

雨竜暑寒地区「中島工区」区画整理工事に 伴う検討

— 既設排水路網の切替と大雨時の影響 —

札幌開発建設部 深川農業事務所 ○清水 秀成
橋本 典昭
(株)ドボク管理 旭川支店 鈴木 聡明

雨竜暑寒地区は、雨竜郡雨竜町の水田地帯において区画整理を実施し、農業の振興と耕作放棄地の解消・発生防止を図るものである。中島工区は中央部を蛇行する農業用排水路「逆川(さかさがわ)」を埋立てた後に区画整理を行う。逆川は雨竜川に流下するが洪水時には機械排水となるため、事業実施に伴う排水路網の切り替えにより大雨時の地域に与える影響について、調査データから検証し報告するものである。

キーワード：設計・施工、区画整理

1. はじめに

雨竜暑寒地区は、北海道中央部の雨竜郡雨竜町の水田地帯に位置しており、同地区の中島工区は、石狩川支流の雨竜川に隣接している(図-1)。低平地にある雨竜川は蛇行しており、その河川条件から昭和後期には甚大な洪水が発生し、洪水防止を目的に複数の捷水路工事と築堤整備が継続的に実施されてきた。

中島工区の主排水路である逆川も雨竜川の「派川」であり、平成6年度に従来の樋門に変えて中島排水機場を整備するまでは、幾度か農産物に被害をもたらす内水氾濫が発生していた。

一方、土地利用の面では蛇行する逆川によって明治の入植以降、これまで小区画なほ場は改善されず、今後の農家減少を踏まえて抜本的な対策が求められていた。

これらを背景に逆川の上流部を埋立てた後にほ場の大区画化¹⁾を行う計画とし、工事実施に伴う地形や排水網の改変に伴って、当該地域の排水機能に与える影響を確認することが必要となった。



図-1 雨竜暑寒地区位置図

2. 検討の目的と水文概要

逆川は全長 6.4km で、埋立てを計画している上流側の約 3km は中島工区を横断し、後続する下流側は工区周辺に沿って流れている。下流では途中に 2 つの支流が合流し、流末に中島排水機場がある。大雨時には、排水機場で自然排水から樋門を閉めて機械排水へと切り替え、内水氾濫を防止している²⁾(図-2)。

排水機能の影響確認では逆川の水位観測を中心とした調査データから、以下の課題を検討した。

- ① 埋立てによる河道貯留量³⁾の減少が、排水能力に与える影響
- ② 大雨時の逆川での流出量と排水性能の実態把握
- ③ 流域の排水網変更によるピーク流出量の変化

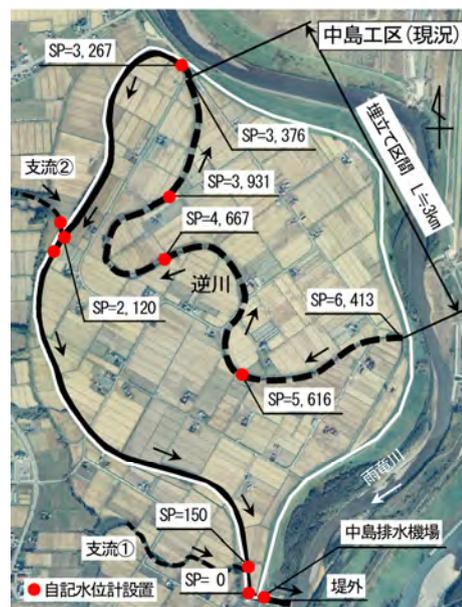


図-2 中島工区と逆川

逆川と中島排水機場の水文概要とともに平水時と大雨時の逆川の写真を以下に示す(表-1、写真-1, 2)。

大雨時の観測は平成 30 年と令和 1 年の 2 回実施したが、令和 1 年の観測値は降水量、内水位が地区の排水計画値と非常に近似していることから、この観測値をベースに解析・検討を実施した。

