

严登丰 著



泵站过流设施

Beng Zhan Guo Liu She Shi

与

截流闭锁装置

Jie Liu Bi Suo Zhuang Zhi



中国水利水电出版社
www.waterpub.com.cn

泵站过流设施 与 截流闭锁装置



中国水利水电出版社
www.waterpub.com.cn

内 容 提 要

本书主要内容为泵站过流设施与截流闭锁装置的工作机理、运行特性、设计计算方法,泵站运行特性及部分试验研究报告,包括不少国内领先、国际先进水平的创新成果。本书可供泵站规划、设计、运行、管理、试验研究人员及有关专业的师生参考。

图书在版编目 (CIP) 数据

泵站过流设施与截流闭锁装置/严登丰著. —北京:中国水利水电出版社, 2000.12

ISBN 7-5084-0526-9

I. 泵… II. ①严… III. ①泵站-设备, 过流-研究②泵站-截流-装置-研究 IV. TV675

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2000) 第 79422 号

书 名	泵站过流设施与截流闭锁装置
作 者	严登丰 著
出版、发行	中国水利水电出版社 (北京市三里河路 6 号 100044) 网址: www.waterpub.com.cn E-mail: sale@waterpub.com.cn 电话: (010) 63202266 (总机)、68331835 (发行部)
经 售	全国各地新华书店
排 版	中国水利水电出版社微机排版中心
印 刷	北京市朝阳区小红门印刷厂
规 格	787×1092 毫米 16 开本 16.75 印张 392 千字
版 次	2000 年 12 月第一版 2000 年 12 月北京第一次印刷
印 数	0001—5000 册
定 价	38.00 元

凡购买我社图书, 如有缺页、倒页、脱页的, 本社发行部负责调换
版权所有·侵权必究

序 言

我国是一个水旱灾害频繁的国家，历来十分重视水利，尤其是新中国成立以来，在人口密集的平原地区大力推行用热机和电机作为动力，利用水泵进行提水灌溉和排涝，发展迅猛。到目前为止，机电灌溉面积已占全国耕地的 50%，排涝占 90%，已建成的机电排灌站装机 7000 余万 kW，居世界各国之首。这是我国保证农业丰收的主要措施之一。

机电排灌已逐渐成为水利事业中一个非常重要的组成部分，并逐渐形成了一门新的学科。机电排灌学科可分为 2 个主要分支：一是水泵机组，包括水泵本身及其拖动的电动机和内燃机；二是泵站工程及其配套建筑物，泵站工程包括进水池、进水流道、出水流道、闸门以及防倒流设施等。

近年来，泵站工程，国内学者已将其系统化，并进行了深入的研究，就其深度和广度来讲，已跻身于国际上研究的前列。该书所介绍的是严登丰教授近年来研究的新成果。

该书作者从事机电排灌教学和科研 30 多年，在现场和实验室进行了大量的泵站工程试验和理论研究，为这门学科的发展做出了重要的贡献。

严教授编写此书历时 10 余年，为精益求精，数易其稿，其中艰辛难以尽述，我作为一个泵站工程的工作者，为此甚为敬佩，作为第一批的读者缀数言为序。

沈日迈

2000 年 6 月 5 日

目 录

序 言

1 引渠、前池、进水池	1
1.1 引渠	1
1.2 前池	11
1.3 进水池	15
参考文献	23
2 进水流道	24
2.1 肘形进水流道	24
2.2 钟形进水流道	42
2.3 其他进水流道	49
参考文献	51
3 管道及管道附件	52
3.1 进水管道	52
3.2 出水管道	52
3.3 管道阀件	63
3.4 其他管道附件	72
参考文献	74
4 出水流道、出水池	75
4.1 泵段出水流道	75
4.2 虹吸式出水流道	79
4.3 直管式出水流道	88
4.4 其他型式出水流道及低扬程泵装置	89
4.5 流道水力损失及泵装置特性	96
4.6 出水池	106
参考文献	108
5 拍门、快速闸门	109
5.1 拍门应用、拍门水头损失和水流冲力	109
5.2 拍门开启角度计算	118
5.3 拍门停泵下落运动计算	123
5.4 双节式拍门停泵下落运动计算	133
5.5 拍门撞击冲击计算及缓冲设计	141

5.6 拍门电算及算例	149
5.7 快速闸门理论和设计研究	159
参考文献	173
6 试验研究报告选辑	175
6.1 淮阴泵站起动动态特性试验研究报告	175
6.2 樊口泵站起动与停泵动态特性试验研究报告	194
6.3 樊口泵站拍门模型试验研究报告	209
6.4 望虞河泵站泵装置模型试验研究报告	226
6.5 泗阳二泵站泵装置模型试验研究报告	248
参考文献	255
后 记	260

1 引渠、前池、进水池

泵站进水过流设施包括取水建筑物、引（排）水渠（河）、前池、进水池（集水室）、进水管装置。大型泵站进水管和进水池多合而为一，成为进水流道。

取水建筑物常见为开敞式进水闸，从水库中引水的泵站也有室式（竖井式、塔式）进水闸。为减少推移质泥沙通过，进水闸可筑适当高度的底坎；若水面漂浮物多，为减小闸门高度尺寸可设置胸墙。从河道或河道型水库引水时，可能需做拦沙、导流等工程设施；输水路线如经高地，可能需做暗涵、隧道。上述这类建筑物都属于一般水工建筑物，设计时除满足过水能力要求，保证过流平顺、减小水力损失、避免冲刷淤积外，主要是工程本身应满足刚度、强度、稳定性要求，同时力求结构简单、施工方便、投资少、运用管理方便等，取水建筑物设计不详述。

