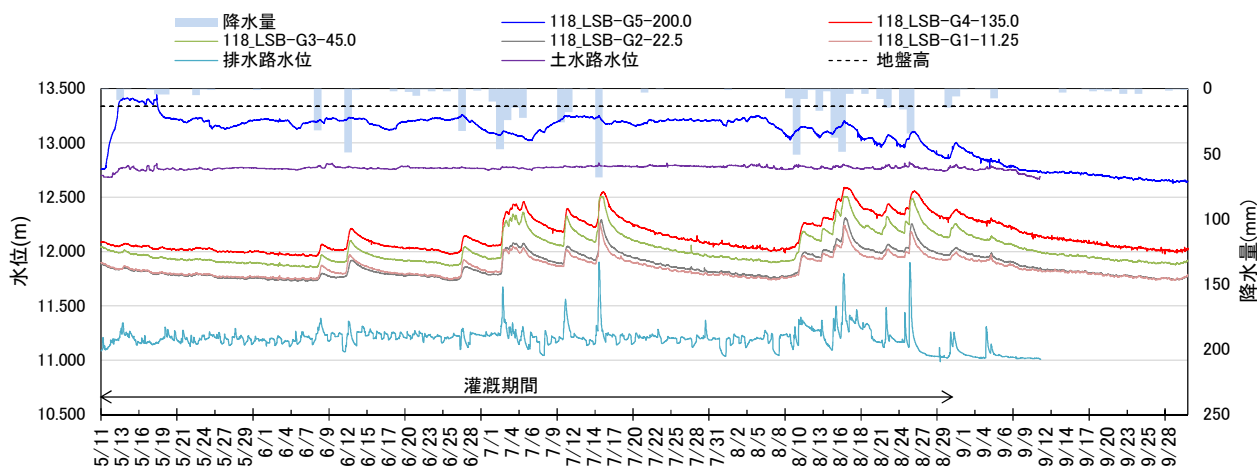


図-19 測線における地下水位および水路水位の経時変化 (平成30年度、未整備農区B、畑地主体)

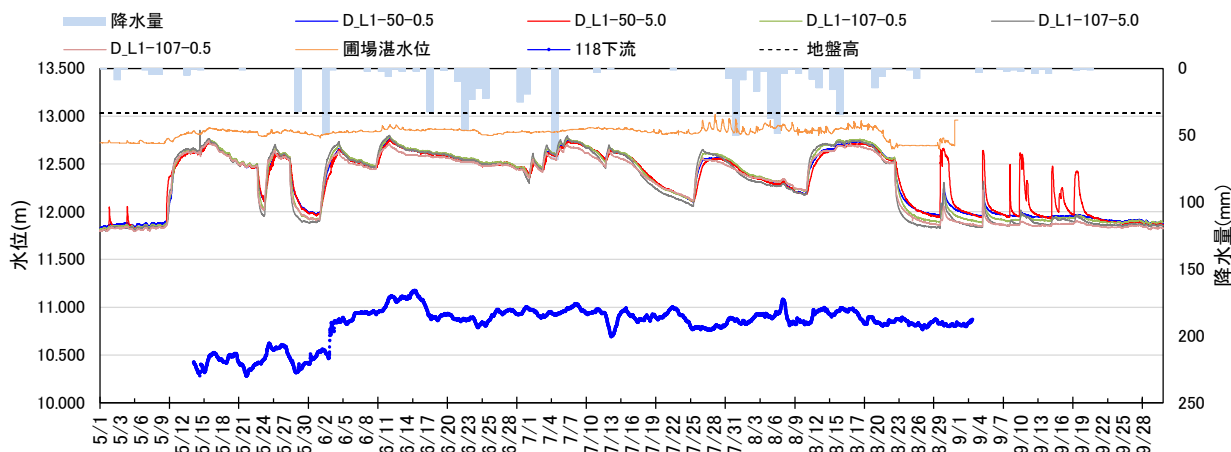


図-20 農区内における地下水位および水路水位の経時変化（令和2年度、整備済み農区B）

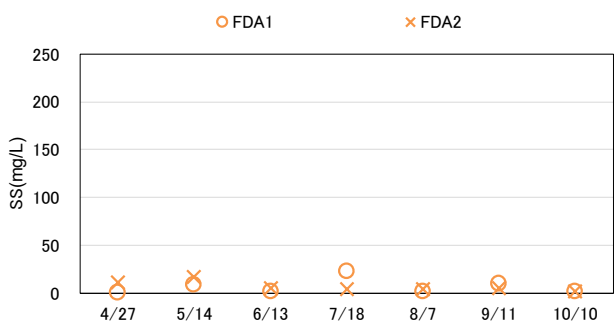


図-21 整備済み農区A内の小排水路におけるSS濃度（平成30年度）

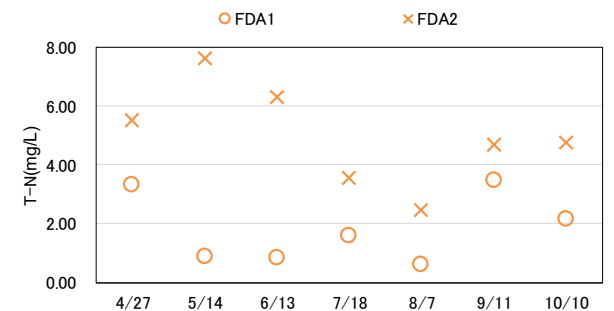


図-22 整備済み農区A内の小排水路におけるT-N濃度（平成30年度）

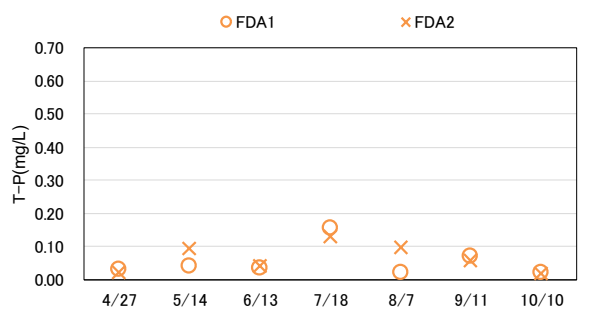


図-23 整備済み農区A内の小排水路におけるT-P濃度（平成30年度）

では、灌漑期および非灌漑期の平均値の差は 0.03～0.11m の範囲にあった。これに対して、畑地主体の測線における3地点の地下水位では、灌漑期および非灌漑期の平均値の差は0.11～0.38mの範囲にあり、水田部分の地下水位の差が最も大きく、畑地部分における時期ごとの差はほとんどなかった。両測線の田面の標高値は、西側から排水路方向に低くなっており、その低下幅は畑地を主体とした測線の方が大きかった。田面からの地下水位の深さは、水田を主体とした測線と比較すると、畑地を主体とした測線の方が、灌漑期、非灌漑期とも排水路方向に低下する傾向がみられた。畑地では、土壤の亀裂が発達していると考えられる。これらの未整備農区内における地下水位の傾向は、調査を行った3年間とも同様にみられた。

同一の農区内における、圃場整備後の水田側線上の地下水位および下流側の排水路水位を図-20に示す。圃場整備後は、灌漑期間中でも暗渠水閘の開度調整により、圃場の地下水位制御が可能となった。また、未整備圃場における田越し灌漑とは異なり、圃場単位での給排水管理も可能となった。こうした水管理の変化により、農区水収支における流入量および流出量の増加につながることが考えられる。

3.5 配水管理用水による支線排水路の水質保全効果

整備済み農区A内では、小用水路末端からの流出水 (I'_{A1} 、 I'_{A2}) と小排水路からの排水 (FD_{A1} 、 FD_{A2}) は、支線排水路で混合する。開水路形式の農区内における配水管理用水の水質保全機能を評価するため、農区内および前章の灌漑区域内の水質および流量について、以下に述べる。

3.5.1 圃場整備済み農区内における小排水路の水質濃度

平成30年度における定期流量観測と同日における整備済み農区A内の小排水路の水質濃度 (SS、T-N、T-P)

を図-21～図-23に示す。SS濃度では、 FD_{A1} 地点、 FD_{A2} 地点とも、1～22 mg/Lの範囲で推移した。T-N濃度については、 FD_{A1} 地点では0.6～3.5mg/L、 FD_{A2} 地点では2.4～7.6 mg/Lの範囲で推移しており、畑地面積が比較的多い FD_{A2} 地点で値が大きくなった。T-P濃度については、両地点とも0.02～0.16 mg/Lの範囲で推移しており、大きな差は見られなかった。

3.5.2 灌漑期初期における小排水路の水質濃度

ここでは、主に圃場排水が流入する小排水路における灌漑初期の水質濃度の変化について述べる。平成28年度の灌漑期初期における、整備済み農区内の小排水路(FD_{A1})のT-N、T-P、SSの各水質濃度の推移を図-24に示す。5月13日から5月30日までの期間における平均濃度は、それぞれ3.5mg/L、1.8mg/L、759mg/Lであった。同農区内の栽培管理をみると、移植栽培では、5月14日に代かき取水が行われた後、5月17日に代かき、5月28日に田植えが行われた。湛水直播栽培では、5月13日に代かき取水、5月15日に代かき、5月17日に播種が行われ、乾田直播栽培

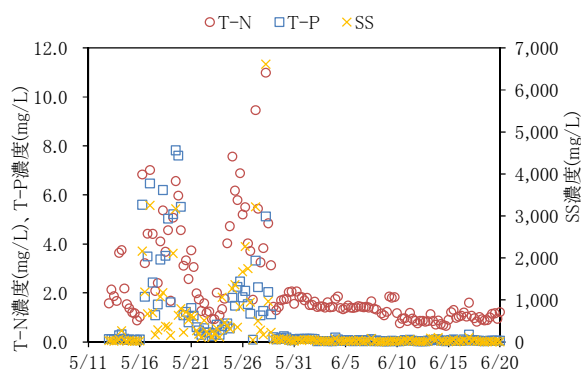


図-24 灌漑期初期における小排水路の水質濃度変化
(平成28年度、整備済み農区A)

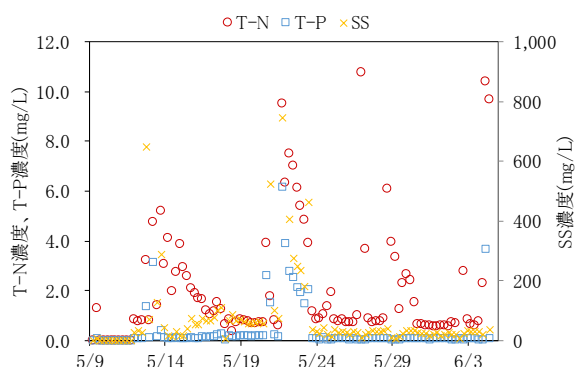


図-25 灌漑期初期における小排水路の水質濃度
(令和元年度、整備済み農区C)

では、5月10日に播種および初期取水が行われた。図-24では、5月16～20日と5月25～28日において、すべての水質項目について濃度上昇のピークがみられた。これらは、代かきおよび田植え時の水管理により生じたと考えられる。代かき・田植え後の約3週間(5月29日～6月20日)における平均濃度は、それぞれ1.3mg/L、0.08mg/L、31mg/Lまで低下した。

令和元年度における整備済み農区C内の小排水路(FD_1 および FD_2 の観測地点)のT-N濃度、T-P濃度、SS濃度を図-25に示す。代かき・田植えが行われる灌漑初期(5月12日～5月25日)における平均濃度は、それぞれ2.4mg/L、0.72mg/L、187mg/Lであった。農区内の水田では、5月14日～5月17日頃に代かきが、5月24日頃に田植えがそれぞれ行われたときに、水質濃度が上昇した。代かき・田植え後の5月25日～6月3日における平均濃度は、それぞれ2.1mg/L、0.07mg/L、25mg/Lまで低下した。

両農区の小排水路について、代かき・田植え時における水質濃度の上昇を確認した。しかし、これらの農区では、圃場条件や小水路の形式の相違により、取水および配水の特性が異なる可能性がある。このことから、今後、各農区における小排水路の負荷量特性について、さらに分析する必要がある。

3.5.3 灌漑期間における灌漑区域内の水質濃度

灌漑区域内の平成29年度における幹線用水路および幹線排水路、小排水路(FD_{A1} および FD_{A2} の観測地点)のT-N濃度、T-P濃度、SS濃度を図-26～図-28に示す。灌漑区域内の用水路はコンクリート製であることから、調査農区の小水路における水質濃度は、幹線用水路における値と同程度であると考えられる。

小排水路および幹線排水路における水質濃度を比べると、T-Nでは、調査期間を通じて、小排水路の方が幹線排水路よりも値が高くなる傾向が見られた。T-PおよびSSでは、T-Nと同様の傾向が5月に見られたが、その他については、両者とも同程度となる傾向が見られた。代かきに伴い圃場排水が高濃度となる5月では、いずれの水質項目についても、幹線排水路の値の方が低かった。このことから、灌漑区域内の用水路末端からの流出水(配水管理用水)が圃場排水を希釈し、水質保全に寄与していたと推察される。

3.5.4 配水管理用水による圃場排水の希釈効果

配水管理用水による圃場排水の希釈効果を評価するために、平成29年5月18日の定期採水時の流量および水質のデータを用いて、T-N、T-P、SSのそれぞれについて、

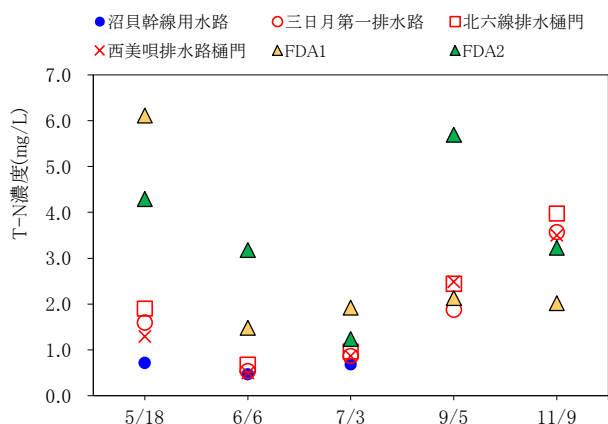


図-26 幹線水路および小排水路のT-N濃度 (平成29年度)

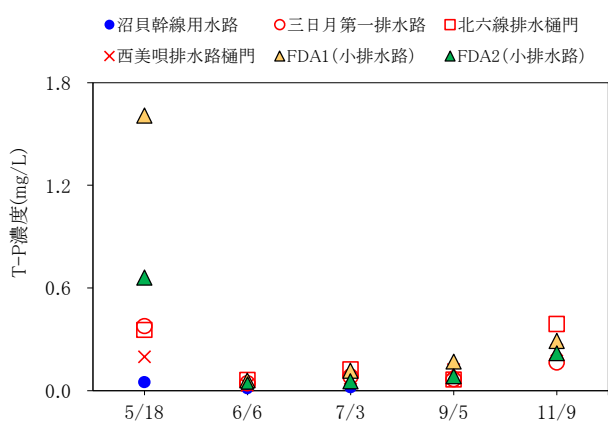


図-27 幹線水路および小排水路のT-P濃度 (平成29年度)

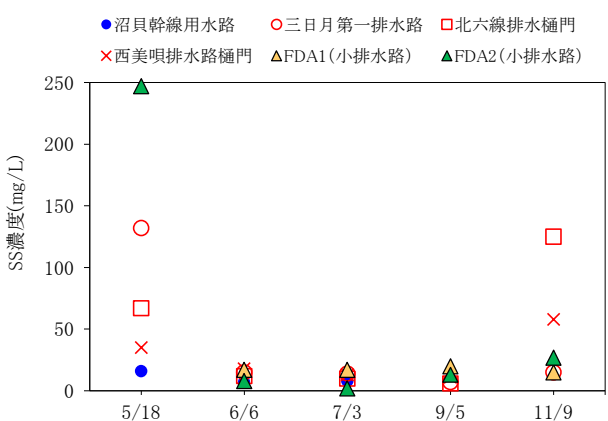


図-28 幹線水路および小排水路のSS濃度 (平成29年度)

整備済み農区内の小排水路の排水 (FD_{A1}) と小用水路の残水 (I'_{A1}) が混合した後の支線排水路における水質濃度 C_L を(13)式により推定した。

$$C_L = \frac{C_1 I'_{A1} + C_{A1} FD_{A1}}{I'_{A1} + FD_{A1}} \quad (13)$$

ここで、 C_1 ：農業用水の水質濃度、 C_{A1} ：小排水路での水質濃度、 I'_{A1} ：小用水路の残水量、 FD_{A1} ：小排水路の流量である。

各水質濃度の推定結果を図-29に示す。灌漑期初期において、開水路系における用水路末端から流出する配水管理用水は、小排水路における代かき・田植え期間の高濃度の圃場排水を希釈し、8割から9割程度、これらの水質濃度を低下させていることがわかった。これらの推定値は、図-26～図-28に示す平成29年5月18日の幹線排水路の値に近いことから、計算結果は妥当であり、実態を反映していると考えられた。

このように、用水路形式が開水路系からパイプライン系へ変わる地域では、配水管理用水が不要となることから、圃場排水が希釈されることなく濃度そのまま流下するおそれがある。将来、パイプライン形式で整備された後も水質保全機能を保持するためには、地域条件に応じて適切な対策を検討することが望ましいと考えられる。

3.5.5 広域における水文環境保全方法の検討

圃場整備の進展に伴い、水田地帯に位置する河跡湖では、配水管理用水量の減少、流入水の減少による河跡湖内の滞留時間の増加等が水質に影響を及ぼすと予想される。ここでは、3.3で得られた配水管理用水率を用いて、パイプライン化の進展により配水管理用水量が変化したときの、代かき・田植え時期における河跡湖流入水の水質濃度 C_F を(14)式により推定した。

$$C_F = \frac{C_D Q_D + C_i Q_M}{Q_D + Q_M} \quad (14)$$

ここで、 Q_D ：集水域からの流出水の流量、 C_D ：集水域からの流出水の水質濃度、 Q_M ：河跡湖流入における現況の流量、 C_i ：河跡湖流入における現況の水質濃度、 C_1 ：農業用水（沼貝幹線）の水質濃度、 Q_1 ：配水管理用水量である。

各水質濃度の推定結果を図-30に示す。現況の配水管理用水率は40%であるが、これが20%、0%に減少した場合、各水質項目の値は、現況よりも1.2～1.5倍に上昇すると推定された。圃場整備後も水質濃度を良好に保つには、配水管理用水またはそれに代わる希釈水の確保することが望ましいと考えられる。また、希釈水を利用する

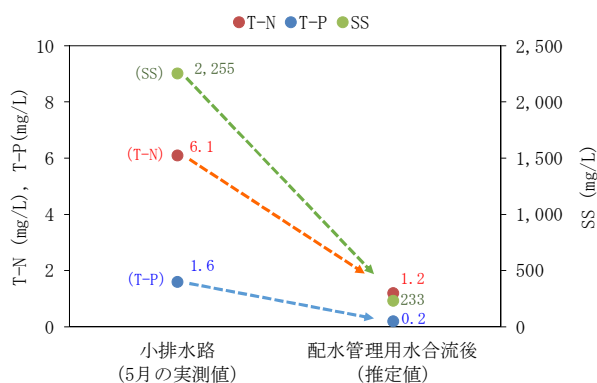


図-29 配水管理用水の混合後における水質濃度の推定結果 (平成 29 年度)

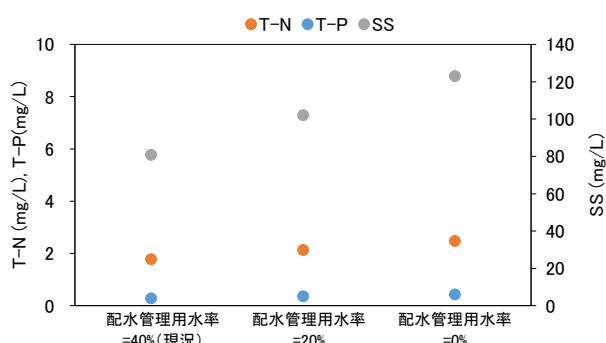


図-30 配水管理用水率の変化に伴う真広沼入口の水質濃度予測結果の例 (代かき・田植え期)

ためには、排泥工のような既存施設の利用や新たな通水施設の設置を検討する必要があると思われる。今後、河跡湖への流入量および河跡湖内の水質変化との関連性に留意し、より詳細な水質対策案を検討する必要がある。

4. まとめ

北海道の水田地帯では、農家戸数の減少に伴い担い手への農地集積が急速に進行している。こうした経営の大規模化へ対応するために、圃場の大区画化や地下水位制御システムの整備が実施されている。このような整備の進展に伴い、圃場の用排水管理が変化し、さらには農区や灌漑区域における流出機構が変化すると予想される。本研究では、水田地帯における周辺水文環境と調和した灌漑排水技術の構築をめざして、圃場整備が現在進められている灌漑区域を対象として、広域レベルおよび農区レベルの水収支および水質の調査を実施した。令和2年度までの成果は、以下のとおりである。