表-1 現地の水文概要

中島排水機場	流域面積	8.76km ²		
	計画外水位	EL=32.24m		
	計画内水位	EL=31.30m		
	計画ピーク流量	15.8m ³ /sec		
	計画ポンプ排水量	8.8m ³ /sec (全3台)		
	樋門	Boxカルバート 2.5m (H) × 4.5m (B) ~2連		
計画値と実績値	観測月日	降雨量 (mm/2day)	内水位 (SP=0)	SP=3,931 水位
	R1. 8. 9	150	31.49m	32.12m
	H30. 7. 3	99	(未計測)	32.03m
	地区計画	(146)	(31.77m)	—
中島工区	流域面積	2.47km ²		
	流路長	6.41km		

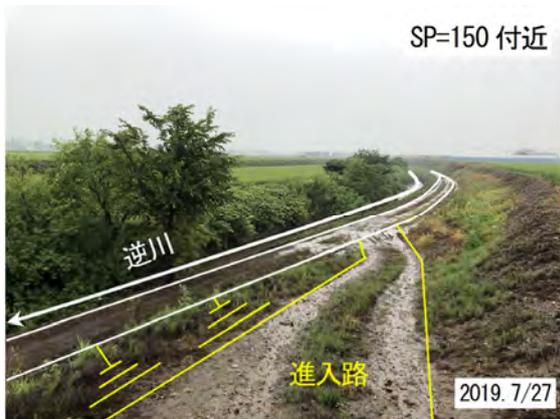


写真-1 平水時



写真-2 大雨時(湛水時)

3. 調査・検討の方法

(1)方針と手順

大雨時の流出量と排水能力の検討では、流量ハイドログラフを用いる。しかし、流量観測は水位観測のように時間的に連続した観測が困難で、さらに観測作業が制約を受ける高水流量の場合には、流速や断面積を低水流量のように精度高く計測できず、観測値の信頼度が低下する。

これらの理由から大雨時の流出解析では、最初に水位ハイドログラフから流況の特性を把握する(図-3)。そしてその結果を踏まえて、データの誤差に注意しながら水位から流量に変換して目的の流量ハイドログラフを作成する。

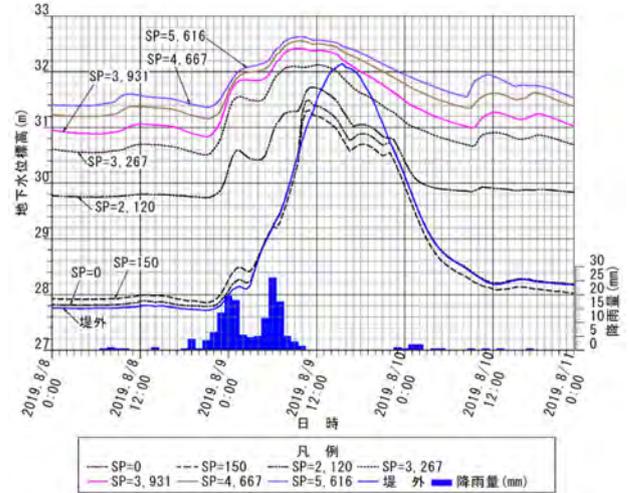


図-3 水位ハイドログラフ

(2)主な観測・検討事項の要点

a)大雨時の水位ハイドログラフ

図-2 に示すとおり、逆川に自記水位計を全 10 箇所設置して各測点の水位を記録した。流域の基準点とする中島排水機場では、樋門(ボックスカルバート) 流量観測のため呑口(SP=0)と吐口(堤外)の水位も計測した。

