

3. 排水状況診断と排水系統の決定

(基準、基準の運用第3章3.3.4関連)

3.1 排水状況診断

排水計画の策定に当たって、目標とする排水改良を効果的に実現するためには、まず地区の排水状況を正確に把握し、排水不良の原因の所在を明らかにすることが重要である。

排水状況診断は、図-3.1に示すように、①流域評価（内部流域の土地利用変化等に起因する流出量変化の評価）、②排水施設能力評価（排水状況調査結果に基づく現況排水施設の排水能力評価）、及びこの二つの評価結果に基づく③排水状況診断（排水不良の原因分析）の三つの段階で構成される。

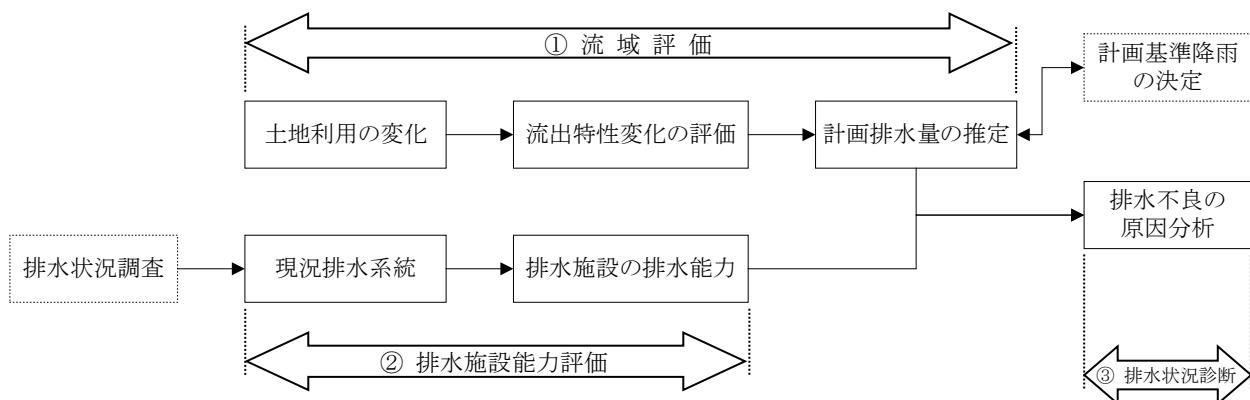


図-3.1 排水状況診断

3.1.1 流域評価

降雨による内部流域からの流出量は、その土地利用形態に大きく影響される。例えば、受益区域の背後地において都市化等の開発が進行すれば、洪水時のピーク流出量が排水路の能力を超えて大きくなり、受益地区に湛水被害等の内水災害を引き起こすことがある。また、ほ場整備及び土地利用の変化により洪水時のピーク流出量が変化することがある。計画段階において、これらの変化に留意の上、流域評価を行い、ほ場整備計画における区画整理の工事計画及び畑作等を含む営農計画との整合を図ることが重要である。

土地利用変化等に伴う流出量変化の評価は、「8. 洪水ピーク流出量の計算」及び「9. 洪水ハイドログラフの計算」に詳述する流出解析の手法を用いるが、ここでは流域評価の手法を解説する。

(1) 洪水ピーク流出量の評価法

内部流域の洪水ピーク流出量は、式(3.1)の合理式により求めることができる。

$$\left. \begin{aligned} Q_p &= \frac{1}{3.6} \cdot r_e \cdot A \\ r_e &= f_p \cdot r \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots \quad (3.1)$$

ここに、 Q_p ：洪水ピーク流出量(m^3/s)、 r_e ：洪水到達時間内の平均有効降雨強度(mm/h)、 A ：流域面積(km^2)、 f_p ：ピーク流出係数、 r ：平均降雨強度(mm/h)
(詳細は、「8. 洪水ピーク流出量の計算」を参照)

ここで、内部流域において土地利用形態が変化すると、式(3.1)に含まれる洪水到達時間やピーク流出係数が変化し、洪水ピーク流出量が変わってくる。

そこで、土地利用の変化に伴う洪水ピーク流出量の変化を評価するためには、洪水到達時間及びピーク流出係数を適切に推定しなければならない。

ア 洪水到達時間の推定

洪水到達時間とは、流域の時間的最遠点に降った雨水が最下流端に伝播する時間であり、その推定式として土地利用形態を考慮できる式(3.2)の角屋・福島の式がある（詳細は、「8. 洪水ピーク流出量の計算」を参照）。

$$t_p = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35} \cdots \cdots \quad (3.2)$$

ここに、 t_p ：洪水到達時間(min)、

C ：土地利用係数、

A ：流域面積(km^2)、

r_e ：洪水到達時間内の平均

有効降雨強度(mm/h)

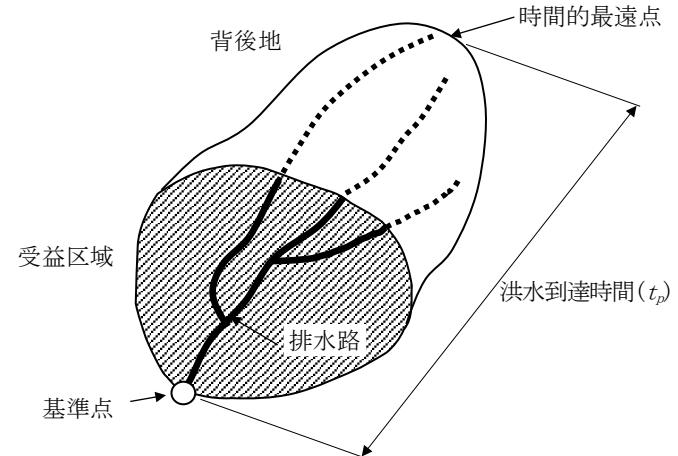


図-3.2 洪水到達時間の概念

この式は、流域面積 A に対する洪水到達時間内の平均有効降雨強度 r_e と洪水到達時間 t_p の関係を表すが、式中に土地利用係数 C が含まれていることから、 C 値を土地利用形態に応じて与えることにより到達時間を推定することができる（ C 値については、「8. 洪水ピーク流出量の計算」の「表-8.4 土地利用係数 (C) の値」を参照）。

図-3.3 は、自然丘陵地 ($A=50\text{km}^2$) の洪水到達時間と平均有効降雨強度 (r_e-t_p) の関係から、流域開発が進行した後の洪水到達時間の推定法を示したグラフである。図の実線は、自然丘陵地 ($C=290$) における r_e-t_p の関係を表す。一方、破線は、流域開発によって土地利用係数が $C=100$ に変化した場合の r_e-t_p の関係を表し、洪水到達時間が短くなっていることを示している。

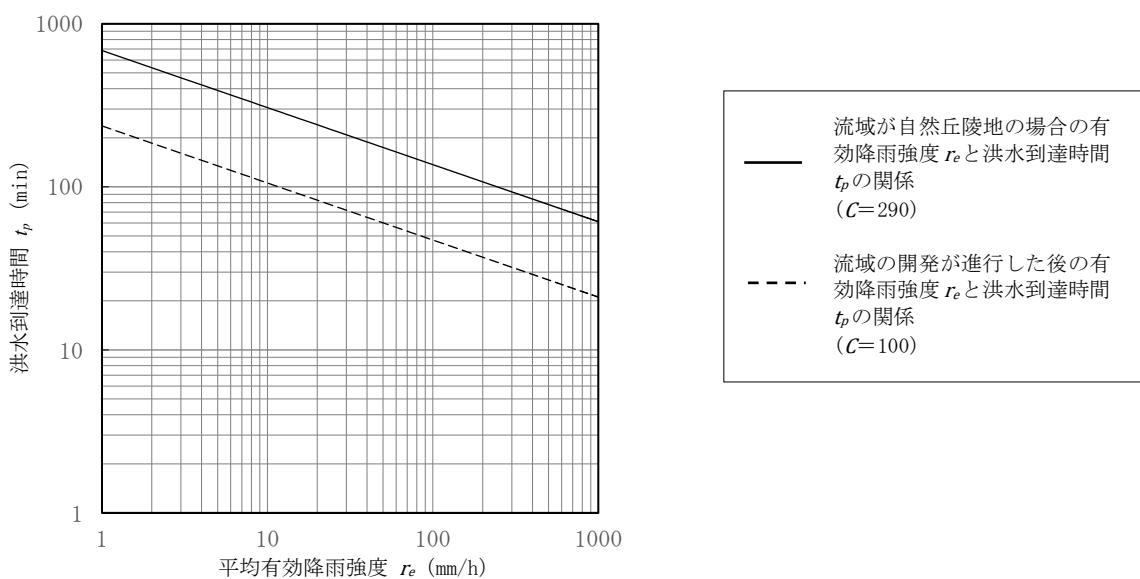


図-3.3 洪水到達時間の変化

イ ピーク流出係数

ピーク流出係数 f_p は、土地利用形態が変わることによって変化する可能性がある。この値は表層土性のほか、降雨履歴によっても著しく異なるから、排水計画に際しては当該流域若しくは表層土性が同類とみられる近傍流域における実測値を吟味して適切な値を定める必要がある（詳細は、「8. 洪水ピーク流出量の計算」を参照）。

ウ 洪水ピーク流出量変化の推定

土地利用の変化に伴う洪水ピーク流出量は、図-3.3に確率有効降雨強度曲線を重ねて描くことによって推定することができる。

一般に洪水到達時間に対応する有効降雨強度を確率有効降雨強度曲線から求め、それを合理式に代入して洪水ピーク流出量を推定するため、図-3.4のように確率有効降雨強度曲線は洪水到達時間と同一の図に示されることが多い（詳細は、「6. 計画基準降雨」及び「8. 洪水ピーク流出量の計算 8.3 確率有効降雨強度曲線 ($r_{ef} - t_p$ の曲線) の推定」を参照）。

図-3.4は、 T 年確率の平均有効降雨強度が、自然丘陵地 ($A=50\text{km}^2$) の $r_e=10\text{mm/h}$ (洪水到達時間 $t_p=306$ 分、ピーク流出係数 $f_p=0.7$) に対して、土地利用変化によって $r_e=48\text{mm/h}$ (洪水到達時間 $t_p=61$ 分、ピーク流出係数 $f_p=0.9$) に変化することを示している。この平均有効降雨強度を用いて式(3.1)により流域の洪水ピーク流出量を求めれば、次の例のように土地利用の変化に伴う洪水ピーク流出量の変化が求められる。

