

4. 排水方式の選定

(基準、基準の運用第3章3.3.5関連)

4.1 基本事項

排水計画における排水方式には、自然排水方式、機械排水方式及び自然排水と機械排水の併用方式の三つのタイプがある。受益区域の排水路組織の排水方式の選定に当たっては、以下の事項に留意しなければならない。

- (1) 自然排水方式を優先し、受益区域の諸条件及び外水位条件を総合的に勘案して、地域的及び時間的に最大限に自然排水ができるようにする。
- (2) 自然排水方式が不可能又は著しく不利な部分がある場合、受益区域を分割して部分的に機械排水方式を採用する。機械排水方式の範囲は、排水解析によって検討し、適正なポンプ施設を計画する。
- (3) 自然排水と機械排水を併用する場合は、それぞれについて個別に検討し、これを調整して最も有効で経済的な組合せを採用する。

4.2 自然排水方式

4.2.1 自然排水方式の範囲

自然排水方式の範囲は、図-4.1に示す排水本川の計画基準外水位の高さと排水路組織の水理検討によって得られた内水位の高さの両方を検討して決定する。

(1) 計画基準外水位

計画基準外水位は、受益区域内の過剰水（洪水）を排除する排水本川の基準水位である（詳細は、「7. 計画基準外水位」を参照）。

(2) 排水路組織の水理検討

排水路組織の水理検討は、受益区域の計画排水量によって生じる内水位を求めるために行うもので、以下の手法を用いる。

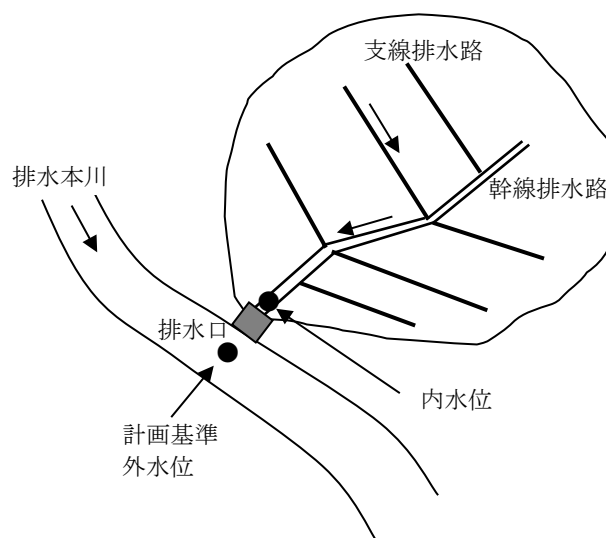


図-4.1 計画基準外水位と内水位

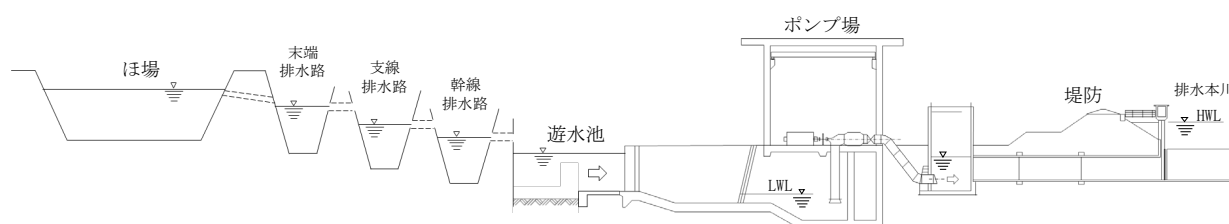


図-4.2 排水路組織の縦断面図

表-4.1 排水路組織の水利検討手法

手 法 区 分	手 法	適 用
排水路組織の水利計算	等流による計算	傾斜地域 ^{注2)}
	不等流による計算	傾斜地域及び氾濫域 ^{注3)}
受益区域の排水解析	数値モデル ^{注1)} による排水計算	氾濫域