水位ハイドログラフでは、流況の経時変化、特に測点間の水位差(水面勾配)に着目してデータをまとめる。

b)湛水域の推定

内水の放流が制約を受ける機械排水では、内水河川の流出量が機場の排水能力を超過すると、流末より湛水域(河道貯留量)が上流に向けて徐々に延伸していく。

逆川の埋立てによる湛水域減少が排水機能に影響しないことを検証することを目的に、大雨時の湛水域を推定して埋立て域と干渉していないことを確認する。

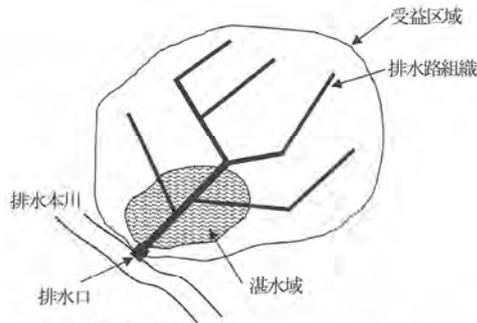
c)水位・流量の変換モデル

水位・流量の変換モデルには、2次関数の近似式を利用するのが一般的である⁴⁾が、以下の理由から浸水解析の「遊水池モデル」を利用して流量を推定することにした。

- 逆川は大雨時でも流速が 1.0m/sec 未満で、排水が集約的に排水機場に流下していることから、静的な解析法

である「遊水池モデル」を適合できる。

- 河道の規模、形状および観測点の密度から、河道での湛水容積を精度高く推定できる(図-4)。



遊水池モデル
湛水域が低平地に集中することを前提とし
排水路組織の流況を無視する。

図-4 遊水池モデルの概念図⁵⁾

遊水池モデルの基礎方程式は下式(1)で表わされる。

$$\frac{\partial V(h)}{\partial t} = Q_i - Q_o \quad (1)$$

V(h) : 湛水容積(水位の関数として表わす)、t : 時刻

Q_i : 基準点(SP=0)への流入量で求めるべき未知数

Q_o : 基準点からの流出量で、以下の2形態がある。

自然排水	ボックスカルバートでの流下量
機械排水	ポンプによる排水量

d) 計算モデルの妥当性確認

遊水池モデルでの計算条件をもとに別途の貯留関数法でも流出解析を行い、それぞれの解析の結果を対比して計算モデルの妥当性を確認する。貯留関数法で用いた計算ソフトは、「iRIC SRM(1段タンク型)」である。

e) 排水網変更による流況変化



図-5 計画区画の概要

4. (6)に詳述するが、逆川埋立て後は、流路が単水路から4分割された短い複水路に変わるため(図-5)、洪水到達時間とピーク流量が変化して排水システムに影響を与える可能性がある。

この流況変化の検討には、対象流域が小さい、河道勾配の変化が小さい、計算が簡易であるなどの理由から「合成合理式」を採用した⁶⁾。

計算に利用したプログラムは、「合成合理式による流出計算プログラム(寒地土木研究所製)」である。

4. 結果と考察

(1) 水位ハイドログラフと水面勾配

一連の水位ハイドログラフから以下のことがまとめられる。

図-6の水位変化イベントでは、8月8日0時から同日22時までは平水時には、観測点間の水位差(コンター間隔)は一定である。降雨イベントによる増水期(8月8日22時~8月9日11時)には、内水位(SP=0)・外水位(堤外)と排水機場に近接するSP=150の3観測点の水位変動は一致しており、図-8に示すSP=0からSP=2,033まで水面勾配が水平を示すため、この区間は湛水していると判断できる。また、排水機場での樋門の開閉やポンプの運転時間は、図-6の各観測点の水位曲線の変化から把握できる。