- ・ 自然丘陵地の洪水ピーク流出量 : $138.9\text{m}^3/\text{s}$ ($= \frac{1}{3.6} \times 10 \times 50$)
- ・ 土地利用変化後の洪水ピーク流出量 : $666.7\text{m}^3/\text{s}$ ($= \frac{1}{3.6} \times 48 \times 50$)
- ・ 変化量 : $527.8\text{m}^3/\text{s}$

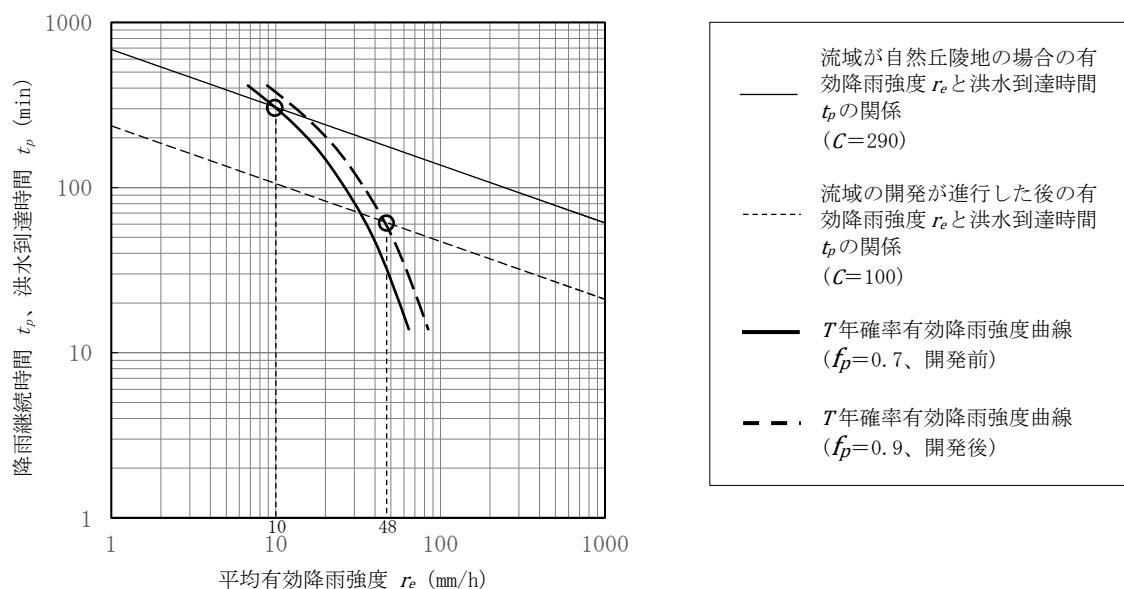


図-3.4 土地利用変化に伴う洪水ピーク流出高 (mm/h) の推定

(2) 洪水ハイドログラフ変化の評価法

内部流域の土地利用の変化に伴う流出量の変化をハイドログラフの形で推定する場合は、「9. 洪水ハイドログラフの計算」によって行う。特に、内部流域の一部の土地利用が変化した場合はこの方法によらざるを得ない。

土地利用の変化等による流域特性の変化を洪水ハイドログラフによって評価する場合のモデル選定、留意事項等については、「9. 洪水ハイドログラフの計算」を参照すること。

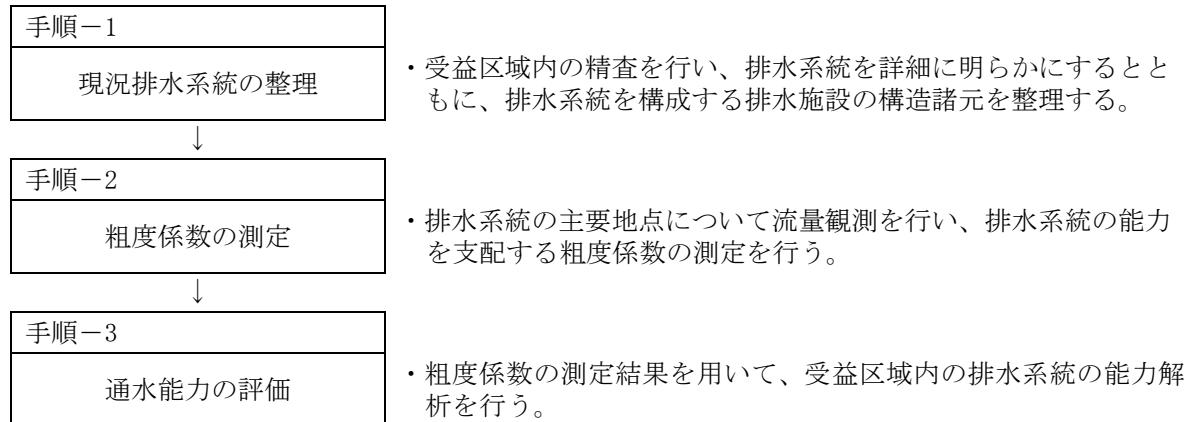
なお、土地利用変化が洪水ハイドログラフに及ぼす影響を評価するには、土地利用変化の前後について、計画基準降雨を用いて流出量の計算を行うが、その際の有効降雨量は土地利用条件によって異なる。したがって、流域モデルのブロックごとに、土地利用状況に応じた有効降雨量を与えて洪水ハイドログラフの計算を行う。

3.1.2 排水施設能力評価

排水施設の能力評価は、受益区域内の精査に基づいて整理された排水系統について、それを構成する各排水施設がいかなる能力を有するかを定量的に把握するために行う。

(1) 排水施設能力の評価法

排水施設能力の評価は、以下の手順で検討を進める。



(2) 粗度係数の測定

排水路の粗度係数は通水能力を支配するため、排水施設能力の評価を行う場合には、受益区域の精査に基づく情報を用いて十分に吟味しなければならない。

粗度係数の測定は、原則として、流量観測記録を用いて平均流速公式から推定する。

ア 水位及び流量の観測

粗度係数測定のための水位及び流量観測は、図-3.5に示すように、排水路の上下流の2点間で行う。水位は水準測量により、また、流量は流速計により観測するが、実施に当たっては以下の点に留意する。

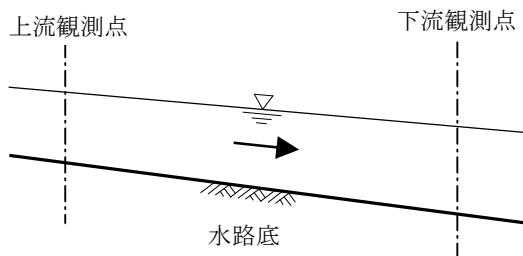


図-3.5 排水路の水位及び流量観測

- (ア) 観測対象の排水路は、受益区域の排水系統調査から、おおむね区域の排水を支配する代表路線について行うものとするが、粗度状態が極端に異なる排水路構造（コンクリート水路や土羽水路等）によって排水系統が構成されている場合は、それごとに観測路線を選定する。

(イ) 上下流の観測点間隔は、排水路の縦断線形を検討して、比較的長い距離で勾配変化が少なく、かつ横断暗渠等の局所構造物によって堰上げ背水や低下背水が生じていない区間を選ぶ。

(ウ) 上下流の観測点間の距離が短すぎると、推定された粗度係数が局所粗度となり、必ずしも排水系統を代表する粗度係数とみなせなくなる場合があるため、点間距離は現地の状況から判断して十分長く設定することが望ましい。

(エ) 比較的短い区間を対象とする場合は、水位の観測に大きな誤差を含む可能性がある。このため水位の観測には、なるべく精度の高い水位計を用いる。

(オ) 低平地では、水路勾配が緩やかで流速が極めて小さい場合が多いため、流速の観測に誤差が生じやすい。このため、観測は同一地点に対して複数回行って、観測誤差をできるだけ排除するようにする。

イ 粗度係数の推定

粗度係数は、マニングの平均流速公式から、式(3.3)により推定する。なお、推定結果の値については、土地改良事業計画設計基準及び運用・解説「設計「水路工」等を参照して、その妥当性を十分吟味しておくことが重要である。

$$\left. \begin{aligned} n &= R^{2/3} \frac{\sqrt{(H_1 - H_2)/\Delta X}}{V} \\ R &= \frac{R_1 + R_2}{2} \\ V &= \frac{V_1 + V_2}{2} \end{aligned} \right\} \dots \quad (3.3)$$

ここに、 R_1 、 R_2 ：水位観測によって得られた上下流断面点の径深(m)、

H_1 、 H_2 ：上下流観測点の観測水位(m)、

V_1 、 V_2 ：上下流観測点の観測流速(m/s)、

ΔX : 上下流 2 点間の距離(m)

(3) 排水能力の評価

排水系統の排水能力の検討は、排水管理の状況等を現地調査により十分確認し、傾斜地域あるいは氾濫域のそれぞれについて、以下のような手法を用いて検討する。

ここに、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、また氾濫域とは、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）。

ア 傾斜地域の排水能力評価

傾斜地域の排水路の流水は、一般に下流水位の影響を受けず、排水能力は排水路の内面の粗度に支配されている場合が多い。傾斜地域の排水能力は、式(3.4)のマニングの平均流速公式により求められる。

$$\left. \begin{aligned} V &= \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \\ Q &= V \cdot A \end{aligned} \right\} \quad \text{..... (3.4)}$$

ここに、 V ：排水路の平均流速(m/s)、 R ：径深(m)、 I ：水路底勾配、 A ：通水断面積(m²)、 n ：粗度係数(s/m^{1/3})、 Q ：流量(m³/s)

なお、排水路の途中に道路横断暗渠等の水利構造物があり、その上流側の排水路内に堰上げ背水が発生している場合がある。これは、排水路の排水能力より道路横断暗渠等の排水能力が下回っているためで、このような排水路の排水能力は道路横断暗渠等の排水施設の通水能力によって評価しなければならない。

道路横断暗渠等の通水能力は、流れを満流、常流、限界流に区分して式(3.5)～(3.7)の流量公式を用いて検討を行う。

満流 $H_1 > H_2 \geq D$

$$Q = B \cdot D \sqrt{\frac{2 \cdot g(H_1 - H_2)}{1 + 0.5 + \frac{2 \cdot g \cdot L \cdot n^2}{R^{4/3}}}} \quad \dots \quad (3.5)$$

