

10. 常時排水量の計算

(基準、基準の運用第3章 3.3.7 関連)

10.1 基本事項

常時排水量は、内部流域の日常の降雨流出の他、地下水流出、かんがい用水、宅地等からの排水等を含む常時の排水量であり、日平均排水量 (m^3/s) として扱う。

排水計画を樹立するに当たっては、まず計画常時排水量を検討し、次には場の常時の排水改良の目標となる地下水位を適切に管理できるように排水施設の規模及び機能を検討しなければならない。また、常時排水量の管理は、地域の生態系を含む自然環境に影響をもたらすことも想定されるため、生態系の保全を踏まえた検討を行うことが望ましい。

10.2 常時排水量の計算

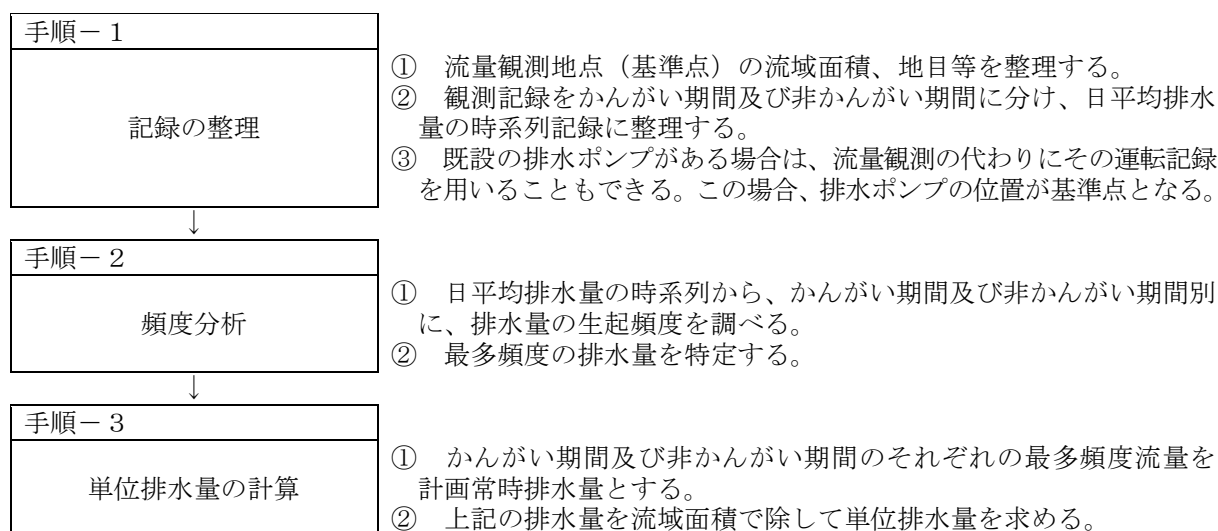
内部流域の計画常時排水量は原則として実測値から求めるが、その方法は次のいずれかによることができる。

- ・ 観測による方法
- ・ 低水流出解析による方法

10.2.1 観測による方法

受益区域内又は近傍の立地条件が同等の地区に基準点を設定し、排水量の連続流量観測を行い、以下の手順で記録の頻度分析を行い、計画常時排水量を求める。

(流量観測については、「2. 調査(精査)」の項参照)。



なお、観測によって計画常時排水量を計算する場合は、以下の事項に留意しなければならない。

- (1) 流量観測の基準点は、排水系統や土地利用状況等を踏まえ、流域界が明確に設定でき、かつ下流水位の影響を受けない地点を選定する。
- (2) 流量観測の観測期間は、かんがい期間及び非かんがい期間の排水量の特徴を抽出するために、1年以上が望ましい。

常時排水量は、上記の手順に示すように、日平均排水量を実測してその度数分布から求めることを原則とするが、計画初期はあまり高い精度の値でなくても間に合うので、資料の少ない場合は表-10.1に示す値の範囲で適当と思われる値を選定してもよい。

表-10.1 計画常時排水量の参考値

区分	常時排水量
かんがい期	0.1 ～0.4 $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{km}^2)$
非かんがい期	0.05～0.1 $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{km}^2)$

〔参考〕計画常時排水量の推定事例

既設の排水ポンプの運転記録から常時排水量を推定した事例を表-10.2に示す。

表-10.2 常時排水ポンプによる常時排水量の推定事例

地区名	事業	流域面積 (km ²)	常時排水量 (m ³ /s)	比流量 (m ³ /(s・km ²))	備考	
新川右岸 (新潟)	かんがい 排水	54.94	20.20	0.368	かんがい期	本地区は、低平地で用水の残 水が大きい地区である
			4.00	0.073	非かんがい期	
白根郷 (新潟)	農地防災	72.3	10.280	0.140	昭和 51 年～平成元年のかんがい期(5～8 月) の無降雨日の排水量より算出	
阿賀野川右岸 (新潟)	農地防災	212.0	36.000	0.170	昭和 53～59 年のかんがい期間中のポンプ運 転記録より算出	
射水郷 (富山)	農地防災	東部 30.390	2.844	0.094	かんがい期間中の無降雨期間のポンプ運転 記録より算出	
		西部 28.823	1.843	0.064		
巨椋池 (京都)	農地防災	25.1	2.0～5.0	0.08～0.20	かんがい期	降雨流出の影響を受けない 期間におけるポンプ運転記 録より算出
			1.0～2.0	0.04～0.08	非かんがい期	

11. 排水路

(基準、基準の運用第3章 3.4.2 関連)

11.1 勾配と断面

11.1.1 マニング平均流速公式

$$Q = A \cdot V \quad \dots\dots\dots (11.1)$$

ここに、 Q ：流量 (m^3/s)、 A ：通水断面積 (m^2)、 V ：平均流速 (m/s)

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \quad \dots\dots\dots (11.2)$$

ここに V ：平均流速 (m/s)、 n ：粗度係数 ($\text{s}/\text{m}^{1/3}$)、 R ：径深 (m)、 I ：水路底勾配

粗度係数 n は、土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「水路工」を参照すること。

11.1.2 最大許容流速

最大許容流速は、土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「水路工」を参照すること。

11.1.3 最小許容流速

排水路内の流速が緩すぎると土砂が堆積し、通水断面が減少するおそれがある。また、堆積した土砂に水草が繁茂する原因にもなる。したがって、土砂が堆積しないための排水路の最小許容流速を設定することが望ましい。この場合、最小許容流速を設定するための対象流量は、1/2年確率流量程度とする。

水の流れによる土砂の動きは、掃流形式によるものと浮遊形式によるものがある。前者は、土砂が河床上を流水の直接的作用により転動、滑動しながら輸送されるものをいう。後者は、乱れの拡散作用によって、土砂が断面全体を浮流しながら輸送されるものをいう。また、水路内においては、平均流速 V と摩擦速度 u_* の比 (V/u_*) は一般に 8～25 倍程度¹⁾であるため、以下により摩擦速度等を求め、最小許容流速の目安とすることができる。

(1) 掃流力

土砂は水の流れによって、水からせん断応力を受ける。この力は土砂を流れの方向に押し流そうとする力であり掃流力と呼ばれる。掃流力が一定の限界を超えると、土砂の移動が始まる。この限界値を限界掃流力という。

掃流力は、式(11.3)²⁾に示すとおり、摩擦速度 u_* を用いて表すことができる。

$$\tau_0 = \rho g R I_f = \rho u_*^2 \quad \dots\dots\dots (11.3)$$

ここに、 τ_0 ：掃流力 ($\text{g}/(\text{cm} \cdot \text{s}^2)$)、 ρ ：水の密度 (g/cm^3)、 g ：重力加速度 (cm/s^2)、 R ：径深 (cm)、 I_f ：流水のエネルギー勾配、 u_* ：摩擦速度 (cm/s)

限界掃流力 ($\tau_c = \rho u_{*c}^2$) は、式(11.4)²⁾の岩垣の式より粒径別の限界摩擦速度 u_{*c} を算出して求める。

$$\begin{aligned}
d \leq 0.0065 & \quad u_{*c}^2 = 226d \\
0.0065 \leq d \leq 0.0565 & \quad u_{*c}^2 = 8.41d^{11/32} \\
0.0565 \leq d \leq 0.1180 & \quad u_{*c}^2 = 55.0d \quad \dots\dots\dots (11.4) \\
0.1180 \leq d \leq 0.3030 & \quad u_{*c}^2 = 134.6d^{31/32} \\
0.3030 \leq d & \quad u_{*c}^2 = 80.9d
\end{aligned}$$