灌漑区域における流入水量と流出水量とを比較した結

果、灌漑期での流入量と流出量との差が小さいことから、調査対象の灌漑区域内における下方浸透量は小さいことが示唆された。このことから、灌漑区域内の水収支を把握できたと考えられる。農区水収支については、パイプライン系農区では、圃場排水のみが農区外へ流出するのに対し、開水路系農区では、配水管理用水および圃場排水が農区外へ流出していた。なお、配水管理用水率は、未整備農区および整備済み農区とも同程度であった。代かき・田植えの時期では、開水路系農区およびパイプライン系農区とも、小排水路における T-N、T-P および SS の濃度が高くなる傾向が見られた。開水路系の用水路を有する地域の幹線排水路では、低濃度である配水管理用水が、小排水路の水質濃度を希釈していると推察された。用水路の形式が開水路からパイプラインへ変わる地域では、圃場排水が希釈されずに高濃度のまま流下するおそれがあることから、排水路の水質を保全するためには希釈水の確保が必要と考えられた。また、パイプライン化による影響として、配水管理用水が減少した場合における河跡湖への流入水の水質濃度を推定した。この結果、圃場整備後も河跡湖の水質を保全するためには、希釈水の確保およびその通水施設の設置等の対策が必要であると考えられた。

今後、灌漑区域、各農区、河跡湖における水収支および水質データを精査し、灌漑区域内における負荷流出機構および河跡湖における水質形成機構を明らかにし、河跡湖が点在する大規模水田地帯における水文環境保全対策を提案する。

最後に、本研究を進めるにあたり、調査へご協力いただいた農業者、美唄市土地改良センター、北海土地改良区美唄事業所、中富良野町農業センター、国土交通省北海道開発局札幌開発建設部岩見沢農業事務所、国土交通省北海道開発局旭川開発建設部富良野農業事務所の関係各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 国土交通省：平成 30 年版 日本の水資源の現況、p.6
- 2) 丸山利輔、中村良太、水谷正一、渡辺紹裕、黒田正治、豊田勝、荻野芳彦、中曾根英雄、三野徹：水利環境工学、朝倉書店、p.20、1998
- 3) 北海道土地改良設計技術協会：農業土木技術書翻訳シリーズ 1、FAO 灌漑排水技術書、p.71、1986

16.3 大規模農業地域における環境との調和に配慮した灌漑排水技術の開発

16.3.2 大規模酪農地帯における効率的なふん尿スラリー調整技術の開発に関する研究

担当チーム：寒地農業基盤研究グループ

(資源保全チーム)

研究担当者：横川仁伸、横濱充宏、大友秀文、

中山博敬、田中稔、中谷壮範、桑原淳

【要旨】

家畜ふん尿を好気性発酵により腐熟させる肥培灌漑施設では、施設を利用する農家ごとに曝気時間などの運転方法が異なる。本研究では、効率的な運転管理方法を明らかにすることを目的に、肥培灌漑施設の運転状況の現地調査および室内実験を行った。

曝気を行う調整槽の形状と容量が異なる5カ所の肥培灌漑施設での運転状況を比較したところ、曝気ポンプ稼働時間の最大値と最小値の比は約4で、ふん尿スラリーの水理的滞留日数の最大値と最小値の比が約2.5であり、施設によって運転方法が大きく異なっていた。調整槽中の固形物単位量当たりの総曝気量が大きいほど調整液のpHは高かった。この総曝気量が大きい施設でも調整槽内のふん尿スラリーpHは腐熟の簡易判定目安であるpH7.8~8.5の下限値程度にまでしか到達しておらず、曝気量不足が示唆された。一部の施設では1日当たりの曝気時間を短く設定しており、その理由の一つは調整槽開口部から地上部への泡の溢流を防止するためであることがわかった。2カ所の肥培灌漑施設で泡溢流とフロアポンプによる曝気の時間的関係を日中の写真撮影により調査した結果からは、フロアポンプを含むすべての機器が稼働していなくても泡が溢流するとわかった。また、調整槽内部の泡発生状況を調査した結果、消泡機停止時に液面が上昇すると液面上の泡が大きく上昇し、泡溢流が発生することがわかった。その要因は、調整槽内の泡上面の高さは消泡機周辺では低くなるが、消泡機から離れた場所では高く、水位上昇に伴って調整層内天端に達した泡が開口部方向に押し出されるためと考えられた。

室内試験においては、ふん尿スラリーを20℃および30℃に設定したバッチ試験の結果から、液温が20℃よりも30℃で有機物分解量が大きくなることを確認した。また、酸化還元電位(ORP)でふん尿スラリーの腐熟を評価する連続投入試験の結果から、今回使用した実験装置で液温30℃の条件下においては、単位易分解性有機物量当たりの日曝気量が $30\text{m}^3 \cdot \text{kg}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$ 程度以上であればORPをプラスに維持できることが明らかとなった。一方、この試験で臭気指数を用いて腐熟を評価した結果、ORPをプラスに維持できなくても臭気が低下するまで腐熟することが示唆された。また、曝気時間が同じ場合は、間欠曝気よりも連続曝気の方が臭気を低減させる効果が大きいとわかった。

キーワード：肥培灌漑、好気性発酵、曝気、pH、有機物分解量、酸化還元電位(ORP)、泡溢流

1. はじめに

北海道東部の大規模酪農地帯では、家畜ふん尿の有効活用と地域環境保全を目的とした国営環境保全型かんがい排水事業が実施されている。この事業で整備される施設の一つに肥培灌漑施設がある(図-1)。この施設では、ふん尿スラリーを管路移送するために家畜ふん尿に水を加えて流動性を高める。また、ふん尿スラリーを腐熟させるために空気を送り込み(以下、曝気と表記)、同時に攪拌する。配水調整槽に貯留された調整液(曝気処理されたふん尿スラリー)は肥料として圃場へ散布される。

曝気時間や腐熟の目安は過去に国土交通省北海道開発

局が取りまとめた報告書(謝辞参照)に示されているが、実際の運転状況は多様である。その背景には、酪農業では牛乳の冷却、畜舎換気、ふん尿処理など、多くのエネルギーを消費しており、近年の電力価格上昇などにより経営収支が悪化する中、酪農家が経費削減のために好気

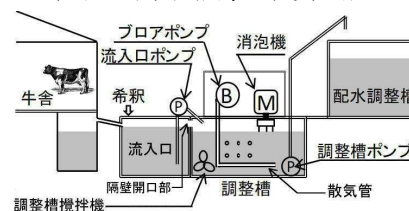


図-1 肥培灌漑施設の概要

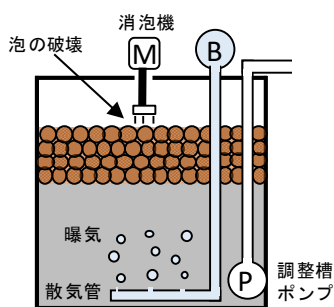


図-2 調整槽内での消泡のイメージ



図-3 稼働中の消泡機

性発酵に費やすエネルギーを節約していることがある。また、肥培灌漑施設には消泡機が整備されており、曝気と同時に消泡機が稼働するように設定されているが（図-2、3）、発酵時に発生する泡が調整槽開口部から地上へ溢流することがあり、その原因が明らかではないため曝気時間を過度に短くするなどの不適切な対策を行っている場合がある。不適切な曝気処理を行うと、調整液の腐熟が進まず臭気が低下しないため、周辺環境への影響が懸念される。

そこで、本研究では、良好な腐熟を維持しながら効率的にふん尿を処理するための運転方法およびシステム改善内容を提示するため、下記の項目を実施する。

- ①肥培灌漑施設の形状別運転状況と調整液性状の関係解明
- ②室内試験装置を用いた効率的なふん尿調整条件の解明
- ③肥培灌漑施設からの泡流出抑制技術の開発
- ④現地施設を用いた効率的なふん尿調整方法の検証
- ⑤省エネルギー型ふん尿スラリー調整システムの提案

これまで①を目的として、実際に稼働している肥培灌漑施設での運転状況調査を、②を目的として、室内試験装置によるバッチ試験および連続投入試験を行った。また現地施設において、③を目的として、調整槽開口部から地上部への泡溢流時の施設稼働状況調査および調整槽内の泡の状況調査を、④を目的として、冬期の曝気時間を延長し、調整槽液温の変化を調査した。

2. 肥培灌漑施設の形状別運転状況と調整液性状の関係解明

2.1 目的

近年建設されている肥培灌漑施設は、調整槽形状が四

角形または八角形である。そこで、本章では、肥培灌漑施設の形状別運転状況を明らかにし、また、各施設におけるふん尿スラリーの腐熟状況を確認するため、単位固形物量当たりの総曝気量と pH の関係を検討する。

2.2 方法

2.2.1 調査対象施設の概要

表-1 に調査対象施設の概要を示す。調整槽の形状は八角形が2施設、四角形が3施設である。施設E、Fは調整槽容量が大きいため、曝気ポンプはそれぞれ2台設置されている。調査期間中の調整液貯留量は、調整液移送ポンプの稼働開始設定水位から算出した。

2.2.2 曝気ポンプ流量測定および稼働時間算出

曝気ポンプの流量測定は、曝気ポンプ吸い込み口にエア一用超音波流量計（TRZ100B、愛知時計電機）を取り付けて行った（図-4）。超音波流量計1台を5箇所の施設に順次取り付け、短いところでは約10分、長いところでは約3時間、データを取得した。この測定を2018年1～2月に実施した。計測データは、小型データロガーに10秒インターバルで記録した。データから得られた平均の流量は標準状態（0℃、1気圧）に換算して示した（表-2、表-3）。曝気ポンプの稼働時間は、タイマーで設定されている稼働開始時間および終了時間から算出した。

2.2.3 ふん尿スラリー投入量および調整液性状測定

調整槽へのふん尿スラリー投入量は、1分ごとに測定した調整槽水位を用いて計算した水位上昇速度から推定した。計算に用いた水位データは、2017年3月～2018年2月に計測し、各施設の運転状況が安定している複数

表-1 調査対象施設の概要

施設記号	調整槽形状	調整液貯留量 (m ³)	曝気ポンプ数 (台)
A	八角形	346	1
B	八角形	251	1
D	四角形	206	1
E	四角形	543	2
F	四角形	670	2



図-4 曝気ポンプの流量測定

日を抽出した。抽出数は、最も少ない施設で14日分、最も多い施設で30日分である。調整液は2017年8月～2018年3月に月1回サンプリングを行い、pH（ガラス電極法）および固形物含有量（105℃、24時間乾燥）を測定した。

2.3 結果および考察

表-2 に曝気ポンプの運転時流量およびふん尿スラリー1m³当たりの曝気運転時流量を示す。調整液貯留量の違いにより曝気ポンプの能力および台数が異なるが、ふん尿スラリー1m³当たりの曝気運転時流量は最大と最小の比が約1.3であり、大差はなかった。

表-3 に曝気ポンプ稼働時間およびふん尿スラリーの水理的滞留日数を示す。曝気ポンプは間断運転している。ここで示す曝気ポンプ稼働時間は、1日の運転時間の合計である。曝気ポンプ稼働時間は最も長い施設Bで8.25h・d⁻¹、最も短い施設Aで2.00h・d⁻¹であり、最大と最小の比が約4であった。ふん尿スラリー投入量と調整液貯留量から求めたふん尿スラリーの水理的滞留日数は、最も長い施設Aで37.2日、最も短い施設Bで14.7日と最大と最小の比が約2.5であった。このように、施設によって運転方法が大きく異なることが明らかとなった。

次に、調整槽中にある固形物の単位量当たりの総曝気量とpHを図-5に示す。単位固形物量当たりの総曝気量とは、日当たり曝気量(m³・d⁻¹)に水理的滞留日数(d)を乗じ、調整槽中の固形物量で除した値である。施設B、Eでは調整槽の攪拌に不具合が生じていたため、両施設のデータは除外した。好気性発酵では、腐熟が進行すると、

表-2 曝気ポンプ運転時流量

施設記号	曝気ポンプ 運転時流量(m ³ ・h ⁻¹)	ふん尿スラリー1m ³ 当たり 曝気運転時流量(m ³ ・m ⁻³ ・h ⁻¹)
A	213	0.62
B	149	0.59
D	157	0.76
E	176(No.1) 171(No.2)	0.64
F	261(No.1) 259(No.2)	0.78

表-3 曝気ポンプ稼働時間およびふん尿スラリーの水理的滞留日数

施設記号	日当たり曝気 ポンプ稼働時間 (h・d ⁻¹)	日当たり曝気 積算流量 (m ³ ・d ⁻¹)	日当たりふん尿 スラリー投入量 (m ³ ・d ⁻¹)	水理的 滞留日数 (d)
A	2.00	426	9.3	37.2
B	8.25	1229	17.1	14.7
D	3.25	510	11.6	17.8
E	2.75(No.1) 2.25(No.2)	869	17.0	31.9
F	3.00(No.1) 3.00(No.2)	1560	23.8	28.2

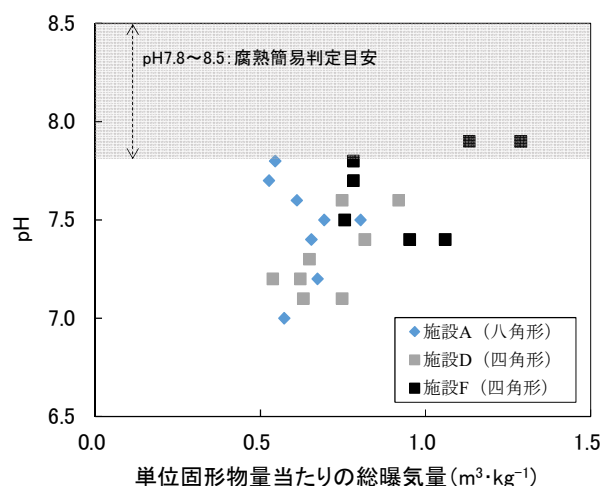


図-5 単位固形物量当たりの総曝気量とpHの関係

有機物の分解により生成されるNH₃によってpHが上昇すると考えられる¹⁾。図-5では、単位固形物量当たりの総曝気量が大きいほどpHが高いが、最もpHが高い調整液でも、腐熟の簡易判定目安であるpH7.8～8.5の下限値付近にとどまっておき、曝気量不足が示唆された。

なお、曝気量と有機物の分解の関係を見るのであれば、投入スラリーと調整液の固形分含有量の差を曝気量で除すという方法があるが、流入口から採取したふん尿スラリー固形物含有量は採取月によって変動が大きく、有機物分解量の誤差が大きくなると考え、その方法を採用できなかった。流入口のふん尿スラリー固形物含有量が変動する要因の一つは、流入口での希釈水の投入操作が手動であり、希釈水量が日々一定ではないためと考えられる。

3. 室内試験装置を用いた効率的なふん尿調整条件の解明

3.1 バッチ試験

3.1.1 目的

肥培灌漑施設でふん尿スラリーを好気性発酵で処理する場合、曝気量、曝気時間、ふん尿スラリー中の固形物濃度などを調整することができる。また、好気性発酵では発熱が伴うため、発熱による液温の変化は微生物の活動に影響を与えると考えられる。本章では、基礎的実験として、ふん尿スラリーバッチ試験装置を用いた室内実験を行い、液温とふん尿スラリー固形物濃度の違いがふん尿スラリー中の有機物分解に及ぼす影響を検討する。

3.1.2 方法

図-6に室内実験装置の概要を、図-7に実験状況を、表-4に設定条件を示す。使用した未曝気ふん尿スラリーは、現地調査を実施している肥培灌漑施設の流入口

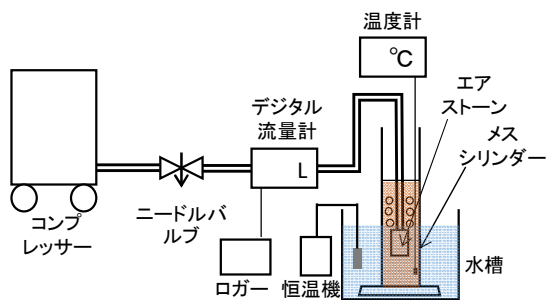


図-6 室内実験装置

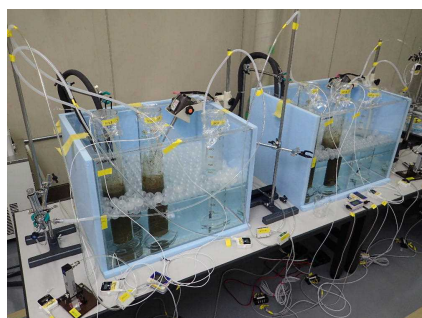


図-7 実験状況

表-4 設定条件

試験区名	液温 (°C)	TS濃度 (%)	曝気流量 (L・min ⁻¹)	曝気時間 (h・d ⁻¹)	ふん尿スラリー量(ml)
20TS4_24h	20	4	0.12	24	1,000
20TS7_24h		7			
30TS4_24h	30	4			
30TS7_24h		7			

より2017年9月26日に採取した。全固形物(TS)濃度は7.0%であった。実験に供した未曝気ふん尿スラリーの濃度は7%と4%である。4%への希釈には蒸留水を用いた。ふん尿スラリーの希釈倍率とTS濃度との関係は、既往の文献²⁾によると2倍希釈でTS濃度が約6%、3倍希釈で約4%と述べられており、これを参考に上記のTS濃度を決定した。実験では、ふん尿スラリー1000mlを2000mlメスシリンダーに投入し、このメスシリンダーは水温を20°Cおよび30°Cに制御した水槽内に静置した。メスシリンダーを水槽に静置した理由は、発酵熱による液温変化を抑えることでふん尿スラリーの温度を一定に保持するとともに、液温条件を2通りに設定することで、有機物の分解と液温との関係を検討するためである。曝気は、メスシリンダー内に配置した観賞魚用エアストーンからの送気で常時行った。曝気流量は、メスシリンダーから泡が吹きこぼれない程度の約0.12L・min⁻¹とした。曝気流量はデジタル流量計で測定し、1分毎に小型データロガーで記録して、それを標準状態(0°C、1気圧)に換算した(表-5)。液温は5分毎にロガー付き温度計で記録した。

実験期間は2017年10月5日～21日の17日間である。

曝気開始時および曝気終了時にふん尿スラリー中のTS量と有機物含量を測定した。TS量はスラリーを105°Cで24時間乾燥した後測定した。また、このTSをさらに550°Cで5時間燃焼して強熱減量(VS)を求め、この値を有機物量とした。実験期間中は1日1回、臭気センサー(畜環研式ニオイセンサ、東京デオドラント(株))で臭気指数を測定した後、一時的に送気を停止し、ガラス棒でメスシリンダー内のふん尿を攪拌し、水素イオン指数(pH)、酸化還元電位(ORP)、電気伝導度(EC)を測定した。

3.1.3 結果

3.1.3.1 曝気量および液温

表-5に曝気流量および液温を示す。各試験区とも曝気流量は安定しており、試験期間中の曝気量合計は2600～2700L程度となった。

ふん尿スラリーの液温は概ね設定した温度で推移した。

3.1.3.2 ORP、pH、EC

図-8にORPの推移を示す。ORPは溶液の酸化力、還元力の強さを表す値で好気的狀態では電位が高く、嫌気的狀態では電位が低い³⁾。TS4%の両区では曝気開始後3日目までORPが低下し、その後-400mV程度で推移した後9～10日目から上昇し始め、30TS4_24h区では13日目以降に20TS4_24h区よりも大きく上昇した。一方TS7%の両区

表-5 曝気流量および液温

試験区名	曝気流量 ^(※) (L・min ⁻¹)	曝気量合計 (L)	液温 ^(※) (°C)
20TS4_24h	0.12±0.02	2699	19.8±0.1
20TS7_24h	0.12±0.03	2717	19.9±0.1
30TS4_24h	0.12±0.02	2650	30.3±0.1
30TS7_24h	0.12±0.02	2641	30.3±0.1