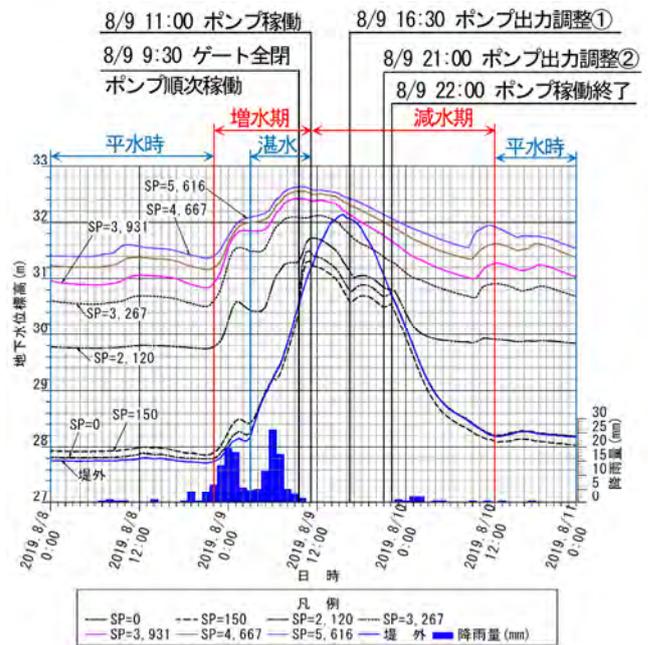


図-6 水位変化イベント

時間経過と河道標高に対する水位変化の可視化を図ることを目的に、3Dの水位ハイドログラフ(図-7及び図-8)を次に示す。

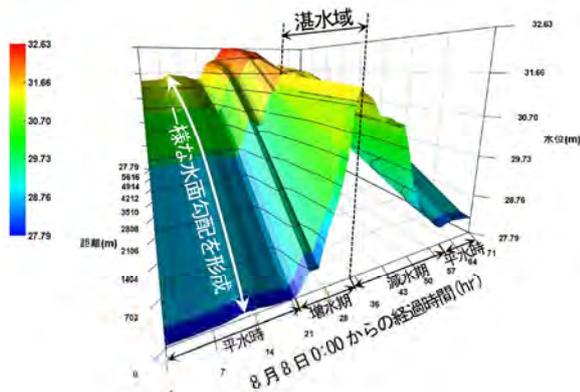


図-7 3D水位ハイドログラフ(斜投影)

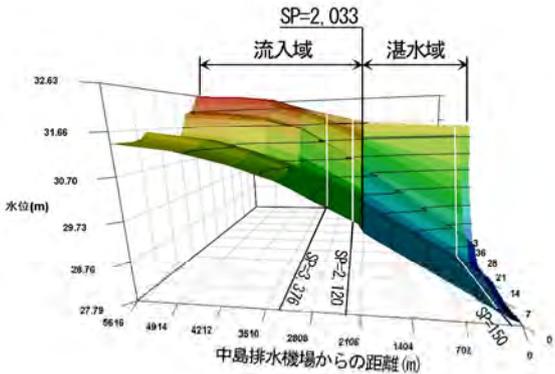


図-8 3D水位ハイドログラフ(側面図)

図-7の3Dグラフからは、降雨前は水位コンターが時間軸と平行で、距離軸(すなわち河床標高)に沿って一様な水面勾配が形成されているが、降雨とともに水位が上昇して、水位コンターが距離軸と平行になり、湛水域が出現している。図-8の3D側面図では、流入域(水面勾配>0)と湛水域(水面勾配=0)をより明確に区分できる。

今回作成した水位ハイドログラフから得られた最も大きな成果は、逆川の埋め戻し下流端まで湛水域が到達しないことが判明したことである。増水による内水位の最高水位は、わずかにSP=2, 120の支流②合流部に到達していない。これに対し埋立てエリアの下流端はSP=3, 376のため、計画通り埋立てを実施しても大雨時の河道貯留容量は影響を受けないと推察できる。

(2) 湛水域の長さ と 容積の算出

湛水域は、次の仮定をもとに上縁端を算定した。図-9の模式図で流域の基準点(SP=0)と延伸する湛水面の最上縁端となるSP=2, 120の水平位置をそれぞれx0とx1とする。

湛水域が形成されない平水時でのx0とx1の水位差を Δh_0 とする。次に増水によりx0'とx1'それぞれが水位上昇し、湛水域が形成され水位差が Δh_1 になったとすると、湛水域の長さ(L1)は、次式(2)で求められる。

$$L1 = \left(1 - \frac{\Delta h_1}{\Delta h_0}\right) L0 \quad (2)$$

最後に湛水域の容積(V)は、河川横断面図(50m 間隔)の断面積と距離=L1の関係から平均断面法で算出する。

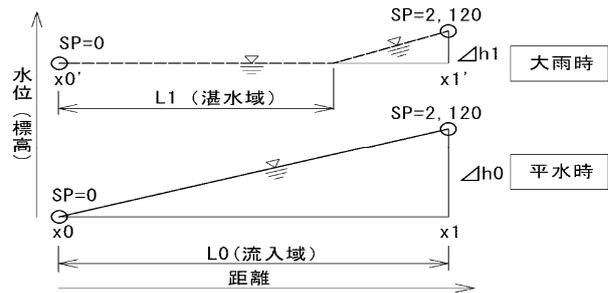


図-9 湛水域の模式図

(3) 水位・流量変換モデル

流出量を把握するために、遊水池モデルを利用して次の差分法により水位から流量へ変換した。

$$I(h)_t = \frac{(V(h)_t - V(h)_{t-1})}{\Delta t} + Q(h)_t \quad (3)$$

ここに、 $I(h)_t$: 流出量 $V(h)_t$: 湛水容積

$Q(h)_t$: 排水量 Δt : 刻み時間(1hr)