1.1 引渠

引渠的作用是保证水流均匀平顺地通过泵站前池入进水池（集水室）或进水流道，避免前池产生漩涡、回流等不良流态；引渠的另一重要作用是保证泵站起动、停泵或多功能泵机组功能切换过程中进口水位不致骤涨骤落，危及泵站安全。

引渠作为渠道，属于一般农水工程，因其对于泵站设计和管理运用有影响，习惯上将其作为泵站进水建筑物看待。对于排水泵站，排水河（沟），特别是人工排水河（沟），与引渠作用相同，因此，本节内容也适用排水河（沟）。

1.1.1 引渠断面形状及断面参数

渠道断面形状有半圆形、曲线形、多边形等，泵站引渠断面最常采用梯形（图 1-1）。

设梯形渠道底宽为 b (m)，渠中水深为 h (m)，则梯形渠道断面面积 ω (m^2) 为：

$$\omega = (b + mh)h \quad (1-1)$$

式中： m 为渠道边坡系数， $m = 1/\text{tg}\alpha$ ； α 为渠道坡面的倾角 ($^\circ$)。

渠道水面宽度 B (m) 为：

$$B = b + 2mh$$

渠道断面的湿周 χ (m)、水力半径 R (m) 分别为：

$$\chi = b + 2h \sqrt{1 + m^2} \quad (1-2)$$

$$R = \frac{(b + mh)h}{b + 2h \sqrt{1 + m^2}} \quad (1-3)$$

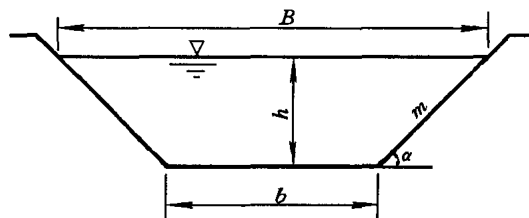


图 1-1 梯形渠道断面图

1.1.2 引渠断面设计基本公式和应用

引渠断面通常按一般输水渠道设计方法即按均匀流要求设计,以流速满足不冲不淤要求校核。均匀流渠道平均流速 v (m/s) 和流量 Q (m³/s) 公式如下:

$$v = C \sqrt{Ri} \quad (1-4)$$

$$Q = \omega C \sqrt{Ri} \quad (1-5)$$

$$i = \sin \alpha$$

式中: i 为渠底坡降; α 为渠底坡面角 ($^\circ$); C 为谢才系数 (m^{1/2}s⁻¹)。

均匀流渠道水面坡降与渠底坡降相同。谢才系数计算以往常用 H·H·巴甫洛夫斯基 (Павловский) 公式:

$$C = \frac{1}{n} R^y \quad (1-6)$$

式中: n 为渠道糙率系数; y 与 n 及 R 有关。

$n=0.011\sim0.040$ 、 $R=0.1\sim3.0$ m 时:

$$y = 2.5 \sqrt{n} - 0.75 \sqrt{R} (\sqrt{n} - 0.10) - 0.13 \quad (1-7)$$

n 、 R 值较小的渠道及管道也常用曼宁 (Manning) 公式:

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (1-8)$$

Г·В·日列兹涅科夫 (Железняков) 提出了新的谢才系数计算公式^[1],对于很大变化范围的 n 值 (0.01~0.2) 和 R 值 (0.1~20.0) 均适用。

$$C = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{n} - \sqrt{g} (1 - \lg R) / 0.13 \right] + \sqrt{\frac{1}{4} \left[\frac{1}{n} - \sqrt{g} (1 - \lg R) / 0.13 \right]^2 + \sqrt{g} \left(\frac{1}{n} + \sqrt{g} \lg R \right) / 0.13} \quad (1-9)$$

举例: 设 $n=0.02$, $R=0.2$ m, 可求得 $C=38.8$, 按式 (1-6) 和式 (1-7), $y=0.21$, $C=35.7$, 按式 (1-8), $C=38.24$; 设 $n=0.025$, $R=2.0$ m, 可求得 $C=45.1$, 按式 (1-6) 和式 (1-7), $y=0.204$, $C=46.1$, 按式 (1-8), $C=44.90$ 。

渠道断面设计水力计算通常解决下列三类工程问题:

(1) 已知渠道底宽 b 、边坡系数 m 、渠道糙率系数 n 、渠中水深 h 和水面坡降 i , 求平均流速 v 和输水能力 (流量 Q)。

解决这类问题直接运用式 (1-4)、式 (1-5) 即可。

(2) 已知流量 Q 、渠道底宽 b 、边坡系数 m 、水深 h 和糙率系数 n , 求水面坡降 i 。

解决这类问题亦较简单, 运用式 (1-5) 即可得:

$$i = \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R}$$

(3) 已知流量 Q 、水面坡降 i 、糙率系数 n 及边坡系数 m , 确定渠道底宽 b 和水深 h 。

这类问题实际即是渠道断面设计问题。由于有两个未知数, 因此具体计算时, 可以或只能先给定一个求算另一个。由式 (1-5), 流量 Q 还可以表达为决定于渠道断面参数的流

量模数 K 和 $\sqrt{i}$ 的乘积形式:

$$Q = \omega C \sqrt{Ri} = K \sqrt{i}$$

$$K = \omega C \sqrt{R}$$

均匀流条件渠中水深为正常水深 h_0 。底坡为 i 时渠中水深为正常水深, 则渠道断面模数必有相应的数值, 设为 K_0 :

$$K_0 = Q / \sqrt{i}$$

由此, 如果给定渠底宽 b , 则必有确定的水深 h 及确定的 ω 、 C 、 R , 其相应的流量模数 K 与 K_0 相等, 即:

$$K = \omega C \sqrt{R} = K_0$$

所求得的 h 值即为所给定 b 值条件下的渠中正常水深 h_0 ; 如果先给定 h 值, 并认为 h 即正常水深 h_0 , 则采用同样方法可以求得满足 h 为正常水深要求的 b 值。