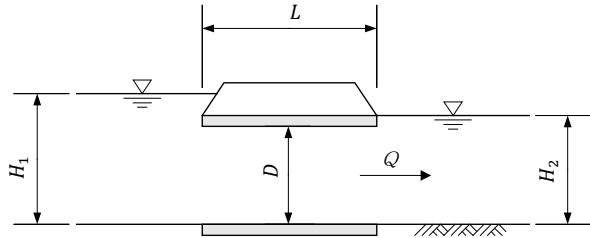


図-3.6 横断暗渠の流れ

常流 $D > H_1 > H_2$

$$Q = 0.62 \times \frac{2}{3} B \sqrt{2 \cdot g} \cdot (H_1 - H_2)^{3/2} + B \cdot H_2 \sqrt{\frac{2 \cdot g(H_1 - H_2)}{1 + 0.5 + \frac{2 \cdot g \cdot L \cdot n^2}{R^{4/3}}}} \quad \dots \quad (3.6)$$

限界流 $H_1 \geq D > H_2$

$$Q = 0.62 \times \frac{2}{3} B \sqrt{2 \cdot g} \cdot \left\{ (H_1 - H_2)^{3/2} - (H_1 - D)^{3/2} \right\} + B \cdot H_2 \sqrt{\frac{2 \cdot g(H_1 - H_2)}{1 + 0.5 + \frac{2 \cdot g \cdot L \cdot n^2}{R^{4/3}}}} \quad \dots \quad (3.7)$$

ここに、 Q ：流量(m³/s)、 B ：暗渠幅員(m)、 D ：暗渠の高さ(m)、 g ：重力加速度(m/s²)、 H_1 ：上流側水位(m)、 H_2 ：下流側水位(m)、 L ：暗渠の長さ(m)、 n ：粗度係数(s/m^{1/3})、 R ：径深(m)

式(3.5)～(3.7)を用いて流量計算を行う場合は、以下の点に留意する。

- (ア) 上下流水位から流れの区分を明確にし、適切な流量公式を用いて計算する。
- (イ) 新たに計画する場合の横断暗渠は原則として、自由水面を持つ開水路の流れとなるので、

断面形状の水深は、等流計算で計算できる¹⁾。

イ 氷濫域の排水能力評価

氾濫域の流況は、排水路勾配が緩やかで下流水位の影響を受け、地域の広い範囲で湛水等の氾濫を起こしている場合が多い。このような地域では、排水系統について表-3.1に示すような考え方で数理モデルを構築し、計画基準降雨を入力条件として、コンピュータシミュレーションによって能力評価を行う。なお、図-3.7は、コンピュータシミュレーションを実施する場合の基本的な手順を示す。

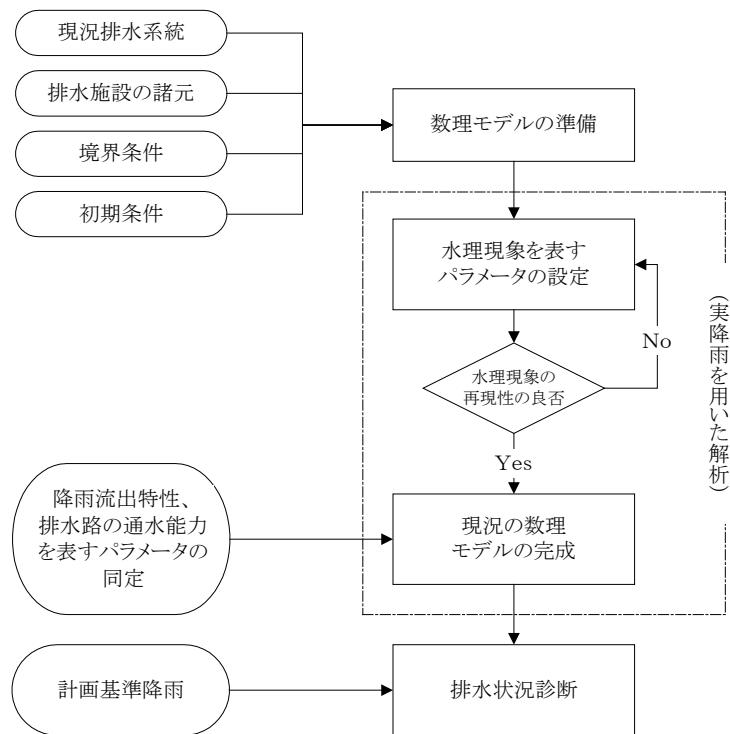


図-3.7 コンピュータシミュレーションを実施する場合の基本的な手順

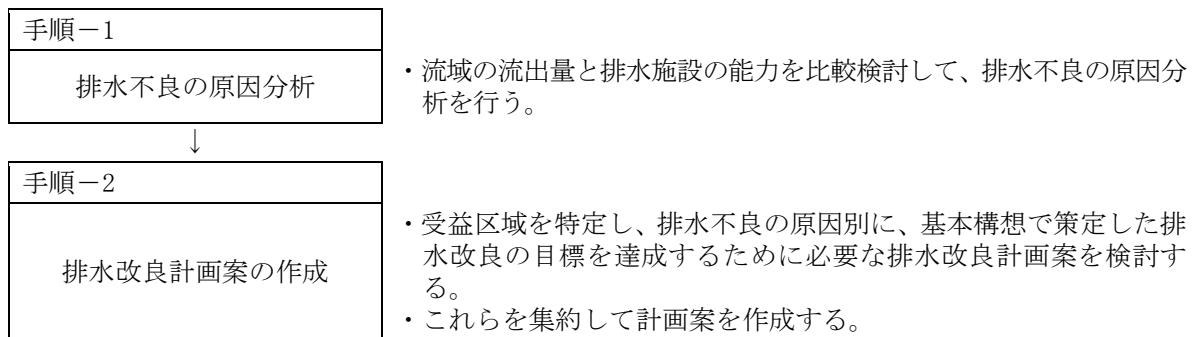
表-3.1 沼澤域の排水能力評価のためのモデル化の考え方

| 現象の捉え方 | モデル化の考え方 | | | 適用モデル |
|--------------|---------------------------|--------|-------|-----------|
| | 湛水域の設定 | 排水路の流れ | 内水位 | |
| 排水路の流れを無視する。 | 低位部に遊水池を想定する。 | 無考慮 | 遊水池水面 | 遊水池モデル |
| 排水路の流れを考慮する。 | 地形条件に適合するよう複数箇所に遊水池を設定する。 | 不等流 | 排水路水位 | 低平地タンクモデル |
| | | 不定流 | 排水路水位 | 不定流モデル |

注：遊水池モデル、低平地タンクモデル及び不定流モデルの詳細は、「9. 港水ハイドログラフの計算」参照

3.1.3 排水状況診断

排水状況の診断は、流域評価によって得られた計画基準降雨下の排水量と排水施設能力とを比較検討して、以下の手順で進める。



(1) 排水不良の原因分析

排水不良の原因分析は、表-3.2に示す要因項目別に原因を特定し、排水ブロック別に整理する。

表-3.2 排水不良の原因分析項目

| 要因項目 | 分析内容 |
|----------|--|
| ① 地形要因 | <ul style="list-style-type: none"> 排水路組織が地形に合致しているか。 排水本川へ過剰水を排除する排水口の位置及び能力が適切か。 外部流域の開発により、外水位が上昇していないか。 地盤沈下等により、内部流域の水位が低下していないか。 |
| ② 排水路要因 | <ul style="list-style-type: none"> 堆砂等により、排水路の通水断面積が不足していないか。 堆砂等により、排水路の底勾配が緩やかになっていないか。 道路横断暗渠等の水利構造物が、排水路の能力を制約していないか。 老朽化により、排水路の粗度が著しく悪化していないか。 |
| ③ 土地利用要因 | <ul style="list-style-type: none"> 内部流域内の都市化及び混住化の進展により、流出機構が変化して洪水ピーク流出量が大きくなっていないか。 排水ブロックの土地利用形態が変化していないか。 |
| ④ 管理要因 | <ul style="list-style-type: none"> 粗放な維持管理（植物の繁茂、ごみの投棄）によって、排水路の能力が阻害されていないか。 従来の排水慣行が、排水ブロックの排水管理を阻害していないか。 |

(2) 排水改良計画案の作成

排水状況診断によって作成される排水改良計画案は、事業計画策定の最も基本となるものである。改良案の作成に当たっては、以下の事項に留意する。

- ア 受益区域を特定し、排水事業の対象範囲を明確にする。
- イ 排水改良計画案は、基本構想で立案した計画目標を効果的に実現する方向で検討する。
- ウ 排水改良計画案は、一つに限定せず、複数の代替案を用意する。最終案の選定は、これ以降の計画策定の段階と常に関連させながら、事業の経済性を勘案し排水管理等の要件を踏まえて決定する。

3.2 受益区域の排水系統の決定

受益区域の排水系統は、排水状況診断によって作成した排水改良案（計画素案）に沿い、地形及び土地利用状況、将来の排水管理体制等を考慮し、排水口及び排水施設計画を十分検討して決定する必要がある。

3.2.1 排水ブロックの構成

排水ブロックの構成は、事業計画策定の基本となる。計画排水ブロックの構成は、表-3.3に示す事項を踏まえて検討し、決定する。

表-3.3 排水ブロック構成の基本

| 排水ブロック区分 | 適用の原則 |
|------------|--|
| ① 自然排水ブロック | 地形的に高位部に適用する。ただし、低位部にあっても外水位との関係で自然排水が可能な場合は、可能な限り適用する。 |
| ② 機械排水ブロック | 地形的に低位部に適用する。ただし、機械排水は維持管理費の増嵩を招くため、外水位との関係を十分検討し、その範囲を可能な限り狭くする。 |
| ③ 併用ブロック | 原則として自然排水ブロックとし、洪水時排水と常時排水とに分けて、外水位との関係を詳細に検討し、以下のように排水ブロックを設定する。 ・常時排水は、原則として全域を自然排水ブロックとする。 ・洪水時排水は、外水位が低い時期は自然排水とし、外水位が高くて排水困難な場合のみ機械排水とする。 |

なお、排水ブロックの構成を検討する場合は、以下の事項に留意する。

- (1) 現況排水系統は、多くの場合、地域の自然的、社会的条件に順応して組織化されてきているものであるから、排水ブロックの構成はこれをベースとする。ただし、条件によっては流域変更あるいは排水慣行の変更等により、排水系統を変更する方が効果を生む場合もあるので、これらについて地元の意向調査の結果を踏まえて、十分な検討を行う。
- (2) 畑作、水田裏作、田畠輪換では、原則として湛水が許されない。また、都市化及び混住化の進展により流域の土地利用が変化している地区では、流出機構が変化している。このため、以下に該当する地区は、排水系統を再検討する必要がある。
 - ・都市下水や汚濁水が農業用排水路へ流入している地区
 - ・宅地や道路の造成により排水不良農地が出現している地区
 - ・地盤沈下に起因する排水不良が発生している地区
 - ・外水位の影響により湛水の生じている地区
- (3) 都市下水道計画等他事業との共同施工の必要性、有利性の有無等、周辺地域を含めた開発構想を踏まえ、広い視点に立って多角的に計画内容を検討する。