注1) 数値モデルとは、排水路内の流れを水理学的に追跡し、流況を総合的に解析するものをいう。

2) 傾斜地域とは、降雨から流出までの過程で、一時貯留又は湛水による氾濫が発生しない地域をいう（詳細は、「9. 洪水ハイドログラフの計算」を参照）。

3) 氾濫域とは、降雨から流出までの過程で、一時貯留又は湛水による氾濫が発生する地域をいう（詳細は、「9. 洪水ハイドログラフの計算」を参照）。

(3) 自然排水方式の範囲の決定

自然排水方式の範囲は、計画基準外水位と排水路組織の水利検討によって得られた受益区域の内水位を比較検討し、以下の基準によって決定する。

計画基準内水位 > 計画基準外水位：排水路組織の全範囲を自然排水方式とする。

計画基準内水位 ≤ 計画基準外水位：外水位による背水の影響を受けない範囲を自然排水方式とすることができる。

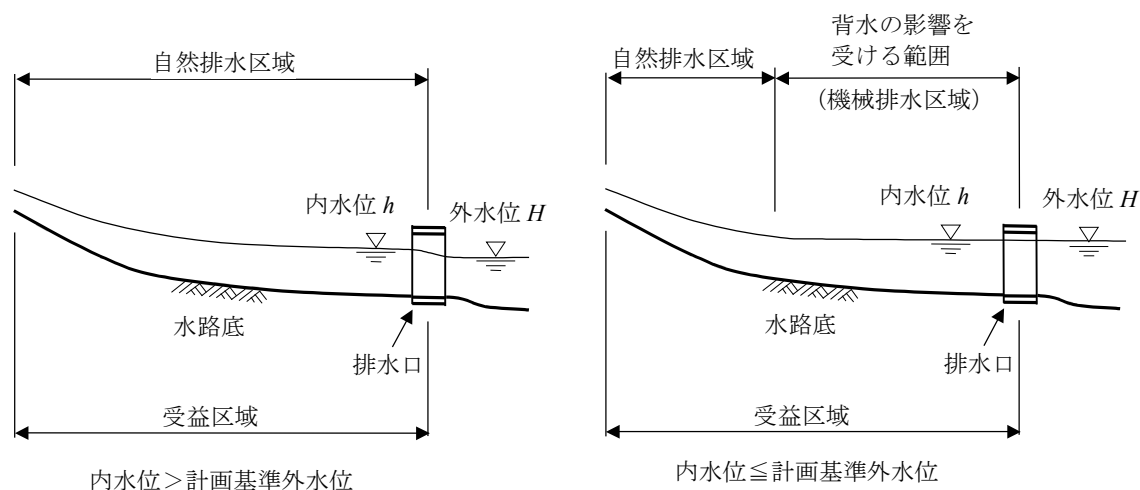


図-4.3 自然排水方式の範囲

4.3 機械排水方式¹⁾

4.3.1 機械排水方式の適用

機械排水方式は、洪水等の過剰水によって内水位が計画基準内水位を上回る場合に適用する。適用に当たっては、以下の事項の検討が必要である。

- ① ポンプ容量及び台数
- ② 幹線排水路の通水能力

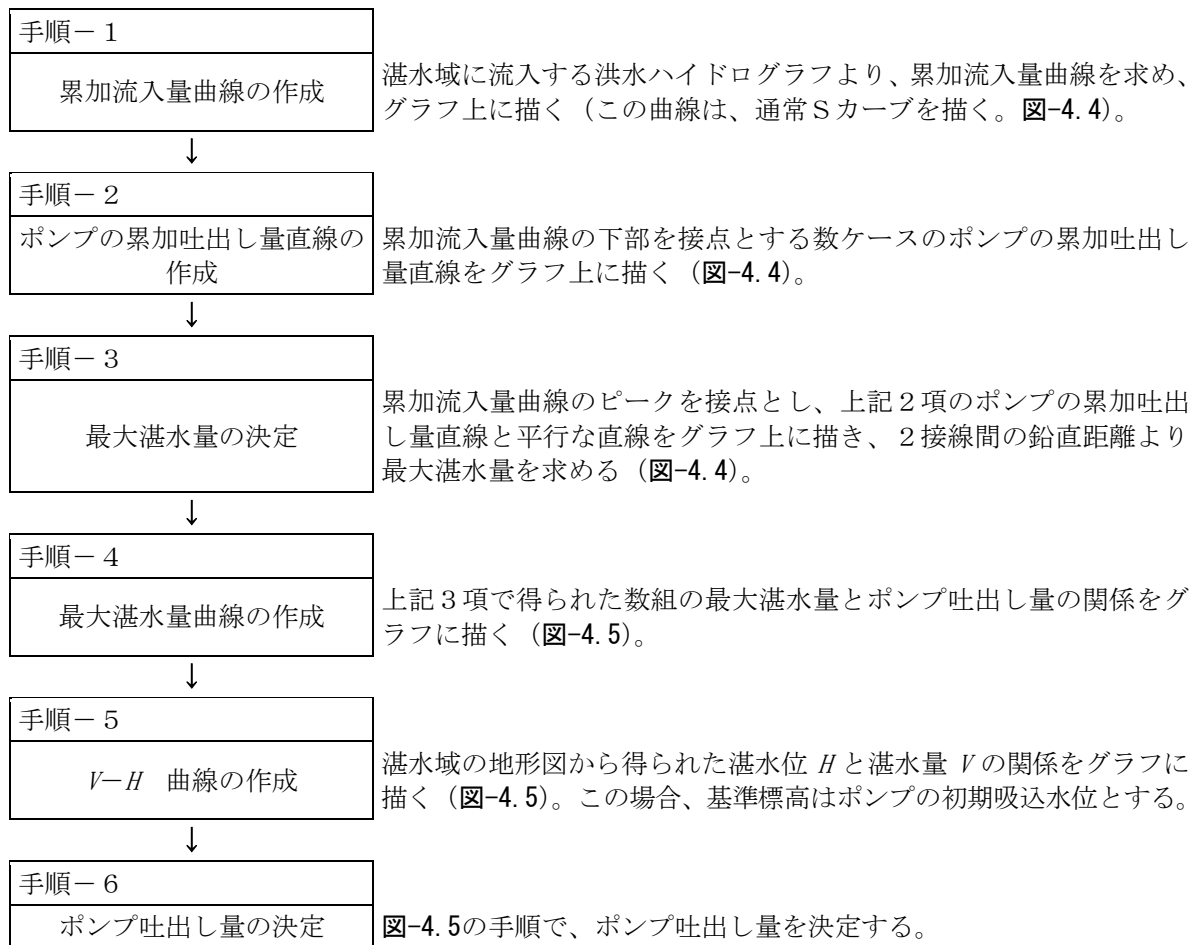
4.3.2 ポンプ容量の決定

機械排水のためのポンプ容量は、以下の2段階で決定する。

- ① 概略検討段階： 計画の初期段階で、ポンプ特性曲線の予測が困難な場合、ポンプ特性を無視し、内水位と外水位の差を考慮しないでポンプ容量を決定する。
検討の手法は、内水位と外水位の差に関わらず、ポンプは計画吐出し量を排出し続けるものと仮定し、排水解析を行う。
- ② 詳細検討段階： 計画の詳細検討段階で、ポンプの台数割りやポンプの運転時間を検討する場合、ポンプ特性を考慮した排水解析を行う。
検討の手法は、内水位と外水位の差を考慮した排水解析を行う。

(1) ポンプ容量の概略検討

ポンプ容量の概略検討は、内水位と外水位の差を考慮せず、ポンプ排水量は運転期間中計画吐出し量を排出するものと仮定し、以下の手順で行う。



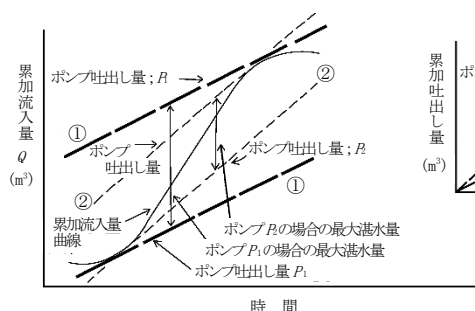


図-4.4 流入量、吐出し量及び湛水量の関係

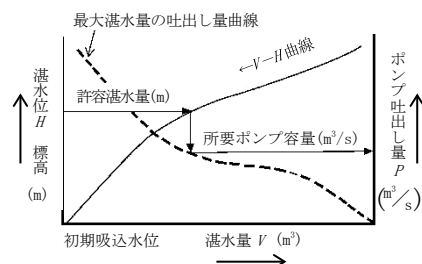
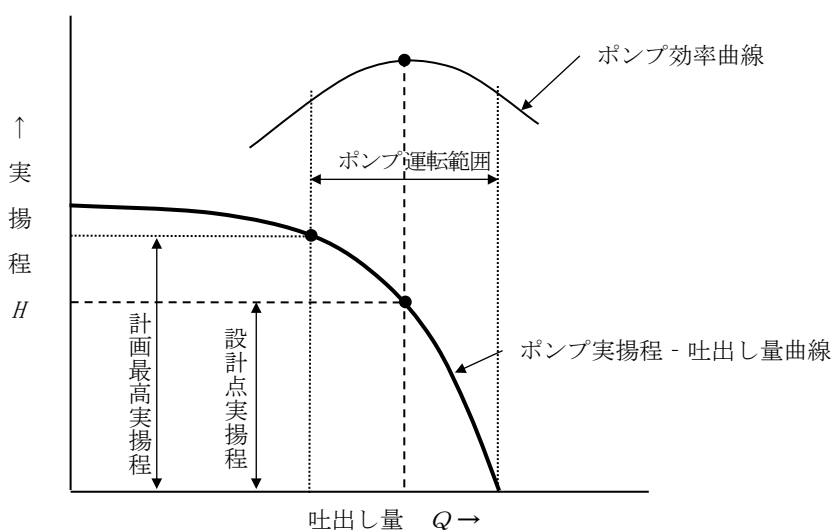


図-4.5 ポンプ容量の概略決定

(2) ポンプ容量の詳細検討

ポンプ容量の詳細検討は、排水解析によって行うが、検討に当たっては以下の点に留意する。

- ア ポンプ効率は揚程によって左右されるので、機械排水時に短時間しか出現しないような計画最高実揚程を設計点とするのは不経済である。一般には計画最高実揚程の80%程度の点を設計点と仮定するのが妥当である（図-4.6参照）。
- イ 常時排水ポンプは、洪水時にも稼働させることが経済的であるため、洪水時においても安全に運転できるよう設計点実揚程を検討する。
- ウ 排水解析は、上記で決定されたポンプに対して、内水位の最大値が計画基準内水位又はその超過時間が24時間以内になるようにポンプ容量を変化させて繰り返し計算を行う。



設計点実揚程の仮定 $\approx 0.8 \times$ 内外水位差 + 導水諸損失 + スクリーン損失 + 吐出し樋管・樋門等損失

図-4.6 計画最高実揚程と設計点実揚程

4.3.3 ポンプ台数の決定

ポンプ台数は、設備の信頼性を高める上で、計画排水量に対して複数台とすることが望ましい（ポンプ台数決定の詳細は、「13. ポンプ場」を参照）。

4.3.4 遊水池（ポンプ円滑運転用）の容量の検討

ポンプによる機械排水方式を採用する場合は、頻繁な間断運転の回避、ポンプの運転効率の向上及び故障時の対応等を図るために、図-4.7に示すようなポンプ運転を円滑に行うための遊水池（ポンプ円滑運転用）を設置することが望ましい。