1.1.3 引渠断面设计要求

1.1.3.1 梯形渠道宽深比

对于确定的坡降 i 、糙率系数 n 和断面面积 ω , 具有最大过水能力的渠道断面称水力最优断面。对照式 (1-3)、式 (1-5), 对于已知断面面积 ω , 湿周 χ 最小、相应水力半径 R 最大的断面即最优水力断面。梯形渠道水力最优断面底宽和水深的比值为:

$$b/h = 2(\sqrt{1+m^2} - m) \quad (1-10)$$

由于按式 (1-10) 所求 b/h 有时过小, 施工不便, 不能保证渠床稳定, 工程设计常用以下形式的经验公式决定合适的宽深比:

$$b/h = KQ^\alpha - m \quad (1-10a)$$

式中: K 为系数, $K=2\sim3$; α 为指数, $\alpha=0.25$ 。

分析谢才公式, 在水力半径 R 及谢才系数 C 不变的条件下, 保持流量不变可以通过调整断面面积 ω 和底坡 i 实现。由此, 如果断面面积稍作加大, 相应减小底坡, 即可显著增大宽深比。设水力最优断面面积为 ω_0 , 其最优宽深比为 β_0 , 以断面面积改变而水力半径不变为条件, 并设:

$$\omega/\omega_0 = K_\omega$$

$$2\sqrt{1+m^2} = M$$

$$\frac{(\beta_0 + M)^2}{\beta_0 + m} K_\omega^2 = K$$

则加大断面后宽深比 β 可用下式求得:

$$\beta = K/2 - M + \sqrt{(K/2 - M)^2 - (M^2 - Km)} \quad (1-11)$$

举例: 设 $m=2.5$, 由式 (1-10) 可求得 $\beta_0=0.385$ 。如渠道断面面积加大 2%, 即 $K_\omega=1.02$, 可求得 $\beta=1.8$, 较原宽深比扩大 4.68 倍。

1.1.3.2 渠道底坡

已知渠道断面面积、宽深比及边坡系数, 渠中水深 h 计算式为:

$$h = \left(\frac{\omega}{\beta + m} \right)^{1/2} \quad (1-12)$$

如果对于已知的 ω_0 、 β_0 及 m ，用式 (1-12) 所求得的水深恰为正常水深 h_0 ，设相应的水力半径为 R ，参照式 (1-3)，有：

$$R = \frac{\beta_0 + m}{\beta_0 + 2\sqrt{1+m^2}} h_0 \quad (1-13)$$

已知 R 和糙率系数时，根据式 (1-9) 可求得谢才系数 C 。至此，参照式 (1-5) 可求得相应于正常水深 h_0 的底坡 i_0 为：

$$i_0 = \frac{Q^2}{\omega_0^2 C^2 R} \quad (1-14)$$

如果渠道断面加大，根据谢才公式可得渠中均匀流条件相应底坡

$$i = \frac{i_0}{K_w^2} \quad (1-15)$$

式 (1-15) 中 $K_w = 1.02$ ，于是可求得：

$$i = 0.96i_0$$

1.1.3.3 平均流速

渠中流速应满足不冲不淤的要求。各种不同土质允许不冲流速及各种不同条件悬移物质泥沙临界不淤流速值参考有关试验资料或经验公式（如沙玉清临界不冲流速公式、极限不淤挟沙能力公式和临界不淤流速公式等^[2]）选定。对于有衬护河槽，允许不冲流速可能很大；对于水源纯净的引渠，淤沙主要来自渠床冲刷，其不淤流速可能很小。但是，从经济的角度，平均流速应合理取值。对于泵站工程，提水消耗工业能源，引渠平均流速取值需要从经济运行出发，考虑引渠断面尺寸和工程造价（投资）及运行费用的关系。

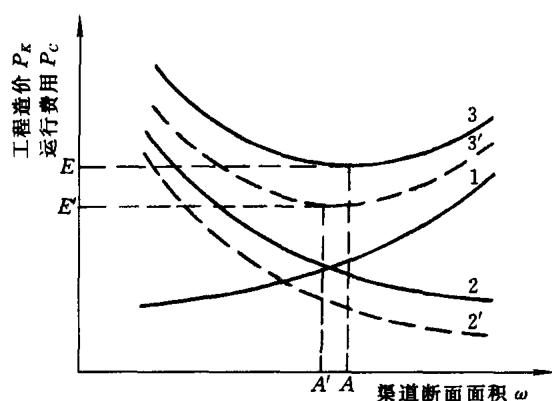


图 1-2 引渠断面尺寸与费用关系曲线

引渠断面尺寸大，则工程造价或投资大。设工程造价 P_K 和断面面积 ω 的关系 $P_K-\omega$ 如图 1-2 中曲线 1；另一方面，流量一定时，断面大则流速小，水力损失小，即水力坡降小，年运行费用少。设工程使用期 n 年内平均年运行费用折算现值 P_C 为：

$$P_C = \frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} A \quad (1-16)$$

式中： i 为年利率； A 为年平均运行费用。

P_C 和 ω 的关系 $P_C-\omega$ 如图 1-2 中曲线 2。图中曲线 3 即 $P-\omega$ 曲线 ($P = P_K + P_C$)，显然 P 取最小值 (图中 E) 时，相应渠道断面面积 (图中 A) 为合理的断面面积 ω_{opt} 。