※: 平均値±標準偏差

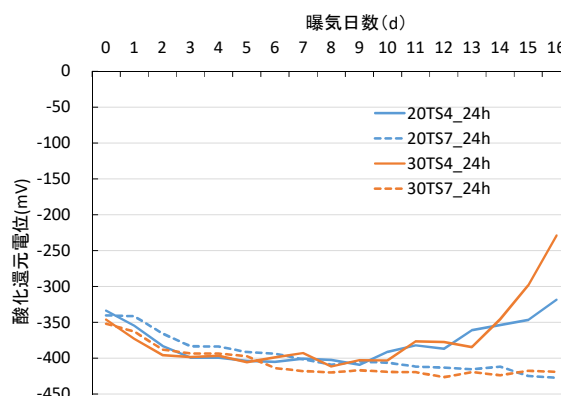


図-8 酸化還元電位 (ORP) の推移

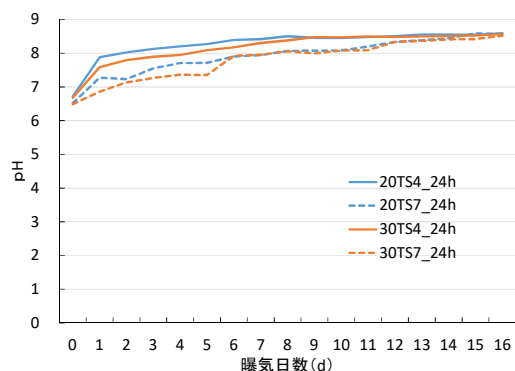


図-9 pHの推移

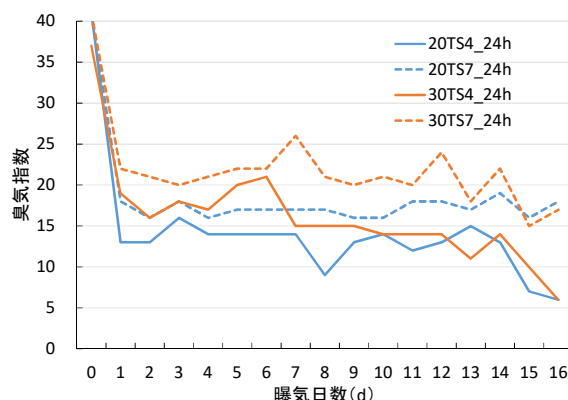


図-11 臭気指数の推移

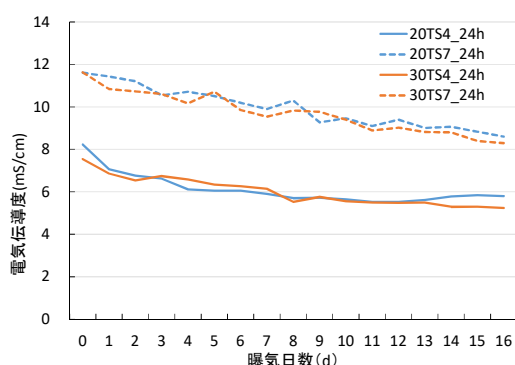


図-10 電気伝導度 (EC) の推移

では試験開始終了時まで、ORPは緩やかに低下し続けた。

図-9にpHの推移を示す。試験開始時のpHはTS4%の両区で6.7、TS7%の両区で6.5であり、曝気開始後にはすべての試験区でpHが上昇し、曝気開始後8~9日目にはTS4%の両区でpHが約8.5に達した後、概ね一定の値で推移した。TS7%の両区ではTS4%の両区より緩やかに上昇し、曝気開始15~16日目に約8.5となった。

図-10にECの推移を示す。ECは溶液中の電解質の総量を表す指標であり³⁾、ECと乾物率から肥料成分含有率を推定できる⁴⁾ため、肥料成分の変化の目安として計測した。TS4%の30℃区では試験終了時まで徐々に低下したが、20℃区では曝気開始13日目以降にやや上昇した。またTS7%の両区では試験終了時まで値は低下し続けた。

3.1.3.3 TS量および有機物含量

表-6にTS量、有機物含量、有機物減少量を示す。有機物減少量が $0.4\text{g}\cdot 100\text{gFM}^{-1}$ と最も大きかったのは30TS4_24h区であり、逆に $0.1\text{g}\cdot 100\text{gFM}^{-1}$ と最も小さかったのは20TS7_24h区であった。温度の影響を見るため、20TS4_24h区と30TS4_24h区、20TS7_24h区と30TS7_24h区をそれぞれ比較すると、温度が高い試験区での有機物減少量が大きかった。また、ふん尿スラリーの濃度の影

表-6 TS量および有機物含量

試験区名	TS量($\text{g}\cdot 100\text{gFM}^{-1}$)		有機物含量($\text{g}\cdot 100\text{gFM}^{-1}$)		有機物減少量($\text{g}\cdot 100\text{gFM}^{-1}$)
	開始時 (曝気0日目)	終了時 (曝気16日目)	開始時 (曝気0日目)	終了時 (曝気16日目)	
20TS4_24h	3.9	3.7	3.3	3.1	0.2
20TS7_24h	6.7	6.6	5.6	5.5	0.1
30TS4_24h	3.9	3.5	3.3	2.9	0.4
30TS7_24h	6.7	6.5	5.6	5.3	0.3

表-7 臭気強度と臭気指数の関係

臭気強度	内容	臭気指数
0	無臭	—
1	やっと感知できるにおい(検知閾値濃度)	—
2	何のにおいかわかる弱いにおい(認知閾値濃度)	—
(2.5)	(2と3の間)	11
3	楽に感知できるにおい	16
(3.5)	(3と4の間)	20
4	強いにおい	—
5	強烈なにおい	—

響を見るため、20TS4_24h区と20TS7_24h区、30TS4_24h区と30TS7_24h区をそれぞれ比較すると、TSが小さい試験区での有機物減少量が大きかった。

3.1.3.4 臭気指数

図-11に臭気指数の推移を示す。なお、測定に用いた臭気センサーの測定上限が臭気指数40までとなっており、曝気開始時の一部の試験区では臭気指数が40を超えていた。臭気指数規制ガイドライン⁵⁾によると、6段階臭気強度表示法による臭気強度と養牛業における臭気指数の関係は表-7のとおりである。曝気開始前のふん尿スラリーはすべての試験区において臭気指数が35以上となっていた。曝気開始後1日目には臭気指数が大きく低下したものの30TS7_24h区では臭気指数が22を示し「強いにおい」であった。次いで30TS4_24h区で19、20TS7_24h区で18を示し、「楽に感知できるにおい」であった。なお、20TS7_24h区では臭気指数が16以上で推移したものの、30TS4_24h区では徐々に低下し、試験終了時には臭気指数が6となり、においが大きく低下した。

また 20TS4_24h 区は曝気開始後 1 日目の臭気指数が 13 を示し、その後も 16 以下で推移し、試験終了時には臭気指数が 6 となった。

3.1.4 考察

ORPは、TS7%の両区では試験終了まで緩やかに低下し続けたものの、TS4%の両区では曝気開始後10日目以降に上昇に転じた。すなわち、TS4%の両区では9~10日目までに好氣的分解がある程度まで進み、その後、酸素の供給量が消費量よりも多くなったと考えられる。

pHはTS4%の両区において、曝気開始後8~9日目までに徐々に上昇した後、概ね一定の値で推移していた。これは上述のとおり、好氣的分解がある程度まですすんだことでpHが安定したものと考えられる。ECはTS4%20°C区以外で曝気後8~9日目以降も低下した。TS4%20°C区では13日目以降にやや上昇したが、曝気との関係はわからなかった。

実験開始時と終了時の測定結果から求めた有機物減少量は、試験開始時のTSが同じ場合、温度が高い試験区で大きいことが明らかとなった。すなわち、温度を高くすることで腐熟が早く進むということが確認された。また、2つの温度条件とともに、TSの小さい区の有機物減少量が多くなっており、希釈することで微生物分解への負荷が軽減されたと考えられる。臭気指数は、TSの小さいふん尿スラリーで低い値を示し、また、曝気日数の経過に伴うにおいの低下が顕著である。これは、上述のとおりTSの小さい区の方が有機物の分解が進み、臭気物質も少なくなるためと考えられる。

3.2 連続投入試験

3.2.1 目的

乳牛が牛舎で日々排泄するふん尿は、肥培灌漑施設の流入口に移送されて希釈された後、調整槽に流入して曝気される。調整槽内の曝気液は、液面が設定上限値の水位を超えると調整液移送ポンプが稼働して配水調整槽へ汲み出される。本章では、この調整槽を模擬した室内実験装置(図-12, 13)を用い、ふん尿スラリーの腐熟に必要な曝気条件を明らかにするため、ORP または臭気を腐熟の判定指標とした実験を行う。

3.2.2 方法

3.2.2.1 ORP を指標とする腐熟判定

表-8 に設定条件を示す。実験開始時のステンレス容器内のふん尿スラリーは 28L とした。このふん尿スラリーは、図-12 の実験装置を用いて 4 つのステンレス容器内で 20 日間以上曝気を行い、ORP が 160~205mV に達したものをすべて混合した後、4 つのステンレス容器に

均等に分けたものである。実験開始時の TS 濃度は 2.8% である。ステンレス容器への未曝気ふん尿スラリー投入手順は、1 日 1 回、ステンレス容器内のふん尿スラリーを 2L 汲み出した後、TS4%に調整した未曝気ふん尿スラリーを 2L 投入することとした。試験区は、曝気量を 0.2、0.8、1.4、2.0 L・min⁻¹ に設定した 4 区とした。曝気時間はいずれの試験区も 24h・d⁻¹ とした。液温は常に 30°C を保つようにした。使用したふん尿スラリーは、すべて同一の肥培灌漑施設の流入口から採取したものである。実験期間は 2019 年 1 月 22 日~2 月 20 日の 30 日間である。

ステンレス容器内のふん尿スラリーの性状を確認するため、pH および ORP の計測を、毎日、未曝気ふん尿スラリーの投入前と投入後に実施した。これは、ふん尿スラリーの腐熟の過程で生成される NH₃ によって pH が上昇すると考えられること¹⁾ と、ORP が好氣的状態では電位が高くなること³⁾ からである。

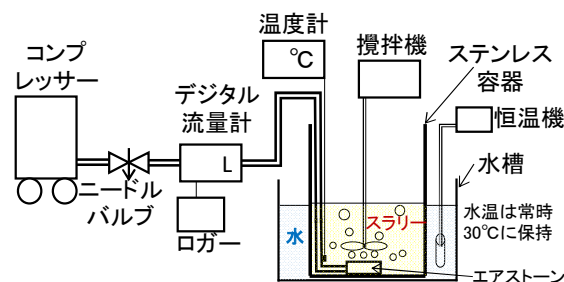


図-12 連続投入実験装置の概要

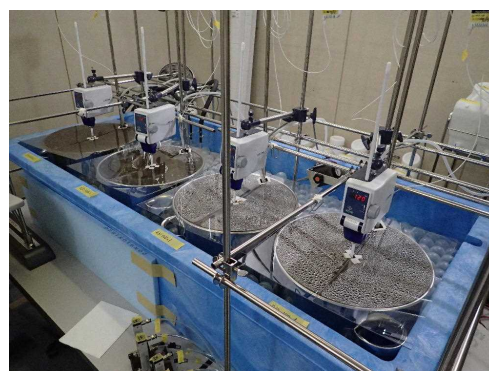


図-13 実験状況

表-8 設定条件

試験区名	曝気強度 (L・min ⁻¹)	曝気時間 (h・d ⁻¹)	液温 (°C)	スラリー量 (L)	汲み出し・投入量 (L・d ⁻¹)
R30_200ml	0.2	24	30	28	2
R30_800ml	0.8				
R30_1400ml	1.4				
R30_2000ml	2.0				

3.2.2.2 臭気指数を指標とする腐熟判定（連続曝気）

実験に使用した未曝気ふん尿スラリーは、現地施設から採取したふん尿スラリーに蒸留水を加えて TS4%に希釈したものである。実験開始時のステンレス容器内には、事前に3.0L・min⁻¹の通気強度で約25日間連続曝気したふん尿スラリー28Lを投入した。実験中のふん尿スラリーくみ出し、投入は、1日1回、ステンレス容器から曝気済ふん尿スラリーを2Lくみ出した後、未曝気ふん尿スラリー2Lを投入する手順とした。曝気によるふん尿スラリーの変化を把握するため、ふん尿スラリーくみ出し前の曝気中に、ORPを測定した。表-9に試験区毎の設定条件を示す。R30_No1区は曝気を行わず、他の試験区では曝気強度を3.0L・min⁻¹とし、試験区毎に1日当たり2、4、8h・d⁻¹の連続曝気を行う設定とした。

臭気の測定は5日毎に実施した。測定状況を図-14に示す。水温を20~25℃程度に保った水槽内に静置した容量5Lのガラス容器に畜産研式ニオイセンサ、外気吸気用のチューブ、温度計を接続している。畜産研式ニオイセンサは、(財)畜産環境整備機構畜産環境技術研究所が市販のニオイセンサを改良し畜産臭の臭気指数を表示できるようにしたものである⁶⁾。測定手順は以下の通りである。測定日に汲み出したふん尿スラリー2Lの一部および投入用ふん尿スラリーを20℃に設定した恒温器内で約3時間保温する。その後、測定直前にふん尿スラリー50gをプラスチック容器に移してガラス容器内に静置し、速やかにガラス容器の蓋を閉め、5分後の臭気指数を記録した。実験期間は2019年11月19日~12月29日の40日間である。

表-9 曝気実験の設定条件（連続曝気）

試験区名	液温 (°C)	曝気強度 (L・min ⁻¹)	曝気時間 (h・d ⁻¹)	攪拌時間 (h・d ⁻¹)	スラリー量 (L)	汲み出し・投入量 (L・d ⁻¹)	投入スラリーのTS (%)
R30_No1	30	0.0	0.0	8.0	28	2	4
R30_No2		3.0	2.0				
R30_No3		3.0	4.0				
R30_No4		3.0	8.0				

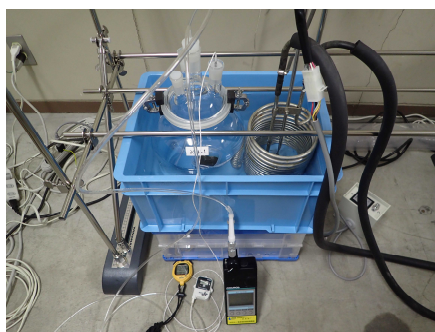


図-14 臭気の測定状況

3.2.2.3 臭気指数を指標とする腐熟判定（間欠曝気）

ふん尿スラリーのくみ出し投入、ORP測定、臭気測定方法は3.2.2.2と同じである。ただし、曝気試験開始後30日目以降に投入した未曝気ふん尿スラリーは、肥培灌漑施設流入口から採取した試料のTS濃度が3.3~3.5%であったため、希釈せずに投入試料として使用した。表-10に試験区毎の曝気条件を示す。4h連続区および6h連続区では、それぞれ連続で3.0L・min⁻¹の通気強度で曝気を行った。間欠区では、30分の曝気後に15分曝気を停止することを繰り返して、それぞれの区の日合計曝気時間が4時間および6時間となるように曝気した。実験期間は2020年2月18日~3月29日の40日間である。

表-10 曝気実験の設定条件（間欠曝気）

試験区名	液温 (°C)	曝気強度 (L・min ⁻¹)	日合計曝気時間 (h・d ⁻¹)	曝気間隔
4h連続区	30	3.0	4.0	連続通気
4h間欠区				30分通気、15分停止を8回繰り返し
6h連続区			6.0	連続通気
6h間欠区				30分通気、15分停止を12回繰り返し

3.2.3 結果および考察

3.2.3.1 ORPを指標とする腐熟判定

図-15、16に実験期間中におけるpHおよびORPの推移を示す。各試験区のpHは、いずれも投入した未曝気ふん尿スラリーより高く、曝気開始直後に大きく上昇した後10日目頃までは緩やかに低下し、曝気強度が大きい試験区ほど高い値を示した。R30_1400ml区とR30_2000ml区は、その後ほぼ一定の範囲で推移したが、R30_800ml区ではやや低下する傾向にあり、R30_200ml区では上昇した。曝気開始直後のpHの上昇は、試験開始前の曝気によって分解しやすい有機物が減少している各試験区に、未分解のふん尿スラリーが投入されたことで有機物の分解が急速に進んだためと考えられる。曝気強度が大きい

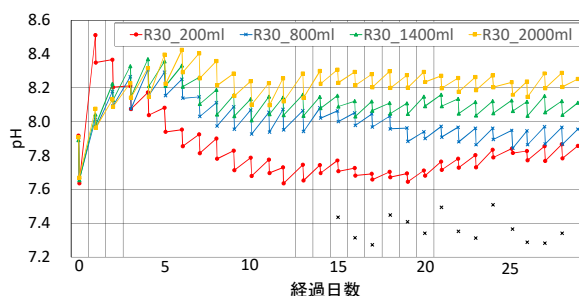


図-15 連続投入試験でのpHの推移

(×は投入スラリーのpHを示す。0~14日目は計測なし)

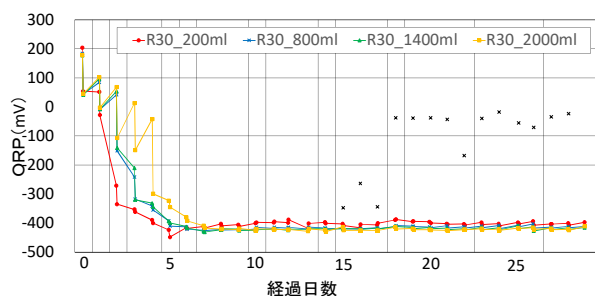


図-16 連続投入試験でのORPの推移

(×は投入スラリーのORPを示す。0～14日目は計測なし)

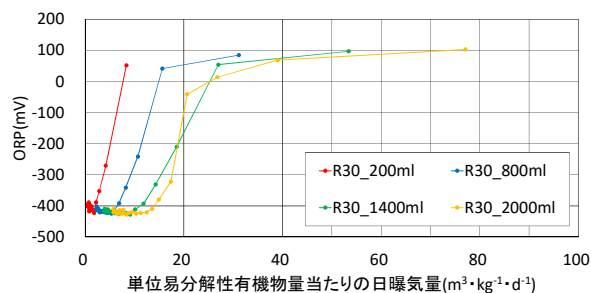


図-17 単位易分解性有機物量当たりの日曝気量とORPの関係

い試験区ほどpHが高く推移したことは、分解によりNH₃が多く生成されたためと推察される。ORPは4日目以降にいずれの試験区でもマイナスとなり、6日目以降には-400mV前後の値を示しており、好气的条件とはなっておらず、曝気量不足の可能性がある。そこで、ORPの値をプラスに維持しながら未曝気ふん尿スラリーを投入し続けることが可能か否かを検討する。ここでは、連続投入試験のすべてのデータを用いて、ふん尿スラリー中の単位易分解性有機物量当たりの曝気量とORPの関係を求めた(図-17)。なお、今回の室内実験ではステンレス容器内のふん尿スラリーおよび投入する未曝気ふん尿スラリーの易分解性有機物量を測定していないため、以下の方法で計算を行った。

- 1) 毎日投入する未曝気ふん尿スラリー中の易分解性有機物量は、同じ現地施設から2018年6月から2019年2月までの隔月に採取して分析した易分解性有機物濃度の平均値から算出する。
- 2) 実験開始時のステンレス容器内のふん尿スラリーは、事前に20日間以上の曝気を受けORPがプラスになっていることから、本計算ではこのふん尿スラリー中の易分解性有機物量はゼロとして扱う。
- 3) 実験中の易分解性有機物の分解量は考慮しない。

図-17から、今回使用した実験装置で液温30℃の条件下においては、単位易分解性有機物量当たりの日曝気量が30m³・kg⁻¹・d⁻¹程度以上であれば、ORPをプラスに維持できることが明らかとなった。すなわち、曝気量の設

定によってふん尿スラリーの好气的条件を維持できると考えられた。

3.2.3.2 臭気指数を指標とする腐熟判定(連続曝気)

図-18に臭気指数の推移を示す。ここでは、悪臭防止法により規制を設ける場合の目安である臭気指数20を基準とし⁵⁾、これよりも臭気指数が低下すれば腐熟したと判断した。試験開始時の各試験区の臭気指数は10以下を示した。投入用ふん尿スラリーの臭気指数は、実験期間中を通して19～28の範囲であった。

臭気指数は、実験開始後5日目には各試験区ともに17～22に上昇した。R30_No1、2、3区は10日目以降も上昇を続け、40日目には26～29の値となった。R30_No4区は25日目まで横ばいに推移した後、30日目から大きく低下し10～13の値を示した。曝気時間が長いことで腐熟が進み、臭気が低減したと考えられる。

図-19にORPの推移を示す。実験開始時には110～132mVの値を示していたが、ふん尿スラリーの投入開始に伴い、実験開始1日目には急激に低下し、その後も一部バラツキはあるが概ね-300mV以下で推移した。R30_No4区については臭気指数の低下が見られた30日目から値が上昇し、33日目には-38mVとなった。臭気指数が10を示した35日目には-199mVまで下がり、38日目には再び-400mVまで低下した。ORPの低下後の40日目の臭気指数は13であり、ORPの上昇している期間と大きな違