3.2.2 排水路網の設定

排水路網は、排水口位置の決定及び排水路の配置の二つの要件から設定する。

(1) 排水口の位置の決定

受益区域の排水の良否は、排水口がその機能を十分に果たしているか否かによって左右される場合が多い。さらに、排水口の機能は、位置の条件に左右される。したがって、排水口の位置は、注意深く検討し、決定する必要がある。排水口の位置決定に当たっては、以下の事項に留意する。

- ア 排水口の位置は、通常地区内の最も低い場所か又はその近傍を選ぶ。
- イ 排水本川に出来るだけ近く、かつ排水本川の水位が低い場所を選定する。この場合、排水本川の計画外水位を基準とする。
- ウ 排水口やその放水路に土砂の堆積が生じにくい場所を選定する。
- エ 受益区域内の湛水状況を推定し、その結果によっては排水口を排水本川の下流側に移転させて湛水を解消させる方策も位置決定の要因として検討する。
- オ 位置の変更が不可能な場合は、排水水門及び機械排水を含めて位置の検討を行う。

カ 遊水池設置の可能性を含めて、排水口の位置を検討する。

(2) 排水路の配置

排水路の配置は、表-3.4に示す事項を考慮して検討する。

表-3.4 排水路の配置条件

| 選定条件 | 対策例 |
|-------------------------------|--|
| ①内水位が外水位より高いか等しい場合 | <ul style="list-style-type: none"> 現況排水路を改修し、通水能力の増大を図る。 排水系統の一部又は全部を変更し、排水能力に余裕のある排水路へ切り替える。 新規水路を増設する。 背後地と受益区域の間に承水路を設け、放水路により排水する。 |
| | <ul style="list-style-type: none"> 現況排水口を改修し、通水能力の増大を図る。 排水系統の一部又は全部を変更し、排水能力に余裕のある排水口へ切り替える。 現況の排水口地点の外水位が高く自然排水が不可能な場合、排水口を下流に移動する。 排水口の出口が漂砂等により閉塞される場合は、導流堤、暗渠等の防止施設を設ける。 |
| ②外水位が一時的に内水位より高くなる場合 | <ul style="list-style-type: none"> 内外水位の洪水到達時間に差のある場合、また、外水位が短時間（24時間以内）に内水位より高くなる場合は、受益区域外堤防の排水口に逆水門を設置し、外水の浸入を防ぐ。 受益区域外の堤防の設置と排水口の位置の移動により外水の浸入を防ぎ、排水口を下流に移動して自然排水が可能なようとする。 外水の浸入と背後地からの流出等による排水不良の場合は、承水路と放水路で背後地の流出水を受益区域外に排水し、堤防と水門で外水の浸入を防ぐ。受益区域内排水路を放水路として使用する場合は、排水路の両岸に地区内堤防と水門を設け、背後地の流出と外水の浸入を防ぐ。 |
| ③高位部と低位部に分割でき、高位部のみ自然排水が可能な場合 | <ul style="list-style-type: none"> 低位部に外水が浸入する場合、高位部は放水路により受益区域外へ自然排水し、低位部は逆水門の設置又はポンプにより機械排水する。 放水路が受益区域内の低位部を通る場合又は受益区域内の幹線排水路を共有する場合は、低位部への浸入を防ぐための放水路の両側に堤防を設ける。 |
| ④内水位が外水位より低い場合 | <ul style="list-style-type: none"> 外水位が内水位を超える時間が長い場合は、堤防及び逆水門の設置により外水の浸入を防ぎ、内水位が計画基準内水位を超える場合はポンプにより機械排水を行う。 土地条件が許す場合は、内水を一時遊水池に貯留して、内水位の調節、ポンプ容量の節減を図る。 排水本川の上流部に防災ダムを建設して洪水のピークカットをしたり、中下流部の河川改修を行ったりして、外水位の抑制を図る。 |
| ⑤排水口の出口が海で、河口が漂砂等によって閉鎖する場合 | <ul style="list-style-type: none"> 漂砂粒径や浜勾配が小さく、海浜高位部の漂砂移動が少ない場合、河口の汀線より内陸へ河川両岸又は片側を護岸する。 洪水量に比べ、平水量、渇水量が少なく、かつ、かなり波の荒い場合は、汀線より海側に向かって導流堤を設ける。 潮差及び汀線の変化が少ないところで、計画排水量があまり大きくななく、漂砂の堆積がかなり高くなる場合は河口暗渠によって排水する。 内外水位の差が小さく、河口処理が困難な場合は機械排水による。この場合は、ポンプ排水量が少なくなるよう、排水水門の設置等を検討する。 |

3.2.3 計画排水量と排水系統図

(1) 計画排水量

受益区域の排水系統を構成する排水路の計画排水量は、同一水系の排水系統について、単位排水量の値が全線の各断面にわたってすべて等しいことを原則とする。

ア 単位排水量

単位排水量は、排水系統の下流端地点を基準点とし、その地点の洪水ピーク流出量（計画洪

水時排水量) から式(3.8)により求める。基準点は、図-3.8 に示すように、同一の系統ごとに設定する(洪水ピーク流出量の詳細は、「8. 洪水ピーク流出量の計算」を参照)。

$$q = \frac{Q}{A} \quad \dots \dots \dots \quad (3.8)$$

ここに、 q : 単位排水量 ($\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{km}^2)$)

Q ：基準点の洪水ピーク流出量（計画洪水時排水量 (m^3/s)）

A : 基準点における流域面積（最下流端地点における排水系統の全面積 (km^2)）

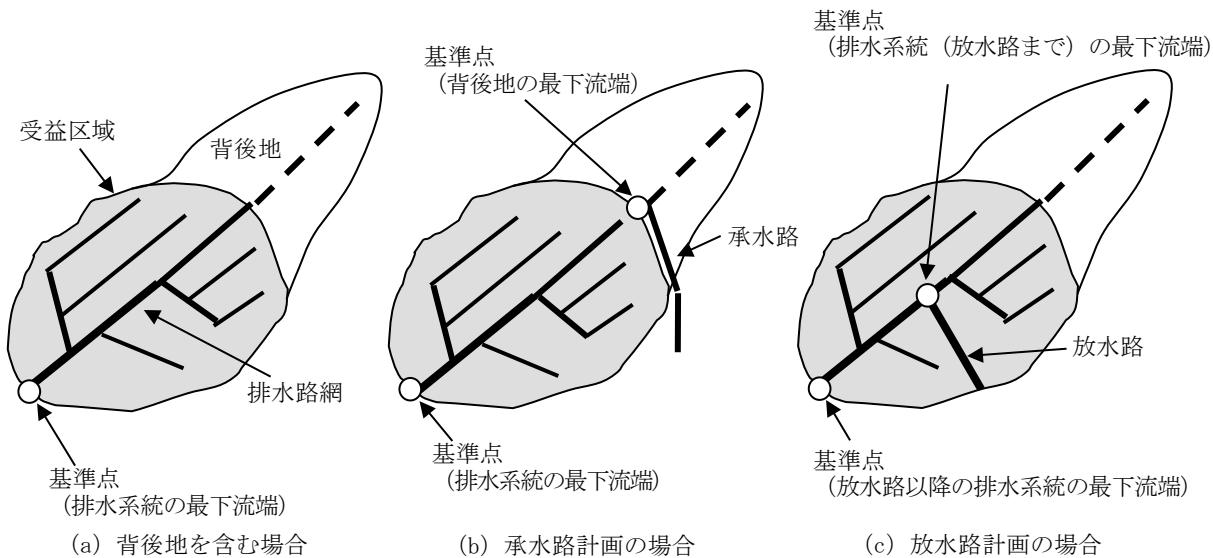


図-3.8 排水路網と基準点

イ 排水路の計画排水量

排水系統を構成する排水路の各路線の計画排水量は、路線別の支配面積と式(3.8)による単位排水量との積によって求める。

ウ 遊水池を含む場合の計画排水量

図-3.9に示すように、単位排水量 q ($\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{km}^2)$) の排水系統において、排水路の途中に遊水池を計画する場合、排水路 B の計画排水量は洪水調節効果を考慮する必要がある。

このような場合の単位排水量は、以下のようにして求める。

- (ア) 遊水池の上流地点に基準点を設け、この地点の流域面積に対する洪水ハイドログラフを求める（洪水ハイドログラフ検討の詳細は「9. 洪水ハイドログラフの計算」を参照）。

(イ) 図-3.10 に示すように遊水池について、排水路 A からの洪水ハイドログラフを流入量とし、排水路 B の能力を流出量とする水収支計算を行い、排水路 B の計画排水量を求める。

(ウ) 排水路 B の下流端で排水路 C からの流出量が加わる場合は、排水路 C の支配面積と単位排水量との積から求めた排水量を加える。

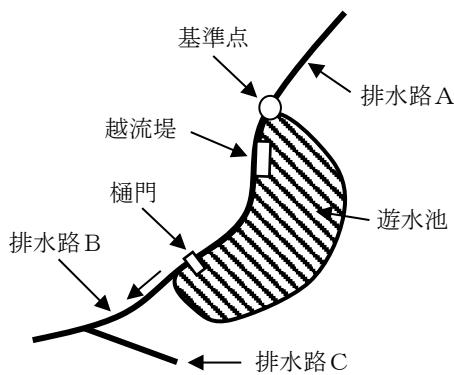


図-3.9 遊水池を含む場合の排水系

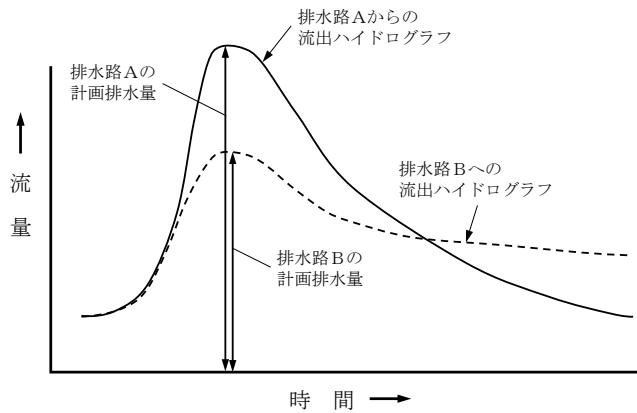


図-3.10 遊水池上下流の計画排水量

(2) 排水系統図

排水系統図は、それぞれの排水路及び排水施設が負担する計画排水量を体系的に明らかにすることを目的として作成する。

計画排水系統図の作成に当たっては、縮尺1/5,000～1/25,000の地形図に以下の事項に留意して、受益区域において各排水ブロックと計画施設が明確になるようにする。