分析引渠断面尺寸和工程造价、运行费用的关系，合理确定流速或断面面积，对于大型泵站且引渠较长时有重要意义。

1.1.4 非均匀渐变流渠中水力状况简述

泵站运行过程中, 实际流量很难恰好为设计流量, 会有或大或小的变化。对于特定的引渠, 流量变化可能由渠首水位变化造成, 也可能是泵机组运行台数、泵工况变化造成。非设计流量时, 渠中水流为非均匀渐变流, 水深大于正常水深 (实际流量大于设计流量) 或小于正常水深 (实际流量小于设计流量)。

1.1.4.1 临界水深和临界底坡

根据水力学原理得知, 对于一定断面形状的渠道, 设定底坡 i 时, 任意流量 Q 均有确定的相应临界水深 h_K ; 对于设定的底坡 i , 如果正常水深 h_0 等于临界水深 h_K , 则底坡即为相应于该流量 Q 的临界底坡 i_K 。

梯形断面和其他任意断面河槽的临界水深可按下列平衡方程试算求取:

$$\frac{g\omega^3\cos\alpha}{abQ^2} = 1 \quad (1-17)$$

$$a = \int u^3 d\omega / (v^3 \omega)$$

式中: g 为重力加速度 (m/s^2); ω 为断面面积 (m^2); b 为河槽底宽 (m); α 为渠底坡面角 ($^\circ$); a 为动能修正系数, 近似计算通常取 $a=1$ 或 $a=1.1$; u 为水流质点流速; v 为断面平均流速。

1.1.4.2 水面曲线

根据渠道的不同底坡 i ($i > i_K$ 、 $i = i_K$ 、 $i < i_K$ 、 $i = 0$ 、 $i < 0$), 不同流量时, 渠中将有不同的水深及不同的水深变化规律, 即有不同形状的水面曲线 (表 1-1 及图 1-3)。

1.1.4.3 水面曲线绘制解析方法

水面曲线绘制解析方法之一采用逐点计算法。对于确定断面形状、尺寸、底坡和糙率的棱柱体或非棱柱体河槽, 已知水面曲线型式, 根据任意断面 (设为 i 断面) 水深 h_i , 沿水流前进方向取 $i+1$ 断面, 设其水深为 h_{i+1} 。如能求得 i 断面与 $i+1$ 断面间距 ΔS , 则水面坡降可知。将 $i+1$ 断面作为已知断面, 用同样方法可求得 $i+2$ 断面水深和具体位置, 依次逐段计算, 可求得 $i+3, i+4, \dots, i+n$ 各断面水深和具体位置。

设 i 断面和 $i+1$ 断面平均水深为 $\bar{h}$, $\bar{h} = (h_i + h_{i+1})/2$ 。根据平均水深可求得平均水力半径 $\bar{R}$ 、平均流速 $\bar{v}$ 和平均谢才系数 $\bar{C}$, 并据此可求得平均摩擦坡降 $\bar{i}_f$ 。

$$\bar{i}_f = \frac{\bar{v}^2}{\bar{C}^2 \bar{R}} \quad (1-18)$$

表 1-1 渠道水面曲线形状及流动状态

底坡特征	水深特征	实际水深与特征水深关系	水面曲线形态	流动状态
$i > i_K$	$h_0 < h_K$	$h > h_K > h_0$	凸形壅水	缓流
		$h_K > h > h_0$	凹形落水	急流
		$h_K > h = h_0$	直线 (等速流)	急流
		$h_K > h_0 > h$	凸形壅水	急流
$i = i_K$	$h_0 = h_K$	$h > h_K > h_0$	凸形壅水	缓流
		$h = h_K > h_0$	直线 (等速流)	临界流
		$h_K > h_0 > h$	凸形壅水	急流
$i < i_K$	$h_0 > h_K$	$h > h_0 > h_K$	凹形壅水	缓流
		$h = h_0 > h_K$	直线 (等速流)	缓流
		$h_0 > h > h_K$	凸形落水	缓流
		$h_0 > h_K > h$	凹形壅水	急流
$i = 0$	$h_0 \rightarrow \infty$ (无 h_0)	$h > h_K$	凸形落水	缓流
		$h_K > h$	凹形壅水	急流
$i < 0$	$h_0 < 0$ (无 h_0)	$h > h_K$	凸形落水	缓流
		$h_K > h$	凹形壅水	急流

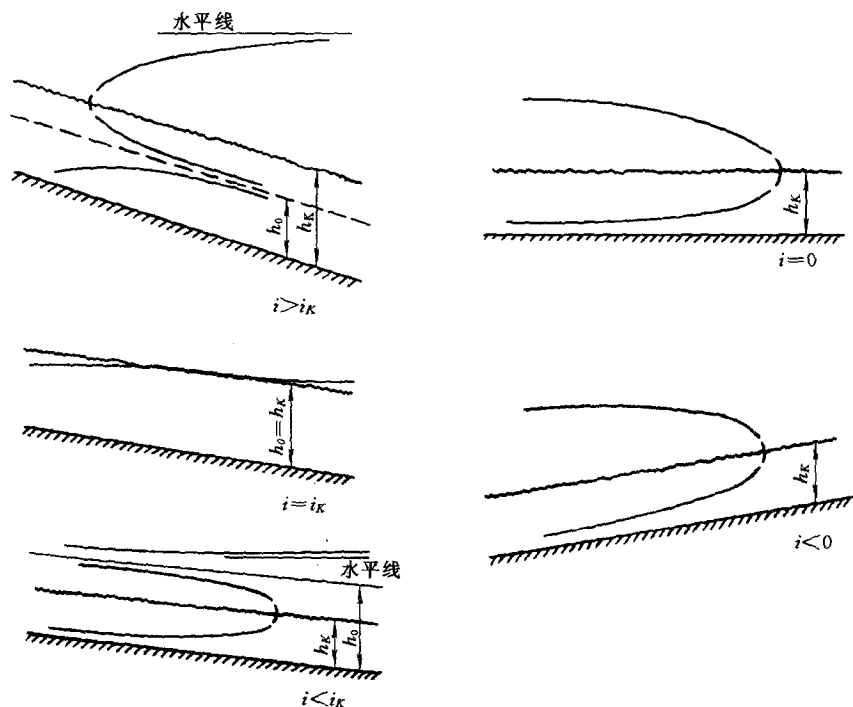


图 1-3 渐变流水面曲线

设 i 断面和 $i+1$ 断面单位水体能量分别为 e_1 和 e_2 , 则由 i 断面到 $i+1$ 断面能量增值为:

$$\Delta e = e_2 - e_1 = \left(h_{i+1} + \frac{av_{i+1}^2}{2g} \right) - \left(h_i + \frac{av_i^2}{2g} \right)$$