ここに、 d ：粒径(cm)、 u_{*c} ：限界摩擦速度(cm/s)

(2) 沈降速度

土砂が浮遊するための浮遊限界の目安は、静水中における粒子の沈降速度 V_f と摩擦速度 u_* の関係から、式(11.5)³⁾となる。

$$u_* = V_f \quad \dots\dots\dots (11.5)$$

沈降速度 V_f は、式(11.6)³⁾のルベイの実験式より算出する。式(11.6)において、 $s=1.65$ 、 $\nu=0.01\text{cm}^2/\text{s}$ 、 $g=980\text{cm}/\text{s}^2$ とおくと、沈降速度 V_f は、土砂の粒径 d から算出することができる。

$$\frac{V_f}{\sqrt{sgd}} = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{sgd^3}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{sgd^3}} \quad \dots\dots\dots (11.6)$$

ここに、 V_f ：沈降速度(cm/s)、 s ：砂の水中比重、 g ：重力加速度($980\text{cm}/\text{s}^2$)、

d ：土砂の粒径(cm)、 ν ：動粘性係数(cm^2/s)

(3) 最小許容流速の設定

岩垣の式及びルベイの式を用いると、限界摩擦速度 u_{*c} 及び沈降速度 V_f は粒径 d の関数となり、図-11.1に示す関係となる。

図-11.1に示した曲線では、土砂の流下においておおむね0.0125cm以上の粒径では掃流力が支配的であり、それ以下の粒径では沈降速度が支配的であることから²⁾、対象とする粒径により適用範囲を設定する必要がある。

設定した限界摩擦速度若しくは沈降速度を8～25倍することで平均流速 V が求まり、これが土砂の堆積を防ぐ最小許容流速の目安となる。

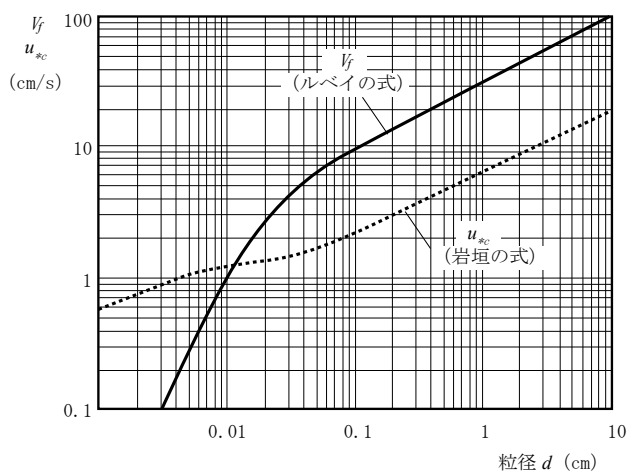


図-11.1 沈降速度 V_f 、限界摩擦速度 u_{*c} と粒径の関係
($s=1.65$ 、 $\nu=0.01\text{cm}^2/\text{s}$ の場合)

11.1.4 側法勾配

水路の法勾配は土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「水路工」を参照すること。

11.1.5 設計水位

排水路の設計水位は、水路に沿う地盤標高を超過してはならない。ここでいう設計水位とは、排水路に設計流量を流下させた場合の水位である。

なお、湛水を許容している地区において、排水路の設計流量を超える流出が発生した場合の内水位は地盤標高を超過するが、設計流量を流下させた場合の設計水位は、水路周辺の地盤標高を超えないように計画する。

11.1.6 余裕高

排水路の余裕高は、土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「水路工」により算定し、所定の数値を見込むものとする。

11.1.7 計画水路深

計画水路深は、原則として計算によって求められた必要最小水深と現地暗渠の埋設深等より求められる現況最小水深のいずれか大きい方を採用する。

現況最小水深＝ほ場暗渠埋設深＋平水深

ほ場暗渠埋設深は通常 0.5～0.8m 程度である。また、平水深は常時排水量に相当する水深とする。

11.1.8 断面の変化

計画水路断面は、計画流量の1/4程度の変化があった場合変化させることを原則とする。

参考文献

-
- 1) 椿東一郎：水理学Ⅰ、森北出版、p. 109(1973)
 - 2) 農業農村工学会：改訂七版農業農村工学ハンドブック（基礎編）、p. 226(2010)
 - 3) 椿東一郎：水理学Ⅱ、森北出版、pp. 233～234(1974)

12. 排水水門

(基準、基準の運用第3章 3.4.3 関連)

12.1 ゲートの分類と特徴

12.1.1 ゲートの分類¹⁾

規模による分類では、ローラゲート及びスライドゲートは扉体面積により、以下のように分類されている。また、排水施設で主に用いられるゲートを表-12.1に示す。

【ゲートの規模】

- ① 小形水門扉：10m²未満
- ② 中形水門扉：10m²以上50m²未満
- ③ 大形水門扉：50m²以上

表-12.1 排水施設での適用ゲート²⁾

施 設	設置目的	よく使用されるもの	まれに使用されるもの
ポンプ場	吐出しゲート	ローラゲート スライドゲート	
排水水門	排 水 門	ローラゲート シェル構造ローラゲート 2 段式ローラゲート スイングゲート マイターゲート	バイザーゲート ラジアルゲート
	排 水 樋 門	ローラゲート スライドゲート フラップゲート	
共 通	修理用ゲート	ローラゲート スライドゲート 角落し	フローティングゲート 楕式ゲート

12.1.2 排水施設に使用されるゲートの特徴

(1) ローラゲート

扉体に取り付けた車輪(ローラ)により全水圧を支持し開閉を行うゲートで、扉体がガーダ構造のものをいう。ローラゲートは最も一般的なゲート型式であり、ダムの洪水吐(クレストゲート)、頭首工、用排水ポンプ場、水路、排水水門等、広範囲に使用される。

(2) シェル構造ローラゲート

扉高に対して径間の大きなゲートで、扉体断面を殻構造(シェル構造)とした型式をいう。越流形と非越流形があり、扉体上面(越流面)の形状が異なる。取水堰、排水門等に使用される。

(3) スライドゲート

扉体両側部の戸当りとの接触面に支圧板(摺動板)を取り付けて水圧を支持し、水密を行うゲートである。構造は単純であるが、水圧荷重を受けながら開閉操作を行う場合は抵抗力が大きいため、一般に小形で低水圧のゲートに採用される。頭首工の取水口及び沈砂池、用排水ポンプ場、水路、排水樋門のゲート等に使用される。

(4) スイングゲート

片開き式のドアと同じ機構のゲートで、扉体の片側にヒンジを設けてピアに取り付ける。開閉は水平面で90°回転して行い、全閉時はスライド形式のゲートと同様の水圧支持状態となる。開閉を円滑に行うため、扉体底部に車輪を設けたものもある。全開時には水路上に構造物が残らないため、主に舟運のある排水門や閘門に使用されることが多い。

(5) マイターゲート

水路幅の大きい場合にはスイングゲートを水路左右岸に対称に設置し、全閉の姿勢は、平面で合掌形(観音開き)になるゲートをいう。通船に便利であるので、閘門等に使用されることが多い。また、扉体を鉛直面からやや傾けて、閉方向のモーメントを確保している。

(6) フラップゲート

排水樋門等に設けられるゲートで、扉体上部にヒンジを設置して取り付ける。

排水時には水圧で「開」となり、逆圧が作用するとその水圧によって「閉」となる。水密性を良好にするため、扉体は3～5°傾斜させるのが一般的である。動作の状態から「招き扉」とも呼ばれている。無動力で開閉できるが、点検及び整備用に開閉装置を設ける場合もある。

(7) 修理用ゲート(角落し)