- ① 受益区域を表示（排水改良受益界がわかるように着色）すること。
- ② 排水系統別に適宜着色し、計画施設（ポンプ場、排水路等）を「(P)」、「=」等の記号で表示すること。

また、計画排水系統図を基に、模式的に施設及び水路名、流域面積、受益面積並びに計画排水量を記入した排水系統模式図を作成する。なお、計画排水系統図及び模式図は、必要な範囲を図示し、施設名を明記するほか、系統名を記入する。

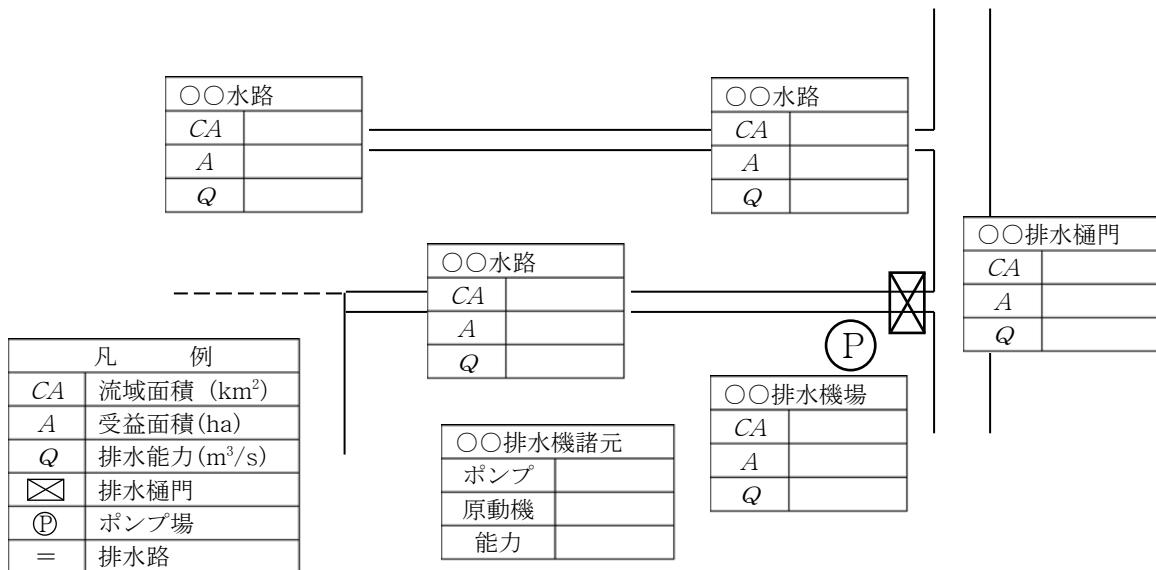


図-3.11 計画排水系統模式図の例

参考文献

- 1) 農林水産省農村振興局整備部設計課：土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「水路工」、農業農村学会、p. 488 (2014)

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とする。
- (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を行うもので、以下の手法を用いる。

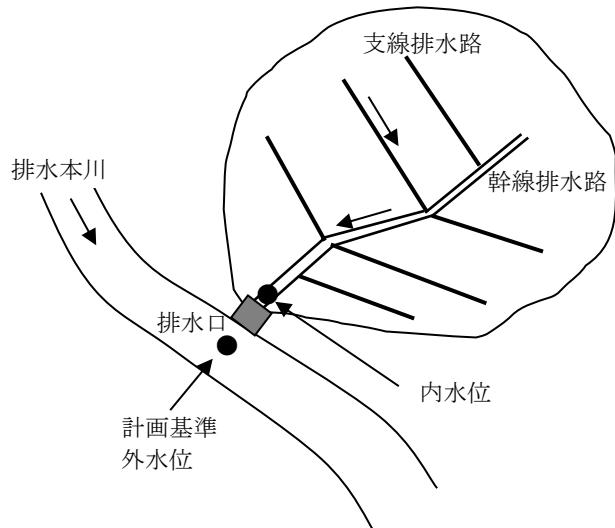


図-4.1 計画基準外水位と内水位

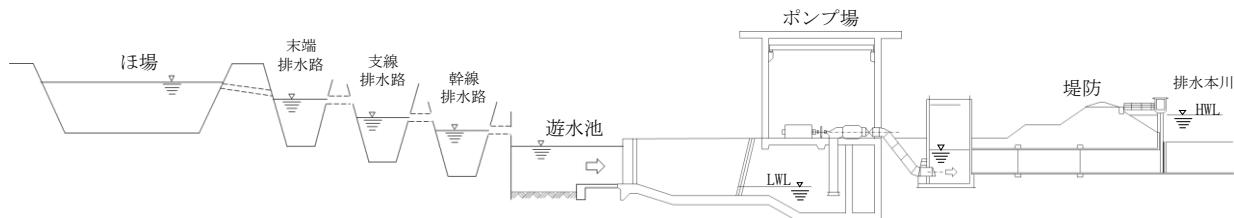


図-4.2 排水路組織の縦断図

表-4.1 排水路組織の水理検討手法

| 手 法 区 分 | 手 法 | 適 用 |
|------------|------------------------------|--------------------------|
| 排水路組織の水理計算 | 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 | 数理モデル ^{注1)} による排水計算 | 氾濫域 |

- 注 1) 数理モデルとは、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) 泛濫域とは、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理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。