また、自然排水のときの樋門ボックスカルバートでの流量は以下の通りとした。

$$h_1 \geq H \quad Q = 0.75BH \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad \text{: 潜り流出} \quad (4)$$

$$\frac{h_2 < H}{h_1 / H \geq 3/2} \quad Q = 0.51BH \sqrt{2gh_1} \quad \text{: 中間流出} \quad (5)$$

$$\frac{h_1 / H < 3/2}{h_2 < 2/3h_1} \quad Q = 0.79Bh_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad \text{: 自由流出} \quad (6)$$

ただし、 $h_1 / h_2 \geq 3/2$ の場合は、 $h_2 = 2/3h_1$ と置き換える。

B, H : ボックスカルバートの幅と高さ

h_1, h_2 : 両口での水位

変換した流量は、「実測流量」として図-10に示した。

グラフでは、増水期の水位勾配は急であるが、減水期の変化は緩勾配で、ピーク流量は10.5m³/secであった。

図中(a)の減水期の途中(8月10日)で実現象として捉えにくい突出したデータがある。その原因は排水方式の切替えによる過渡的現象や差分計算での誤差などが要因として想定されるが、今回の結果からは明確に断定することはできなかった。

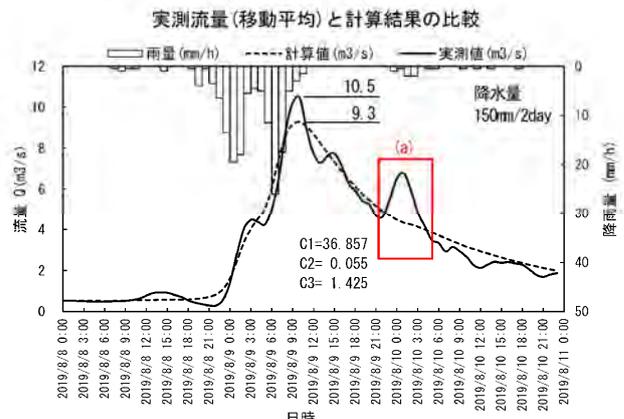


図-10 実測流量と計算流量の比較

(4) 2種類の計算モデルでの比較・検討

流量算定に利用した水位・流量変化モデルの妥当性を確認するために、そこで得た流量をもとに、貯留関数法で別途流出量計算を行い、図-10に「計算流量」として併せて示した。図中には貯留関数法で用いているモデル定数も付記した。

実測流量と計算流量は比較的合致しており、モデルの精度を表わすNs係数は0.95(適正基準値0.70)で、RMSE(平均二乗誤差)は $0.62\text{m}^3/\text{sec}$ と良好であった。

(5) 排水機場での流入量の実態と設計排水能力

排水機場の設計では排水能力の決定に際し、推定流量からハイドログラフ作成しており、計画基準雨量での許容ピーク流入量は、「 $15.8\text{m}^3/\text{sec}$ 」である。

一方、排水機場での流入量の実態把握には、作成した貯留関数モデルが有効な手法であることが明らかになった。

そこで、同モデルで計画基準雨量の場合の流出解析を行い、その結果を計算ハイドログラフとして設計ハイドログラフと比較した(図-11)。

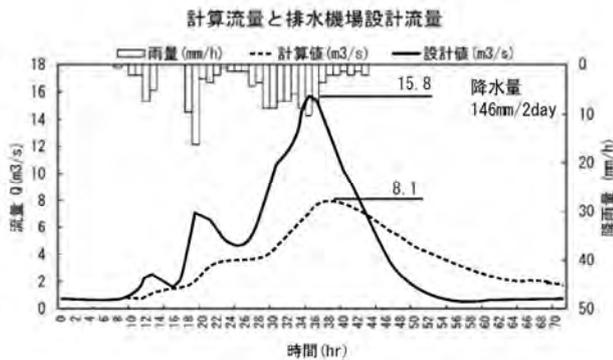


図-11 設計流量と計算流量の比較

計画基準雨量でのピーク計算流量は、令和1年8月の大雨時より小さく $8.1\text{m}^3/\text{sec}$ であった。計算流量と設計流量に大きな開きがあるのは、流量算定での誤差の違いによるものと考えられる。設計流量は図上情報からの推定値であるのに対し、今回の解析モデルで採用している流量は、実際の観測水位から直接的に変換された流量である。このため変換誤差が図上での算定値より小さく、より実流量に近いと考えられる。