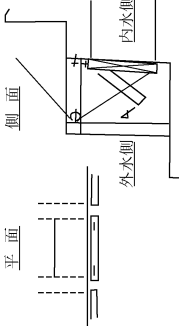
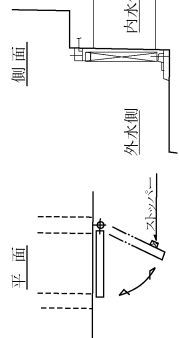
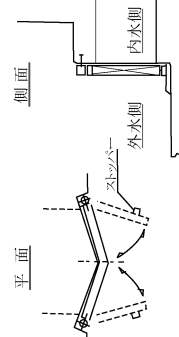
排水門のゲートの点検及び整備時に内水位を保持するために代替使用する修理用ゲートで、扉体は運搬格納等に便利のように上下方向を複数のブロックに分割し、使用時は積み重ねて1門分とする。径間の長い水門等では、中間支柱を設けて扉体を径間方向にも分割する場合がある。

12.1.3 排水樋門

表-12.2に、排水樋門の主ゲート用として用いられる3タイプの特徴を述べる。

なお、ローラゲートやスライドゲートは、非常遮断ゲートとして用いられる。

表-12.2 排水樋門に用いられる主ゲートの特徴

ゲート名	フラップゲート	スイングゲート	マイターゲート
ゲート概略図			
ゲート構造	水平方向（上部）に回転軸を設け扉体は内外水位差により自動的に開閉し内水排除及び外水の流入を防止するゲートである。ごみの噛み込みを防止するため扉体側部を開ける必要があるため土木構造物の幅が大きくなる。	鉛直方向に回転軸を設け、扉体は内外水位差により横方向に開閉し、内水排除及び外水の流入を防止するゲートである。また、ゲート開度は75°程度である。	回転軸の構造は、スイングゲートと同様であるが、通水断面に対して扉体は左右2枚で構成される。
排水性	扉体を吊下げる構造のため、扉体自重が閉方向のモーメントとして作用し大きい抵抗となるので、排水性能は他のゲートより劣る。	横方向の開閉で水路側部から開き、また、開方向のトルクはマイターゲートよりも大きくなるので排水性能は良い。	流速の早い合掌部から開くため、排水性能は最も良い。
止水性	扉体自重が閉方向のモーメントとして作用するため、止水性能は最も良い。	閉方向のモーメントを確保するため戸当り上下に傾斜を設けるが、閉方向トルクが小さいため止水性能は劣る。	スイングゲートに比べ1枚の扉が小さくなり不利である。特に、開度同調装置がないと均等に閉まらないため、合掌部からの逆流が生じ止水性能は最も劣る。
維持管理	ゲート構造上、ごみの噛み込みは避けられないが、扉体巻上によりごみ排除は容易に行える。	マイターゲートに比べ合掌部がないので、噛み込み頻度は少ない。	ごみにより局部に作用する軸荷重によって、扉体や軸受部を破損させるおそれがある。
保守点検	扉体を巻上機により水面上に引き上げられるので、保守点検は容易である。	水面上に引き上げられないため、水位の低下が図れない場合、保守点検は不利である。修理用ゲートを使用して保守点検等が行われる。	合掌部の水密点検を定期的に行う必要がある。また、水面上に引き上げられないため、水位の低下が図れない場合は保守点検について最も不利である。修理用ゲートを使用して保守点検等が行われる。

上記のほか、河川排水門に浮体構造をもつ起伏ゲートが用いられる場合がある。このゲートは、浮力により起伏ゲートが開閉する構造で、背後水位により起伏し流水が扉体上部を流れるため、ごみの噛み込みが少ない特徴をもっている。

12.1.4 門扉の開閉装置

表-12.3に水門扉と開閉装置の一般的な組合せを示す。

表-12.3 開閉機組合せ一覧表³⁾

水門扉の種類	規模 用途	開閉装置の型式					
		機械式			油圧式		
		ワイヤロープ ウインチ式	ラック式	スピンドル式	シリンダ式	シリンダ ワイヤロープ式	油圧モータ ワイヤロープ式
ローラ ゲート	大形	○	×	×	△	△	△
	中形	○	△	△	△	△	△
	小形	△	○	△	△	×	×
スライド ゲート	中形	×	○	△	×	×	×
	小形	×	○	○	△	×	×
	高圧	△	×	○	○	×	×

フラップゲートは、ゲートの構造上ごみの噛み込みは避けられないため、維持管理用に小型のワイヤロープウインチ式が用いられることが多い。

また、ゲートと側壁間隔を大きくすることにより噛み込み防止を図ることや、外水逆流監視装置等を設置することがある。

12.2 排水水門等の流量計算

排水水門等の水理計算は、内外水位の時間的変化に基づく非定常流となり厳密には複雑な計算となるが、実用上近似計算法を用いて差し支えない。

水理計算上から排水水門等の構造を分類すれば、堰、水門及び管渠等となり、それぞれの場合に使用すべき諸公式は以下のとおりである。

12.2.1 堰としての流量公式⁴⁾

堰を越える流れの状態は、越流状態 h'/h により、越流量が下流水位の影響を受けない完全越流、堰上に射流部分のないもぐり越流、両者の中間的な状況となる不完全越流の3種類に分類される。

$$\text{完全越流： } Q = CBh^{3/2} \dots\dots\dots (12.1)$$

$$m_1=0\sim4/3, m_2\geq5/3 \quad : C=1.37+1.02(h/W)$$

$$m_1=0\sim2/3, m_2=1/1\text{付近} \quad : C=1.28+1.42(h/W)$$

$$m_1=0\sim1/3, m_2=2/3\text{付近} \quad : C=1.24+1.64(h/W)$$

$$m_1=m_2=0, h/L<1/2 \quad : C=1.55$$

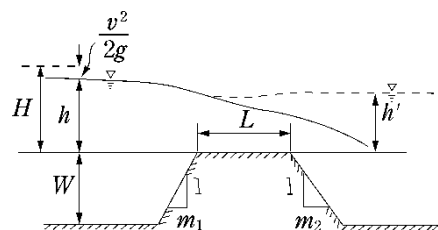


図-12.1 台形堰の諸元

上式は完全越流におけるものであり、完全越流の流量係数値をもとに、不完全越流、もぐり越流での流量は、式(12.2)、式(12.3)で表される。

$$\text{不完全越流： } Q = C(\alpha \cdot h'/h + \beta) Bh^{3/2} \dots\dots\dots (12.2)$$

$$\text{もぐり越流： } Q = \gamma CBh'(h - h')^{1/2} \dots\dots\dots (12.3)$$

ここで、 Q ：越流量(m^3/s)、 B ：堰幅(m)、 h ：越流水深(m)、 h' ：堰頂を基準とする下流水深(m)、 m_1 ：上流面勾配(m)、 m_2 ：下流面勾配、 C ：流量係数($\text{m}^{1/2}/\text{s}$)、 W ：堰高(m)、 L ：堰長(m)
 α 、 β 、 γ は定数であり、各越流状態の h'/h の範囲及び α 、 β 、 γ を表-14.4に示す。

表-12.4 台形堰の越流状態と h'/h の関係及び定数値

上流面勾配 m_1	下流面勾配	完全越流	不完全越流			もぐり越流	
		h'/h の範囲	h'/h の範囲	定数		h'/h の範囲	定数
				α	β		γ
0~4/3	$\geq 5/3$	~0.6	0.6~0.7	-0.030	1.018	0.7~	2.6
0~2/3	1/1 付近	~0.45	0.45~0.8	-0.200	1.090	0.8~	2.6
0~1/3	2/3 付近	~0.25	0.25~0.8	-0.124	1.032	0.8~	2.6
$m_1=m_2=0$ 、 $h/L < 1/2$		~2/3	—	—	—	2/3~	2.6

12.2.2 管路としての流量公式

満流で流れる管又は暗渠の場合は次式を用いる。管内の平均流速 V は、

$$V = \sqrt{\frac{2gH}{1+f_e+\Sigma f_n+f\frac{L}{4R}}} \quad \dots\dots\dots (12.4)$$