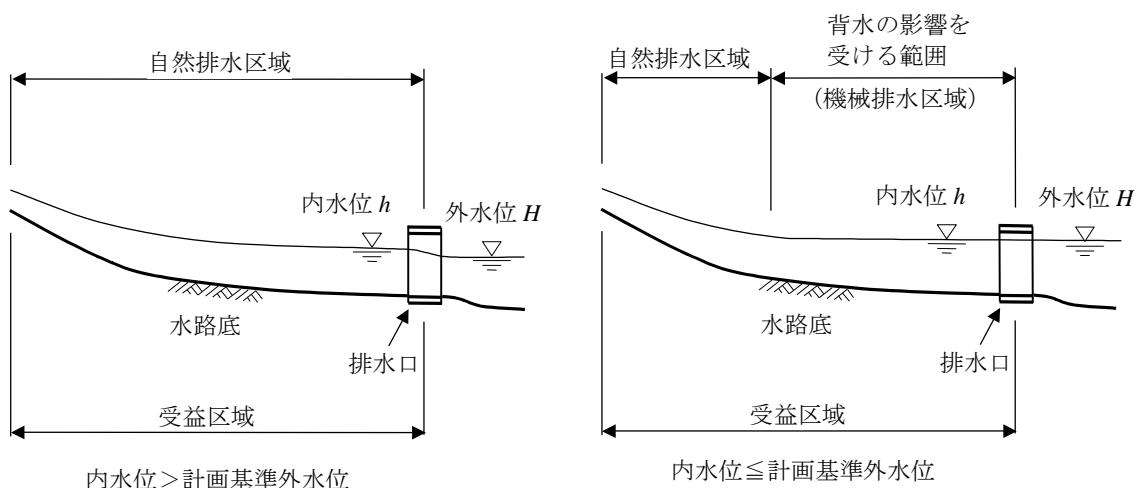


図-4.3 自然排水方式の範囲

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

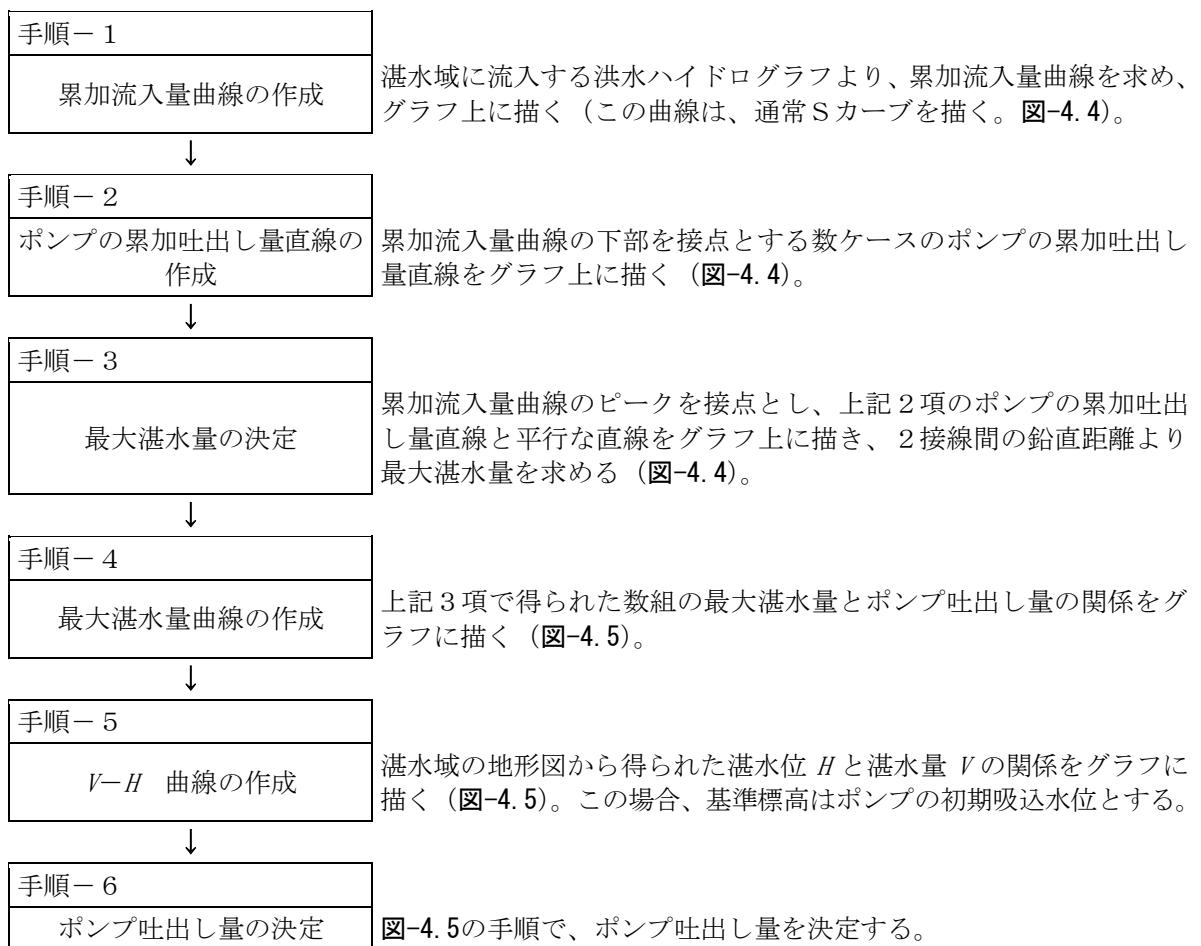
4.3.2 ポンプ容量の決定

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。



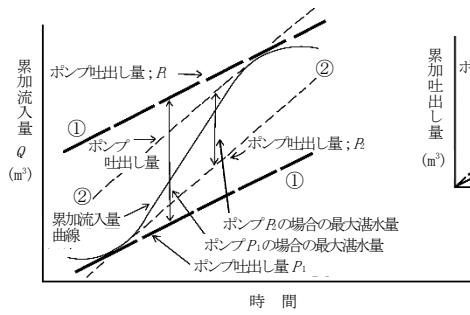


図-4.4 流入量、吐出し量及び湛水量の関係

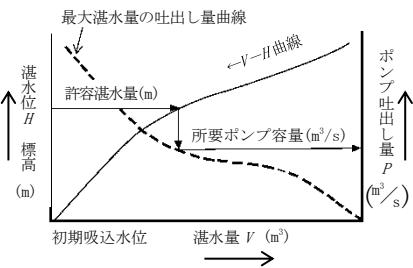
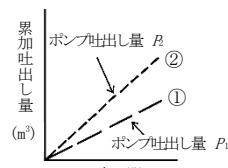


図-4.5 ポンプ容量の概略決定

(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できるので、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。

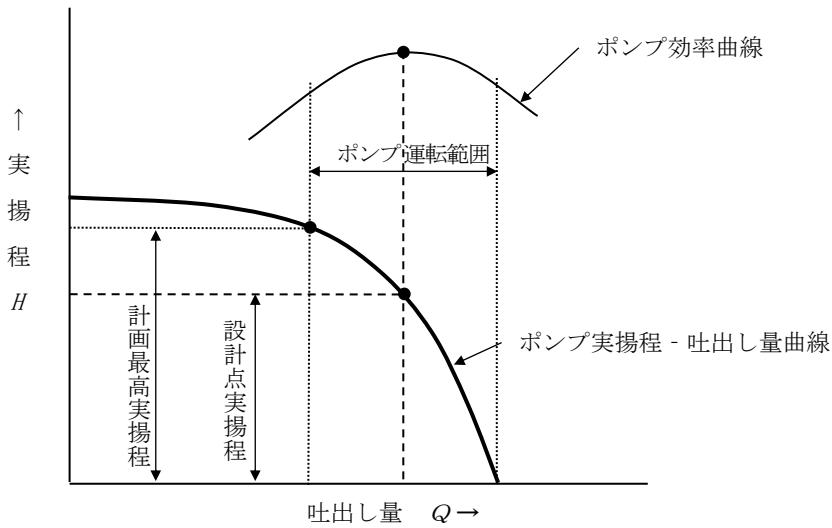


図-4.6 計画最高実揚程と設計点実揚程

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。

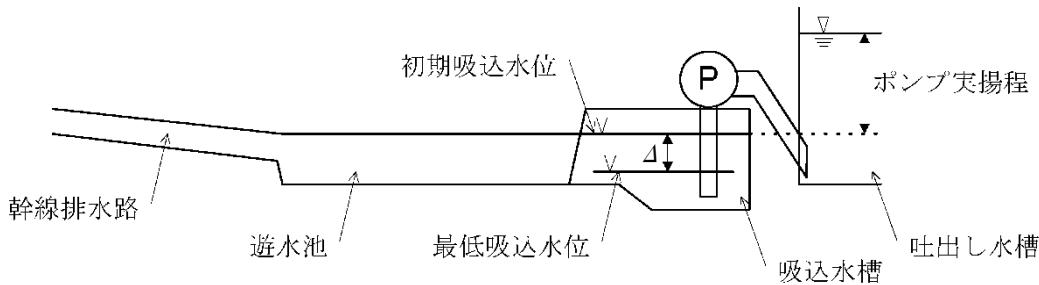


図-4.7 遊水池（ポンプ円滑運転用）

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。

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

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 | | | |
| 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 | |
| | | | | 5.30 | φ 1000×1 | | | |
| | | | | | φ 1200×1 | 1,080 | | |
| | | | | | 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 | |
| | | | | 5.00 | φ 1200×2 | 1,440 | φ 1200×2~3min (機場配置計画より決定) | |
| | | | 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： $B = 2.0 \text{ m}$ (積プロック水路) 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台当たり、 $Q = 180 \text{ m}^3/\text{min}$) |

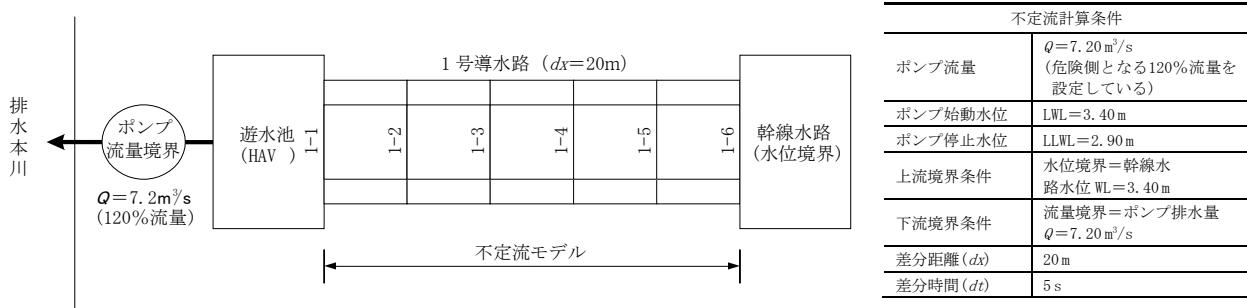


図-4.8 計算モデル模式図

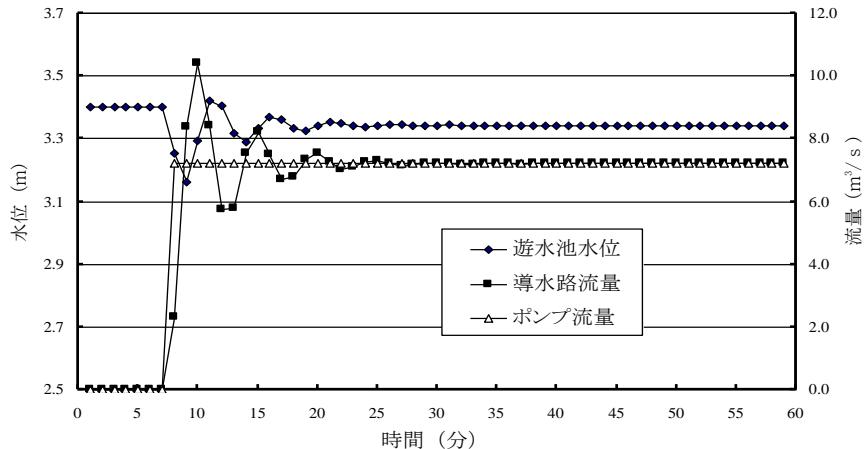


図-4.9 不定流モデル解析結果

4.4 自然排水と機械排水の組合せ方式

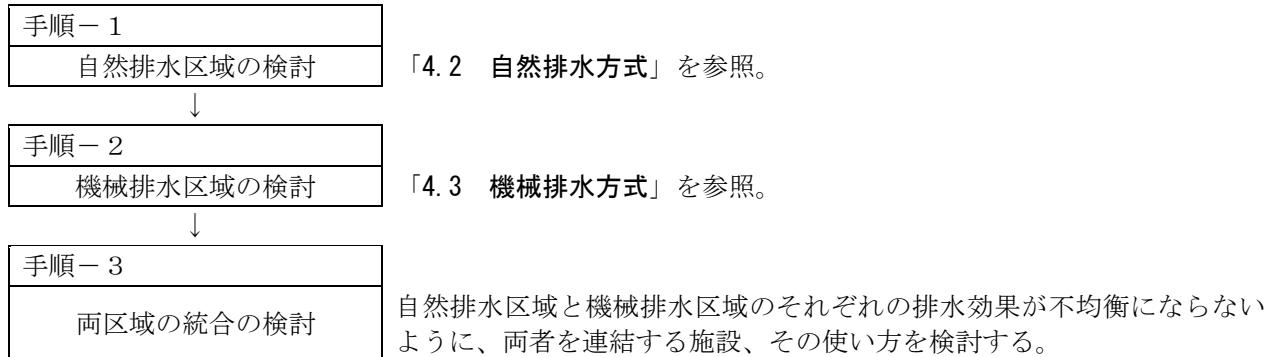
4.4.1 組合せ方式

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。



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 \geq 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る。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ふ。)。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。

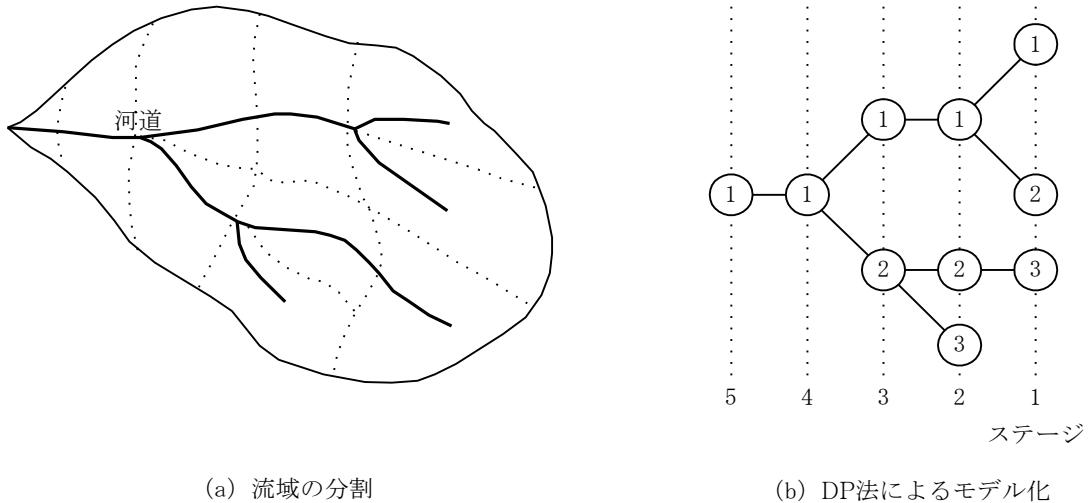


図-4.10 DP法による流域分割の概略

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 ($n=1, \dots, N$)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($n=N$)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。