式中: v_i 和 v_{i+1} 分别为 i 断面和 $i+1$ 断面平均流速 (m/s); a 为动能修正系数。

设 i 断面与 $i+1$ 断面间距为 ΔS , 根据功能原理, 有:

$$\Delta S = \frac{\Delta e}{i - i_f} \quad (1-19)$$

由 i 断面起, 针对各个断面 $i+1, i+2, \dots$, 及相应水深 $h_{i+1}, h_{i+2}, \dots$, 逐个计算相邻两断面间距 ΔS , 据此即可绘出水面曲线。

1.1.5 引渠与进水闸、泵站协调工作

引渠设计如考虑进水闸调节控制功能时, 应研究进水闸与引渠配合运用。

1.1.5.1 进水闸过流能力

引渠进水闸底板与上游防渗铺盖、下游护坦通常平接, 闸身部位为无坎平底堰。为防止泥沙, 亦有在底板上设折线形或弧线形坎, 坎不高, 多属低堰。

水闸过流有两种流态, 一种为堰流状态, 闸前闸后保持自由水面; 另一种为上游来流受闸门或胸墙阻挡, 形成孔口出流状态 (图 1-4)。

(1) 堰流。堰流流量 Q (m^3/s) 一般公式如下:

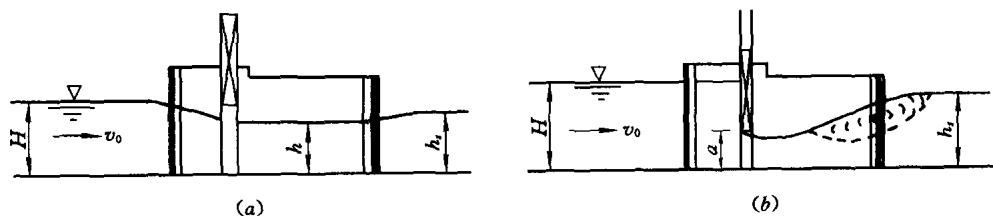


图 1-4 过闸泄流状态

(a) 堰流; (b) 孔流

$$Q = \sigma \epsilon m b \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (1-20)$$

$$H_0 = H + v_0^2/2g$$

式中: H_0 为计及行近流速时上游堰顶水头 (m); H 为堰顶水头 (m); v_0 为行近流速 (m/s); b 为闸孔净宽 (m); m 为流量系数; ϵ 为侧收缩系数; σ 为淹没系数。

对于过闸流量公式各系数, 50 年代苏联学者 A·P·别列金斯基 (Березинский) 曾作过专门试验研究^[3,4], 所提计算方法至今仍沿用, 兹简要介绍如下:

关于流量系数 m 。无坎平底堰 $m=0.385$; 有坎宽顶堰坎进口为圆弧形, 圆弧半径与堰上水头比值 $r/H \geq 0.2$ 时,

$$m = 0.36 + 0.01 \frac{3 - P_1/H}{1.2 + 1.5P_1/H} \quad (m \geq 0.36) \quad (1-21)$$

式中: P_1 为堰上游坎高 (m)。

坎进口为直角形时,

$$m = 0.32 + 0.01 \frac{3 - P_1/H}{0.46 + 0.75P_1/H} \quad (m \geq 0.32) \quad (1-22)$$

流量系数亦可直接查 SD133—84 《水闸设计规范》附表 2.1。

关于侧收缩系数 ϵ 。侧收缩系数

$$\epsilon = 1 - \frac{\alpha_h(1 - b/B)}{\sqrt[3]{0.2 + P_1/H} \sqrt{b/B}} \quad (1-23)$$

式中: α_h 为反映闸墩墩头及堰坎进口形状的系数, 墩头为圆弧形时, $\alpha_h=0.1$; 墩头为直角形时, $\alpha_h=0.19$ 。

公式适用于 $P_1/H \leq 3$ 、 $b/B \geq 0.2$ 、 $P_1/H=0$ 即相当于无坎平底堰, $b/B < 0.2$ 时 ϵ 采用 0.2。侧收缩系数亦可直接查 SD133—84 附表 2.2。

关于淹没系数。淹没系数 σ 与淹没度 h_s/H_0 有关, h_s 为下游堰上水深。淹没度 $h_s/H_0 \leq 0.8$ 时, $\sigma=1$; h_s/H_0 在 0.8~0.95 范围内, 根据别列金斯基试验结果, 经数据处理, 可近似按下式计算:

$$\sigma = 24.328(h_s/H_0) - 15.205(h_s/H_0)^2 - 8.733 \quad (1-24)$$

淹没系数 σ 亦可直接查 SD133—84 附表 2.3。

由于引渠进水闸的过闸水流多呈水深较大而过闸落差较小的“高淹没度”流态, 水流进入闸室时, 平面收缩, 水面降落; 当水流出闸室时, 平面扩散, 水面回升, 有逆向落差