ただし、 H ：水頭差、 L ：管路の長さ

R ：径深（円形断面の場合は直径を D とすると、 $R=D/4$ ）

f 、 f_e 、 Σf_n は、それぞれの摩擦、流入及びそれ以外の損失水頭係数で以下のとおりである。

① 摩擦損失水頭係数：

$$f = \frac{124.5n^2}{D^{1/3}} \quad \dots\dots\dots (12.5)$$

ここで、 n ：粗度係数

② 流入損失水頭係数：

f_e ：1.0~0.01 （図-12.2 参照）

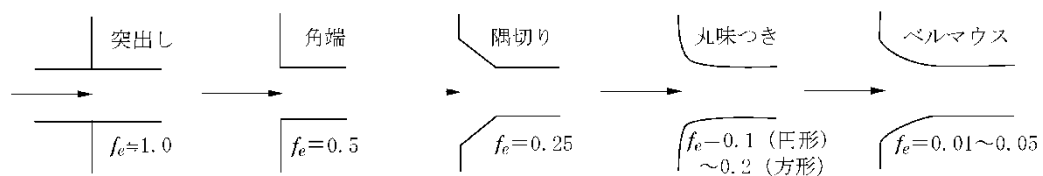


図-12.2 流入損失水頭係数

③ 流入以外（漸拡、曲り）の損失水頭係数

$$\Sigma f_n = f_0 + \Sigma f_{b1} \cdot f_{b2} = (\text{漸拡}) + (\text{曲りの総和}) \quad (\text{図-12.3 参照})$$

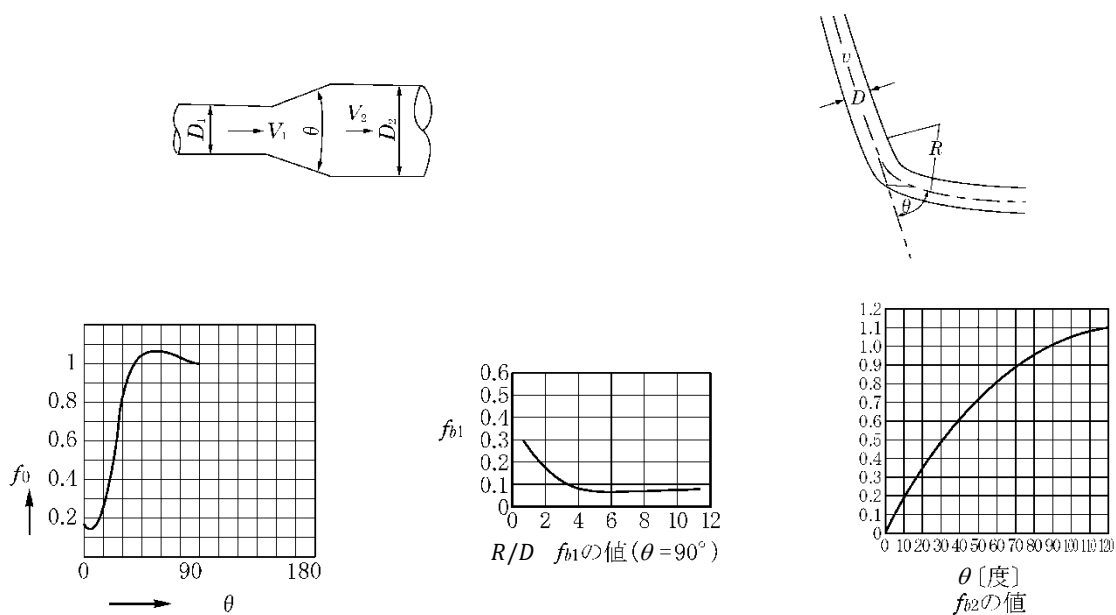


図-12.3 漸拡、曲りの損失水頭係数

12.2.3 排水樋門としての流量公式⁵⁾

(1) スライドゲート付樋門の流量公式(図-12.4)

$$\text{満流} \quad Q = \mu \cdot B \cdot d_a \sqrt{2g\delta} \quad \mu : 1.04 \sim 1.11 \quad \dots\dots\dots (12.6)$$

$$\text{常流} \quad Q = \mu \cdot B \cdot H \sqrt{2g\delta} \quad \mu : 1.00 \sim 1.13 \quad \dots\dots\dots (12.7)$$

$$\text{限界流} \quad Q = 1.7\mu \cdot B \cdot H_e^{3/2} \quad \mu : 0.88 \sim 0.94 \quad \dots\dots\dots (12.8)$$

ここに、 Q : 流量 (m^3/s)

B : 水門幅 (m)

H : 床版上の外水の水深 (m)

H_e : 床版上の内水の水深 (m)

d_a : 水門の高さ (m)

δ : $H_e - 1.03H$ (m)

ただし、海水の場合

μ : 流量係数

g : 重力の加速度 (m/s^2)

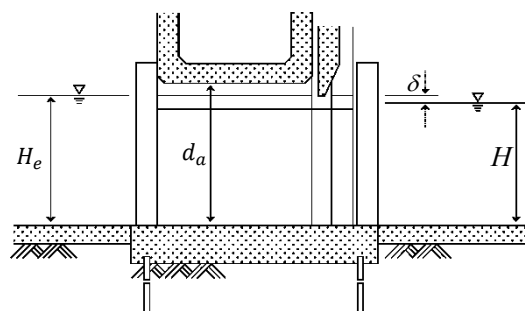


図-12.4 スライドゲート付排水門の水理諸元

流水の計算区分は、次式による。

$$\text{満流} \quad H \geq d_a \quad \frac{H-d_a}{H_e-d_a} > 0.39 \sim 0.42$$

$$\text{常流} \quad H \geq d_a \quad \frac{H-d_a}{H_e-d_a} < 0.39 \sim 0.42$$

～

$$H < d_a \quad \frac{H}{H_e} > 0.81 \sim 0.82$$

$$\text{限界流} \quad H < d_a \quad \frac{H}{H_e} < 0.81 \sim 0.82$$

(2) フラップゲート付排水水門の流量公式(図-12.5)

$$\text{満流} \quad Q = y \cdot B \cdot d_a \sqrt{2g\delta} \quad \dots\dots\dots (12.9)$$

$$x \geq 0.8 \quad y = 1.02$$

$$x < 0.8 \quad y = 1.02 - 2.42(0.88 - x)^3$$

$$\text{ただし } x = 3\sqrt{H_e\delta}/D \text{ で、 } H_e > D \text{ の場合は } H_e = D$$

$$\text{常流} \quad Q = y \cdot B \cdot H \sqrt{2g\delta} \quad \dots\dots\dots (12.10)$$

$$x \geq 0.8 \quad y = 0.98$$

$$x < 0.8 \quad y = 0.98 - 3.41(0.8 - x)^3$$

$$\text{ただし } x = 3\sqrt{H_e\delta}/D \text{ で、 } H_e > D \text{ の場合は } H_e = D$$

$$\text{限界流} \quad Q = 1.7y \cdot B \cdot H_e^{3/2} \quad \dots\dots\dots (12.11)$$