結論として、大雨時のピーク流量 $8.1\text{m}^3/\text{sec}$ を $10\text{m}^3/\text{sec}$ と大目に見込んでも、中島排水機場は1.5倍程度の排水能力を有しているといえる。

(6) 排水網変更による流況変化

排水網が変更になる流域を図-12に示す。現況の排水系統が1系統であるのに対し、計画では4系統に分割されて切替えられる。

小排水路や暗渠は斜面とみなし、合成合理式の計算では支線排水路だけを河道として取り扱った⁷⁾。降雨量は

令和1年の実績値を採用した。

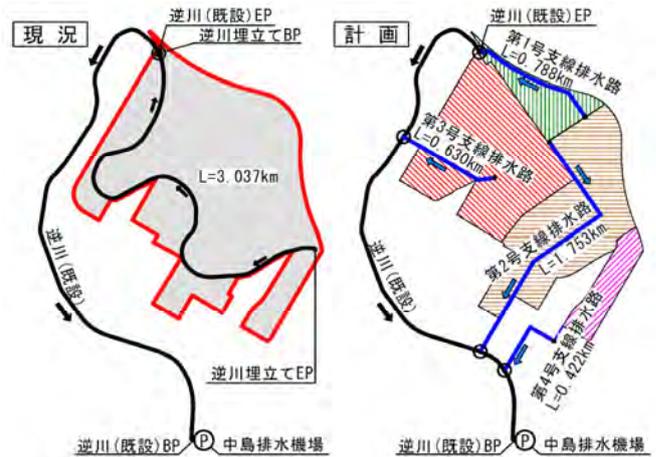


図-12 埋立て前後の排水網の違い

合成合理式により求めたハイドロ・ハイトグラフを以下に示す。

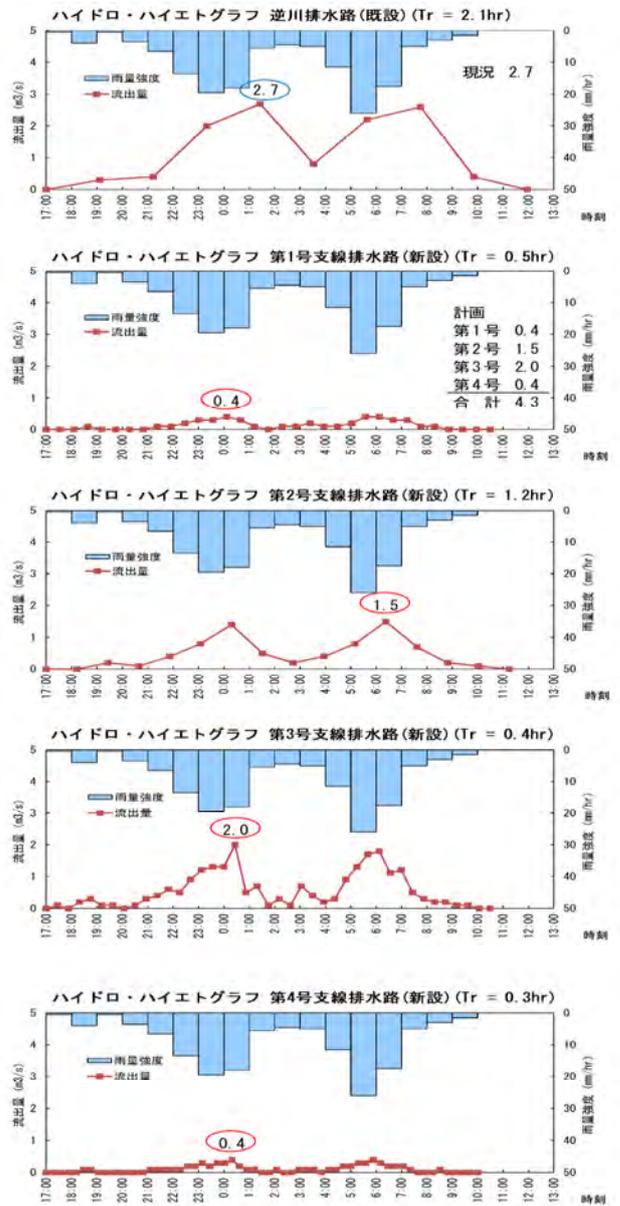


図-13 ハイドロ・ハイトグラフ

図-13 において、埋立て後の計画支線排水路でのピーク発生時刻は同一ではないが、安全側に立った計算から発生時刻にとらわれず、新設される第1号から第4号までの支線排水路を合計した流量を施工後のピーク流量とした場合、逆川埋立て前の現況より $1.6\text{m}^3/\text{sec}$ ピーク流量が増加する(表-2)。

表-2 排水網変更流域でのピーク流量の変化

計算条件		ピーク流量	
流速 (V)	0.4m/s	現況	$2.7\text{m}^3/\text{s}$ (1.00)
流出係数(f)	0.4	埋立て後	$4.3\text{m}^3/\text{s}$ (1.59)
		(現況-埋立て後)	$-1.6\text{m}^3/\text{s}$

ここで、中島排水機場は計画ピーク流量 $15.8\text{m}^3/\text{sec}$ の流出に対応する排水能力を有しており、計画基準雨量での全流域の実流量を RMSE も考慮して $10\text{m}^3/\text{sec}$ 程度と見込むなら、ピーク時の排水流量が $1.6\text{m}^3/\text{sec}$ 増加しても排水能力を超過しないと予測することができる。

排水機場排水能力 $15.8\text{m}^3/\text{sec} \geq$