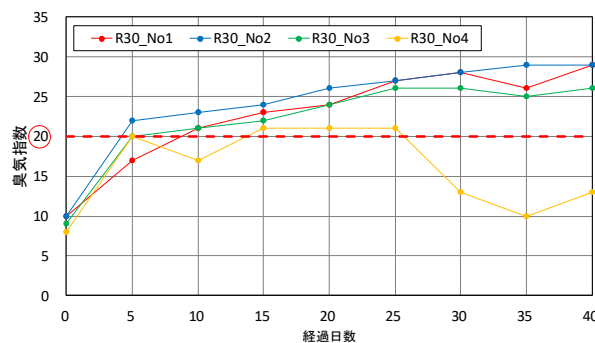


図-18 臭気指数の推移(連続曝気)

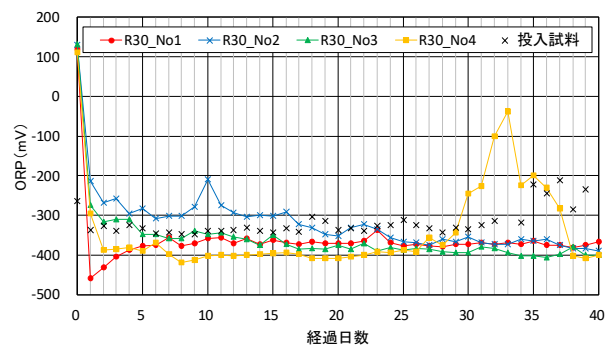


図-19 酸化還元電位の推移(連続曝気)

いはなかった。

3.2.3.1 では、腐熟を促進するために、好氣的条件の指標である ORP をプラスに維持するための曝気量の検討を行ったが、本実験により、ORP をプラスに維持できなくても、臭気が低下するまで腐熟することが示唆された。また、本実験装置の条件であれば、 $8\text{h}\cdot\text{d}^{-1}$ の連続曝気で臭気低減効果が期待できることが確認された。

3.2.3.3 臭気指数を指標とする腐熟判定 (間欠曝気)

図-20 に臭気指数の推移を示す。ここでは、悪臭防止法により規制を設ける場合の目安である臭気指数 20 を基準とし⁵⁾、これよりも臭気指数が低下すれば腐熟したと判断した。投入原料の臭気指数は 22~27 の範囲で推移した。投入した未曝気ふん尿スラリーの TS 濃度が 4% の 30 日目までは、曝気時間が $4\text{h}\cdot\text{d}^{-1}$ では連続区および間欠区とも臭気指数が 20 よりも大きかった。曝気時間が $6\text{h}\cdot\text{d}^{-1}$ では連続区で 20~25 日目に臭気指数が 20 以下となったが、間欠区では 30 日目までは 20 よりも大きい値で推移した。投入する未曝気スラリーの TS 濃度が 3.3~3.5% であった 35 および 40 日目の臭気指数は、6h 連続区が最も小さく、6h 間欠区、4h 連続区、4h 間欠区の順に値が大きくなった。40 日目の臭気指数は、4h 間欠区が 21 であり、その他の区は 7~12 と大きく低下した。

図-21 に ORP の推移を示す。試験開始後、未曝気ふん尿スラリーの投入に伴い各試験区の ORP は低下し、7 日目以降には $-400\sim-350\text{mV}$ を示した。18 日目からは 6h 連

続区の値がやや上昇し、23 日目に -170mV まで上昇した。このとき、6h 連続区の臭気指数は前述の通り 20~25 日目以降に 20 以下となった。また、35 日目頃から 6h 間欠区および 4h 連続区の ORP が上昇しており、このときの両区の臭気指数は前述の通り大きく低下した。前項 3.2.3.2 では、4 時間の連続曝気では臭気が低下しないで ORP の上昇も認められず、8 時間の連続曝気では臭気が 20 以下となり、その前後に ORP の上昇が観測された。

松田ら⁷⁾ は、現地施設で行った実験で間欠曝気時に溶存酸素 (DO) と ORP を測定しており、曝気を停止すると DO は短時間に消失し、ORP も低下したと述べている。本実験では、同じ曝気時間であれば間欠曝気が連続曝気よりも臭気指数の低下が遅かった。また、ORP は 3 日目以降、いずれの区もマイナスで推移した。すなわち、間欠曝気時に曝気が停止するとふん尿スラリーは嫌気状態となって好気性菌の活動が低下し、曝気が再開されてもすぐには元の活動状態には戻らないため、間欠曝気での臭気低下が連続曝気よりも遅かったと推察される。

以上のことから、今回使用した実験装置およびふん尿スラリーの条件では、連続曝気の場合は 6 時間以上の曝気で腐熟することがわかった。また、一日当たりの曝気時間が同じ場合は、曝気時間を複数回に分ける間欠曝気よりも連続曝気の方が臭気を低減させる効果が大きいとわかった。

4. 肥培灌漑施設からの泡流出抑制技術の開発

4.1 目的

前述の「2. 肥培灌漑施設の形状別運転状況と調整液性状の関係解明」では、稼働中の肥培灌漑施設での調査から、曝気量不足が示唆された。一部の施設では、施設稼働開始時に設定された曝気時間を変更し、曝気時間を短くしている事例が見られた。施設利用者への聞き取りにより、曝気時間短縮理由の一つは、調整槽天端開口部から地上部への泡の溢流を防止するためであることがわかった。しかし、曝気時間を短くするとふん尿スラリーの腐熟が遅くなり、臭気低減などの効果を十分に発揮できない。そのため、調整槽開口部における泡の溢流原因を解明し、泡溢流防止策を提案する必要がある。本章では、調整槽開口部からの泡溢流要因を明らかにし、その抑制技術を提案する。

4.2 方法

4.2.1 調整槽開口部での泡溢流時の施設稼働状況調査

4.2.1.1 調査対象施設の概要

表-11 に調査対象施設の曝気状況を示す。調整槽の形

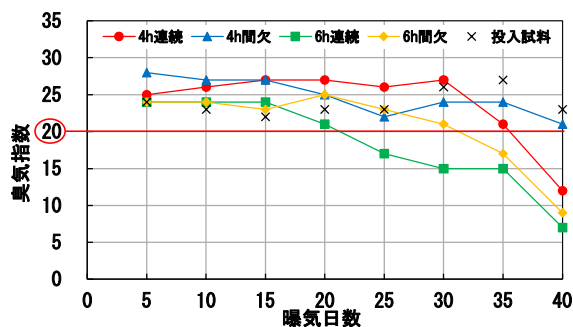


図-20 臭気指数の推移 (間欠曝気)

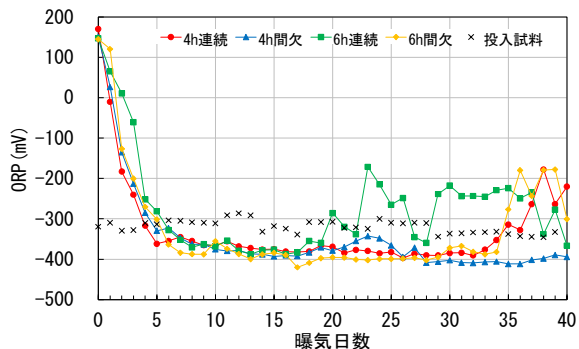


図-21 酸化還元電位の推移 (間欠曝気)

状は施設Bが八角形、施設Iが六角形である。両施設とも底面から槽内天端までの高さは4mである。調整槽内へ空気を送るブローポンプは1台設置されている。調整槽内にはふん尿スラリーを攪拌するための調整槽攪拌機、空気を拡散するための散気管、調整槽から配水調整槽へふん尿スラリーを移送するための調整槽ポンプがそれぞれ1台設置されている。調整槽上部には、これらの機器を調整槽へ出し入れするための天端開口部が2カ所ある。点検時以外は、天端開口部は金属製の蓋で覆われている。この蓋は複数に分割されており、そのうちの1枚には消泡機が固定されている。また、蓋の一部にはポンプをつり下げるワイヤーを通すために切り込みが入っている。各機器の稼働時間は電源タイマーで制御している。

表-11 調査対象施設の曝気状況

施設記号	調整槽形状	調整槽容量(m ³)	曝気時間日合計(h・d ⁻¹)	ブローポンプ稼働時間帯	調査日
B	八角形	251	7.33	0:12~0:53 13:11~13:25 1:56~2:37 13:27~13:52 3:41~4:22 15:56~16:37 6:25~6:53 18:41~19:08 8:41~9:22 19:56~20:53 10:40~11:22 22:26~23:08	2018/9/4
I	六角形	290	4.58	0:08~1:06 4:38~5:06 1:38~2:36 5:38~6:06 3:07~4:06 13:52~14:36	2018/9/2

4.2.1.2 機器稼働状況の判別および泡のモニタリング

各種機器の稼働状況の判別は、クランプログガー(LR5051、日置電機(株))を機器の電力ケーブルに設置して電流値を1分ごとに計測し、その経時変化を基に行った。調整槽開口部からの泡溢流の有無は、インターバルカメラ(TLC200Pro、Brinno)で開口部を1分ごとに撮影した映像を、目視で確認して判別した。ただし、用いたインターバルカメラでは夜間の撮影ができないため、日中の泡溢流のみを調査対象とした。

施設Bでの調査日は2018年9月4日であり、施設Iでの調査日は2018年9月2日である。

4.2.2 調整槽内部での泡の上昇要因調査

4.2.2.1 調査対象施設の概要

表-12に調査対象施設の曝気状況を示す。調整槽形状は八角形で、2018年度末に稼働を開始した。槽内高さおよび槽内設備は4.2.1.1の施設BおよびIと同様である。この施設の流入槽内の底面積は10.2m²、調整槽内の底面積は135.6m²、天端開口部の面積は、散気管設置部分が5.72m²であり、調整槽ポンプ設置部分が2.0m²である。なお、蓋から調整槽内天端までの深さは0.4mである。

各機器の稼働時間は電源タイマーで制御している。ただし、調整槽ポンプの起動には、水位計コントローラー

からの信号発信と調整槽ポンプの電源タイマーONの両方の条件が必要である。なお、水位による調整槽ポンプ制御条件は以下の通りである。調整槽水位が3.1m以上になると水位計コントローラーから調整槽ポンプを動かすための信号が発信され、水位が3.0m以下になるとその信号が停止する。

流入槽ポンプは流入槽の水位によって三方弁が切り替わり、流入槽内部でふん尿スラリーを攪拌するか、流入槽から調整槽へ移送するかを制御している。なお、三方弁が切り替わる流入槽の水位条件は未確認である。

表-12 調査対象施設の曝気状況

施設記号	調整槽形状	調整槽貯留容量(m ³)	曝気時間日合計(h・d ⁻¹)	ブローポンプ稼働時間帯	調査日
L	八角形	407	2.43	0:05~0:07 3:05~3:35 0:20~0:34 4:05~4:07 1:05~1:34 4:20~4:34 2:05~2:07 5:05~5:34 2:20~2:35	2019/8/21
			6.48	0:00~1:11 4:21~5:35 0:21~2:11 22:37~23:51 2:22~4:10 23:53~23:59	2020/8/27

4.2.2.2 機器の稼働状況の判別および水位測定

機器の稼働状況の判別は、4.2.1.2と同様に行った。調整槽水位は、施設に設置されている圧力式水位計のアナログ出力値を小型ログガー(LR5031、日置電機(株))にて1分間隔で記録した。

4.2.2.3 調整層内の泡発生状況のモニタリング

調整槽内の泡発生状況のモニタリングは、インターバルカメラ(HCLT4G、(株)ハイク)で行った。このカメラは赤外線フラッシュによる暗部での撮影ができる。そこで図-22のように調整槽天端開口部の蓋を一部撤去して木製の覆いを被せ、インターバルカメラを斜め下方に向けて取り付け、消泡機周辺の調整槽内部を撮影した。撮影した写真は携帯電話のLTE(4G)回線経由でメール送信して、泡の状態を遠隔地から監視できるようにした。写真撮影間隔は1分である。また、設置機材の状況を監

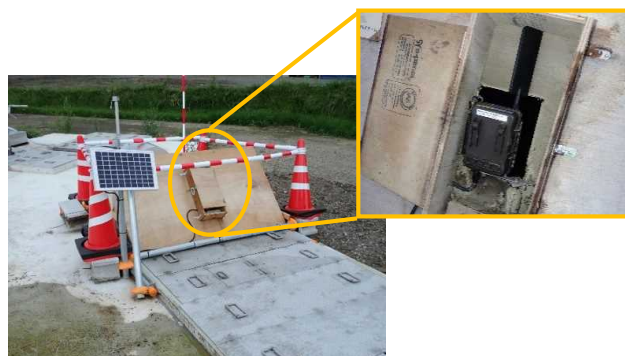


図-22 インターバルカメラ設置状況

視するため、開口部近くの地上にインターバルカメラ（HCLT4G、(株) ハイク）を1台設置した。調査日は2019年8月21日、2020年8月27日である。両日も泡の上昇を観察するため、手動設定により、消泡機が一定時間起動しないようにした。この時間は、消泡機停止中の泡の状態を常に監視でき、また、泡が上昇した場合に泡が溢流しないように対処できる日中に設定した。

4.3 結果および考察

4.3.1 調整槽開口部での泡溢流時の施設稼働状況調査

図-23、24に施設Bの泡溢流前後の状況を示す。なお、図-23の泡の痕跡は、インターバルカメラで撮影できなかった9月3日夕方～9月4日早朝の溢流によるものである。図-25に、泡が溢流する前から停止するまでの時間帯における、各種機器の稼働状況を示す。「ON」の表示は機器が稼働した時刻を示す。図-25に示すように、泡が溢流している時間帯にはブローポンプを含め、いずれの機器も稼働していなかった。泡の溢流が停止したのは、調整槽攪拌機が稼働した1分後であった。

図-26、27に施設Iの泡溢流前後の状況を、図-28に、泡が溢流する前から停止するまでの時間帯における、各種機器の稼働状況を示す。図-28に示すように、泡が溢流している時間帯にはいずれの機器も稼働していなかった。泡の溢流が停止したのは、消泡機が稼働した時刻であった。

施設BおよびIのいずれも、泡が溢流している時間帯にはブローポンプを含むいずれの機器も稼働していないことがわかった。また、施設Iでは、消泡機が稼働したことで泡の溢流が停止しているが、施設Bでは、泡の溢流が停止する1分前に調整槽攪拌機が稼働した。すなわち、今回の調査では、調整液が攪拌されずに静かに貯留されている時間帯に泡が溢流していた。なお、施設Bの調整液温度は9月4日12時で33℃、施設Iの調整槽液温は9月2日11時で40℃であった。



図-23 施設Bでの泡溢流開始直前の状況 (2018/9/4 12:32)



図-24 施設Bでの泡溢流停止直後の状況 (2018/9/4 12:59)

泡の溢流			開始	停止
			12:32	12:59
ブローポンプ	ON	OFF		
	10:40	11:22		
調整槽攪拌機	ON	OFF		ON
	10:43	11:24		12:58
調整槽ポンプ				
流入口ポンプ		ON	OFF	
		11:54	12:07	
消泡機	OFF			
	10:10			

図-25 泡溢流時の施設B稼働状況 (2018/9/4)



図-26 施設Iでの泡溢流開始直前の状況 (2018/9/2 10:51)

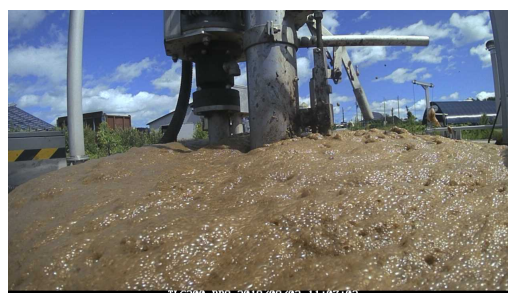


図-27 施設Iでの泡溢流停止直後の状況 (2018/9/2 11:07)

泡の溢流			開始	停止
			10:51	11:07
ブローポンプ				
調整槽攪拌機				
調整槽ポンプ				
流入口ポンプ				
消泡機	ON	OFF	ON	OFF
	9:07	9:21	10:07	10:21
			ON	OFF
			11:07	11:21

図-28 泡溢流時の施設I稼働状況 (2018/9/2)

4.3.2 調整槽内部での泡の上昇要因調査

図-29に2019年8月21日の施設稼働状況と調整槽水位を示す。図下段の横線は各機器が稼働していた時間帯を示す。手動による消泡機(No. 1, 2)の停止時間帯は9:32~15:47であった。調整槽水位は10分程度の周期で数cmの上下動を繰り返していた。後述する2020年の水位データでも一定周期の上下動の繰り返しが観測されていた。そこで、2020年夏に別途、圧力式水位計を調整槽内に設置して既設水位計との同時計測を行った。新たに設置した圧力式水位計では一定周期の上下動は観測されなかったが、調整槽ポンプ稼働による水位低下やその後の水位上昇は既設水位計と同様の傾向を示した。そのため、既設水位計の出力値には一定周期での電氣的な乱れが生じていたと判断した。そこで、以下では瞬時値と9分間の移動平均値を併記する。図-30、31は消泡機停止時間内

での調整槽内部の泡の様子である。中央に写っている機器が消泡機である。その右側は、この調査のために設置した、0.1m刻みの木製目盛である。9時32分から13時32分までの4時間に泡の上面は約0.15m上昇していることがわかった。この間の調整槽水位は瞬時値で3.02m(移動平均値3.02m)から3.05m(同3.06m)まで0.03m(同0.04m)上昇していた。すなわち、数cmの水位上昇でも泡は十数cm上昇することがわかった。その理由としては、調整槽内の泡の厚さが均一ではないことが考えられる。図-32は調整槽内部の様子を断面方向から見た泡の想像図である。開口部周辺は、消泡機で泡が破壊され、泡の上面は下がっている。しかし、消泡機から離れた場所では調整槽内に泡が充満していることが考えられる。この場合、水位が上昇すると調整槽内天端に達している泡は横方向(開口部方向)に押し出されると考えられる。

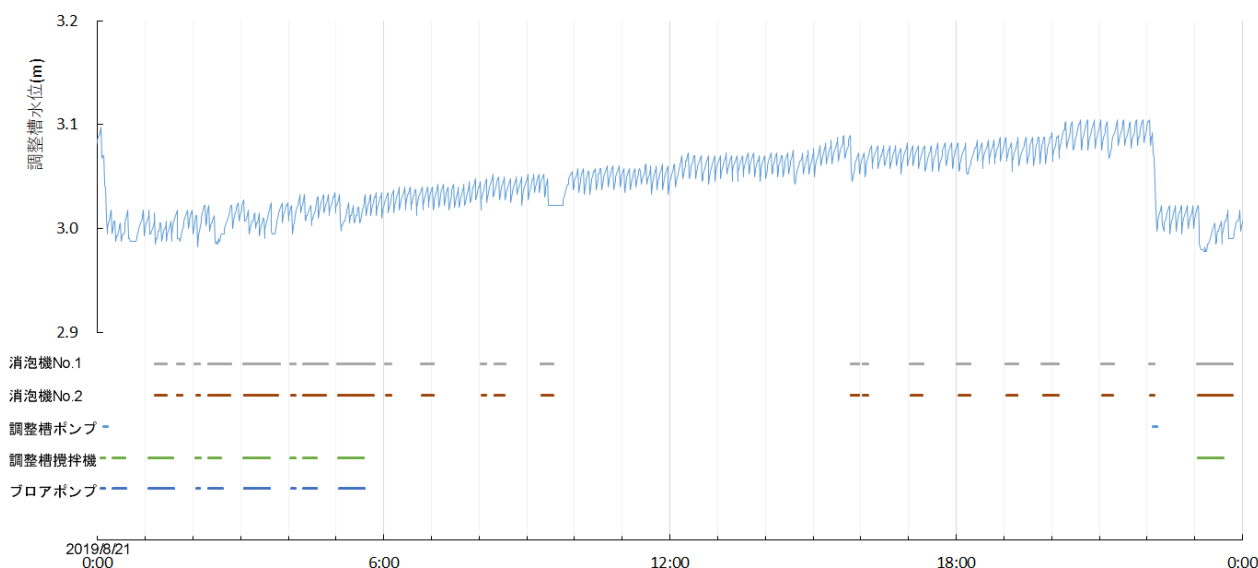


図-29 施設稼働状況と調整槽水位 (2019年8月21日)

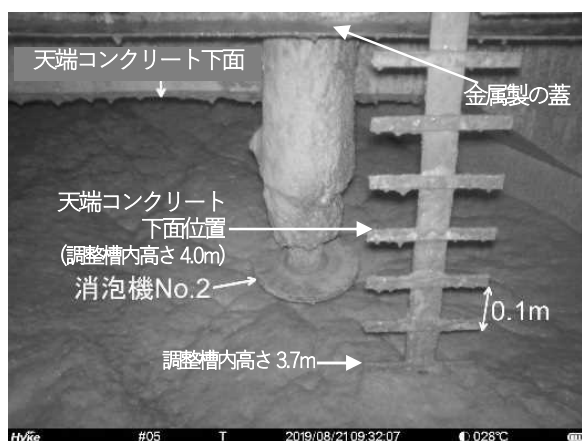


図-30 調整槽内部(2019/8/21 9:32)