$$y = 0.88 \sim 0.94$$

流れの計算区分は次式による。

$$\text{満流} \quad H \geq d_a$$

$$\text{常流} \quad d_a > H > \frac{2}{3}H_e$$

$$\text{限界流} \quad H < \frac{2}{3}H_e$$

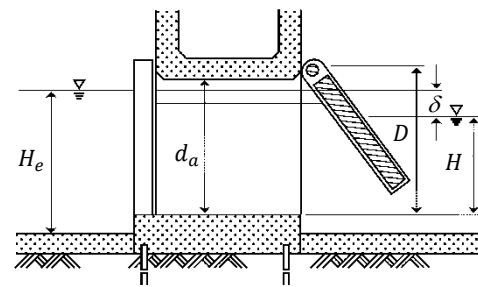


図-12.5 フラップゲート付排水水門の水利諸元

参考文献

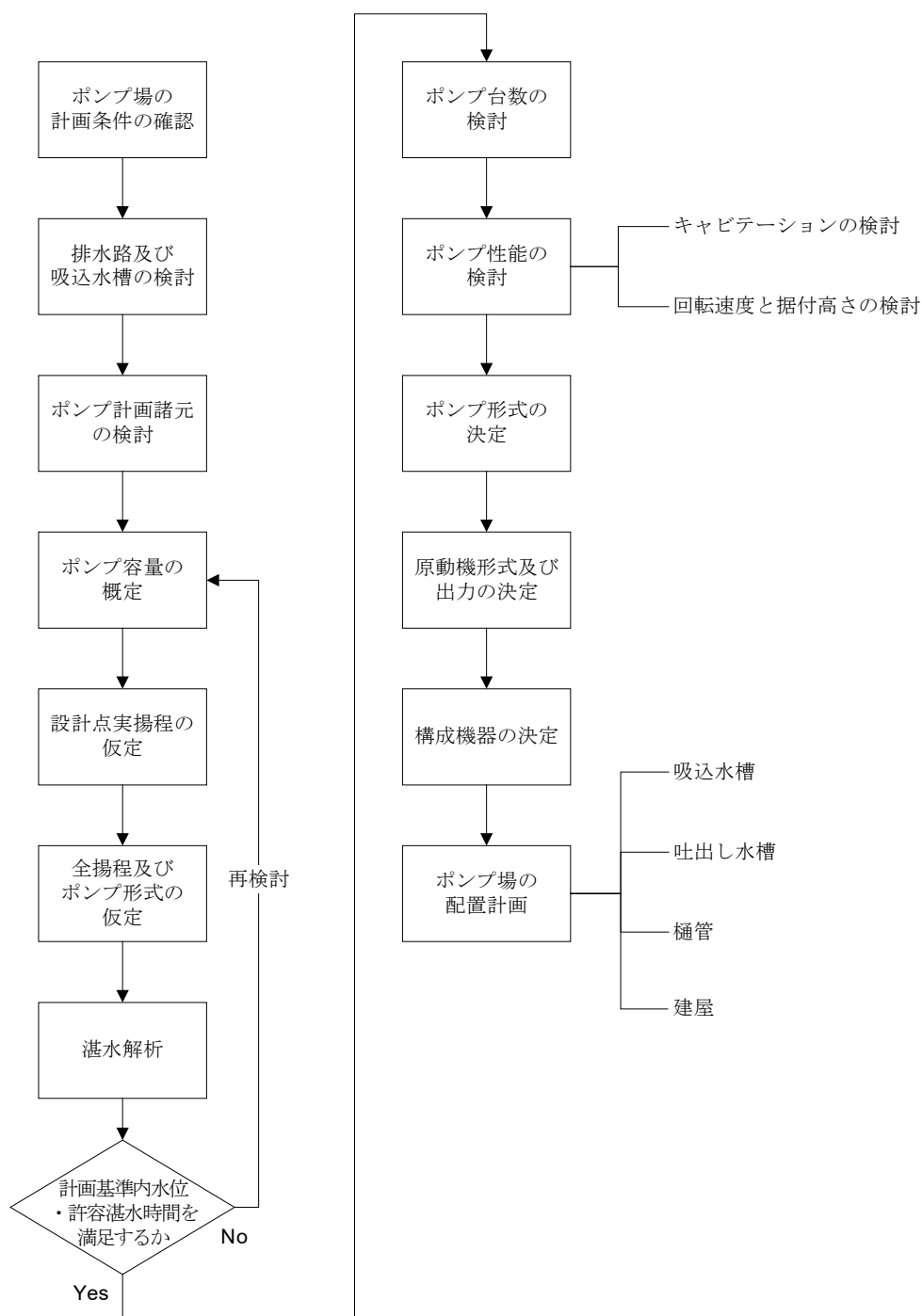
- 1) 農林水産省農村振興局整備部設計課：鋼構造物計画設計技術指針（水門扉編）、p. 4（2009）
- 2) 農林水産省農村振興局整備部設計課：鋼構造物計画設計技術指針（水門扉編）、p. 48（2009）
- 3) 農林水産省農村振興局整備部設計課：鋼構造物計画設計技術指針（水門扉編）、p. 58（2009）
- 4) (社)土木学会：水理公式集 平成 11 年版、p. 245（1999）
- 5) 農林省農地局：土地改良事業計画設計基準・設計「海面干拓」、pp. 115～116（1966）

13. ポンプ場^{1)～3)}

(基準、基準の運用第3章 3.4.4 関連)

13.1 ポンプ場計画作成の流れ

ポンプ場計画作成に当たっての概略の手順を図-13.1 に示す。



注) ポンプ場計画手順の概念を示したものであり、現場条件等により検討項目や手順が異なってくる。

図-13.1 ポンプ場計画作成の概略の手順

13.2 吸込水位、吐出し水位及び実揚程

13.2.1 吸込水位

排水ポンプ設計の吸込水位は、排水計画上設定される排水路末端等における計画基準内水位からポンプ場の吸込水槽までの導水諸損失水頭（スクリーン損失含む）を差し引いた吸込水槽内の水位とし、洪水時と常時に区分して以下のように設定する。

なお、導水路損失水頭は、土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「ポンプ場」による。

(1) 洪水時初期吸込水位

洪水時における吸込水位は、洪水の流入量、湛水量、ポンプ排水量等の関係による内水位により大幅に変動するが、ポンプ運転を開始する際の目標水位であり、湛水解析計算の出発値となる初期吸込水位を設定する。

初期吸込水位は一般に、水門閉鎖外水位よりやや高いことが多く、この水位を低く設定すると最高湛水位を低く抑えるのには有利である。反面、導水路やポンプ場の施設規模が大きくなるので、関係諸条件を総合的に検討し、次の値を一応の目安として比較検討を行い決定することができる。

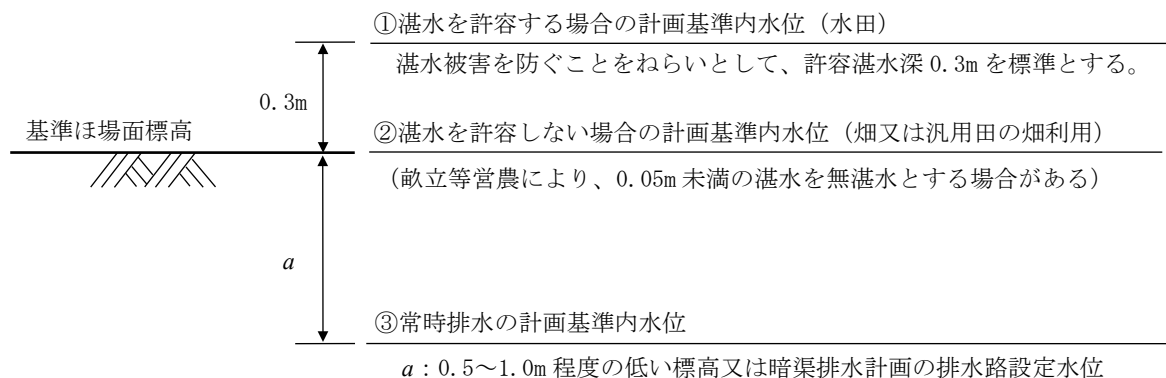


図-13.2 計画基準内水位の概念図

ア 受益区域内に湛水を許容する場合

洪水時初期吸込水位 = (①計画基準内水位 - 0.3m程度) - (吸込水槽までの計画排水量における導水諸損失水頭 (スクリーン損失含む))

イ 受益区域内に湛水をさせない排水計画の場合

洪水時初期吸込水位 = (②計画基準内水位 - 0.5m程度) - (吸込水槽までの計画排水量における導水諸損失水頭 (スクリーン損失含む))

※計画基準内水位における湛水深等については、技術書「5. 計画基準内水位」を参照。

(2) 常時初期吸込水位

常時初期吸込水位とは、常時排水における地下水位低下を主眼としたポンプの運転を開始する際の目標水位である。

常時初期吸込水位 = (③常時排水の計画基準内水位) - (吸込水槽までの計画排水量における導水諸損失水頭 (スクリーン損失含む))

常時排水の計画基準内水位は、一般に水田の汎用化等の土地利用計画、作付作物等に応じた地下水管理に必要な水位として最低ほ場面標高から0.5～1.0m程度の低い標高であるか、又は暗渠排水計画での排水路設定水位である。

(3) 最低吸込水位

最低吸込水位とは、ポンプ運転を継続できる最低の水位（ポンプ運転可能最低水位又はポンプ非常停止水位とも呼ばれる。）であり、初期吸込水位、将来に予想される地盤の沈下量、排水流出特性、排水路貯留能力、ポンプの運転管理方式等を考慮して決定する。

一般には、洪水時排水用ポンプでは洪水時初期吸込水位から0.5m程度、常時排水ポンプでは常時初期吸込水位から0.5m程度それぞれ低い水位とすることが望ましいが、ポンプ台数が多く、かつON-OFF運転を行う必要がある場合は別途検討の上定める。

(4) 最高吸込水位

排水地区内における既往の最高湛水位等、ポンプ場地点で考えられる最高の水位を最高吸込水位とする。この水位をもとに、導水路壁高や機場床面の標高決定等の洪水時における浸水対策の検討を行う。