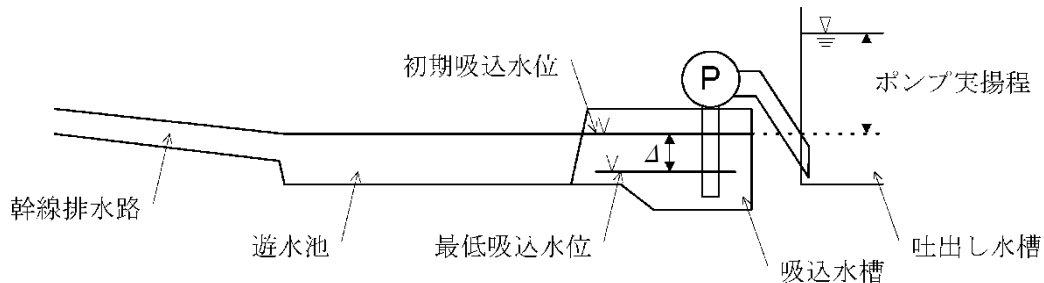


図-4.7 遊水池（ポンプ円滑運転用）

遊水池（ポンプ円滑運転用）の容量の決定については、内部流域の地形、洪水流出量、地区内の許容湛水条件、排水路の通水能力、ポンプ排水量、運転管理方式、経済性等を検討して決定するが、ポンプ1台当たりの2～3分間容量を目安とし、式(4.1)を用いることが多い²⁾。なお、各地区における遊水池の計画事例は表-4.2のとおりであり、ポンプ故障時の対応を重視し規模を大きくしている事例もある。

$$A = \frac{Q \times (2.0 \sim 3.0)}{\Delta h} \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに、 A : 遊水池面積(m^2)、 Q : ポンプ1台能力(m^3/min)、 Δh : 初期吸込水位－最低吸込水位(m)

ただし、用地上の制限から遊水池の容量が決定されることもあり、この場合は以下の点に留意する。

- (1) 土地利用の制限が許せば、遊水池の容量は大きい方が管理上有利となる。
- (2) 用地が確保できない場合は、設置可能な遊水池の容量に対して、排水路を含めた不定流計算等を行い、ポンプの間断運転が発生しないことを確認することが望ましい（詳細は、本章「4.3.5 ポンプ場に接続する幹線排水路の通水能力」を参照）。

表-4.2 遊水池（ポンプ円滑運転用） 地区事例一覧表

地区名	事業 主体	事業名	設計 年度	容量 (m³/s)	口径×台数	遊水池 規模 (m²)	備考
吉田	県	湛水防除	H1	3.42	φ 1350×1	1, 240	φ 1350×3min
				3.18	φ 900×2		
前川	県	湛水防除	H8	0.50	φ 500×1	1, 750	φ 1500×3min
				4.85	φ 1500×2		
幡谷	県	湛水防除	H9	3.00	φ 1200×1	1, 080	φ 1200×3min
				1.30	φ 800×1		
堅堀	県	湛水防除	H5	1.80	φ 900×1	1, 100	φ 1500×2.5min
				3.70	φ 1500×1		
笠石	県	排水対策特別	H9	2.00	φ 700×2	270	φ 700×2～3min
射水郷	国	農地防災	H4	33.00	φ 1600×4	6, 600	Σ Q×10min（故障時対応用）
					φ 1350×2		
					φ 1000×1		
			H5	28.66	φ 1500×4	5, 400	
					φ 1350×2		
					φ 1000×1		
H6	17.00	φ 1350×4	5, 000				
西蒲原	国	かんがい排水	H6	18.20	φ 1350×2	2, 060	2～3min 以上
					φ 900×2		
尾張西部	国	かんがい排水 地盤沈下排対	H4	20.00	φ 2000×2	2, 500	φ 2000×5.83min
				15.00	φ 1800×2	1, 900	φ 1800×4.22min
豊明南部2期	県	湛水防除	H9	3.00	φ 1200×1	1, 450	φ 1200×4.03min
丹陽南部	県	湛水防除	H5	6.00	φ 1200×2	1, 000	φ 1200×2.78min
三宅川2期	県	湛水防除	H6	1.75	φ 900×1	640	φ 900×3min
				0.55	φ 500×1		
石浜2期	県	湛水防除	H4	6.40	φ 1350×1	1, 690	φ 1350×3.52min
					φ 1000×1		
				5.30	φ 1200×1	1, 080	φ 1200×3min
φ 1000×1							
渥美第3	県	湛水防除	H11	1.90	φ 1000×1	687	φ 1000×3min
安城東端	県	湛水防除	H11	3.00	φ 900×2	540	φ 900×3min
小坪	県	湛水防除	H10	1.00	φ 500×1	230	
中江帆引	県	湛水防除	S57	2.88	φ 1200×1	45, 000	中江川、帆引下池があり、遊水池として利用している。
				16.95	φ 1650×3		
石川右岸	県	湛水防除	H7	0.60	φ 400×2	90	φ 400×2～3min
一日市	県	湛水防除	H9	9.66	φ 1500×2	1, 450	φ 1500×2.5min
荒原	県	湛水防除	H10	2.53	φ 800×2	230	φ 800×1.5min （用地上の制限）
筑後川下流	国	かんがい排水	H10	10.00	φ 1500×2	2, 000	φ 1500×3.3min （機場配置計画より決定）
柳川	県	湛水防除	H7	6.00	φ 1200×2	1, 410	φ 1200×3min
佐賀中部	国	農地防災	H3	5.00	φ 1200×2	2, 000	既設公有水面を利用
			H4	5.00	φ 1200×2	1, 440	φ 1200×2～3min （機場配置計画より決定）
			H5	5.00	φ 1200×2	1, 440	φ 1200×2～3min （機場配置計画より決定）
			H6	11.01	φ 1350×3	1, 680	φ 1350×3.8min （機場配置計画より決定）
			H7	5.00	φ 1000×2	1, 180	φ 1200×2～3min （機場配置計画より決定）

4.3.5 ポンプ場に接続する幹線排水路の通水能力

ポンプによる機械排水方式を採用する地形は一般に低平地であることから、幹線排水路の河床は緩い勾配となることが多い。このような地区では、排水路の流れがポンプ運転と連動せず、遊水池（ポンプ円滑運転用）の水位が急激に低下する場合がある。このために、ポンプ場を計画する場合は、遊水池（ポンプ円滑運転用）の容量検討とともに、それに接続する幹線排水路の通水能力の検討が特に重要である。

図-4.9は、図-4.8に示すような不定流モデルによって、ポンプ起動時の遊水池（ポンプ円滑運転用）水位の低下状況を解析した事例である。モデルは、幹線排水路から遊水池（ポンプ円滑運転用）

への導水路区間を対象とし、上流側は幹線排水路水位を境界条件に、また下流側はポンプ排水量を境界条件としている。施設の条件は、表-4.3に示すとおりである。この解析例によると、遊水池（ポンプ円滑運転用）水位はポンプ起動直後にWL3.20mまで低下するが、導水路からの流入により約10分程で安定していく様子が見られる。なお、水位低下量もポンプ停止水位がLLWL=2.90mであることから、ポンプ停止は発生しないことが分かる。

表-4.3 施設一覧表

ポンプ場	導水路	遊水池
ポンプ形式：横軸斜流ポンプ 口 径：φ1200 mm ポンプ容量： $Q=3.00 \text{ m}^3/\text{s}/\text{台}$ （合計 $Q=6.0 \text{ m}^3/\text{s}$ ） 台 数：2台	設計流量： $Q=6.0 \text{ m}^3/\text{s}$ 水路規模： $B=2.0 \text{ m}$ （積ブロック水路） 延 長： $L=100 \text{ m}$	遊水池面積： $A=1,170 \text{ m}^2$ 遊水池容量：3.2分間容量 （ポンプ1台当り、 $Q=180 \text{ m}^3/\text{min}$ ）