Z_K 存在, 因此过闸流量改用下式计算更精确^[5]。

$$Q = \epsilon \varphi_s b h \sqrt{2g(H_0 - h)} \quad (1-25)$$

$$\varphi_s = 1 - \frac{0.385 - m}{1/m - 1.8} - \frac{0.013}{m^3} \sqrt{h_s/H_0 - 0.8} \quad (1-26)$$

$$\frac{Z_K}{h_K} = 0.3 - \frac{h_s/h_K - 0.13}{3.22h_s/h_K - 3.65} \quad (1-27)$$

式中: φ_s 为淹没堰的流速系数; h 为闸室中水深 (m), $h = h_s - Z_K$; h_K 为临界水深 (m), $h_K = 0.61H_0$; b 、 H_0 、 ϵ 、 h_s 、 m 意义同前。

(2) 孔流。宽顶堰孔口出流流量 Q (m^3/s) 一般公式如下:

$$Q = \sigma \mu a b \sqrt{2gH_0} \quad (1-28)$$

$$\mu = \alpha_y \varphi \sqrt{1 - \alpha_y a/H_0} \quad (1-29)$$

式中: a 为闸门开度 (m); μ 为流量系数; φ 为流量系数, 平板门宽顶堰 $\varphi = 0.95 \sim 1.0$ (无坎) 或 $\varphi = 0.85 \sim 0.95$ (有坎) 或 $\varphi = 0.97 \sim 1.0$ (无坎跌水); α_y 为孔口垂直收缩系数; σ 、 b 、 H_0 意义同前。

对于平板闸门

$$\alpha_y = \frac{1}{1 + \sqrt{0.4[1 - (a/H)^2]}} \quad (1-30)$$

平底宽顶堰水闸堰流与孔流界限通常根据闸门相对开度决定, $a/H_0 > 0.65$ 时, 为堰流; $a/H_0 \leq 0.65$ 时, 为孔流。

1.1.5.2 进水闸与引渠水力状况配合

引渠中输水流量主要决定于水泵运行工况和开机台数。同时, 流量一定时, 渠中水力状况又与渠道断面及底坡有关。因此, 水泵运行工况或开机台数改变时, 渠中水力状况因渠道不同而随之有不同的改变。根据这个特点, 泵站的引渠宜设计成能“自动调节”; 渠道较长, 设计成自动调节的工程量大时, 则进水闸闸门的开启度须与泵站提水相应, 即通过闸门开启度控制引渠的水力状况, 使之与泵站抽水运行协调。

自动调节渠道的特点是渠堤顶高沿渠长不变。当渠底呈一定坡度沿流向逐渐下降时, 渠道深度及断面逐渐加大。如果断面按均匀流要求设计, 则渠道通过设计流量 $Q_{\text{设}}$ 时, 水面坡降等于渠底坡, 如图 1-5 (a) 中“0—1”线所示; 流量减小, 即 $Q < Q_{\text{设}}$ 时, 水面坡降减小, 渠内发生壅水现象; 水泵停止工作流量等于零时, 渠中水面与进水闸前水源水面平, 如图 1-5 (a) 中“2—3”线所示。棱柱体“0123”反映渠道的调节蓄水能力。因为堤顶水平, 因此停泵后水保持在渠道中, 不论渠道通过任何流量, 渠中水流不会溢出渠堤, 这就是所谓的“自动调节”渠道。自动调节渠道泵站运行期间, 渠首进水闸不作调节控制, 过闸水流状态多为堰流。

用进水闸闸门开启度人为调节的渠道主要特点是, 堤顶有一定坡度, 其坡度一般与渠底同, 如图 1-5 (a) 中“2—4”线所示, 渠深保持不变。这种渠道, 渠中出现壅水现象时, 水流可能漫过渠堤; 为保证安全, 须利用进水闸控制水位, 这就是所谓“非自动调节”