13.2.2 吐出し水位

排水ポンプ計画の吐出し水位は、排水口となる河川、湖沼及び海の外水位に吐出し水槽から排水口までの送水諸損失水頭を加えた値とし、洪水時と常時に区分して以下のように設定する。

(1) 洪水時計画ピーク吐出し水位

洪水時の計画ピーク吐出し水位は、外水位ハイドログラフのピーク水位に、吐出し水槽から排水口までの送水諸損失水頭を加えた水位とする。外水位ハイドログラフは、基準書「3.3.6 計画基準値 3. 計画基準外水位」、技術書「7. 計画基準外水位」による。

(2) 常時計画吐出し水位

常時の計画吐出し水位は、河川及び湖沼に排水口を設ける場合は平水位に、海に排水口を設ける場合は平均潮位に、吐出し水槽から排水口までの計画排水量における送水諸損失水頭を加えた水位とする。

なお、海や河口近くに排水口を設ける場合の平均潮位等は、排水口の水越高による修正を行い、排水口における常時の平均的な外水位を適切に設定する必要がある。

(3) 洪水時最高吐出し水位

洪水時の最高吐出し水位は、河川又は湖沼に排水口を設ける場合は計画高水位に、海に排水口を設ける場合は設計高潮位に、吐出し水槽から排水口までの送水諸損失水頭を加えた水位とする。

(4) 常時最高吐出し水位

常時の最高吐出し水位は、常時排水ポンプの運転上限目標水位で、河川又は湖沼にあつては豊水位、海にあつては朔望平均満潮位を一応の目安とする。

(5) 最低吐出し水位

最低吐出し水位は、一般に吐出し水槽に接続する送水路の敷高とするが、外水条件により考えられる最低の水位がこれより高い場合には最低外水位とする。この水位は、吐出し管出口の標高決定の要因となる。

13.2.3 実揚程

排水ポンプは一般に実揚程の変動幅が大きく、特に洪水用ポンプの実揚程は、内外水位の変動に応じて変化し、ポンプ吐出し量も揚程により大幅に変化するので、洪水時排水ポンプと常時排水ポンプに区分されている。それぞれの実揚程については、基準及び運用の解説「3.4.4 ポンプ場 3. 揚程」による。

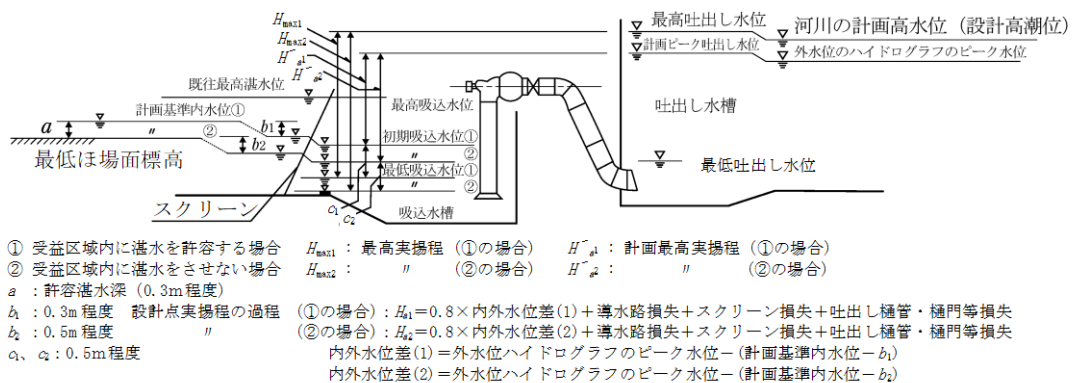


図-13.3 洪水時排水ポンプの設計水位及び実揚程

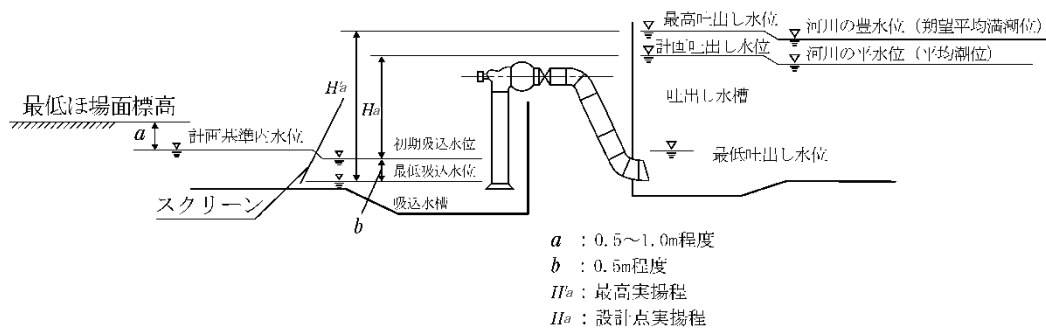


図-13.4 常時排水ポンプの設計水位及び実揚程

13.3 ポンプ計画諸元の決定について

洪水時排水ポンプの吐出し量は、平均所要排水量をすべての水位条件下において確保すれば安全であるが、このようにするとポンプの平均吐出し量が平均所要排水量を上回り不経済となるので、設計点実揚程を仮定して湛水解析を行い、ポンプの設計点実揚程を最適値にすることによりポンプの平均吐出し量（設計点吐出し量）と平均所要排水量を一致させるように決定する。

洪水時排水ポンプの設計点吐出し量及び設計点実揚程は、湛水解析を行い洪水排水計画における所要の排水量が確保され、内水位が計画基準内水位以下となるか、あるいは許容湛水深以上の湛水時間が許容湛水時間以内となることを確認する。

その湛水解析は、ポンプ容量の概略値をもとに、ポンプ設計点実揚程を仮定して繰り返し計算を行い、最適な設計点実揚程を求める。

13.3.1 ポンプ容量の概定

技術書「4. 排水方式の選定」ポンプ容量の概略検討を参照のこと。

13.3.2 ポンプ設計点実揚程の仮定

洪水時排水ポンプの揚程は内外水位の変動に応じて変化し、ポンプの吐出し量もこの揚程変化に伴い大幅に変化する。このため経済的なポンプ設計を行うためには、運転頻度の最も多い揚程においてポンプの効率を最高にする必要がある。

基準の運用と解説「3.4.4 ポンプ場 3. 揚程」に規定されているように、一般に内外水位差の80%程度に導水諸損失水頭（スクリーン損失含む）及び樋管等の送水損失水頭を加えたものを設計点実揚程と仮定してもよい（ポンプ運転時の内外水位の推移によっては、これにとらわれない場合もあるので注意が必要である）。

この仮設計点実揚程に、ポンプ配管の諸損失の概略値として、管内流速3.0m/sの場合、立軸ポンプで0.5m程度、横軸ポンプで0.6m程度を加えて仮全揚程としてもよい。

13.3.3 ポンプ形式の仮定

ポンプ形式は、13.3.1のポンプ容量の概略値と13.3.2の仮全揚程をもとに、仮選定する。

なお、仮選定表（選定図）は土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「ポンプ場」を参照すること。

13.3.4 湛水解析

以上により仮定したポンプについて湛水解析を行い、内水位をチェックし、内水位の最高値が計画基準内水位以下、又は許容湛水深以上の湛水時間が許容湛水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。この結果、まずポンプ吐出し量を決定してから次に設計点実揚程の検討を行うものとし、計算結果で、内水位条件を満足しない場合には設計点実揚程を大きくし、逆に余裕があり過ぎる場合には小さくして再計算する。図-13.5に湛水解析における内外水位の関係を示す。