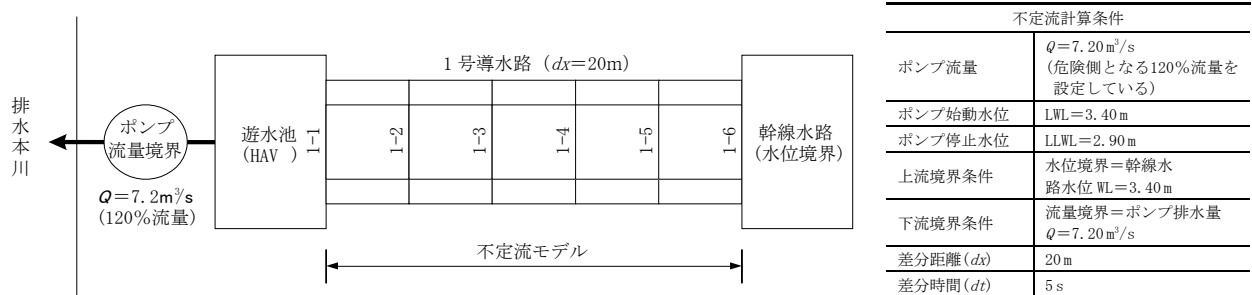


図-4.8 計算モデル模式図

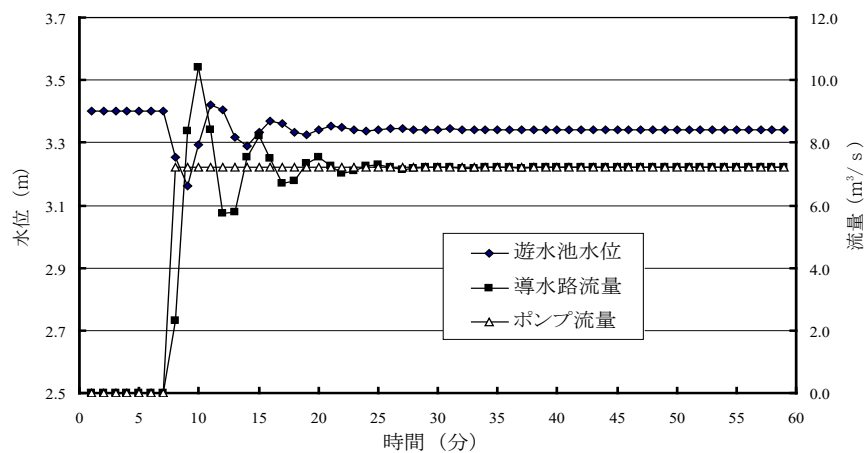


図-4.9 不定流モデル解析結果

4.4 自然排水と機械排水の組合せ方式

4.4.1 組合せ方式

自然排水と機械排水の組合せ方式には、以下の二つの方式がある。

- ① 区域分割方式：受益区域内を高位部と低位部に分割し、高位部を自然排水、低位部を機械排水とする方式
- ② 時間分割方式：常時は自然排水を行い、洪水時に外水位が上昇する期間のみ機械排水を行う方式

4.4.2 区域分割方式

以下の手順で検討を進める。

手順－１
自然排水区域の検討

「4.2 自然排水方式」を参照。



手順－２
機械排水区域の検討

「4.3 機械排水方式」を参照。



手順－３
両区域の統合の検討

自然排水区域と機械排水区域のそれぞれの排水効果が不均衡にならないように、両者を連結する施設、その使い方を検討する。

4.4.3 時間分割方式

以下の条件で排水解析を行い、機械排水のポンプ規模及び運転時間を決定する。

- ① 外水位＜内水位の時間帯：自然排水
- ② 外水位≧内水位の時間帯：機械排水

4.5 排水施設の最適施設配置計画

4.5.1 排水施設配置の基本

排水施設の計画は、排水系統を構成する幹線排水路、支線排水路、小排水路の機能目的に応じて、排水施設のそれぞれが効果的に役割を分担し、かつそれらが総合的に機能するように配置を検討するとともに、総工事費や維持管理費等の経済性の確保、地域住民の意向及び排水本川の治水計画等との整合性等も総合的に検討することが必要である。

このためには、まず、受益区域の排水解析を行って実現可能な排水施設の組合せを複数案検討し、それらの比較検討によって排水施設の最適施設配置計画を選定することが重要である。排水施設の配置の方法としては以下の方式がある。

- ① 集中排水方式：排水系統の最下流に排水施設を集中させて設置し、計画排水量を排水する方式
- ② 分散排水方式：排水系統内に排水施設を分散させて設置し、それぞれが互いに関連して計画排水量を排水する方式

4.5.2 排水計画における最適施設配置計画

排水計画は、都市化、混住化、農地の汎用化等の土地利用形態の変化に伴って、その対象範囲が広域化するとともに高度な排水技術が要求されるようになっていく。このような中、排水施設の配置計画は数多くの計画案が考えられるとともに、複雑化している。複雑な排水施設の配置計画を有効かつ最適に行う方法として、動的計画法（Dynamic Programming ; DP）を用いた方法がある。動的計画法とは、計画を行う過程がいくつかの段階からなり、各段階においての決定がそれ以降の決定に影響を及ぼすような場合を対象とした計画手法の一つである。排水計画における最適施設配置計画の検討では、まず、基礎条件として施設規模のモデル化、流出解析、洪水解析を行い、DP法を適用するための段階（ステージ）を定め、次に各段階ごとの費用を定式化して第1段階から順次最適計画を定めて行く。

DP法の定式化においては、河道（排水路を含む。）をいくつかの河道施設として分割し（図-4.10

(a) の点線)、そこに湛水域(水田)や非氾濫域が接続しているものとする。河道施設の分割は、支線排水路等でお互いに独立している小流域を同一の段階に位置付ける(図-4.10 (b) の点線、これを等排水線という。)。洪水の流れを意識して各種の排水施設(樋門、ポンプ場、遊水池、放水路、暗渠等)を含む排水系統を上流から分割して等排水線を仮定し、同じ等排水線上に属する排水施設を小段階に階層化する。この場合、同じ段階内の小段階は互いに独立な施設(それぞれの施設間では直接の水の出入りがない。)となるように階層化する。

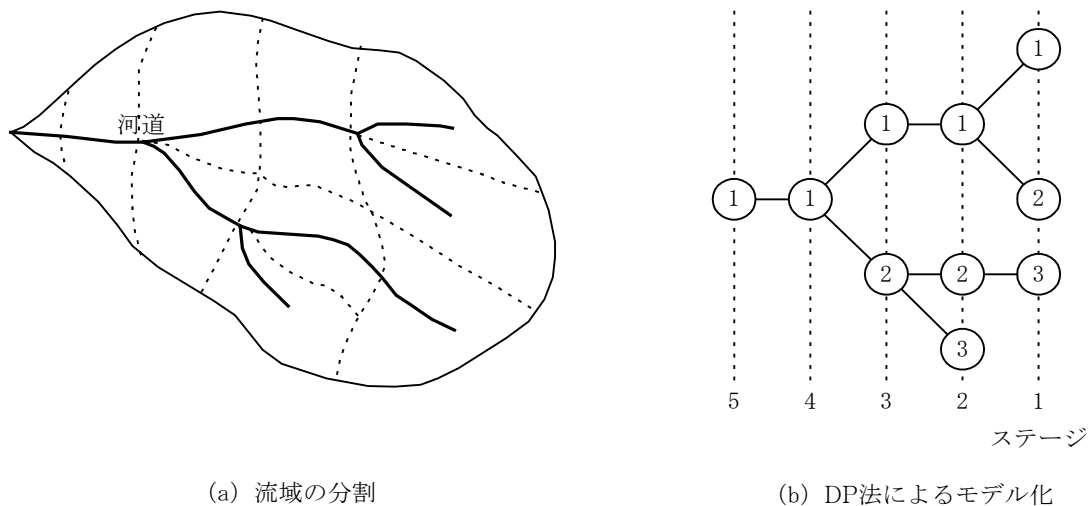


図-4.10 DP法による流域分割の概略

次に、各段階について、小段階ごとに各施設の能力は最大貯留量と最大排水能力を超えないという条件の下に排水解析及び湛水解析を行って複数案の施設規模の組合せと費用の関係を整理する。第 n ($n=1, \dots, M$) 段階の費用は「その段階内における小段階ごとの施設規模の組合せに応じた費用」と「その前(第 $n-1$)の段階までの累加最小費用」との和に等しくなり、多段階決定過程が成立する。

この関係を第1段階から最終の段階($n=M$)まで順次計算し、総工事費等と湛水被害額の合計が最小となる組合せを検討すれば、最適配置計画が求まる。DP法を適用した排水施設の最適配置計画が、増本ら³⁾によって行われている。