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

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 軸に沿つ

たエネルギーの変化は、式(4.3)で表される。

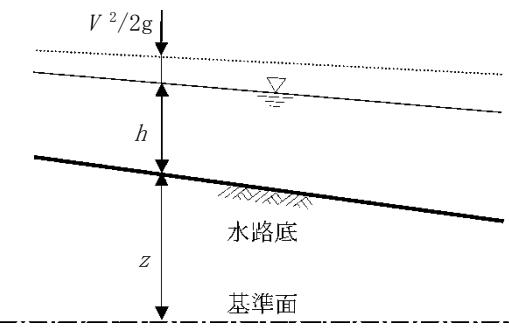


図-4.11 排水路の流況

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

ここに、 n ：マニングの粗度係数 (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。

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

注：式(4.4)は、距離 x の区間内で流量 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

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

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

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。

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

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

ここに, k_1, \dots, k_4 は次のとおりである。

$$\left. \begin{array}{l} k_1 = \Delta x \cdot f(x_0, h_0) \\ k_2 = \Delta x \cdot f(x_0 + \Delta x / 2, h_0 + k_1 / 2) \\ k_3 = \Delta x \cdot f(x_0 + \Delta x / 2, h_0 + k_2 / 2) \\ k_4 = \Delta x \cdot f(x_0 + \Delta x, h_0 + k_3) \end{array} \right\} \dots \quad (4.10)$$

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）。

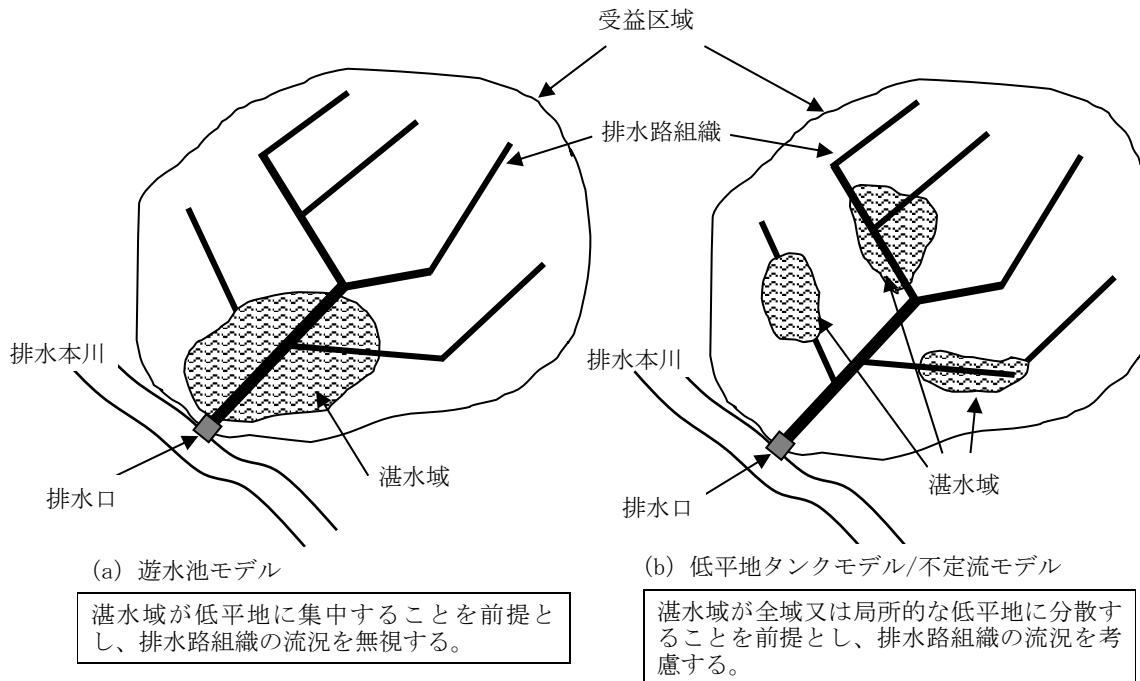


図-4.12 排水解析モデルの概念図

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 湿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 湿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 | <p>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。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・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 | <p>排水解析は、内水位の時間的な推移を求ることから、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）。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・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 | <p>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）。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・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

- 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）
- 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）
- 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。

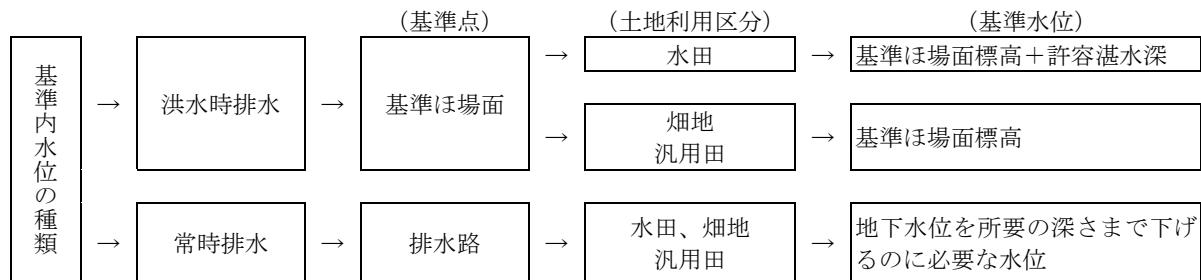
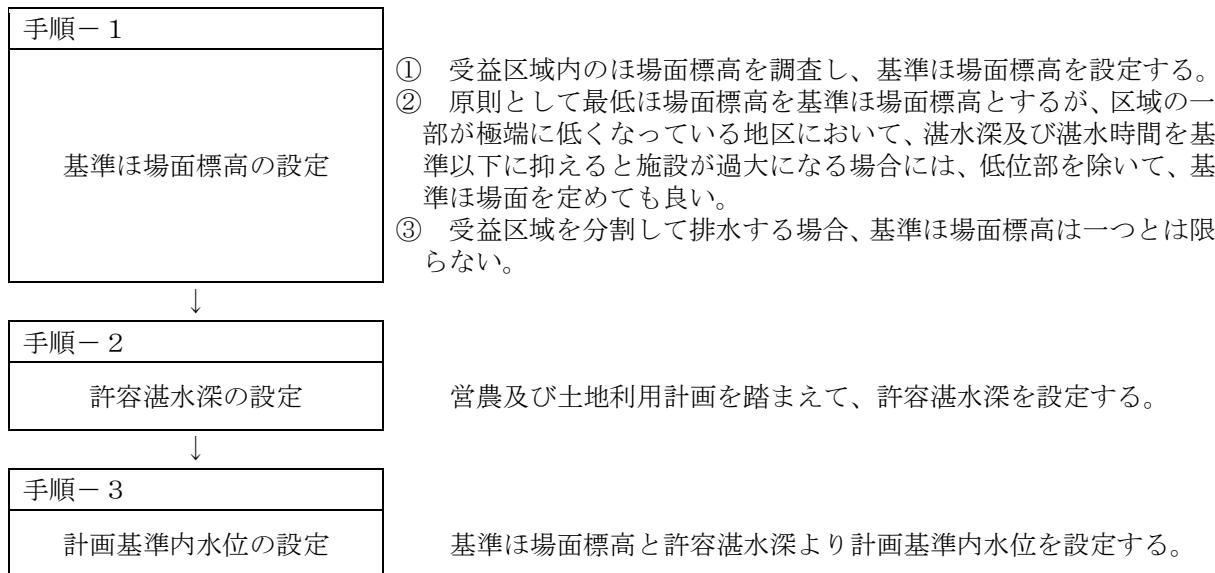


図-5.1 計画基準内水位の種類

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。

$$\text{計画基準内水位} = \text{基準ほ場面標高} + \text{許容湛水深}$$

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。

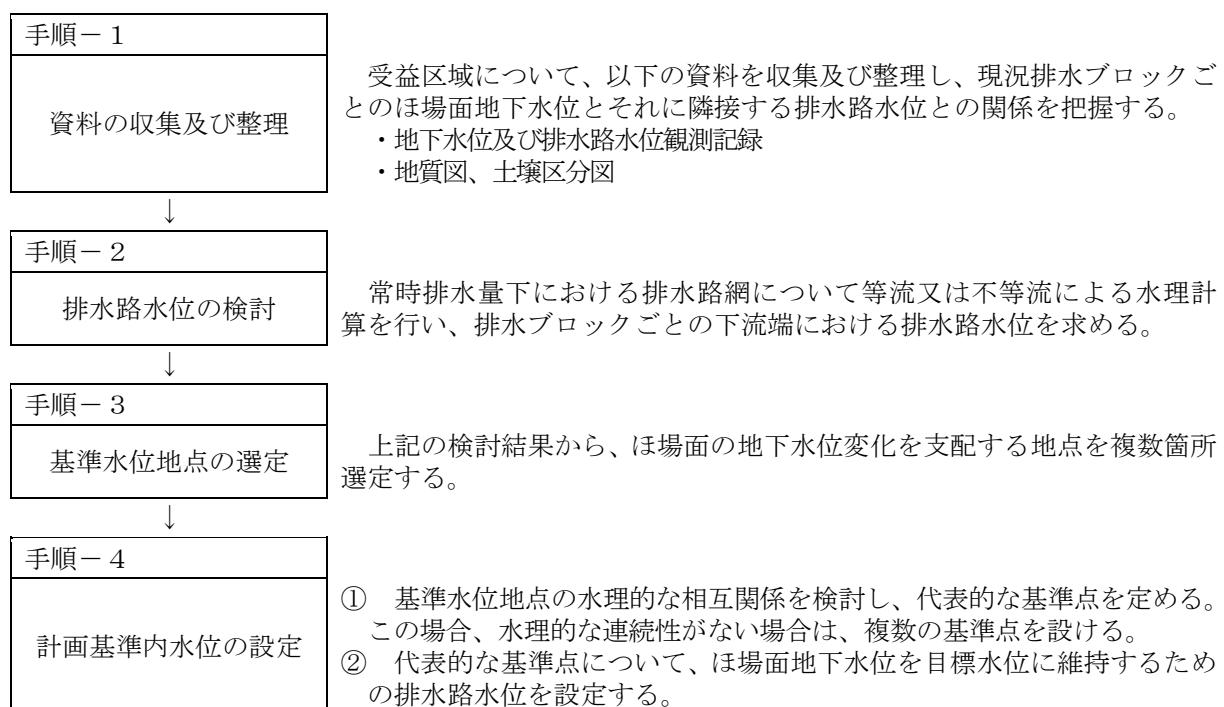
$$\text{計画基準内水位} = \text{基準ほ場面標高}$$

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、帶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、地質図及び土壤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。