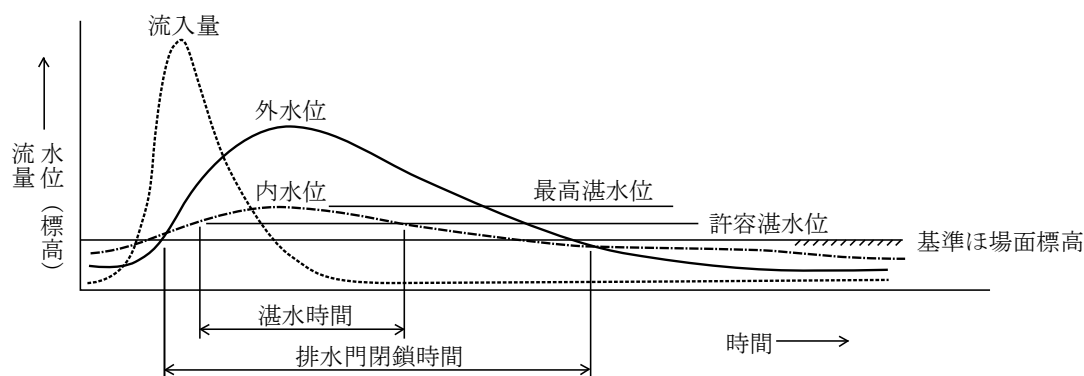
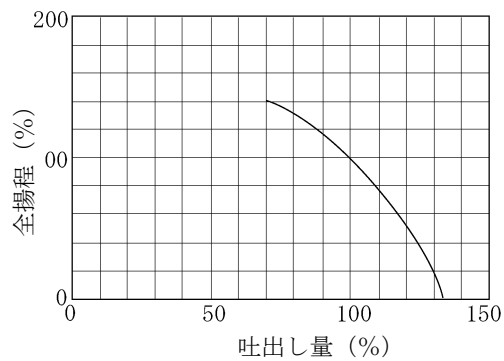
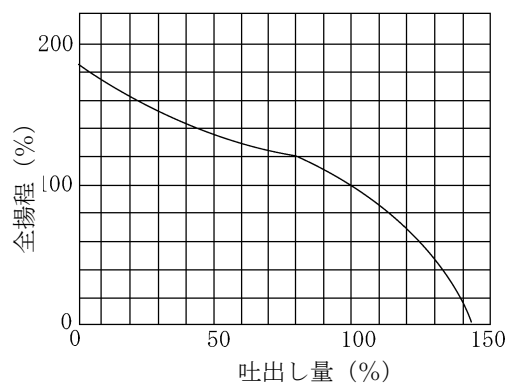


図-13.5 湛水解析における内外水位の関係

なお、湛水解析の計算を行うには、次の資料が必要となる。

- ・ 計画基準内水位等の内水位資料
- ・ 計画外水位曲線
- ・ 計画洪水流出量のハイドログラフ
- ・ 内水位と湛水量の関係
- ・ 全揚程に対するポンプ吐出し量の変化（図-13.6～7のポンプ特性図）

図-13.6 軸流ポンプ特性図 ($N_s=1500$)図-13.7 斜流ポンプ特性図 ($N_s=900$)

注)実際のポンプ特性図はポンプ製作会社の違いや、その他の条件によってこれらの図とは多少異なる。

13.4 ポンプ容量と台数の決定に際しての基本的な考え方

ポンプ容量と台数の決定に際しての基本的な考え方は、排水路の水流の安定条件を満足させることと、建設費をできるだけ安価にし、さらに経済的維持管理ができることが最も重要である。

そこで、①ポンプの種類をできるだけ制限し、②維持管理費、建設費の節減を図り、また、③可能な限り流量に合わせて排水することができるように、分割することが重要となる。

ポンプの吐出し量と台数の組合せは、設計点実揚程と各ポンプの所要排水量をもとに、下記に述べる「ポンプ形式による特性」、「ポンプ台数割の決定」を考慮し、洪水時及び常時における各種の排水量について、排水量の変動域を検討し、最多頻度の排水量をベースにして全体の変動域をどのように分割するかを検討してポンプ台数を決定し、各分割幅の排水量に対応するものを概定する。

13.4.1 ポンプ形式による特性

ポンプの特性は、ポンプ形式によって異なり、一般的な排水ポンプ形式である斜流ポンプ、軸流ポンプ及び可動羽根軸流ポンプの一般的な特性を表-13.1に示す。

表-13.1 ポンプ特性の比較表

形 式 項 目	斜流ポンプ	軸流ポンプ	可動羽根軸流ポンプ
吐出し量 Q と揚程 H	揚程の変動に対する吐出し量の変動は軸流より大きい。	揚程の変動に対する吐出し量の変動は斜流より小さい。	各々の羽根角度における $Q-H$ 曲線は固定羽根と同じ。羽根角度の増減に従って任意に水量調節ができる。
軸動力	Q の変化に関わらずほぼ一定である。	締切軸動力は、最高効率点の 200～250% で漸次低下し、最高効率点を過ぎてもさらに低下する。	揚程の変化に応じて羽根を操作し、水量を増減させて、軸動力一定の運転ができる。
効率 η	計画点効率は軸流ポンプより 2% 程度良い。	計画点効率は斜流ポンプより 2% 程度悪い。	軸動力一定の羽根操作を行うことによって、 $Q-\eta$ 曲線は斜流ポンプと同じ程度の曲線となる。
選定上の注意	締切運転は可能であるが長時間は避ける。	締切運転は、軸動力が大きくなるため行わない。キャビテーションは起こりやすい。 H の使用可能範囲が狭い。	低揚程大容量ポンプの水量調節や揚程変化の大幅な排水ポンプに適する。羽根をねかせて運転できるため、締切時の軸動力が小さくなり、締切運転が可能である。

13.4.2 ポンプの台数割の決定

(1) 台数分割に関しては、排水量、揚程の変動及び継続時間を考慮し、ポンプ場の造成及び運転管理が合理的かつ経済的となるよう、以下の留意事項を踏まえ検討する。

ア 可能な限り流量に合わせて排水させるため、常時排水と洪水時排水に分ける。

イ 流量に合わせて排水する際、台数分割とポンプ自体の制御法の考え方があるが、管理状況を踏まえ台数制御を基本として、地域における流出のパターンを把握した上でイニシャルコストとランニングコストの関係を整理して計画する。

ウ 台数分割については、単純な水位制御で対応可能とする分割を考える。

(2) ポンプ台数決定の手法

機械排水計画においては、洪水排除を目的とする洪水時排水と、低湿地帯又は水田の地下水排除を目的とする常時排水がある。

一定限度以上の排水量の場合は少なくとも 2 台以上のポンプが必要である。その理由として、1 台では降雨時の故障に対する対応性がない点と無降雨時の断続運転による不経済性がある。また、常時排水が必要な地区については、その排水量に合わせた小型ポンプを併せ設けて動力費や維持管理費の節減を図ることも必要である。

なお、ポンプの台数割の決定に当たっては、表-13.2、表-13.3及び表-13.4に示す事項にも留意する。

表-13.2 ポンプ台数決定の要素

項 目	内 容
経済性評価	ポンプ台数を決定するには、それぞれの分割案において設備費、それに対する利息総計、動力費、補修費及び維持管理費を求め、その総額が最小となる案を選ぶのが原則であるが、単純に費用に換算できない信頼性や操作のしやすさ等も加えて総合的に判断する必要がある。
設備費	設備費としては、ポンプ、原動機等の機器費、据付工事費、土木工事費、建屋建築費等がある。ポンプ形式が同じであれば、全排水量を何台かに分割する場合、台数の少ない方が経済的になる傾向にある。
土木・建設費	ポンプ台数が少ない方が平面的なスペースは小さくなるが、上下方向の寸法は増加する。また、同一容量の機器に揃えた方が配置的に無駄なスペースが小さくなるほか、土木工事の設計、施工性や運転操作の単純化、維持管理の容易性等からいっても有利である。
動力費・補修費・維持管理費	洪水用排水ポンプの場合、稼働時間が短いので、大容量の排水ポンプ以外では動力費は評価の比較対照としては大きな要素にならない。 また、補修費及び維持管理費においてもあまり影響を受けないのが普通である。
信頼性	所要全排水量を1台のポンプでまかなうことは、もし、その1台のポンプが故障すれば全機能が停止してしまうため危険である。このことから、2台以上の台数に分割して危険分散するのが一般的である。
製作・輸送限界	計画排水量が大きくなると、ポンプメーカーの製作限界や設置場所までの輸送制限を考慮する必要がある。これは、原動機及び動力伝達装置についても同様である。