4.6 排水路の水理計算

排水事業による排水路組織は、一般に水路勾配が緩く、下流水位が上流水位に影響を及ぼしやすいことから、排水路組織の水理計算は不等流による計算が望ましい。ただし、排水路勾配が大きくて背水現象が起こらない場合は、等流による計算でもよい。

(1) 不等流計算の基礎式

図-4.11に示す排水路の流況において、流水の全エネルギー(水頭表示) E は、次式で表される。

$$E = z + h + \alpha \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (4.2)$$

ここに、 z ：基準面から水路底までの高さ

V ：流速 (m/s)、 g ：重力加速度 (m/s²)、

h ：水深 (m)

α ：エネルギー補正係数 (普通1.05～1.10
の範囲となることが多いが、簡便な計算では1.00として差し支えない)

水路底に沿って流下方向に x 軸をとると、 x 軸に沿ったエネルギーの変化は、式 (4.3) で表される。

$$\frac{d}{dx} \left(z + h + \alpha \frac{V^2}{2g} \right) + \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}} = 0 \dots\dots\dots (4.3)$$

ここに、 n ：マンニングの粗度係数 (s/m^{1/3})、

R ：径深 (m)

式 (4.3) に連続の式 $Q = V \cdot A$ (ただし、 Q ：排水路の流量 (m³/s)、 A ：排水路の通水断面積 (m²)) を用いて書き改めると、以下の不等流基礎式が得られる。

$$\frac{dz}{dx} + \frac{dh}{dx} - \frac{\alpha Q^2}{g A^3} + \frac{dA}{dx} + \frac{n^2 Q^2}{R^{4/3} A^2} = 0 \dots\dots\dots (4.4)$$

注：式 (4.4) は、距離 x の区間で流量 Q の変化がない場合を想定している。

(2) 不等流基礎式の計算

不等流の計算法としてはいろいろな方法が提案されているが、ここでは数値計算法として、常微分方程式の解法によく利用されるルンゲ・クッタ (Runge-Kutta) 法を採用する。

この方法は、水路を適当な区間 Δx ごとに分割し、境界条件の与えられた地点から順次、次の地点の値を求めていくものである。

Δx ごとに水深 h を求めていく場合、その間で水面幅 B がほぼ一様とみなせるとき、基礎式は

$$\frac{dh}{dx} = \frac{-\frac{dz}{dx} - \frac{n^2 |Q| Q}{A^2 R^{4/3}}}{1 - \frac{B Q^2}{g A^3}} \dots\dots\dots (4.5)$$

$$\equiv f(x, h) \dots\dots\dots (4.6)$$

である。上式右辺の $f(x, h)$ は地点 x 、水深 h における右辺の値を表している。

ある地点 $x = x_0$ で水深 $h = h_0$ が既知の場合、地点 $x_1 = x_0 + \Delta x$ の水深 h_1 水位 H_1 は z_1 を河床標高として次式から求まる。

$$x = x_0 + \Delta x \dots\dots\dots (4.7)$$

$$h_1 = h_0 + \frac{k_1 + 2k_2 + 2k_3 + k_4}{6} \dots\dots\dots (4.8)$$

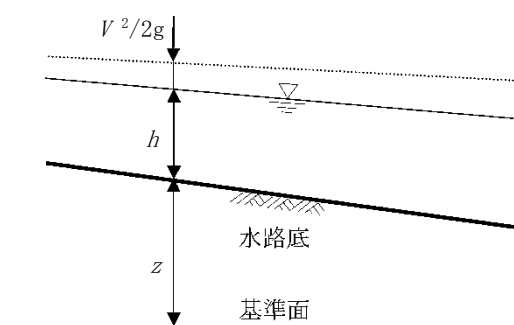


図-4.11 排水路の流況

$$H_1 = h_1 + z_1 \cdots \cdots \cdots (4.9)$$

ここに、 $k_1, \cdots, k_4$ は次のとおりである。

$$\left. \begin{aligned} k_1 &= \Delta x \cdot f(x_0, h_0) \\ k_2 &= \Delta x \cdot f(x_0 + \Delta x / 2, h_0 + k_1 / 2) \\ k_3 &= \Delta x \cdot f(x_0 + \Delta x / 2, h_0 + k_2 / 2) \\ k_4 &= \Delta x \cdot f(x_0 + \Delta x, h_0 + k_3) \end{aligned} \right\} \cdots \cdots (4.10)$$

まず、 h_0 等から k_1 を求め、次に水深を $h_0 + k_1 / 2$ として k_2 を求めるというふうに、順次、 k_3 、 k_4 と求め、式 (4.8) から水深 h_1 を得る。

4.7 受益区域の排水解析

地形条件等により、受益区域の内水位が計画基準外水位より低い場合、排水解析によって過剰水（洪水）による氾濫域を検討し、それによる背水の影響を受ける範囲を特定する。

(1) 解析手法とその適用

排水解析は、図-4.12に示す遊水池モデル、低平地タンクモデル又は不定流モデルのいずれかを用いて行う（詳細は、「9. 洪水ハイドログラフの計算」を参照）。

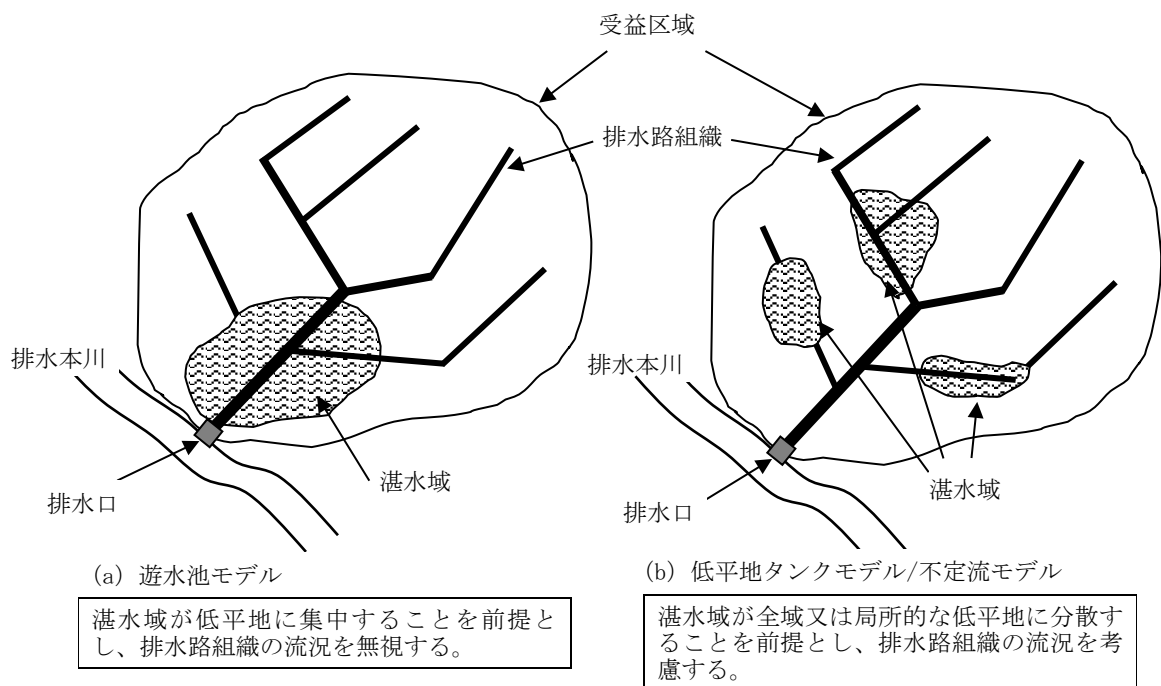


図-4.12 排水解析モデルの概念図

排水解析の実施に際しては、以下の事項を踏まえてモデルを適切に選定し、解析結果が現地の状況を適切に反映できるようにしなければならない。

ア 湛水域が受益区域内の低位部に集中し、かつ排水路組織の通水能力が外水位の上昇による背水のみに影響される場合は、遊水池モデルを適用することができる。

イ 湛水域が受益区域内の局所的な低位部の複数箇所に分散し、その状況が排水路組織の通水能

力に支配される場合は、低平地タンクモデル又は不定流モデルを適用する。

ウ 受益区域内が均等な低平地であっても、排水路組織の部分的な通水能力不足の影響（部分的な排水路の通水能力不足、あるいは横断暗渠等による局所的な通水能力の不足）により湛水の発生が想定される場合は、低平地タンクモデル又は不定流モデルを適用する。