図-31 調整槽内部(2019/8/21 13:32)

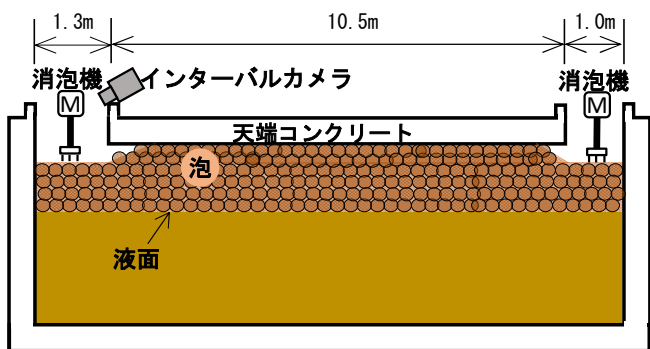


図-32 調査対象施設調整槽内部の泡の想像図（断面図）



図-34 消泡機が設置されていない開口部（点検口）
（調査対象施設近隣の肥培灌漑施設）



図-33 消泡機が設置されている開口部
（調査対象施設近隣の肥培灌漑施設）

図-33、34は調査対象施設とは別の肥培灌漑施設調整槽で撮影した開口部の写真である。図-33 手前側の開口部は散気管や調整槽攪拌機を出し入れする場所であり、前述の本稿調査対象施設と同様に消泡機が設置されている。

図-33 奥側の開口部（図-34 開口部）は調整槽内部の点検口であり、通常は蓋で密閉されており、消泡機は設置されていない。両開口部は約 9.5m 離れている。図-33 のように消泡機が稼働することで泡の上面は調整槽内天端より低くなるが、消泡機から離れている位置では、図-34 のように泡が調整槽内部に充満している。このように、調整槽内の泡上面の高さは、消泡機周辺では低くなるが、消泡機から離れた場所では高い。

図-35 に 2020 年 8 月 27 日の施設稼働状況と調整槽水位を示す。消泡機 No. 2 の停止時間帯は 9 時 21 分から 16 時 9 分であった。調整槽水位は 30 分程度の周期で数 cm の上下動を繰り返しており、以下では瞬時値と 29 分間の移動平均値を併記する。図-36、37 は消泡機停止時間内の調整槽内部の泡の様子である。11 時 30 分から 13 時 20

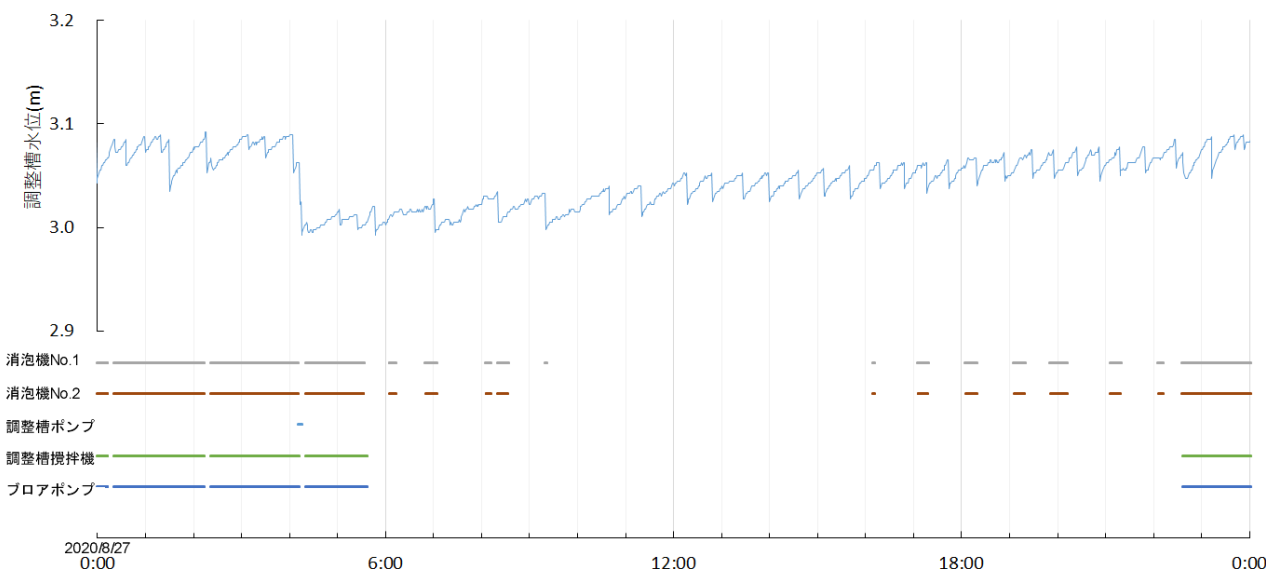


図-35 施設稼働状況と調整槽水位（2020年8月27日）

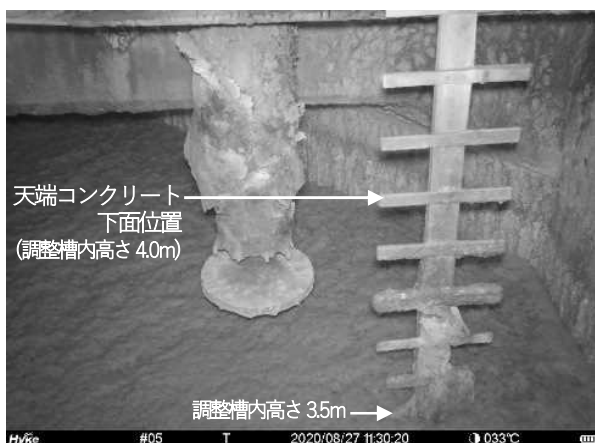


図-36 調整槽内部 (2020/8/27 11:30)



図-37 調整槽内部 (2020/8/27 13:20)

分までの1時間50分で泡上面は約0.2m上昇していることがわかった。この間の調整槽水位は瞬時値で3.02m(移動平均値3.03m)から3.05m(同3.04m)まで0.03m(同0.01m)上昇していた。前述の2019年の調査結果と同様に、水位上昇量よりも泡の上昇量が大きいことがわかった。ただし、泡上面の高さは、2019年8月21日9時32分には約3.7m(図-30)であったが、2020年8月27日11時30分には約3.5m(図-36)であった。両日の水位の瞬時値は3.02mで同じであり、移動平均値は3.02mと3.03mでその差はわずかであることから、2019年と比較して2020年では泡の厚みが薄くなっている可能性がある。この施設では、2020年1月29日から曝気時間を長くしており、このことでふん尿スラリーの腐熟がさらに進み、それに伴い泡の層が薄くなった可能性があり、今後の変化を調査していく。

4.3.3 泡溢流防止対策

これまでの調査結果からは、泡の溢流が続いている時間帯には消泡機が稼働していなかった。また、調整槽内で泡が上昇しても、消泡機が稼働することで、その上昇を抑制していることがわかった。したがって、泡溢流を

防止するためには、曝気を行っていない時間帯の消泡機の運転間隔を短くすることが重要である。今後、調整槽内の泡の状況調査を継続し、具体的な消泡機の運転間隔を示す。

5. 現地施設を用いた効率的なふん尿調整方法の検証

5.1 目的

肥培灌漑施設の調整槽液温は夏期には30℃以上に上昇するが、冬期には液温が低下する。液温が低下すると腐熟の進みが遅くなる。そこで、冬期の曝気時間延長による液温上昇を検証する。

5.2 方法

調査対象施設は、北海道別海町で稼働している肥培灌漑施設2箇所(施設A、施設L)で、調整槽の形状はどちらも八角形である。施設A流入槽内の底面積は8.4m²、調整槽底面積は115.4m²であり、底面～層内天端までの高さは4mである。施設L詳細は、前述の4.2.2.1に記述したとおりである。曝気時間の変更履歴は表-13、14のとおりである。

表-13 曝気時間の変更履歴 (施設A)

期間	曝気時間日合計 (h・d ⁻¹)	ブローポンプ稼働時間帯
2019/7/1~ 2019/10/30	1.8	0:08~0:22 0:38~0:51 1:08~1:21 1:38~1:51 2:08~2:21 2:45~2:51 3:08~3:21 3:38~3:51
2019/10/31~ 2019/12/18	0.0	停止
2019/12/19~ 2020/8/6	1.0	0:08~0:22 1:08~1:22 2:08~2:22 3:08~3:22
2020/8/7~ 2020/10/16	4.0	22:05~0:04 1:06~3:03
2020/10/17~ 2020/10/20	0.0	停止
2020/10/21~ 2021/1/26	4.0	22:05~0:04 1:06~3:03
2021/1/27~	7.0	21:05~4:04

表-14 曝気時間の変更履歴 (施設L)

期間	曝気時間日合計 (h・d ⁻¹)	ブローポンプ稼働時間帯
2019/7/1~ 2020/1/29	3.5	23:04~23:34 0:05~0:35 1:05~1:35 2:05~2:35 3:05~3:35 4:04~4:34 5:04~5:34
2020/1/30~ 2020/12/18	7.0	22:34~5:34
2020/12/19~	8.0	21:36~5:36

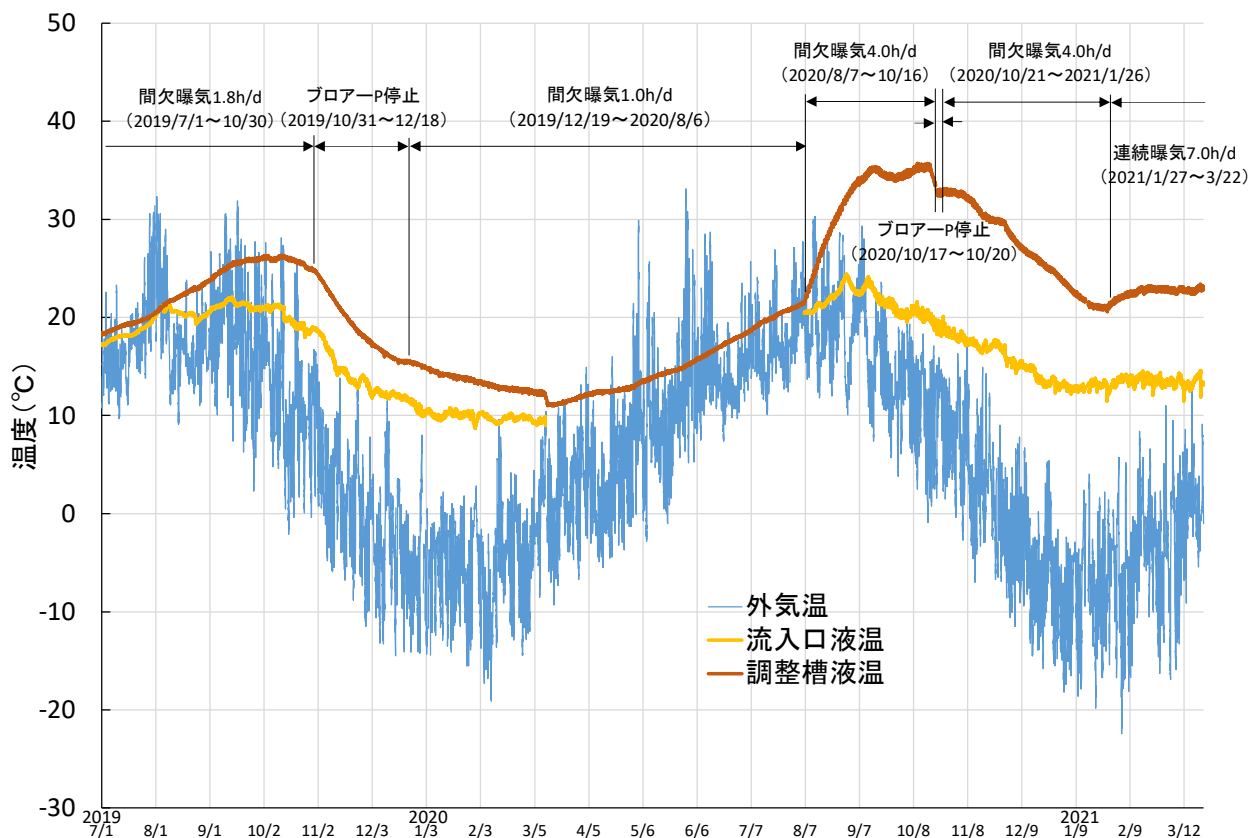


図-38 曝気時間設定状況と温度推移 (施設A)

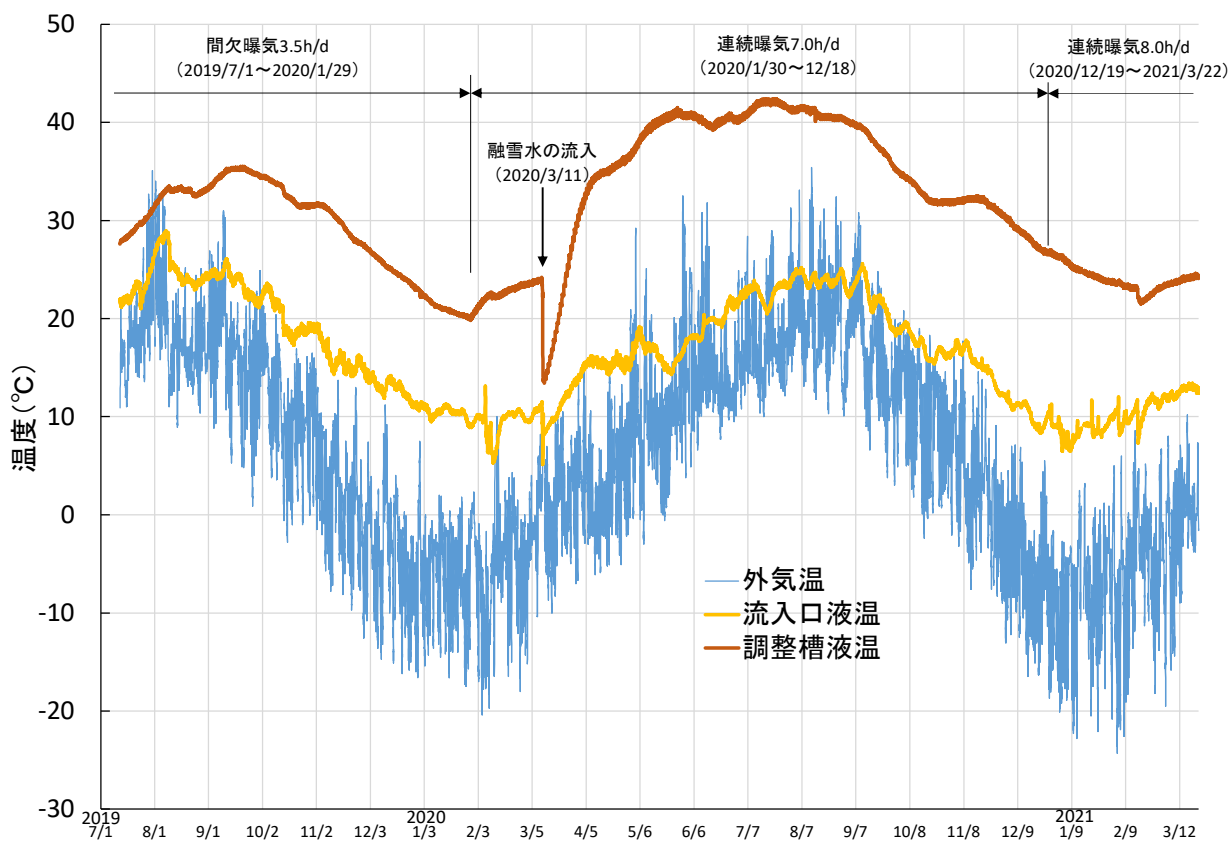


図-39 曝気時間設定状況と温度推移 (施設L)

5.3 結果および考察

図-38に施設Aの曝気時間設定状況と調整槽液温、流入液温および外気温の推移を示す。施設Aでは、2019年7月1日から10月30日まで、1日8回、日合計1.8時間の間欠曝気を行っていたが、調整槽開口部から地上部へ泡が溢流したため、2019年10月31日から12月18日まで曝気を停止していた。間欠曝気中の調整槽液温は最高で26°C程度であった。その後、2019年12月19日から2020年8月6日まで、1日4回、日合計1.0時間の間欠曝気を行ったが、気温および流入液温の低下に伴い、調整槽液温も低下しており、曝気時間が短いために曝気による調整槽の温度上昇への効果は小さかった。2020年8月7日以降は、泡溢流対策を行った上で曝気時間を日合計4.0時間に変更した。その結果、約1ヶ月で調整槽温度は約22°Cから約35°Cまで上昇したが、2020年11月以降は前年と同様に調整槽液温が低下し、2021年1月26日には約21°Cとなった。そこで、2021年1月27日に1日7.0時間の連続曝気に変更したところ、厳冬期でも調整槽液温が上昇に転じた。

図-39に施設Lの曝気時間設定状況と調整槽液温、流入液温および外気温の推移を示す。2020年1月30日に曝気時間を変更するまでの調整槽液温の推移は、2019年9月中～下旬に最も高い約35°Cを記録した後、外気温および流入液温の低下に伴い、調整槽液温は低下し続けた。2020年1月29日には約20°Cを記録した。2020年1月30日に曝気時間を連続7時間に変更した後は、調整槽液温は上昇に転じ、2020年夏には約42°Cを記録した。また、2020年12月中旬の平均気温が前年同期より約5°C低くなったため、2020年12月19日に曝気時間を連続8時間に変更した。なお、2020年3月11日に調整槽液温が約10°C低下しているのは、降雨による融雪水が調整槽に流入したためである。

微生物の活動に必要な温度は中温菌の場合 15～40°C（至適温度は30～37°C）である⁸⁾。現地施設での検証では、曝気時間を連続で7～8時間に延長することで液温を20°C程度に保つことができた。そのため、7～8時間の連続曝気での液温低下抑制は、微生物活動を維持するためには有効な対策と考えられた。なお、連続曝気時間を8時間以下としたのは、朝および夜の搾乳作業時には牧場内の消費電力が増加することから、搾乳施設が停止している深夜の時間に曝気を行うためである。

6. まとめ

家畜ふん尿を好気性発酵により腐熟させる肥培灌漑施設では、実際に運転する酪農家ごとに曝気時間などの運

転方法が異なる。その背景には、酪農家が経費削減のために好気性発酵に費やすエネルギーを節約していることがある。本研究では、効率的な運転管理方法を明らかにすることを目的に、肥培灌漑施設の運転状況の現地調査および室内実験を行った。

肥培灌漑施設の形状別運転状況と調整液性状の関係解明では、曝気ポンプ稼働時間は最も長い施設と最も短い施設の比は約4であった。また、ふん尿スラリー投入量と調整液貯留量から求めたふん尿スラリーの水理的滞留日数では、最も長い施設と最も短い施設の比は約2.5であった。このように、施設によって運転方法が大きく異なることが明らかとなったが、施設形状と運転方法との関係は特に認められなかった。曝気量と調整液pHの関係では、調整槽中にある固形物の単位量当たりの総曝気量とpHとの関係を整理した。その結果、単位固形物量当たりの総曝気量が多いほどpHが高いことが明らかとなったが、最もpHが高い調整液でも、腐熟の簡易判定目安であるpH7.8～8.5の下限値付近にとどまっており、曝気量不足が示唆された。

室内試験装置を用いた効率的なふん尿調整条件の解明では、バッチ試験での実験開始時と終了時の測定結果から求めた有機物減少量は、同じTS量であれば、温度が高い試験区での有機物減少量が大きいことが明らかとなり、温度を高くすることは有機物の分解、すなわち腐熟に有利であることが確認された。曝気処理中の臭気指数は、TS量大きいふん尿スラリーでは大きい値となり、においの強い状態が継続する。TS量小さいふん尿スラリーでは小さい値を示し、曝気日数の経過に伴うにおいの低下が顕著であることが明らかになった。

連続投入試験では、今回使用した実験装置で液温30°Cの条件下においては、単位易分解性有機物量当たりの日曝気量が $30\text{m}^3 \cdot \text{kg}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$ 程度以上であればORPをプラスに維持できることが明らかとなった。一方、臭気指数に着目した連続投入試験では、ORPをプラスに維持できなくても、臭気が低下するまで腐熟することが示唆された。また、曝気時間が同じ場合は、間欠曝気よりも連続曝気の方が臭気を低減させる効果が大きいとわかった。