 実流量 $10\text{m}^3/\text{sec} +$ ピーク流量 $1.6\text{m}^3/\text{sec}$

5. おわりに

逆川埋立てによる大区画ほ場への造成は、中島工区が長い間抱えてきた小区画ほ場の改善課題に対する決定的な解決法である。しかし、それには排水網の大幅な変更が不可避であり、事業実施により排水機能が受ける影響が新たに懸念された。

懸念事項の検証には、排水機場へ連続的に流下する流量の把握が重要であり、その手法には、大雨時の水位ハイドログラフと河道に貯留される湛水容積の関係性から流入量を推定する解析モデルを適用した。

一連の観測と解析から、①計画基準雨量と同等の大雨時では、湛水域が逆川埋立て域に達しないため、逆川埋立てによる河道貯留容積の減少は影響を受けない。②中島排水機場計画ピーク流量に対して計画基準雨量時の実流量は小さいため、排水機場の能力に余裕があることが確認された。これらの検証結果から、排水網の変更による流況変化は内水の氾濫因子にならないと推察した。

以上の見解の妥当性を追証するには、大雨時の観察・解析を重ね、作成したモデルによる計算結果の再現性を確認する必要があると考えている。

謝辞：今回の調査結果とりまとめに際し、北見工業大学の早川 博教授より解析手法の妥当性についての助言、ご指導を賜りましたことをこの場を借りて感謝申し上げます。また、大雨時に排水機場内への立入りや、調査に協力していただいた地元関係者の皆様に対しても感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 農林水産省：土地改良事業計画設計基準 計画「ほ場整備(水田)」(平成25年版)
- 2) 雨竜町 各排水機場運転操作マニュアル等資料(複写版)
- 3) 桑村貴志ほか(2006)：石狩川における河道貯留量の推算 平成18年度 北海道開発技術研究発表会
- 4) 田村隆雄ほか(2012)：雨量・水位データと流出モデルを用いた水位流量曲線作成法の実用性 土木学会論文集 Vol.69
- 5) 農林水産省：土地改良事業計画設計基準 計画「排水」(平成18年版)
- 6) 北海道開発局・寒地土木研究所(2014)：中小河川を対象とした洪水はん濫計算の手引き(案)
- 7) 荒木正夫ほか(2005)：水理学演習 下巻 森北出版(株)