表-13.3 ポンプ台数割の留意点

項 目	内 容
吐出し量の組合せ	排水量の変動に応じて効率的に運転し、運転経費の節減を図るためには、異なる吐出し量の組合せとすることが有利である。 一方、ポンプ設備費の低減及びポンプ運転の均等化及び維持管理費の低減を図るためには、同一吐出し量とすることが有利な場合がある。
ポンプ台数	ポンプの台数は多いほど排水量の変動等に応じて効率的に運転できるが、反面、機場の平面スペースが大きくなり、配管等も複雑になるので工事費や用地費は高くなる。
制御方式	排水量変動への対応又は流入量への追従等については、原則として台数制御により対応するが、更に円滑な対応を必要とする場合には、導水路及び送水路の特性及び制御目標、ポンプの性能特性等を検討し、吐出し弁制御、回転速度制御及び羽根角度制御等の適切な制御方式を検討する必要がある。

表-13.4 制御方式と特徴

制御方式	特 徴
台数制御	制御方式は簡単であるが、制御量は段階的変化となる。
吐出し弁制御	制御方式は簡単であるが運転効率が悪く、制御範囲はポンプ形式、弁形式、弁前後の差圧により制約がある。
回転速度制御	大容量ポンプ少台数の設備で連続的な制御ができるが、設備費が高い。
羽根角度制御	運転効率がよく、大容量、低揚程で揚程変化の割合が大きい軸流、斜流ポンプの制御に適する。

13.5 ポンプ台数分割の地区事例

ポンプ台数分割の事例を、表-13.5 に示す。

表-13.5 ポンプ台数分割地区事例

地区名	事業名	機場名	設計年度	口径×台数	決定根拠
斜里 (北海道)	畑地帯総合 パイロット (国)	斜里右岸	H7	$\phi 1,200 \times 3$ 台 ($Q=9.39\text{m}^3/\text{s}$)	・ 中小洪水に対応するため、ポンプの台数運転による制御及び経済性を検討し、決定した。
白根郷 (新潟)	農地防災 (国)	萱場	H7	$\phi 2,000 \times 3$ 台 ($Q=28.0\text{m}^3/\text{s}$)	2 台案と 3 台案について比較し、3 台案に決定した。 ・ 2 台案において、1 台が故障すると 50% の損失となり、危険率大となる。 ・ 2 台案において、小洪水対応のために、可動羽根制御を採用すると、経済性において 3 台案との差が小さくなる。
阿賀野川 右岸 (新潟)	かんがい排水 農地防災 (国)	新井郷川	H元	$\phi 3,200 \times 5$ 台 ($Q=110.0\text{m}^3/\text{s}$)	・ 常時運転対応能力及びランニングコストを含めた経済性を比較検討し、決定した。
射水郷 (富山)	農地防災 (国)	西部	H5	常時 $\phi 1,000 \times 1$ 台 ($Q=2.2\text{m}^3/\text{s}$) 洪水時 $\phi 1,350 \times 2$ 台 ($Q=8.3\text{m}^3/\text{s}$)	・ 常時、洪水時ポンプを区分する。 ・ 経済比較の結果、決定した。
新利根川 沿岸 (茨城)	かんがい排水 (国)	布鎌	S56	$\phi 1,200 \times 3$ 台 ($Q=8.4\text{m}^3/\text{s}$)	・ 以下に示す 4 ケースの組合せについて、設備費、動力費、維持管理費の経済比較を行い、決定した。 ケース 1 : $\phi 1,500 \times 2$ 台 ケース 2 : $\phi 1,200 \times 3$ 台 ケース 3 : $\phi 1,000 \times 4$ 台 ケース 4 : $\phi 1,200 \times 1$ 台 + $\phi 1,650 \times 1$ 台
小松 (千葉)	湛水防除 (県)	小松	H10	$\phi 600 \times 1$ 台 $\phi 900 \times 2$ 台 ($Q=4.0\text{m}^3/\text{s}$)	・ $\phi 600 \times 1$ 台は、常時排水計画より決定した。 ・ $\phi 900 \times 2$ 台は、 $\phi 600$ から 2 台目のポンプへスムーズな連続運転を行えるよう決定した。
大島 (愛知)	湛水防除 (県)	大島	H8	$\phi 800 \times 1$ 台 $\phi 1,000 \times 1$ 台 ($Q=3.3\text{m}^3/\text{s}$)	・ $\phi 800$ は、常時計算結果より決定した。
中江帆引 (岐阜)	湛水防除 (県)	帆引新田	H9	$\phi 800 \times 2$ 台 ($Q=2.4\text{m}^3/\text{s}$)	・ 中小洪水(1/2 年確率)に対応するため、2 台とした。 ・ 経済性、維持管理の面から同口径分割とした。
西小藪 (岐阜)	湛水防除 (県)	西小藪	H12	$\phi 450 \times 1$ 台 $\phi 900 \times 1$ 台 ($Q=2.22\text{m}^3/\text{s}$)	以下の点を考慮して決定した。 ・ 自然排水不能であるため、常時排水を考慮した。 ・ 現況施設が 2 台であるため、2 台以上とした。 ・ 建設費の経済性。 ・ $\phi 1,000$ 以下の立軸ポンプは、原動機をモーターとすると、機場スペースが狭くできる。
荒原 (兵庫)	湛水防除 (県)	荒原	H10	$\phi 800 \times 2$ 台 ($Q=2.53\text{m}^3/\text{s}$)	・ 現況施設の利用状況を勘案し、小洪水時の維持管理性を考慮したうえで決定した。
巨椋池 (京都)	農地防災 (国)	巨椋池	H10	$\phi 1,800 \times 2$ 台 $\phi 2,600 \times 3$ 台 ($Q=80\text{m}^3/\text{s}$)	以下の項目について検討し、決定した。 ・ ポンプ送水特性と吐出し量対応不能範囲 ・ 洪水吐出し量の調整対策 ・ 吸込側排水路及び遊水池等への整合性 ・ 経済性

13.6 遠方操作による監視操作制御

遠方操作は、ポンプ場から離れた中央管理所から有線、又は無線によりテレメータやテレコンを利用してポンプ施設を運転管理並びに操作を行うものである。この方法は、複数個所のポンプ場を集中管理して遠方から運転操作を行う場合に適している。この場合には、中央管理所内に必要な運転状態の表示、データの集積を行う機器等が設備される。水管理制御施設で採用されることが多い。

ただし、施設全体の設備費がかさむので、施設規模、目的、運営管理等を検討し、さらに管理者の意見等を考慮して採否を決定する必要がある。

参考文献

- 1) 鈴木光剛：排水計画（その9）－施設計画の手法－、農土誌、40（12）、pp.53～58（1972）
- 2) 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）
- 3) 農業土木事業協会：実務家のための最新ポンプ設備工学ハンドブック、p.825（2007）

14. 河口改良

14.1 河口改良で使用される参考文献

河口改良を伴う排水計画地区の検討に使用された参考文献を表-14.1 に示す。

表-14.1 河口改良で使用される参考文献

地区名	事業名	設計年度	流域面積 ha (洪水量 m ³ /s)	工種諸元	参考文献
日方江 (富山)	かんがい排水 (県営)	H元	880 (28.290)	吐口工、暗渠工	土地改良事業計画設計基準 海岸保全施設築造基準解説 (海岸協会) 河川砂防技術基準 (日本河川協会) 港湾の施設の技術上の基準 (日本港湾協会)
西蒲原 (新潟)	かんがい排水 (国営)	H11	6,620 (105.900)	河海工 延長 $L=184.0\text{m}$ [接続工 $L=9.0\text{m}$ 、 樋門工(2連) $L=10.0\text{m}$ 、 暗渠工(2連) $L=18.0\text{m}$ 、 開渠工(2連) $L=147.0\text{m}$]	海岸保全施設築造基準解説 (海岸協会) 河川砂防技術基準 (日本河川協会) 港湾の施設の技術上の基準 (日本港湾協会)
鯖石川 下流 (新潟)	湛水防除 (県営)	H5	(18.235)	河口工 延長 $L=40.0\text{m}$	港湾の施設の技術上の基準 (日本港湾協会) 漁業構造物標準設計法
諏訪川 (富山)	排水対策特別 (県営)	H2	242 (7.600)	吐口工 延長 $L=130.0\text{m}$ [吐口工 $L=3.8\text{m}$ 、 導水路工 $L=49.0\text{m}$ 、 暗渠工 $L=59.6\text{m}$ 、 開渠工 $L=17.6\text{m}$]	河川砂防技術基準 (日本河川協会)