肥培灌漑施設からの泡流出抑制技術の開発では、日中において、2カ所の肥培灌漑施設で泡溢流とブローポンプによる曝気の時間的關係を調査した結果、ブローポンプを含むすべての機器が稼働していなくても泡が溢流することがわかった。また、調整槽内部の泡発生状況を調査した結果、消泡機停止時に液面が上昇すると液面上の泡が大きく上昇し、このことが泡溢流の要因であるとわ

かった。その理由は、調整槽内の泡上面の高さは消泡機周辺では低くなるが、消泡機から離れた場所では高く、水位上昇に伴って調整層内天端に達した泡が開口部方向に押し出されるためと考えられた。さらに、泡が上昇しても消泡機が稼働することで、その上昇を抑制していることがわかった。

現地施設を用いた効率的なふん尿調整方法の検証では、冬期の調整槽液温の低下を抑制するためには、1日7～8時間程度の連続曝気が必要と考えられた。

謝辞

調整液腐熟の簡易判定目安は、国土交通省北海道開発局帯広開発建設部「平成9年度十勝地域環境保全型農業高度化検討委員会報告書」を参考とした。また、調査対象施設の酪農経営者には、調査機材の設置を快諾いただいた。ここに記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 樋元淳一、岩淵和則、松田従三：液状家畜ふん尿の好気性発酵による堆肥化 I. 実験装置の試作、北海道大学農学

部邦文紀要、15(3)、p. 261、1987

- 2) 村上功、西脇康善：環境保全型かんがい排水事業における肥培施設整備前後の効果検証—第九報—、第59回（平成27年度）北海道開発技術研究発表会、2016
- 3) 社団法人農業土木学会：農業土木標準用語辞典、改訂五版、2003
- 4) 北海道農業・畜産試験場編：家畜ふん尿処理・利用の手引き 2004、p. 58、2004
- 5) 環境省環境管理局：臭気指数規制ガイドライン、pp. 5-22、2001
- 6) 山本朱美、古谷修、小堤恭平、小川雄比古、吉栄康城：畜産臭気における臭気指数と市販ニオイセンサ指示値との関係、日本畜産学会報、79(2)、pp. 235-238、2008
- 7) 松田従三、樋元淳一：大型発酵槽における牛糞尿スラリーの曝気処理、農業機械学会誌、55(Supplement)、pp. 407-408
- 8) 押田敏雄、柿市徳英、羽賀清典：新編畜産環境保全論、養賢堂、p. 57、2012

16.3 大規模農業地域における環境との調和に配慮した灌漑排水技術の開発

16.3.3 大規模酪農地帯の水質環境評価技術に関する研究

担当チーム：寒地農業基盤グループ（水利基盤チーム）

技術開発調整監（寒地技術推進室）

研究担当者：中村和正、川口清美、鶴木啓二、田中健二、

村上 功、前川和義、大山武士

【要旨】

北海道東部の大規模酪農地帯では、国営環境保全型かんがい排水事業が実施され、事業実施状況が流域の水質環境に与える影響を定量化することが求められている。本研究では、SWAT (Soil and Water Assessment Tool)による水質解析により、大規模酪農地帯の水質環境改善手法を提案することを目的とし、現地観測により、西別川本川流域における河川水質と土地利用・営農状況の関係、支川流域における河川水質状況を明らかにした。また、SWATによる水質解析により、観測値を再現するモデルパラメータを設定し、事業進捗による河川水質の変化、気候変動に伴う作付け変化の際の河川水質への影響をシミュレートした。

本川流域における河川水質と土地利用・営農状況の関係では、平水時の採水調査により流域広域にわたる河川水質状況を把握し、土地利用図と農業統計値により集水域ごとに乳用牛頭数を集計した。その結果、窒素濃度の平均値と流域面積あたりの乳用牛頭数密度には、高い相関関係が得られたこと、近似線から外れるプロットは事業の実施状況との関係性が考えられることなどを明らかにした。支川流域における河川水質状況では、ヒロノ川および熊川を対象流域に選定し、自動採水器により河川水質の連続観測を実施した。酪農の営農状況が異なる支川流域の水質変動特性を明らかにし、SWATのモデルパラメータの同定・検証に利用するデータセットを取得した。SWATによる水質解析では、牧草地および飼料用トウモロコシの作付、施肥、収穫などの管理スケジュールを設定した。生育期間における葉の生育や根の伸長などの作物生長過程を推定し、単収の実測値を再現することにより、地表および土壌面における水・栄養塩物質の流出過程が経時的に表現され、支川下流地点での窒素負荷量の変動を良好に再現した。事業進捗による河川水質の変化のシミュレーションでは、現在の状況（事業実施中）と事業実施前の状況を比較し、河川水質への影響を評価した。肥培かんがい施設の整備や牧草地から飼料用トウモロコシへの転作が進むことで、施肥の種類や時期などが変化し、流出成分が変化することで支川下流地点の全窒素流出負荷量が全体的に減少していることが示された。

キーワード：水質；酪農；土地利用；SWAT

1. はじめに

北海道は、広大な土地と夏の冷涼な気候風土により酪農に適した地域であり、1950年代の草地拡大や灌漑排水施設などのインフラ整備を契機に酪農産業が発展してきた。現在では、国内生乳生産量のうち北海道が占めるシェアは50%を超え、安定的な生乳・乳製品の供給地としての役割を果たしている。特に北海道東部は、広大な草地を活用した大規模酪農地帯として知られている。一方で、大規模経営による多頭化に伴い、家畜ふん尿由来の水質汚濁物質の河川環境への流出が懸念されている。釧路・根室地域では、家畜ふん尿の効率的な農地還元により自然環境と調和した資源循環型農業を展開することを

目的に、国営環境保全型かんがい排水事業が実施されている。事業では、家畜ふん尿を集積し有機質肥料（スラリー）にする肥培灌漑施設の整備や、土砂かん止林や水質浄化池などの浄化型排水施設の整備をしている。そのため、国営環境保全型かんがい排水事業の実施により、水質汚濁物質の流出経路の変化やそれに伴う動態変化が予測され、流域規模で水質環境への影響を定量的に評価することが求められている。

流域規模で水質環境を評価する技術としてモデル解析が有効であり、代表的なものとして米国農務省農業研究局が開発したSWAT (Soil and Water Assessment Tool)がある。SWATのモデルパラメータは米国のものであるため

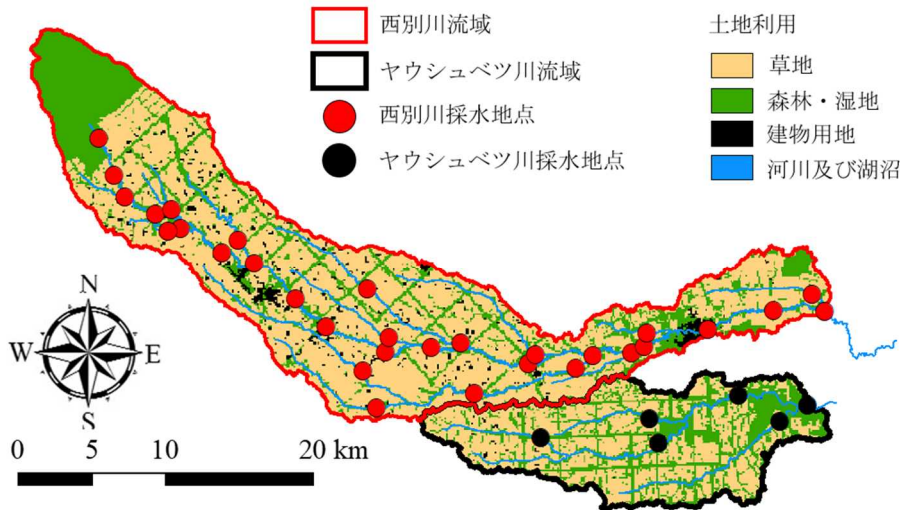


図-1 研究対象流域

日本での適用事例は少ないが、酪農地域に適用した事例として、施肥方法が水質環境に与える影響を評価したもの¹⁾、浮遊土砂物質、懸濁態窒素、リンの予測値と実測値を適合させたもの²⁾などが挙げられる。しかし、水質環境改善手法の評価ツールとして利用された事例は国内には存在しない。

本研究では、水質環境評価技術である SWAT を用いた水質解析により、大規模酪農地帯の水質環境改善手法を提案することを目的としている。そこで、本川流域における河川水質状況の把握、支川流域における河川水質状況の把握、SWAT による水質解析を実施した。本川流域における河川水質状況の把握では、観測地点の集水域ごとに水質濃度と土地利用・営農状況を集計し、その関係性を調べた。支川流域における河川水質状況の把握では、支川小流域を選定し、水質の変動特性を調べた。SWAT による水質解析では、農地の営農管理スケジュールを設定し、西別川支川の熊川流域に適用した。また、事業進捗による営農管理スケジュールの変化と気候変動による土地利用の変化に対する河川水質への影響をシミュレートした。

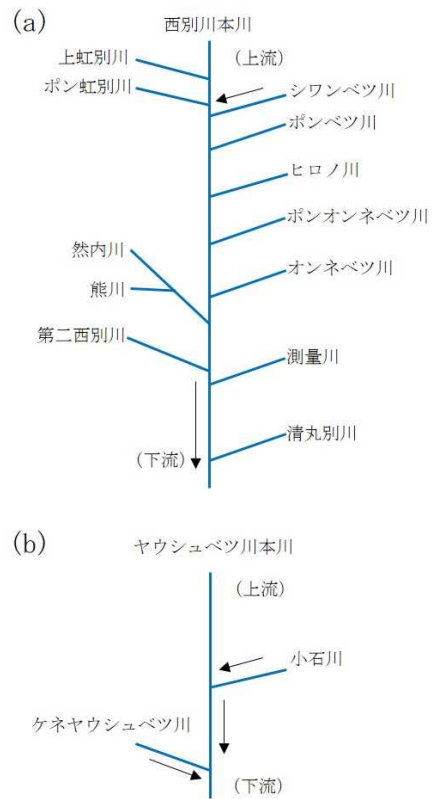


図-2 河川概要図：(a) 西別川、(b) ヤウシュベツ川

2. 本川流域における河川水質状況の把握

2.1 研究対象地

本章の対象流域は、北海道東部の大規模酪農地帯である西別川流域とヤウシュベツ川流域である(図-1)。西別川流域は、別海町、標茶町、中標津町にまたがり、流域面積は41,602 ha である。ヤウシュベツ川流域は別海町に位置し、流域面積 15,670 ha である。西別川は、約 70 km の本川の間には主要な支川が 12 本存在し、ヤウシュベツ川は、約 30 km の本川の間には主要な支川が 2 本存在している。

本川と支川の位置関係を表す河川概要図を図-2 に示す。両流域とも、国営環境保全型かんがい排水事業地区に大部分が含まれ、別海地区と別海南部地区は事業が完了し、別海北部地区と別海西部地区は事業が継続している。使用したデータは、地形データ、土地利用データ、乳用牛頭数データであり、それぞれ、基盤地図情報より数値標高モデルの平成 26 年版、国土数値情報より土地利用細分メッシュの平成 26 年版、2015 年農林業センサスより農業集落カードを入手した。

2. 2 研究手法

2.2.1 流域を対象とした平水時の水質観測

対象流域の水質状況を把握するために、平水時における採水調査を実施した。西別川の採水地点は、本川 16 点、支川 15 点の計 31 点設定し、ヤウシュベツ川の採水地点は、本川 3 点、支川 3 点、計 6 点設定した(図-1)。本川の採水地点は、支川が合流した下流に設定し、さらに地点の距離間隔が等しくなるように設定した。支川の採水地点は、本川との合流点付近に設定し、大きな支川の場合は採水地点を複数点設定した。2017 年は 4 月から 11 月までに 15 回、2018 年は 5 月から 11 月までに 14 回実施した。採水した河川水は 100 mL のポリ瓶にて密閉保冷状態で室内に運搬し、水質分析に供した。水質分析項目は T-N 濃度、NO₃-N 濃度、NH₄-N 濃度、T-P 濃度であり、分析方法は JIS に準拠した。

2.2.2 土地利用・酪農の営農状況の集計

対象流域における土地利用・営農状況を GIS (Geographic Information System) ソフトである Arc GIS 用いて集計した。土地利用状況を集計する範囲は、採水調査地点の受け持つ集水域であり、西別川は 31 流域、ヤウシュベツ川は 6 流域である。なお、下流の集水域は、それより上流の集水域を内包しており、下流の集水域(採水調査地点が受けもつ集水域)ごとに土地利用・営農状況を集計した。

土地利用の諸元として流域草地率と河畔草地率を集計した。流域草地率は集水域ごとに集計し、河畔草地率は河川両岸 100 m を河畔として抽出し、集水域ごとに集計

した。乳用牛頭数は、集落ごとに公開されているため、面積按分により集水域で集計した。面積按分の方法は、集落ごとに草地面積あたりの乳用牛頭数密度を計算し、それに重なる草地面積を乗じ、集水域ごとに乳用牛頭数を足し合わせた。その際、2 歳未満の乳用牛 1 頭は、ふん尿量を考慮して成牛 0.42 頭に相当する³⁾として換算した。

西別川およびヤウシュベツ川の集水域の流域草地率・河畔草地率・乳用牛頭数の結果を、表-1、表-2 に示す。西別川本川とヤウシュベツ川本川の流域草地率は 60%以上、河畔草地率は 50%以上であり同程度であった。流域全体の乳用牛頭数は、西別川流域がヤウシュベツ川流域より多かったが、流域面積あたりの乳用牛頭数は、西別川流域が 0.89 head/ha、ヤウシュベツ川流域が 0.91 head/ha であり同程度であった。一方で、西別川の集水域では、草地率と乳用牛頭数が流域ごとにばらばらであったが、ヤウシュベツ川の集水域では、同程度の値であった。

2.2.3 河川水質と土地利用・営農状況の関係

本章では、河川の採水調査結果と酪農の営農状況の関係性を調べた。採水調査で得られた水質濃度は自然浄化作用を受けた濃度(排出濃度と定義)であるため、自然浄化作用を受けていない発生源の濃度(発生濃度と定義)を式(1)(2)より推定した。発生濃度の推定にあたり、前提条件として、ふん尿が草地に全量還元されている、草地から流出した負荷量は河畔の林地で浄化される、とした。

$$C_p = \frac{C_e}{a} \quad (1)$$

表-1 西別川本川および主要支川の諸元

水系	流域面積 (ha)	流域草地率 (%)	河畔草地率 (%)	乳用牛頭数 (head)
本川 西別川	41,602	65	50	36,930
上虹別川	858	61	48	416
ポン虹別川	831	80	65	710
シワンベツ川	2,787	42	42	1,364
ポンベツ川	4,387	59	50	4,230
ヒロノ川	1,179	80	69	1,132
支川 ポンオンネベツ川	4,144	74	62	4,870
オンネベツ川	3,718	75	55	4,765
然内川	7,668	80	61	6,542
第二西別川	823	77	72	501
測量川	832	63	41	728
清丸別川	2,551	70	62	2,712

表-2 ヤウシュベツ川本川および主要支川の諸元

水系	流域面積 (ha)	流域草地率 (%)	河畔草地率 (%)	乳用牛頭数 (head)
本川 ヤウシュベツ川	15,670	62	52	14,225
支川 ケネヤウシュベツ川	3,402	63	56	2,053
小石川	2,427	69	58	2,485

$$a = Lu_g \cdot c \quad (2)$$

ここで、 C_p は発生濃度 [mg/L]、 C_e は排出濃度 [mg/L]、 a は排出率 [-]、 Lu_g は河畔草地率 [-]、 c は補正係数 [-]である。本研究では、 a は河畔草地率により定められるとした。つまり、河畔草地率が高いと河畔林や湿地での浄化作用を受けていないことを意味し、発生濃度と排出濃度は同程度になる。逆に、河畔草地率が低いと自然浄化作用を受けていることを意味し、発生濃度は排出濃度比べ高い値になる。また、 c は1.0とし流域内で変化しないものとしたが、実際の排出率は明らかでない。そのため、草地からの流出水（暗渠からの流出水など）を採水し、草地からの発生濃度に合うように c を決定する必要があり、今後の検討課題である。

2. 3 結果・考察

西別川流域およびヤウシュベツ川流域における集水域ごとのNO₃-N濃度分布を図-3に、流域面積あたりの飼養牛頭数分布を図-4に示す。これまでの酪農地域の水質環境を評価する研究⁴⁾において、NO₃-N濃度が指標として利用されているため、本研究でもNO₃-N濃度を水質項目の代表として用いた。NO₃-N濃度は、西別川流域の中流左岸域で高く、上流域で低い傾向がみられ、ヤウシュベツ川流域は全体的に低濃度であり、集水域ごとの差が小さかった。流域面積あたりの乳用牛頭数密度は、西別川

流域の中流左岸域で高く、上流域で低い傾向がみられ、ヤウシュベツ川流域は中程度で集水域ごとの差が小さかった。以上から、NO₃-N濃度と乳用牛頭数密度が高い集

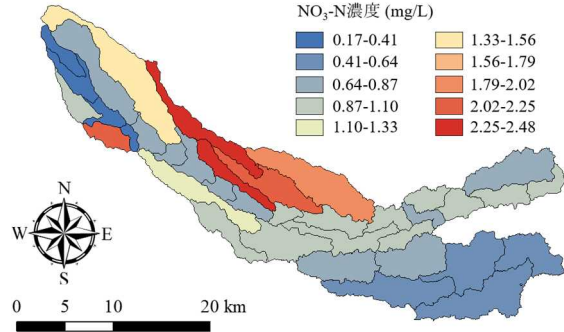


図-3 NO₃-N濃度分布

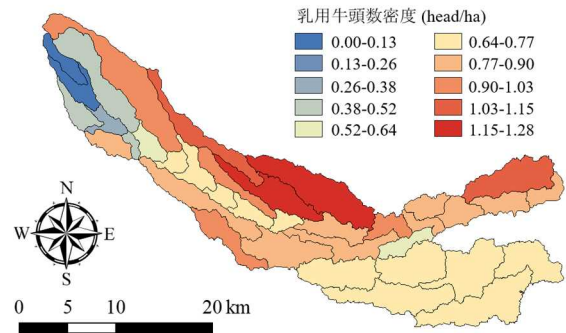


図-4 流域面積あたりの乳用牛頭数密度分布

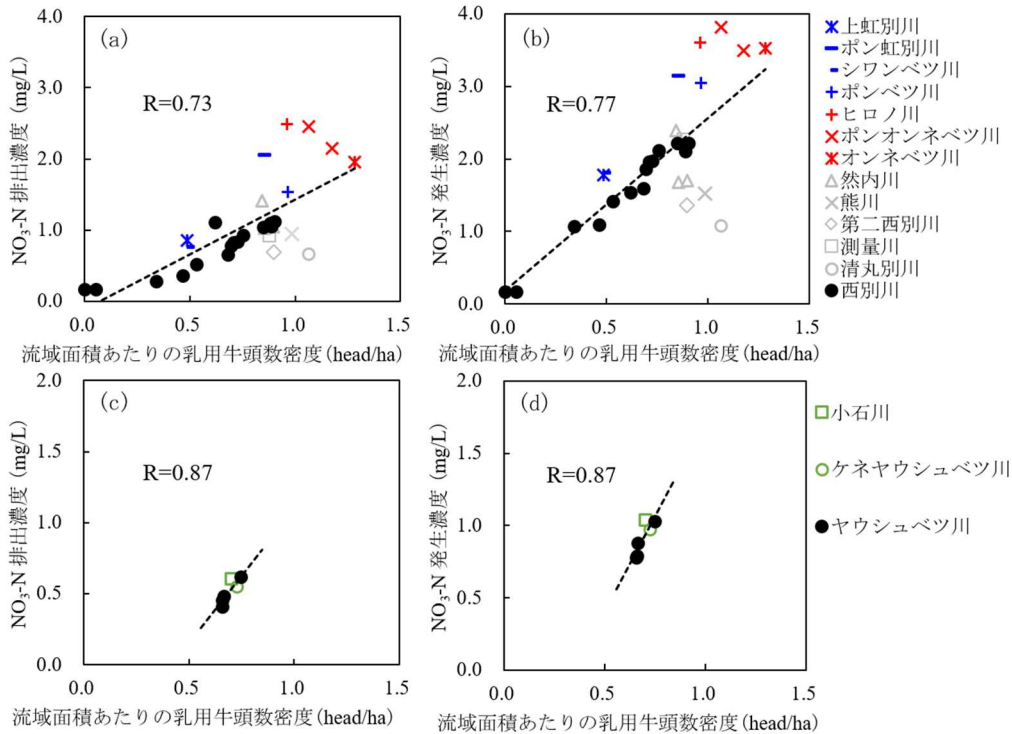


図-5 NO₃-N濃度と流域面積あたりの乳用牛頭数密度の関係：(a) 西別川の排出濃度、(b) 西別川の発生濃度、(c) ヤウシュベツ川の排出濃度、(d) ヤウシュベツ川の発生濃度