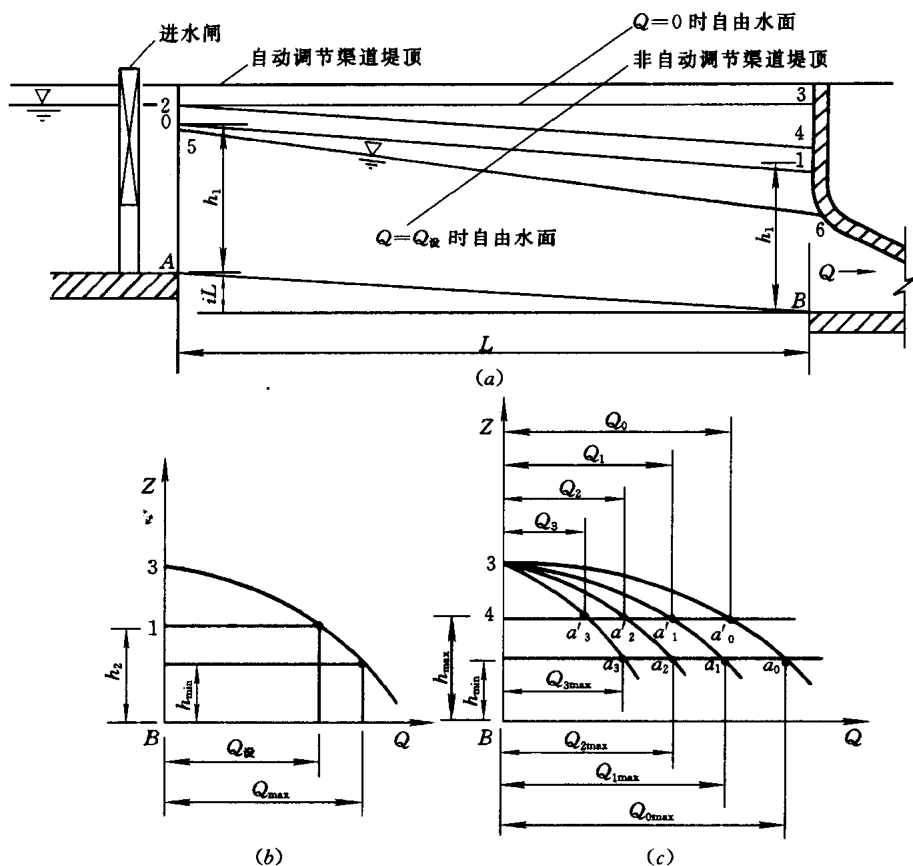


图 1-5 引渠及水位调节示意图
(a) 引渠纵剖面; (b) 自动调节; (c) 非自动调节

渠道。

比较两种渠道，自动调节渠道土方工程量比非自动调节渠道大，相应的站房挡水建筑物及两侧翼墙要求高；但是，非自动调节渠道进水闸需要安装启闭灵活的闸门，并须允许闸门部分开启。就水力条件而言，自动调节渠道具有较多的优点，过流损失亦小，渠道防冲刷要求易满足。

图 1-5 (b) 给出自动调节渠道末端的水位与流量关系曲线。在水源水位不变、泵站稳定运行条件下，设渠道输水流量为 Q_K ， Q_K 应等于水泵（泵站）提水流量 Q_H ，设计工况 $Q_K = Q_H = Q_{\text{set}}$ 。实际提水流量 $Q=0$ （不开机）时，渠末水位与水源水位齐平； $Q < Q_{\text{set}}$ 时，渠末水位下降，但渠内仍有壅水现象； $Q > Q_{\text{set}}$ 时，渠末水位下降，渠内水面为降落曲线。

图 1-5 (c) 给出非自动调节渠道末端水深与过渠流量关系曲线，其中每一条曲线均相应于渠首控制闸门的一个开度 a 。 a_0 表示全开， a_1 、 a_2 、 a_3 等表示部分开启。这些曲线可称为引水流量特征曲线，可按前述 1.1.5 方法求得。与自动调节渠道一样，这些曲线与允许最低水位的直线相交时，即可求出闸门每一开度时的最大流量。图中 $Q_{0\text{max}}$ 为闸门全开时最大流量， $Q_{1\text{max}}$ 为闸门开度为 a_1 时最大引水流量，其余类推。

从渠末堤顶作一水平线与引水流量曲线相交，可得相应各闸门开度的最佳引水流量，如

图 1-5 (c) 中 Q_0 、 Q_1 、 Q_2 、 Q_3 为相应于开度 a'_0 、 a'_1 、 a'_2 、 a'_3 时最佳引水流量。这里所谓“最佳”，即指在这种流量下既能保持最高的渠末水位，又能保证水流不致漫溢堤顶；反之，当水泵提抽流量为 Q_0 、 Q_1 、 Q_2 、 Q_3 时，相应的闸门开度应为 a'_0 、 a'_1 、 a'_2 、 a'_3 ，因此， a'_0 、 a'_1 、 a'_2 、 a'_3 也可称为 Q_0 、 Q_1 、 Q_2 、 Q_3 流量条件的最佳开度。

以上是针对某一特定的水源水位情况。水源水位变化时，对于不同水位均可作出类似的一套曲线，这些曲线组应是泵站设计及运行有用的资料。

1.1.5.3 引渠与水泵工况配合

引渠设计时，其断面尺寸及底坡应根据水源的一定保证率水位及泵站设计流量确定，并使渠道内水流保持等速流，同时考虑经济断面和允许流速的要求。但是，泵站系根据提水需要而工作，有时可能部分机组运行，因此，流量会有变化。同时，水源水位也不会固定不变，这样，引渠渠末就可能出现各种不同的水位。另一方面，渠末的水位又直接影响提水扬程和流量，引渠愈长，水泵扬程愈低，则影响愈大。因此有必要找出渠首水位与渠末水位的关系、渠末水位与水泵流量的关系。也就是说，要确定引渠与水泵（泵站）的协同工作条件，以便借此检查水泵（泵装置）是否在高效区工作；其次，要分析水泵在最高或最低进口水位下工作时能否保证安全可靠运行（无汽蚀、动力机不超载、站房稳定等）；还要根据渠、站协同工作条件掌握不同时期开动不同台数水泵时提水流量的大小，以便制订泵站运行制度、选定渠首控制闸的闸门开度，合理确定引渠的堤顶高程等。

图 1-6 (a) 为有引渠的抽水装置示意图；(b) 为绘在 Q （流量）、 H （水深、扬程）坐标上的 $H_{iy}-Q$ 曲线（ H_{iy} 为装置扬程），当 $H_0 = \text{常数}$ 时的 h_2-Q_H 曲线、 h_0-Q_K 曲线以及当渠首水位一定时的 h_2-Q_K 曲线。

$H_{iy}-Q$ 曲线是水泵流量与提水净扬程的关系曲线，习惯称为泵装置性能曲线，从泵 $H-Q$ 特性曲线纵坐标减去通过各种流量时相应的水头损失，即得 $H_{iy}-Q$ 曲线。