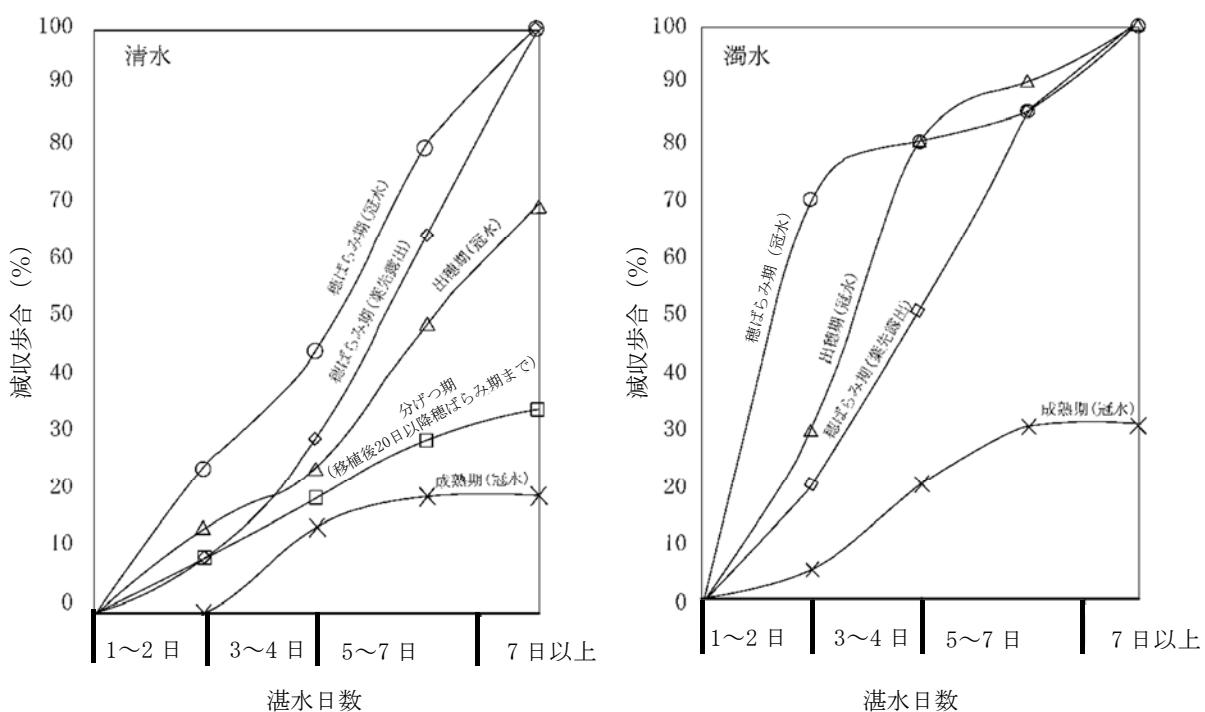
[参考] 水田地帯における許容湛水深の考え方について

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

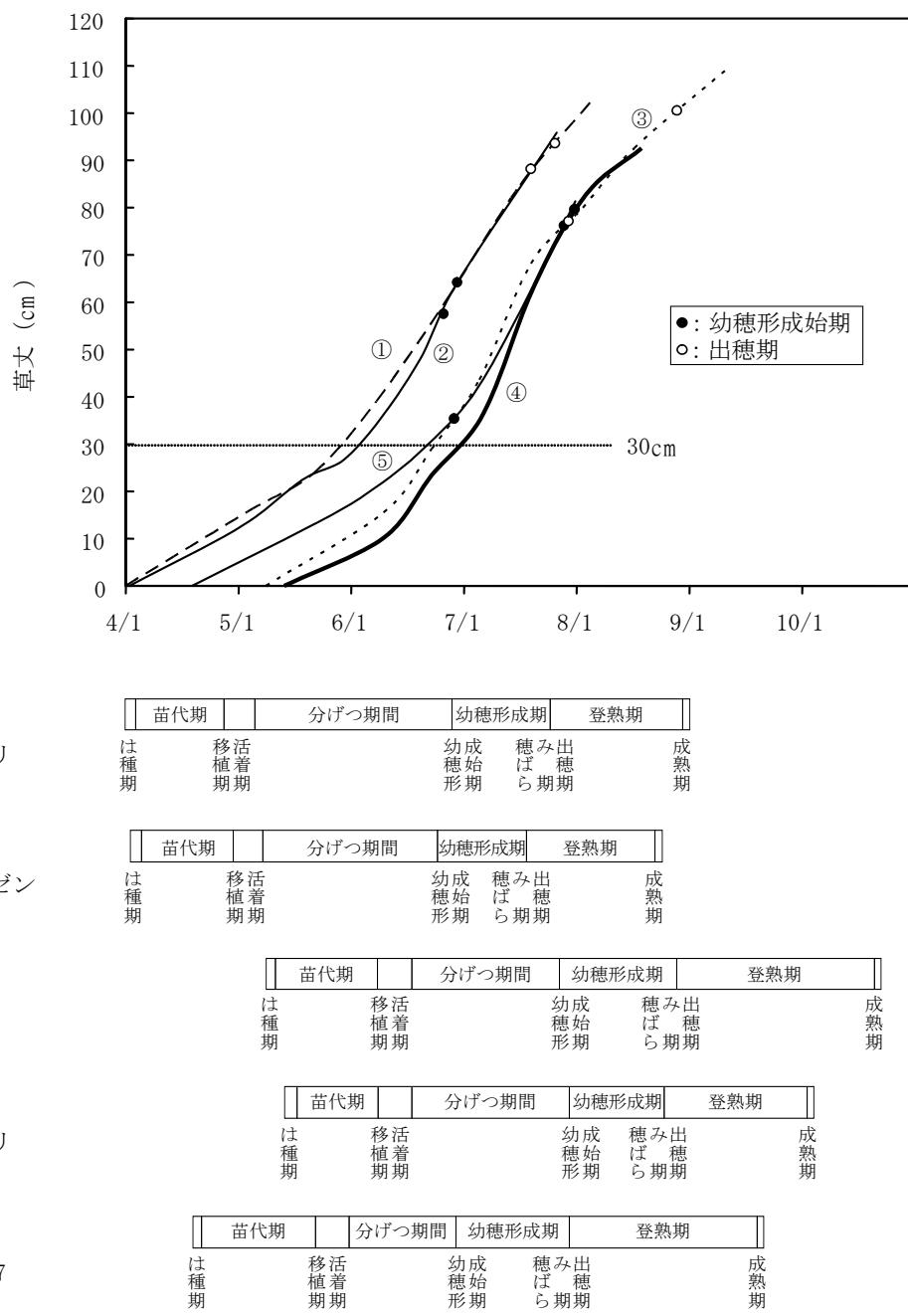


図-5.3 水稻の生育期と草丈

[注] 図-5.3 は、早期栽培、早生、中生、晚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。

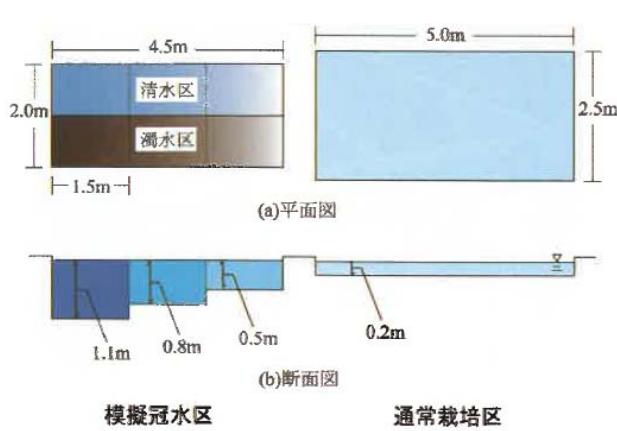


図-5.4 試験区の設計概要図



図-5.5 冠水試験中の様子

(手前が最深部)

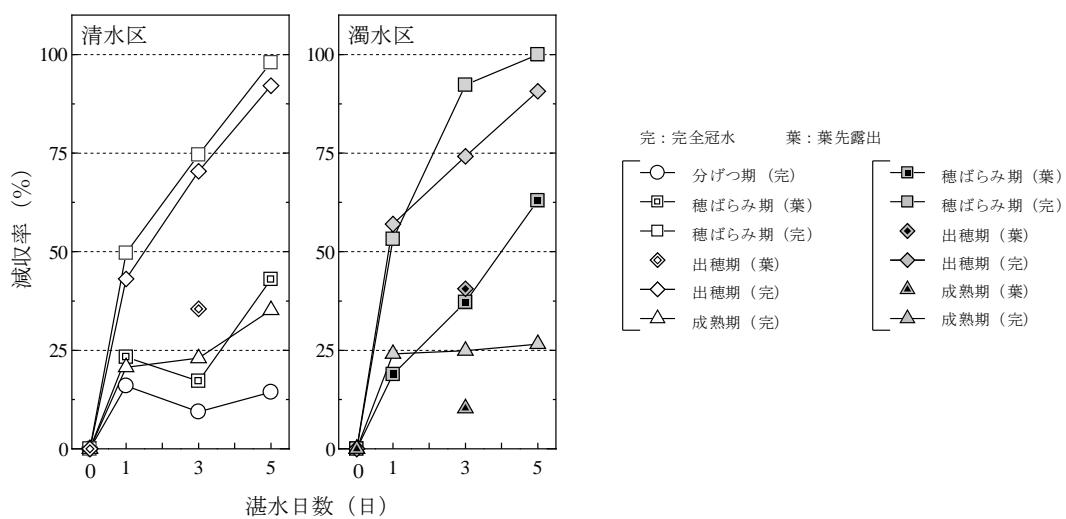


図-5.6 玄米重量と品質の低下に着目した水稻減収尺度

参考文献

- 1) 皆川裕樹・北川 嶽・増本隆夫：洪水時の流域管理に向けた水田域の水稻被害推定手法、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 嶽・瑞慶村知佳：水稻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)