水域と低い集水域の位置関係が一致しており、空間的に対応した関係が得られた。

集水域ごとのNO₃-N濃度の平均値と流域面積あたりの乳用牛頭数密度の関係を図-5に示す。西別川流域では、NO₃-N排出濃度と乳用牛頭数密度との関係には正の相関関係が得られたが、同程度の流域面積あたりの乳用牛頭数密度の場合でも、NO₃-N排出濃度にばらつきがみられた(図-5(a))。その要因として、発生源からの排出率の違いが考えられる。そこで、排出率を考慮したNO₃-N発生濃度と乳用牛頭数密度の関係は、前述のNO₃-N排出濃度との関係と比較すると、西別川流域では相関係数が0.73から0.77へ僅かであるが高くなった(図-5(a), (b))。一方で、ヤウシュベツ川流域では、NO₃-N排出濃度と乳用牛頭数密度との関係には正の相関関係が得られ、排出濃度と発生濃度共に、相関係数が0.87であった(図-5(c), (d))。西別川流域では、流域の本川および支川の集水域のプロットは、近似直線付近に分布しているが、然内川、熊川、第二西別川、清丸別川の集水域は近似直線より下部に、ポン虹別川、ヒロノ川、ポンオンネベツ川の集水域は近似直線より上部に分布し、同程度の乳用牛頭数密度であっても濃度にばらつきがみられた。その原因の一つとして、国営環境保全型かんがい排水事業の実施状況が考えられる。低濃度であった集水域は、事業の完了した別海地区と別海南部地区に含まれ、高濃度であった集水域は、事業が未完了の別海北部地区と別海西部地区に含まれた。このことは、肥培灌漑施設の整備によるふん尿の農地還元の適正化や、水質浄化池や土砂かん止林の整備による草地から河川への排出過程における負荷抑制の可能性を示している。発生濃度を推定し、負荷を抑制する河畔林や湿地を定性的に表現することで、河川水質と土地利用・営農状況の関係性が示されたが、水質浄化池・土砂かん止林の位置関係や物質の浄化メカニズムについては考慮できていない。地形連鎖やそれに伴う物質の動態変化を定量的に表現するためには、物理プロセ

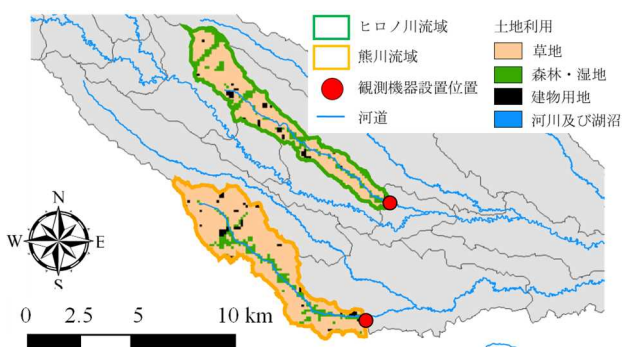


図-6 ヒロノ川流域と熊川流域

スを踏まえた水質解析モデルの適用が必要である。

3. 支川流域における河川水質状況の把握

3.1 研究対象地

本章の対象とした支川小流域は、西別川の支川であるヒロノ川と熊川である(図-6)。先述したように、ヒロノ川と熊川は、流域面積あたりの乳用牛頭数密度が同程度であるにもかかわらず、水質濃度の年平均値に差がみられた小流域であるため、本章の対象地に選定した。ヒロノ川の流域面積は1,179 ha、土地利用割合は草地80%、森林14%、その他用地6%であり、乳用牛頭数は1,132頭である。熊川の流域面積は1,530 ha、土地利用割合は草地83%、森林7%、その他用地10%であり、乳用牛頭数は1,509頭である。

3.2 研究手法

流域を対象とした平水時の水質調査は月2回の頻度で実施したため、流域の水質特性を十分に把握できなかった。そこで、本章では、水質濃度の日変化を把握すること、両小流域の水質濃度に差が生じた要因を明らかにすること、水質解析モデルに適用すること、などを目的に水質連続観測を実施した。観測期間は2018年9月から2019年11月までであり、冬期は、夜間に河道が凍結することから連続観測を実施していない。それぞれの支川に、自動採水器、画像式流速計、水位計を設置した(写真-1)。自動採水器による採水は、1日あたり1本のポリ瓶に複数の試料を採取するコンポジット採水とした。コンポジット採水は0時から開始し2時間間隔で行い、計12回採水する。採水量は1回あたり80 mL、1日あたり960 mLである。これにより、当該日の平均的な水質試料を採水することが可能である。採水した試料は、密閉保冷

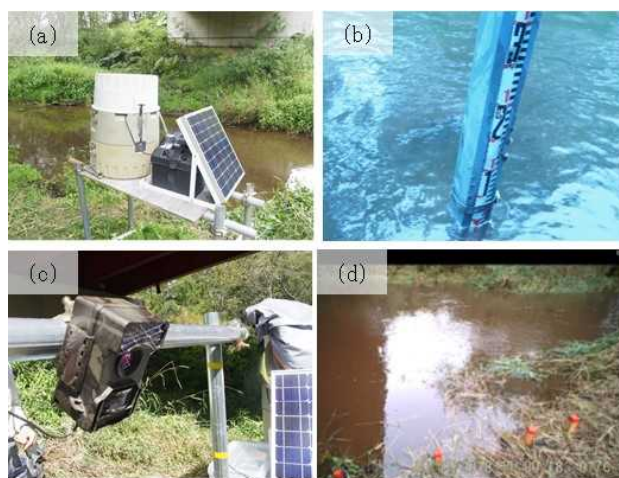


写真-1 観測機器の設置状況：(a)自動採水器、(b)水位計・量水標、(c)インターバルカメラ、(d)出水時の状況

状態で室内に運搬し、水質分析に供した。水質分析項目は、SS 濃度、T-N 濃度、NO₃-N 濃度、NO₂-N 濃度、NH₄-N 濃度、T-P 濃度であり、分析方法は JIS に準拠した。画像式流速計は、インターバルカメラを河道が写るように設置し、撮影された動画から瞬間流速を計算する手法である⁵⁾。画像式流速計は 10 分間隔で撮影しており、出水時における流量を観測することが可能である。水位計は、河道内に設置し、10 分間隔で水位を連続観測した。観測

した流速と水位から出水時を含めた水位流量曲線を作成し、河川流量の連続データを計算した。

3.3 結果・考察

採水試料の水質濃度の経時変化を図-7 に示す。

SS 濃度は、日降水量が 20 mm/d 以上の降雨に対応して濃度が高くなり、2 日程度で下降する変動がみられた(図-7)。また、一部の出水を除き、熊川のほうが全体的に高い傾向がみられ、要因として河川形状と河床の状態

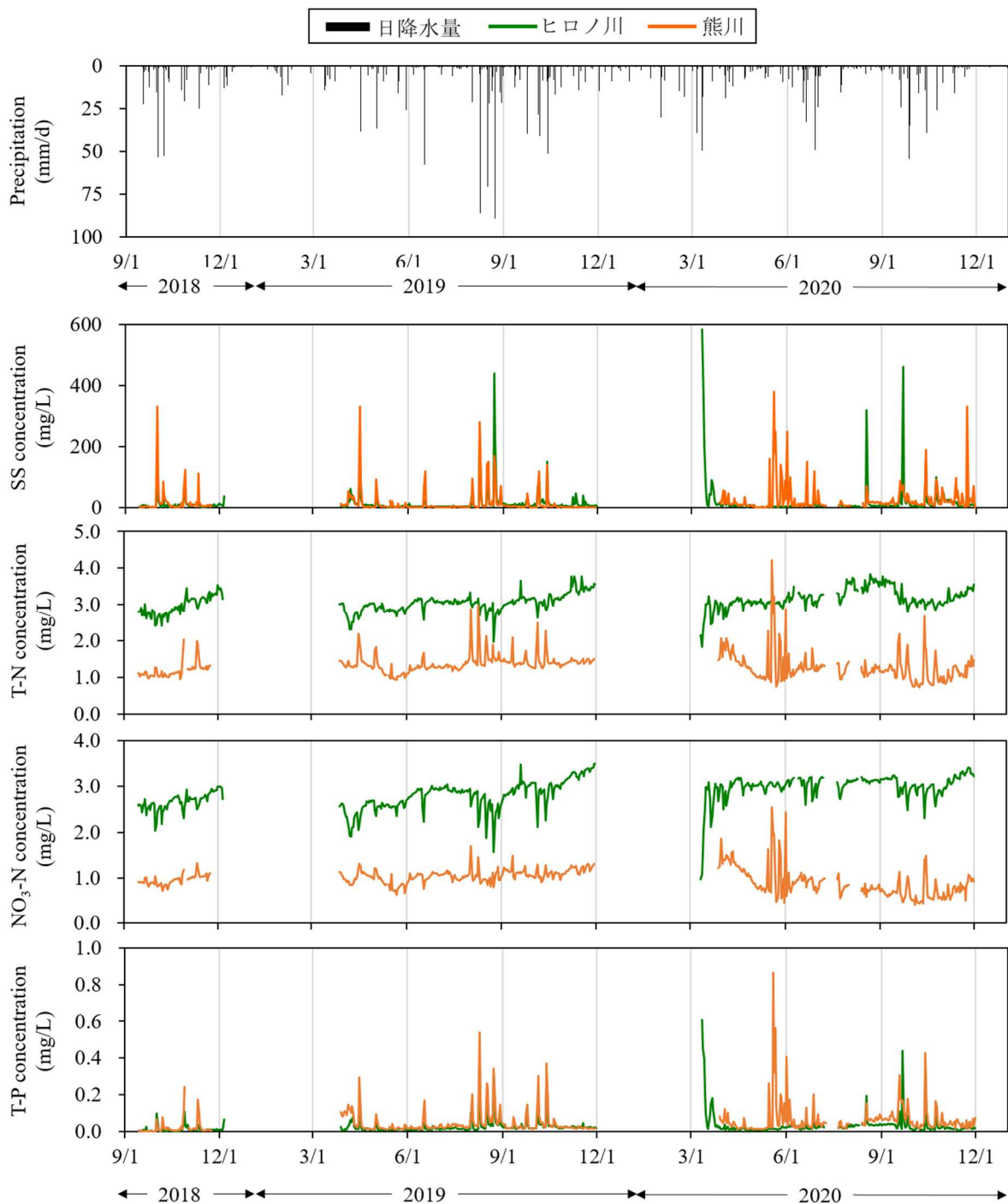


図-7 西別川支川における水質の経時変化

の違いが考えられた。ヒロノ川の河川形状は直線で、河床は礫が多い状態であるのに対して、熊川の河川形状は蛇行を繰り返す、河床の土砂が堆積している状態である。そのため、出水時のSS濃度に差が生じたと考えられた。

T-N濃度とNO₃-N濃度の経時変化を図-7に示す。なお、NO₂-N濃度とNH₄-N濃度は微量の値が検出されたが、分析機器の測定限界以下の濃度であったため、ここでは考察から除外した。観測期間を通してT-N濃度の大部分はNO₃-N濃度であることがわかる。観測期間におけるNO₃-N濃度の平均値は、ヒロノ川が2.87 mg/L、熊川が1.31 mg/Lであり、平水時の採水調査結果(図-5(a))と同様に、ヒロノ川のほうが高い傾向を示した。また、出水時のNO₃-N濃度は、ヒロノ川では減少するのに対して、熊川では上昇する傾向がみられた。その濃度変動が生じた要因の一つとして流域形状の違いが考えられる。ヒロノ川は流域形状が細長く、草地と河道が近いため、出水時には表面流出が基底流出よりも卓越することで希釈が生じ濃度が低下したと考えられる。一方で熊川は流域形状が広がっており、表面流出が少なく基底流出によって窒素成分が流出するため濃度が上昇したと考えられる。その他にも、濃度差が生じた要因として、事業の整備状況の違いや小流域内の事業地区の位置関係や事業の複合的な効果、地形連鎖による効果などが河川水質に与える影響なども考えられる。

TP濃度は、SS濃度の変動とよく対応している(図-7)。その要因として、リン酸が土粒子に吸着して流出していることが考えられる。SS濃度と同様に、ヒロノ川より熊川のほうがTP濃度が高い傾向にある。

以上より、水質濃度の経時変化から支川小流域の水質特性を明らかにした。同程度の乳用牛頭数密度にもかかわらず濃度差が生じた要因について明らかにするためには、小流域内の事業の実施状況や畜舎などの発生源の位置関係の情報を調べる必要がある。それらの情報をSWATモデルに反映させることが課題である。

4. SWATによる水質解析

4.1 研究対象地

本章では、SWATによる水質解析を実施した。適用流域は、検証データとなる流量と水質データの実測値が長期間揃っていることから西別川流域とした(図-8)。SWATを西別川本川の中流に位置する長栄橋地点の受け持つ小流域に適用した結果、水質データが不定期に採水した瞬時値のデータであったため検証に課題があった。そこで、西別川支川のヒロノ川、熊川の観測地点が受け持つ小流域に適用した。ヒロノ川と熊川は、流域規模と乳用牛頭

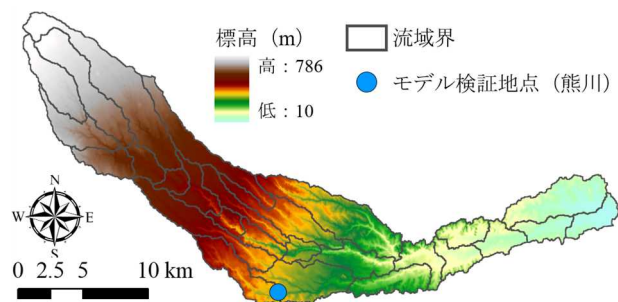


図-8 SWAT適用流域(西別川流域)

数密度が同程度であるが、河川水質状況が異なる流域である。SWATモデルの適用期間は、第3章の水質連続観測を実施している期間に合わせ、2018年と2020年の3年間とした。SWATモデルの入力値である気象データは、気象庁アメダス観測所(別海、弟子屈、根室)より降水量、気温、相対湿度、風速、日照時間を入手した。なお日射量は、観測値が存在しなかったため日照時間から全日射量の日平均値を推定する実験式⁹⁾を用いて換算した。

4.2 研究方法

4.2.1 SWATの概要

SWATは、米国農務省農業研究局によって開発された準分布型流出モデルであり、物理的なプロセスモデルである。SWATは、流域において気象、地形、土壌、土地利用、営農管理といった要素により影響を受ける水・物質動態を同時に扱うことができる。十分な精度の結果が得られることや効率的な解析を可能とするGISインターフェイスやサブソフト群が無償で提供されていることから、世界各地で適用されている。

SWATの入力データは、気象データ、空間情報データである。気象データは降水量、日最高気温、日最低気温、相対湿度、風速、日照時間であり日単位の値を入力する。また、土壌侵食量の計算や気象値の欠測を補間するため、気象観測点ごとに月単位の気象統計値をデータベースとして入力する。本研究では、各観測所における過去20年分の気象統計値を集計した。空間情報データは、地形データ、土地利用データ、土壌分類データである。地形データは、基盤地図情報より入手した。SWATでは、地形データから流域界を作成し、河道上にポイントデータを設定することで任意の小流域に分割することができる。本研究ではポイントデータとして水質観測地点を入力することで、西別川流域を31の小流域に分割した。土地利用データは、国土数値情報より入手し、土地利用種類ごとにSWATのデータベースにある該当する土地利用を選択する。しかし農地は、“田”と“その他の農用地”の二種類であり、牧草地や飼料用作物は分類されていないため、

農地内の分類方法は次節の土地利用状況の設定で後述する。土壌分類データは、国土庁土地局より地形分類図を入手し、土壌種類ごとに SWAT のデータベースにある該当する土壌種類を選択する。しかし、データベースにない場合は、土壌厚、透水係数、粒径組成などを既往の文献²⁾や日本土壌協会の地力保全土壌図データを参考に新規に設定する。傾斜データは、地形データから傾斜を算出し、任意の標高の幅で分類する。

SWAT は HRU (Hydrological Response Unit) と呼ばれる、土地利用、土壌、傾斜の組み合わせによって細かく分類されたグリッドの集合体によって流域を表現している。それぞれの HRU 内において、水収支・物質収支により流出量、土砂流出量、栄養塩負荷量が計算され、小流域で集計された後、河道や池、貯水池を通り、流域末端へ流出量が計算される。流出量の計算は、表面流出の計算に SCS-Curve Number 法、蒸発散量の計算に Penman-Monteith 法、側方浸透量の計算に Kinematic Wave 法、河道追跡の計算に Muskingum River Routing 法を採用している。SCS-Curve Number 法は、米国農務省土壌保全局によって開発された長期間の降水量と流出量データから得られた関係式である。Curve Number は流域曲線番号であり、土地利用や土壌の浸透能、作物の被覆条件などの流域の特徴を表すパラメータである。そのため、異なる土地利用や土壌タイプでも流出量を推定することが可能であり、実測値の少ない流域や様々な土地利用を持つ流域での流出解析に有効である⁷⁾。一方で、土砂流出量の計算は、Modified Universal Soil Loss Equation (MUSLE)法が採用され、表面流出量やピーク流出量の関数などで表現される。窒素およびリンの栄養塩流出は、施肥などの栄養塩の投入および土壌内の形態変化などの物質循環により計算され、表面流出、側方流出、地下流出により下流に運ばれる。しかし、地下流出に関しては、SWAT では地下水中の硝酸態窒素負荷は賦存量が大きいと仮定され、地下水濃度が一定値で与えられ、流量に応じた負荷量の流出が計算される。

SWAT において、国営環境保全型かんがい排水事業で整備された肥培灌漑施設、土砂かん止林、浄化型排水施設を表現するため、土地利用管理と貯留地の項目を設定する。土地利用管理では、土地利用が農地の場合に作付、耕起、施肥、収穫などの管理スケジュールを設定する。肥培灌漑施設は、家畜ふん尿を有機質肥料(スラリー)にする施設であり、管理スケジュールの施肥の項目で肥料成分としてスラリーを投入する。また、土地利用管理のなかに、HRU の端に土砂流出量や栄養塩流出量をフィルタする機能を設定することができる。この値を設定するこ

とで、河川と農地の間に緩衝帯としての土砂かん止林を表現する。貯留地では任意の地点にポイントソースを設定し、水収支、物質収支の計算がされる。位置情報や規模をなどの諸元を入力し、水質浄化池を表現する。本研究では、SWAT で肥培灌漑施設を表現するため農地の営農管理スケジュールについて検討した。

4.2.2 土地利用状況の設定

SWAT に入力する農地の土地利用を、牧草地と飼料用トウモロコシの2種類、堆肥施用農地とスラリー施用農地の2種類、計4種類を設定した(牧草地堆肥、牧草地スラリー、トウモロコシ堆肥、トウモロコシスラリー)。

牧草地と飼料用トウモロコシの判別は、衛星画像から得られる生育指標を用いた。利用した衛星画像は光学画像である Sentinel-2 (空間分解能 10 m、回帰日数 10 日)と Landsat-8 (空間分解能 30 m、回帰日数 16 日)である。4月から11月までの約200日間で撮影された衛星画像は両者を合わせると約30シーンと多くなるが、光学画像は雲の影響を受けるため、雲の被覆率が低い画像を選定する必要があり、作期を通して10シーン程度利用可能であった。計算した植生指標は、正規化植生指数(以下、NDVI)と拡張植生指数(以下、EVI)であり、各衛星画像の波長帯の反射率を用いて以下の式により計算した。

$$NDVI = \frac{NIR-RED}{NIR+RED} \quad (4)$$

$$EVI = 2.5 \cdot \frac{NIR-RED}{NIR+6.0 \cdot RED-7.5 \cdot BLUE+1.0} \quad (5)$$

ここで、NIR は近赤外波長の反射率、RED は赤波長の反射率、BLUE は青波長の反射率である。なお、Sentinel-2 と Landsat-8 が同日に撮影されたシーンが複数あり、NDVI、EVI が概ね同じであることを確認している。牧草地と飼料用トウモロコシの判別は、作物の生育に特徴が現れる2時期の画像を用いることが多いが、先述したように必ずしもその時期に衛星画像を入手することができない場合もあり、さらに、牧草地は収穫が2回あり、正確な時期の選定が困難である。本研究では、EVI と NDVI の時系列の変化から、牧草地と飼料用トウモロコシを判別した。牧草地と飼料用トウモロコシの EVI の変動を図-9に示す。牧草地の EVI は4月下旬から5月上旬あたりから上昇し、7月下旬の一番草の収穫の時期に大きく下がり、再び上昇し、9月上旬の二番草の収穫の時期に再び下がる。飼料用トウモロコシの EVI は6月上旬あたりから徐々に大きくなり、9月下旬の収穫の時期に大きくさがる。また、牧草地の収穫はすべてを刈り取らずに表面