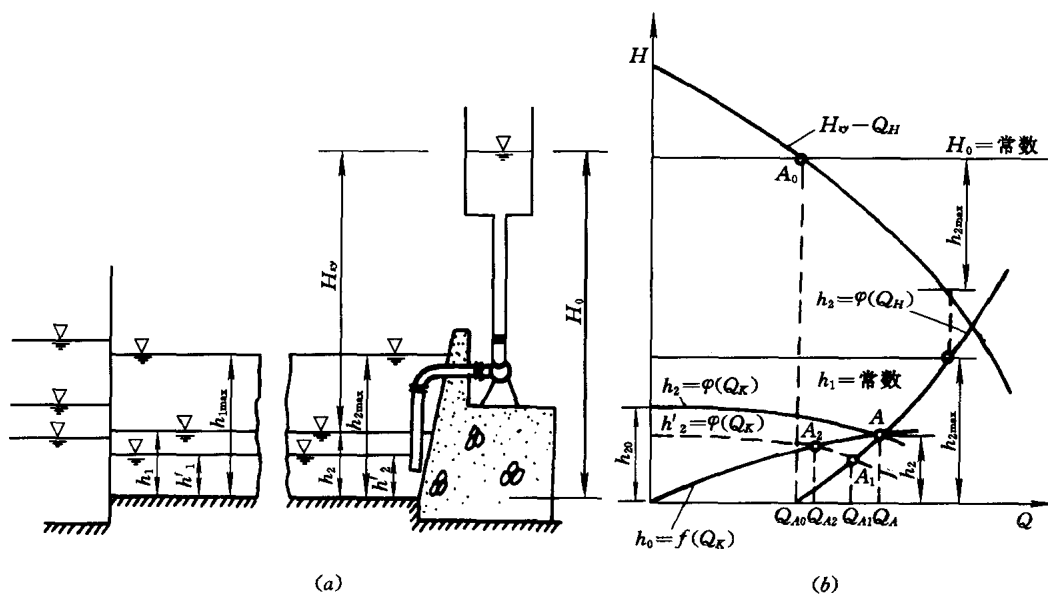


图 1-6 水泵与引渠配合工作

h_2-Q_H 曲线 $h_2=\varphi(Q_H)$ 表示渠末水深与水泵流量的关系。 h_2 为渠末水深, $h_2=H_0-H_{sy}$, H_0 表示以渠底为基线的出水池水深, 即渠底到出水池水面的高度。当 $H_{sy}=H_0$ (相当于图中 A_0 点) 时, 水泵虽然仍能提抽流量 Q_{A_0} , 但在渠内形成水面降落, 使 $h_2=0$, 因而水泵无水可提。随着 h_2 的增加, 则提水量也增加, 直至提水量等于渠道来水量时进入稳定运行状况。 H_0 为常数时, h_2-Q_H 曲线可由 $H_{sy}-Q$ 曲线改绘而得, 两条曲线以通过其交点的水平线上下对称。

h_2-Q_K 曲线 $h_2=\varphi(Q_K)$ 是表示当渠道水深 (h_1) 一定时, 渠末水深 h_2 随着过渠流量的增加而降低的关系曲线, 该曲线纵坐标的起点水面 (水深 h_{20}) 与水源水面平。实际 $h_2=\varphi(Q_K)$ 也就是图 1-5 (c) 的引水流量特性曲线。

h_0-Q_K 曲线 $h_0=f(Q_K)$ 表示当渠道底坡、断面尺寸一定时, 正常水深 (即渠道为等流速时水深) 与过渠流量的关系。

$h_2=\varphi(Q_K)$ 和 $h_0=f(Q_K)$ 曲线由前述 1.1.2 和 1.1.4 方法绘制。

参见图 1-6, $h_2=\varphi(Q_H)$ 和 $h_2=\varphi(Q_K)$ 两曲线的交点 A 即为引渠和水泵协同工作的工作点, 其对应的流量为 Q_A 。如果 $h_0=f(Q_K)$ 曲线也通过 A 点, 则此时 h_2 恰好又是渠中正常水深 h_0 , 渠中水流为等流速, 这时 A 点就是设计工作点。

如果渠末水深为 h'_2 ($h'_2 < h_{20}$), 渠首水深 h_1 不变时, 可绘得具有新的纵坐标起点的 $h'_2=\varphi(Q_K)$ 曲线, 并与 $h_2=\varphi(Q_H)$ 曲线交于 A_1 点, 相应流量为 Q_{A_1} ; 与 $h_0=f(Q_K)$ 曲线交于 A_2 点, 相应流量 Q_{A_2} 。在这个渠末水深条件下, 水泵所能提抽的流量 Q_{A_1} 大于引渠以 h'_2 作为正常水深所能提供的流量 Q_{A_2} , 因此, 渠中不可能为等速流, 渠道水面必为降落曲线。

由水力学原理得知, 渠中水深如果小于临界水深 (h_K), 水面会因急剧降落而产生跌水现象, 因此, 为要保证水泵正常工作, 必须使渠末水深 h_2 不小于临界水深 h_K , 并保持吸水管口有一定淹没深度。

依照上述方法, 有可能针对特定的水泵确定相应的引渠工作情况; 反之, 根据引渠的各种已知参数, 又可据以选择合适、可靠的泵型。

如果 H_0 改变, 则可绘出新的 $h_2=\varphi(Q_H)$ 曲线, 按上述方法确定引渠在新的 H_0 值条件下与水泵工况协调工作特性。

多级提水的泵站群, 其级间输水渠道亦可看作是各级泵站的引渠, 具体不详述。

1.2 前 池

有引渠的泵站工程, 特别是多机组泵站工程, 为联接引渠与进水池, 必须建一平面扩散、联接引渠与进水池的建筑物, 这就是前池。输送多泥沙水流的泵站, 前池部位常另设沉沙池。对于大型泵站, 如进水池和进水管合一, 做成进水流道, 则引渠和站房之间的建筑物仅有前池。前池与引渠及进水池的位置关系见图 1-7。

1.2.1 前池类型

根据水流方向, 前池分为正向进水前池和侧向进水前池。正向进水前池沿流动方向过流断面逐渐扩大; 侧向进水前池水流方向与进水池水流方向正交或斜交, 见图 1-8。