(2) 排水解析の基礎条件

排水解析は湛水状況を時間の推移に沿って追跡するため、表-4.4に示す基礎条件を準備しなければならない。

(3) 排水解析

「9. 洪水ハイドログラフの計算」を参照。

表-4.4 排水解析の基礎条件

基礎条件	内 容
① 内水位－貯留量曲線	内水位－貯留量曲線は、湛水状況を表す基本となるものであり、以下のように作成する。 ・ 想定される湛水域の地形図の上に0.1m 間隔の等高線を描き、標高別面積を測定して内水位（湛水位）－貯留量曲線、内水位（湛水位）－湛水面積曲線を作成する。 ・ 畦畔で囲まれた水田を遊水池とする場合は、畦畔流出量を堰の越流式で定義し、水田を湛水域とする（低平地タンクモデル又は不定流モデルに適用する）。
② 洪水ハイドログラフ	排水解析は、内水位の時間的な推移を求めることから、湛水域に流入する洪水量はハイドログラフの形で与える必要がある。この場合、以下のように作成する（詳細は、「9. 洪水ハイドログラフの計算」を参照）。 ・ 遊水池モデルを用いる場合の洪水ハイドログラフは、湛水域を含む受益区域（場合によっては背後地を含む内部流域）の全範囲について求め、湛水域の流入量とする。 ・ 低平地タンクモデル又は不定流モデルを用いる場合の洪水ハイドログラフは、排水路組織のそれぞれの地点について求め、排水路組織の各地点別の流入量とする。
③ 外水位ハイドログラフ	排水解析の下流条件を与えるもので、「7. 計画基準外水位」によって求める。
④ 排水路組織の通水能力特性	排水路組織の通水能力特性は、湛水域からの流出量を制約する条件となるもので、以下のように作成する（詳細は、「9. 洪水ハイドログラフの計算」を参照）。 ・ 遊水池モデルを用いる場合は、排水口について、その通水能力を内水位（湛水位）と外水位との関係で定義する。 ・ 低平地タンクモデルを用いる場合は、排水口を含む排水路組織について、不等流による通水能力特性を定義する。 ・ 不定流モデルを用いる場合は、排水口を含む排水路組織について、不定流による通水能力特性を定義する。

参考文献

- 1) 農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「ポンプ場」（2018）
- 2) 農林水産省構造改善局 防災課監修：農地防災事業便覧、第2章農地防災事業の計画と実施、p. 298（1998）
- 3) 増本隆夫・佐藤 寛：DP 法に基づく排水施設の規模配置計画法、農土論集176、pp. 133～144（1995）

5. 計画基準内水位

(基準、基準の運用第3章 3.3.6 関連)

5.1 基本事項

計画基準内水位は、排水の目標を示す水位で、図-5.1 に示すとおり、洪水時と常時の2種類に大別される。洪水時の計画基準内水位は、受益区域に浸入する地表水によって引き起こされる湛水状況の適性を判断する基準を与えるものであり、特に機械排水を必要とする場合はその施設規模を左右することから、慎重に検討しなければならない。また、常時の計画基準内水位は、受益区域内で乾田化が可能な範囲の基準を与えるものであり、排水系統の常時排水状況から検討しなければならない。

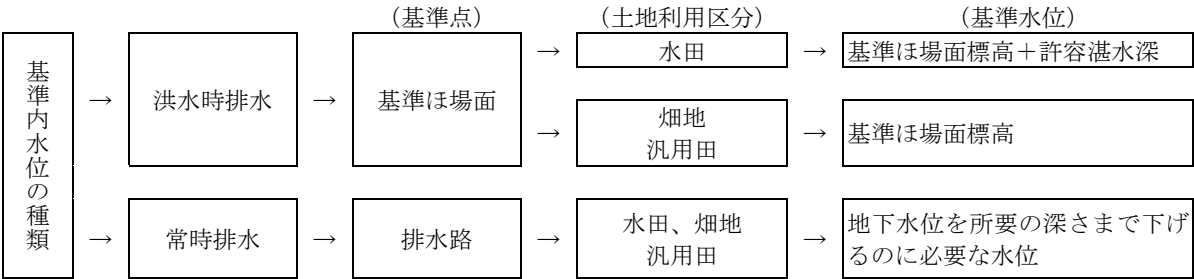
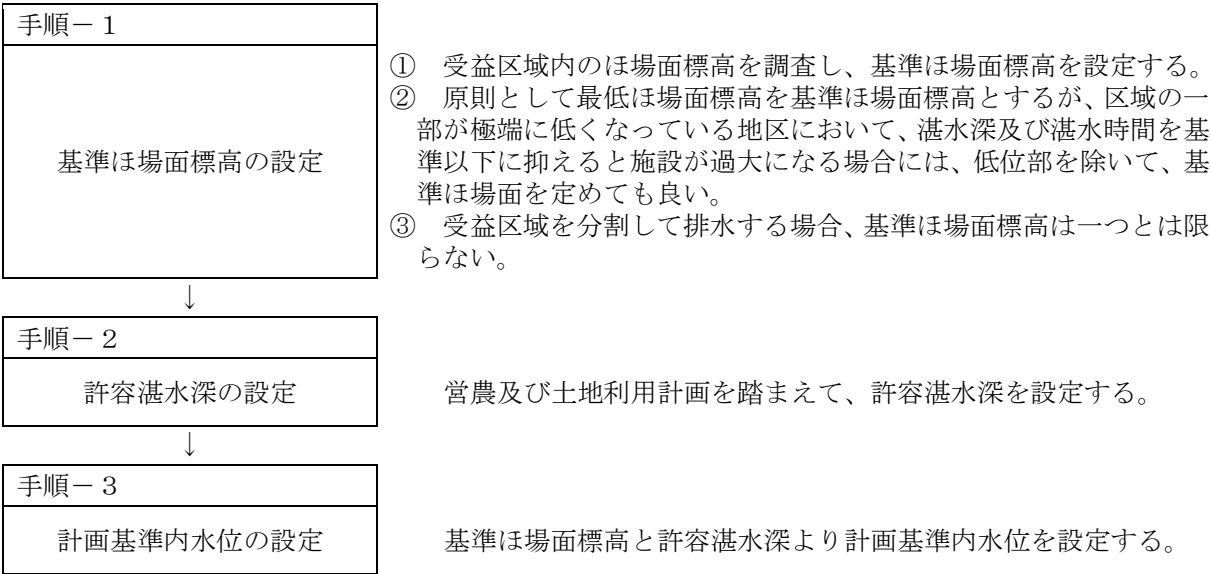


図-5.1 計画基準内水位の種類

5.2 洪水時排水の計画基準内水位の検討

5.2.1 検討の手順

洪水時排水の計画基準内水位は、以下の手順に沿って検討を進める。



5.2.2 水田における計画基準内水位の設定

水田における計画基準内水位は、以下によって設定する。許容湛水深は、「〔参考〕水田地帯における許容湛水深の考え方について」より 30cm を標準とする。また、許容湛水深を超える湛水が発生する場合は、その継続時間を 24 時間以内とする。

計画基準内水位＝基準ほ場面標高＋許容湛水深

5.2.3 畑又は汎用田の畑利用における計画基準内水位の設定

畑作物の場合には、水稻と異なって冠水すると壊滅的打撃を受けるのが普通であり、原則として畑及び汎用田の畑利用とも湛水することは許容できない。そのため、畑又は汎用田の畑利用における計画基準内水位は、以下によって設定する。