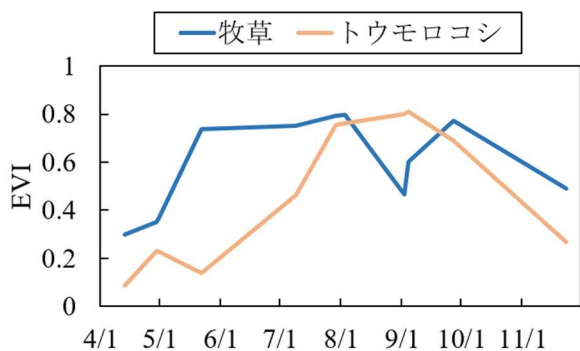


図-9 作期における拡張植生指数の変動

は牧草に覆われている状態である。一方、飼料用トウモロコシは収穫後の表面に株が残り大半で土壌が露出している状態か、耕起した場合は完全に土壌が露出している状態であり、EVIは低く変化がない。これらの特徴から牧草地と飼料用トウモロコシの判別を行った。草地更新の場合や牧草地から飼料用トウモロコシへの転作の場合などで判別に課題があったが、判別の整合性は現地踏査により確認している。

SWATでは同じ土地利用でも施肥の種類が異なる場合は、土地利用を分けて入力する必要がある。そのため、牧草地と飼料用トウモロコシのそれぞれで堆肥施用農地とスラリー施用農地を分けて設定した。堆肥施用農地は従来型の農地であり、スラリー施用農地は肥培灌漑施設が整備された農地である。肥培灌漑施設は、大型の配水調整槽（円形または四角形）があり、衛星写真から判別可能である。肥培灌漑施設が設置された農家の農地をスラリー施用農地として扱い、それ以外を堆肥施用農地として扱った。

4.2.3 営農管理スケジュールの設定

SWATで設定する牧草地および飼料用トウモロコシの営農管理スケジュールの項目は、耕起、作付、施肥、収穫であり、それぞれの時期を、北海道農業生産技術体系第5版⁸⁾を参考に設定した。牧草地では、4月20日に作付、5月1日に有機質肥料の施肥、5月5日に化学肥料の施肥、7月10日に一番草の収穫、7月15日に化学肥料の施肥、9月10日に二番草の収穫、10月5日に有機質肥料の施肥を設定した。なお、耕起と草地更新は十数年の頻度で行われるのため、次年度以降は作付を設定せずに、その他の営農管理スケジュールを繰り返し設定し実態を再現した。飼料用トウモロコシでは、5月5日に有機質肥料、5月10日に耕起、5月15日に作付および化学肥料の施肥（基肥）、6月15日に化学肥料の施肥（追肥）、10月1日に収穫を設定した。営農管理スケジュールは、気象条件によって年ごと、農地ごとで異なり、また、草地更新の

タイミングも農地ごとで異なるが、本研究では一律に設定した。より精緻に解析するためには、衛星画像などにより営農管理スケジュールを定め、年ごと農地ごとに設定することが必要である。

SWATで設定する施肥の項目は、施肥の種類ごとの肥料成分量と施肥量である。施肥の種類はデータベース上にまとめられており、本研究では、化学肥料は窒素、リン、カリの各成分量が100gあたり10g含まれるものを選択し、有機質肥料（堆肥、スラリー）は新たにデータベースを作成し、窒素、リンの肥料成分量は既往の文献⁹⁾を参考に設定した。牧草地への施肥量は、北海道施肥ガイド2015 牧草飼料作物¹⁰⁾によると、施肥標準と土壌診断に基づき、年間の肥料養分量を算出し、堆肥やスラリーなどの有機質肥料と施肥標準より不足する場合は化学肥料を追加して補給するとされている。また、不必要な養分が牧草地に投入されないように配慮するとともに、農家から排出される有機物が、牧草地に毎年無理なく還元されるように対策を講じることが重要とされている。しかし、流域のすべての農地に、投入された施肥量を把握しSWATに反映させることは困難なため、本研究では、各農家で生産された有機質肥料は各農家の農地に還元されることを前提として施肥量を決定した。有機質肥料の施肥量は、乳用牛一頭一日あたりのふん尿量^{8, 11)}に施肥間隔の日数分を乗じて、さらに第2章で整理した流域面積あたりの乳用牛頭数密度を乗じて単位面積あたりの施肥量を小流域ごとに決定した。各農地で施肥成分量と施肥量から窒素・リン成分の投入量を概算すると、概ね施肥標準と同程度か聞き取り調査で得られている情報と大きな乖離がない範囲であった。

4.3 結果・考察

4.3.1 SWAT 計算結果

本章では、肥培灌漑施設が整備済みである熊川流域にSWATを適用した。なお、ヒロノ川流域は、事業の未完了地区であり施肥などの営農管理スケジュールを十分に設定できなかったため、解析から除外した。モデルの適用期間は、流量と水質の連続データを取得した2018年から2020年の3年間とした。実測値に合うように河川流出量、土砂流出量、栄養塩流出量に関するモデルパラメータを同定した。パラメータの最適化は、SWATに付与されている自動キャリブレーション機能であるSWAT CUPを用いて、繰り返し計算しパラメータの感度分析により実行される。

SWATを熊川流域に適用した2019年の結果を(図-10)に示す。計算結果として、積算バイオマス量、単位収穫量、河川流量、土砂流出負荷量、窒素負荷流出量、リン負

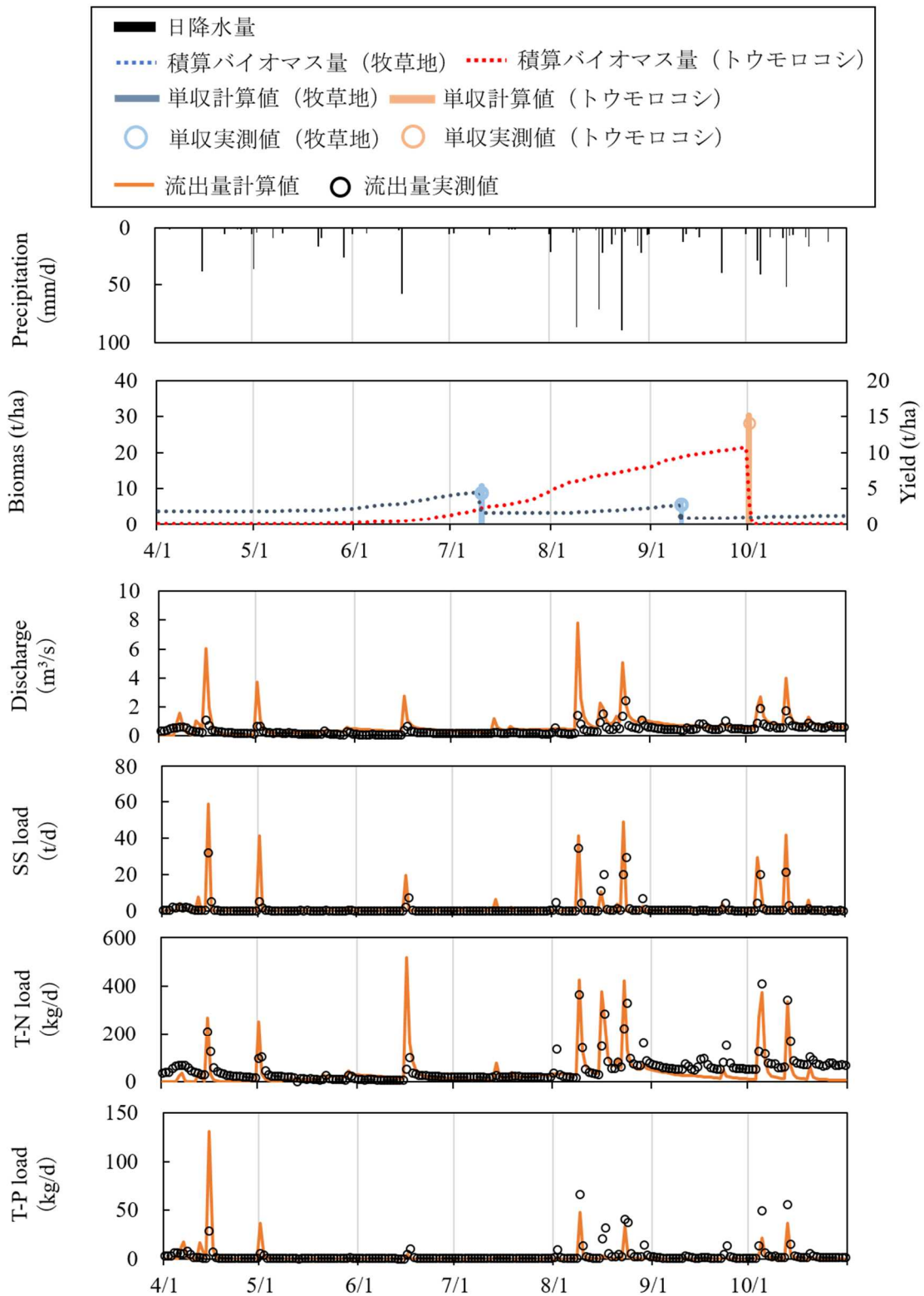


図-10 SWAT 解析結果 (2019年4月~10月)

荷流出量を示す。積算バイオマス量は、葉の生育や根の伸長などの作物生長を表し、牧草地は一番草と二番草の2回、飼料用トウモロコシは1回の作期を通して増加する変化を示した。牧草地の単位収穫量は、一番草が5.3 t/ha、二番草が3.1 t/ha、飼料用トウモロコシの単位収穫量は

15.2 t/haと推定され、根室農業改良普及センターの実測値¹²⁾と同程度であった。以上から、牧草地およびの飼料用トウモロコシ生育状況を再現したことにより、作期を通じた地表・土壌面状態が再現された。河川流量は、実測値と計算値を比較すると、平水時は概ね実測値を再現した

結果が得られたが、出水時に過大推定する傾向がみられた。特に、無降雨日が続いた後の出水でその傾向が強く、地中に浸透し、側方流出や地下水流出として河川に到達する流出成分が、表面流出として計算されていると考えられる。今後は、土壌の水分状態など適切に計算されているかを分析し、流出成分ごとにパラメータを再調整する必要がある。土砂流出負荷量、窒素流出負荷量、リン流出負荷量は、一部の出水で過大推定する傾向がみられるものの、平水時、出水時ともに概ね実測値を再現した結果が得られた。これは、牧草および飼料用トウモロコシの生育過程が再現され、地表・土壌面の水文過程が表現されていることにより、土砂と栄養塩の流出過程と減衰過程が再現されたといえる。しかし、二番草収穫後の9月中旬以降で、窒素流出負荷量が過小推定する傾向がみられた。この原因として、硝酸態窒素の地下流出に関してSWATの計算方法に課題があるといえる。SWATでは、地下水中の硝酸態窒素を一定値で与え、流量に応じた負荷量の流出が計算されているため、季節変動が大きい流域では過小評価する可能性が指摘されている⁷⁾。地下水の窒素輸送に対して他のモデルとの様々な組み合わせが検討されており、以降の開発が望まれる。

4.3.2 気候変動に伴う土地利用変化に対するシミュレーション

北海道道東地域の内陸部では、平均気温の上昇など気候変動により牧草から飼料用トウモロコシへの転作が徐々に増えはじめ、土地利用が変化してきている。さらに、近未来でもより転作が進むことが予想されている。一方で環境保全型かんがい排水事業により肥培灌漑施設の整備が進むことで、有機質肥料が堆肥からスラリーに変化しており、今後もスラリー施用農地が増えることが

予想される。以上より、過去、現在、近未来にかけて転作が進むことと事業の整備が進むことで、農地の営農管理スケジュールが変化し続けている。そこで本研究では、土地利用変化および営農管理スケジュールの変化による河川水質への影響を、SWATを用いてシミュレートして、事業実施の前後の窒素流出負荷量の変化を評価した。令和2年度は、熊川流域を対象に過去と現在の河川水質を比較した。シミュレーションの条件を表-3に示す。過去の条件は、転作が進んでいなく事業が実施される前の2000年以前を想定し、農地は牧草地のみで有機質肥料は堆肥とした。現在の条件は、農地の牧草地は約9割で飼料用トウモロコシは約1割であり、有機質肥料はスラリー約4割、堆肥が約6割である。なお、このシミュレーションは、過去と現在で入力する気象条件やその他パラメータは同じもので解析し、上述した土地利用と営農管理スケジュールのみ異なる条件で解析するものである。そのため、転作および事業の進捗状況が河川水質へ及ぼす影響を分析するものである。

農地からの各流出成分（表面流出、中間流出、地下流出）の年間窒素負荷量を図-11に示す。過去の流出負荷量は牧草地堆肥からで、現在の流出負荷量は牧草地堆肥、牧草地スラリー、トウモロコシ堆肥、トウモロコシスラリーからの合計値である。流出負荷量は、表面流出、中間流出、地下流出で1桁ずつ異なり、河川水質に地下流出

表-3 シミュレーション条件

	過去	現在
作付	牧草地 100%	牧草地 92% トウモロコシ 8%
事業	実施前	実施中
有機質肥料	堆肥 100%	堆肥 59% スラリー 41%

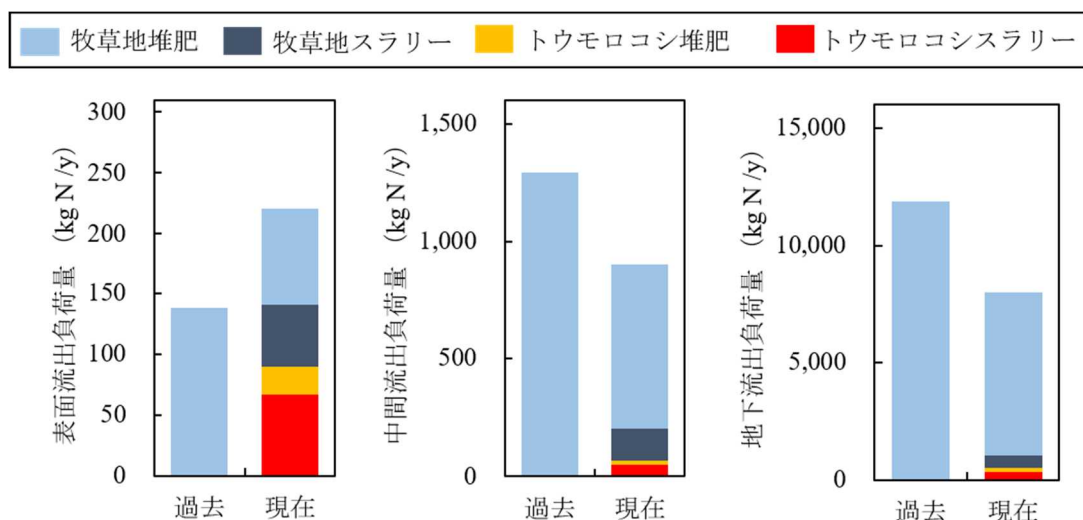


図-11 農地からの年間窒素負荷量のシミュレーション結果

負荷量が大きく寄与していることがわかる。過去と現在の比較では、表面流出負荷量は増加した。これは牧草地に比べ飼料用トウモロコシでは土壌表面が露出している面積が大きく、また期間が長くなり侵食が発生しやすいためである。一方で中間流出負荷量は30%、地下流出負荷量は33%減少した。牧草地から飼料用トウモロコシに転作が進むと、一般的に施肥量は増加し、流出負荷量が増えることが考えられるが、その増加分に対して、牧草地堆肥からの牧草地スラリーに置き換わり肥料成分量の減少分が大きいと中間流出負荷量と地下水流出負荷量が減少したと考えられる。今後は、近未来の気候変動がより進んだ条件下での転作状況と事業の進捗のシナリオを設定し、河川水質への影響を分析し、各成分の流出負荷量を抑制するような対策を検討する必要がある。

5. まとめ

北海道東部の大規模酪農地帯を対象として、SWATを用いた水質解析により、水質環境改善手法を提案することを目的とした。本研究では、1) 平水時の河川水質と土地利用・営農状況との関係を明らかにし、2) 支川における水質連続観測により水質変動特性を明らかにし、3) SWATの水質解析では、西別川支川の熊川流域を対象として、農地の営農管理スケジュールを設定し、河川流量、土砂流出量、栄養塩流出量に関してパラメータの同定を行った。さらに、営農スケジュールの変化と土地利用変化による河川水質による影響をシミュレートして、事業実施前後の窒素流出負荷量の変化を評価した。主要な成果は以下にまとめられる。

- 1) 窒素成分の主成分である $\text{NO}_3\text{-N}$ 排出濃度と流域面積あたり乳用牛頭数密度との関係性を調べた結果、正の相関関係が得られた。また、河畔林や湿地の浄化作用の効果を検討するため、河畔土地利用の草地率を用いて排出濃度から発生濃度への変換を行い、流域面積あたりの乳用牛頭数密度との関係を調べると、相関係数が向上した。近似直線から外れる小流域が存在し、流域規模において、事業の実施により負荷を抑制している可能性が示された。
- 2) ヒロノ川と熊川のSS濃度とTP濃度は、出水時に濃度が高くなり、熊川のほうが、濃度が高くなる傾向がみられ、その要因として河川形状による河床の土砂堆積の状態の違いが考えられた。一方で、ヒロノ川と熊川のTN濃度は差が大きく、その大部分が $\text{NO}_3\text{-N}$ 濃度であることがわかった。 $\text{NO}_3\text{-N}$ 濃度に差が生じた要因として、事業の整備状況の違いや小流域内の事業地区の位置関係や事業の複合的な効

果、地形連鎖による効果などが河川水質に与える影響が考えられる。また、出水時の濃度変動の違いが生じた要因として、流域形状が異なるため、流出特性の違いが生じたと考えられる。今後は、小流域内の事業の実施状況や畜舎などの発生源の位置関係の情報を調べる必要があり、それらの情報をSWATに反映させることが課題である。

- 3) SWATによる水質解析では、作物の生育状態と流出量を計算し実測値と検証した。牧草地と飼料用トウモロコシの作物生長が作期を通して表現され、単位収穫量の実測値を再現した。河川流量は、平水時は実測値を再現し、出水時は過大推定する傾向がみられ、土砂流出量と栄養塩流出量は平水時、出水時ともに概ね再現された。一部の出水で課題がみられるものの、牧草地の生育過程が再現され、地表・土壌面の水文過程が表現されていることにより、土砂と栄養塩の流出過程と減衰過程が再現されたといえる。事業実施前後の窒素流出負荷量のシミュレーション結果では、牧草地から飼料用トウモロコシへ転作が進んだことにより表面流出成分が増加したが、有機質肥料が堆肥からスラリーに置き換わることで、中間流出成分と地下流出成分が約30%減少した。今後は、近未来の気候変動がより進んだ条件シナリオを設定し、各成分の流出負荷量を抑制するような対策を検討する必要がある。

参考文献

- 1) 酒井治、三枝俊哉：「草地酪農地帯の養分収支に基づく河川水質の予測：2.SWATによる河川水質予測値の適合性改善」、日本土壤肥料学会講演要旨集、54、p.254、2007 農林水産省：食料・農業・農村基本計画、2015
- 2) Chunying WANG：「SWATモデルによる北海道東部の標津川流域における水、土砂、養分流出予測」、北海道大学博士論文、2014
- 3) 農林水産技術協会：「環境保全と新しい畜産」、p.20、1997
- 4) 志村もと子、田淵俊雄：養牛流域における畜産と河川水窒素濃度との関係—畜産主体の集水域における窒素流出に関する研究 (IV) 一、農業土木学会論文集、189、pp.45-50、1997
- 5) 国立研究開発法人土木研究所水工研究グループ水文チーム：流量観測の高度化マニュアル (高水流量観測編) Ver1.2、2016
- 6) 近藤純正 編著：「水環境の気象学」、1994
- 7) 清水裕太、小野寺真一：郊外農業流域での栄養塩流出に及ぼす気候変動の影響、陸水学雑誌、73、pp.235-254、2012
- 8) 北海道農業改良普及協会：「北海道農業生産技術体系第5版」、2019

- 9) 倉島健次:草地飼料作における圃場還元利用研究の現状と問題点 F 施用基準、草地試験場 No.58-2、1983
- 10) 北海道庁農政部:「北海道施肥ガイド2015V 牧草・飼養作物」、pp.196-229、2015
- 11) 公益財団法人石川県畜産協会:「いしかわのちくさん」、<http://ishikawa.lin.gr.jp/kankyo/02.htm>
- 12) 北海道産業振興部:「令和元年度牧草収量調査結果」、2019