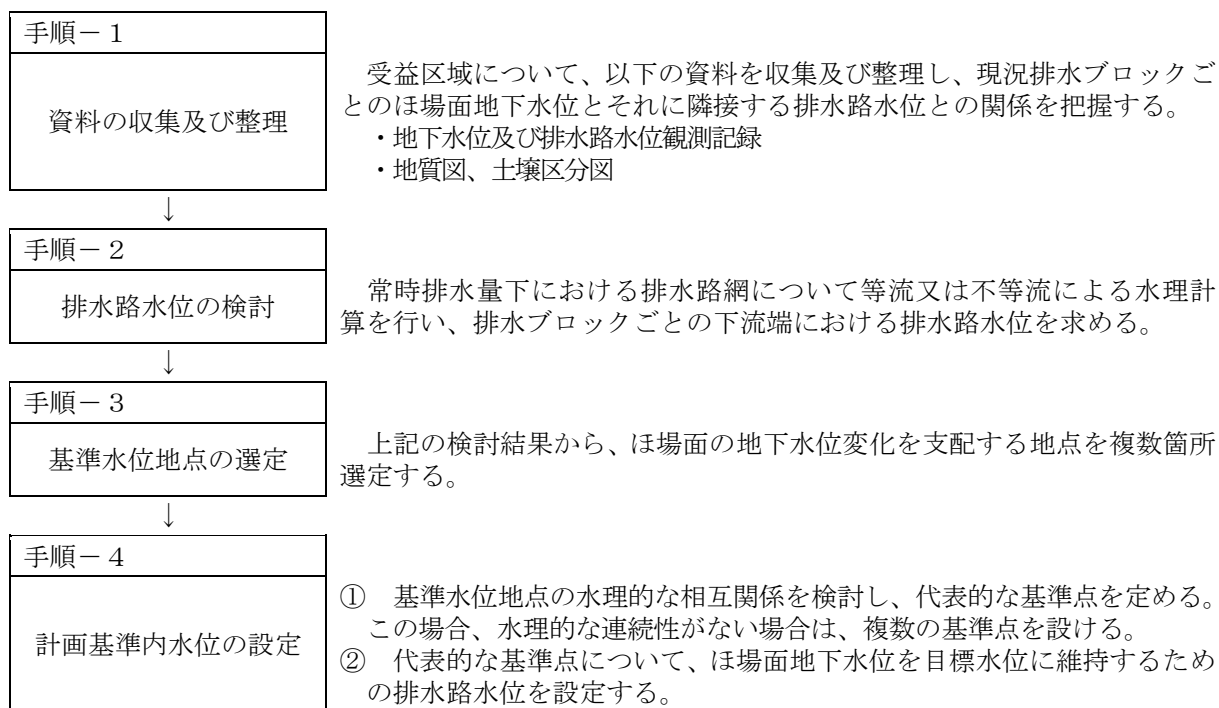
計画基準内水位＝基準ほ場面標高

なお、畑及び汎用田の畑利用における無湛水とは、標準的な畑作の場合は、田面に不陸があること、畑利用を行えばうね立てをすること、降雨が畑面より流出する場合にはある程度の水深がなければ流出しないことから、5 cm 未満の湛水を含めていう。

これは、田面にならせば一様に 5 cm 未満になる状態という意味であり、湛水時間については特に制限を設けていない。

5.3 常時排水の計画基準内水位の検討

常時排水の計画基準内水位は、受益区域の自由地下水位及びその流動を支配する常時排水量下の排水路水位について、以下の手順で検討を進める。



計画基準内水位の設定に当たっては、以下の事項に留意する。

- (1) 自由地下水は、主として受益区域の地形、帯水層の層厚とその透水係数及び排水路水位に支配されて排水路の方向へ向かって流動し、面的に水位勾配を持つ。したがって、基準水位地点は、地下水観測記録、地質図及び土壌区分図を総合的に検討して複数地点に設定する。排水系統の下流端における排水路水位が必ずしも受益区域の地下水位を制約するとは限らない。
- (2) 受益区域を国道等が横断している地区では、地下水の流動がそれによって上流側区域と下流側区域に分断されていることがある。このような地区では、排水系統の下流側水路の水位を計画基準内水位に定めても上流側地区の地下水位を適正に維持できない場合がある。したがって、計画基準内水位は、排水系統に応じて複数箇所に設定することも考えられる。
- (3) 計画基準内水位を設定する場合のほ場面の目標地下水位は、地区の土性区分、土地利用区分又は栽培作物等の違いによって一義的に定めることは困難であるが、地表よりおおむね 40～100cm を目標とする。

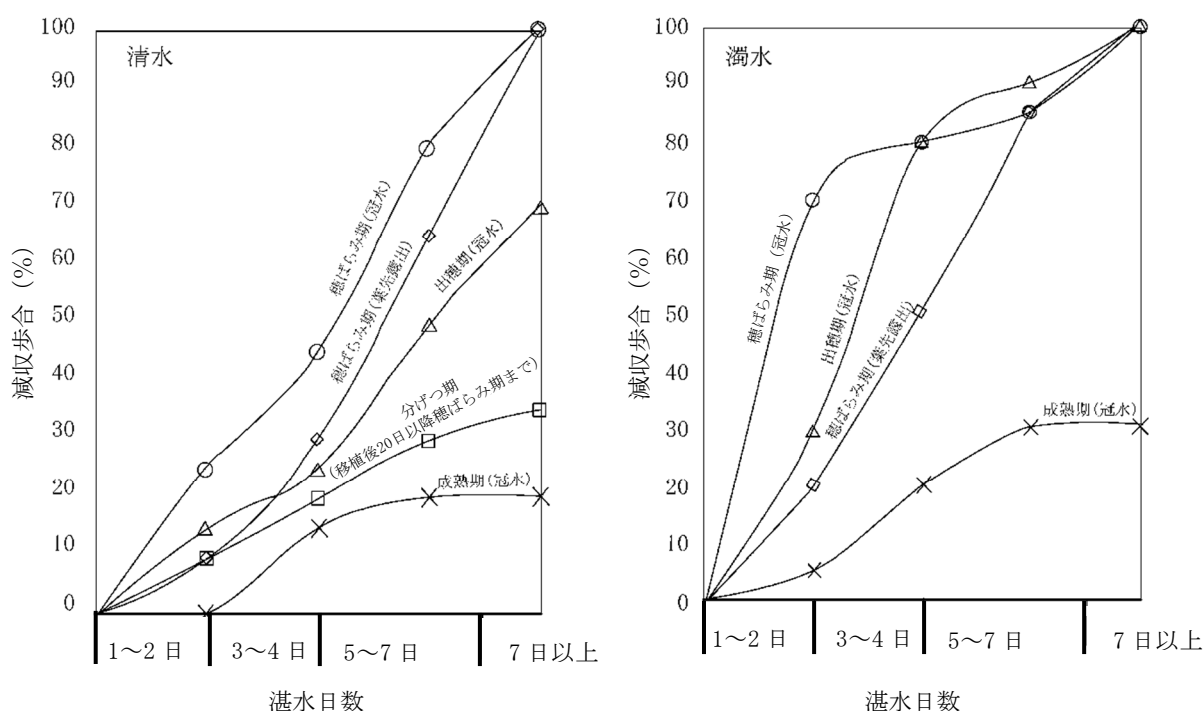
〔参考〕水田地帯における許容湛水深の考え方について

水稻の湛水被害は、水稻減収推定尺度（農林水産省大臣官房統計情報部 平成6年9月）の資料を基に作成した図-5.2のとおり、水稻の生育時期、湛水時間及び湛水深によって被害の程度が異なる。また、水稻の生育ステージと草丈の関係は図-5.3のとおりである。

図-5.2 に示すように、穂ばらみ期において湛水被害が最も起きやすい。穂ばらみ期の草丈は図-5.3 に示すとおり 30cm 以上に達していること、及び我が国における水害が7～9月にかけて多く発生しており、この時期の草丈も 30cm 以上に達していることを考慮し、許容湛水深は 30cm を標準とする。

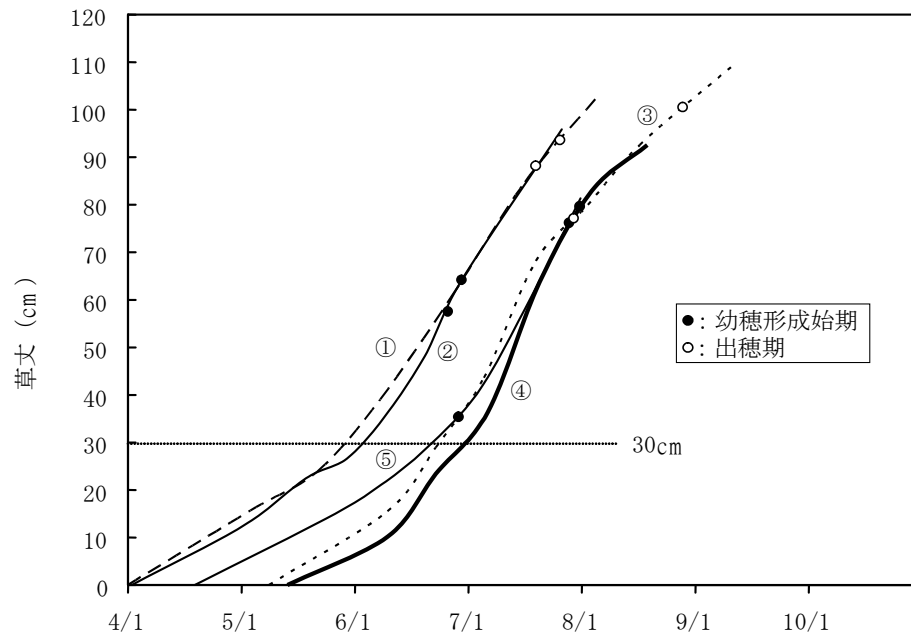
また、30cm を超えても、穂ばらみ期以外においては1～2日の湛水であれば被害も5～30%程度であり3日以上になれば被害が急増すること、穂ばらみ期においても葉先が露出していれば1～2日の湛水で20%程度の被害であることから、許容湛水深を超える場合の湛水の継続時間は24時間以内とする。

畑作物は原則として湛水を許容できないので、畑や汎用田の畑利用では湛水を考慮しない。そのため、畑や汎用田の畑利用を計画する場合はなるべく高位部に設定することが望ましい。



※ 冠水：稲株全部が水中に没した場合
葉先露出：水面に葉先が10～15cm出ている場合

図-5.2 水稻減収推定尺度



① コシヒカリ	苗代期	分げつ期間	幼穂形成期	登熟期
	は種期 移活 植着 期期		幼成 穂始 形期	穂み出 ばら期期 成熟期
② ハナエチゼン	苗代期	分げつ期間	幼穂形成期	登熟期
	は種期 移活 植着 期期		幼成 穂始 形期	穂み出 ばら期期 成熟期
③ アケボノ	苗代期	分げつ期間	幼穂形成期	登熟期
	は種期 移活 植着 期期		幼成 穂始 形期	穂み出 ばら期期 成熟期
④ ヒノヒカリ	苗代期	分げつ期間	幼穂形成期	登熟期
	は種期 移活 植着 期期		幼成 穂始 形期	穂み出 ばら期期 成熟期
⑤ きらら 397	苗代期	分げつ期間	幼穂形成期	登熟期
	は種期 移活 植着 期期		幼成 穂始 形期	穂み出 ばら期期 成熟期

図-5.3 水稻の生育期と草丈

〔注〕図-5.3 は、早期栽培、早生、中生、晩生の品種に関してグラフ化した一例である。

〔参考〕模擬冠水試験による水稻の冠水被害に関する近年の研究^{1)~2)}

水稻の冠水被害については、その発生時に多くの現地調査報告がなされているが、現場では冠水時の水深や継続期間等の状況を把握することは困難であり、再現性が確認できない。そのため、水稻栽培が行われている圃場内に試験区を設け、生育時期ごとに複数の冠水条件（完全冠水又は葉先露出、冠水時の水の清濁）を再現した模擬冠水試験による研究が行われている。

2012年から2014年にかけて実施された研究では、図-5.4のような試験区を水田内に設置し、ポット栽培した水稻を様々な条件で水没させた（図-5.5）。収量調査で得られた粗玄米重から、不完全米を除いた整粒重を用いて減収率を算定した結果、図-5.6のとおり、全ての生育時期で冠水により減収したが、その度合いは生育時期によって異なり、穂ばらみ期と出穂期では1日の完全冠水でも5割程度の減収が見られた。一方で、葉先露出状態で冠水した場合は大幅な被害軽減が見られた。

将来的には、冠水被害の推定手法の精度の向上により、広域的な被害推定シミュレーション等への活用が期待される。

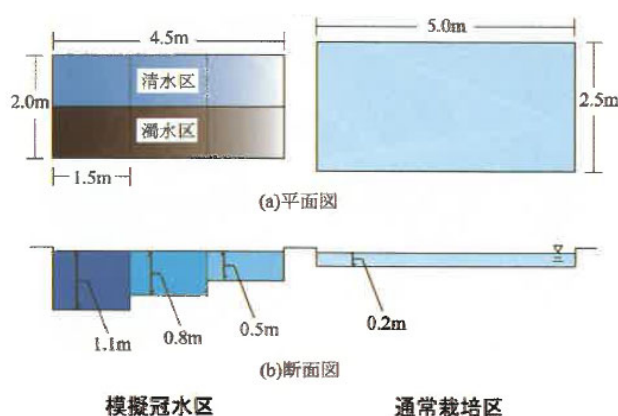


図-5.4 試験区の設計概要図



図-5.5 冠水試験中の様子
(手前が最深部)

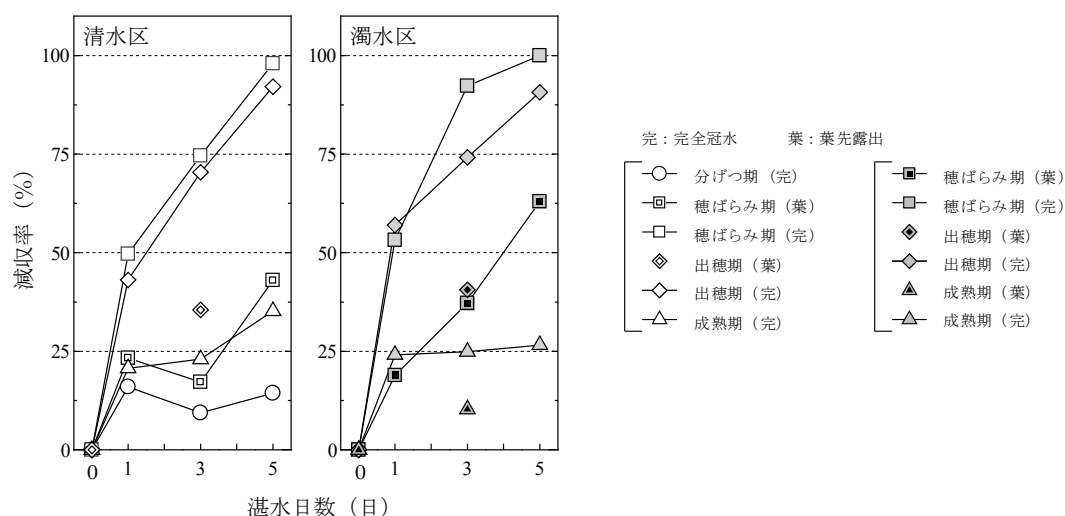


図-5.6 玄米重量と品質の低下に着目した水稻減収尺度

参考文献

- 1) 皆川裕樹・北川 巖・増本隆夫：洪水時の流域管理に向けた水田域の水稲被害推定手法、農業農村工学会論文
集 303 (84-3)、pp. 271～279 (2016)
- 2) 皆川裕樹・増本隆夫・堀川直紀・吉田武郎・工藤亮治・北川 巖・瑞慶村知佳：水稲減収尺度の策定のための
実水田圃場内に清水・濁水区を設けた模擬冠水試験－試験手法の提案と生育概況調査－、農村工学研究所技
報、214、pp. 111～121 (2013)