

ICS 27.140

P 59

备案号: J766—2007

DL

中华人民共和国电力行业标准

P

DL/T 5398 — 2007

代替 SD 303 — 1988

水电站进水口设计规范

Design specification for intake of hydropower station



2007-12-03 发布

2008-06-01 实施

中华人民共和国国家发展和改革委员会 发布

目 次

前言	III
1 范围	1
2 规范性引用文件	2
3 术语和符号	3
3.1 术语	3
3.2 符号	5
4 总则	7
5 工程布置	8
5.1 一般规定	8
5.2 进水口型式、体形及布置	8
5.3 进水口位置选择	11
5.4 进水口设置高程	12
5.5 抽水蓄能电站进/出水口的布置及型式	12
5.6 防沙	13
5.7 防污	14
5.8 防冰	15
6 水力设计	16
7 结构与地基处理	19
7.1 一般规定	19
7.2 结构设计基本原则	19
7.3 作用及其组合	20
7.4 进水口整体稳定和地基承载力计算	22
7.5 进水口基础上、下游面拉应力正常使用极限状态计算	24
7.6 结构设计	25
7.7 地基处理	26

8 运行和监测	27
8.1 运行	27
8.2 监测	27
附录 A (规范性附录) 进水口型式及其适用条件	29
附录 B (资料性附录) 进水口水力计算	36
附录 C (规范性附录) 闸坝引水式与河床式枢纽中 进水口的防沙设施	43
附录 D (规范性附录) 进水口的防污设施	49
附录 E (资料性附录) 冰压力计算	52
附录 F (资料性附录) 抗震计算	55
附录 G (规范性附录) 结构计算	56
条文说明	59

前 言

本标准根据《国家发展和改革委员会办公厅关于下达 2003 年行业标准项目补充计划的通知》(发改办工业[2003] 873 号)的要求,对 SD 303—1988《水电站进水口设计规范》进行了修订。

SD 303—1988 于 1988 年由原水利电力部首次颁发实施。随着水电建设的发展,在水电站进水口设计方面积累了大量工程经验,新技术不断发展,因此为使水电站进水口设计更符合技术先进、经济合理的要求,对 SD 303—1988 进行修订是十分必要的。

本次修订的标准与原规范相比,增加、修改的主要内容如下:
——增加了“范围”、“规范性引用文件”、“术语和符号”三章。将原标准“结构设计”、“地基处理”合并为一章,“防沙、防污和防冰”与“工程布置”合并为一章。增加两个附录。

——增加了抽水蓄能电站上、下水库进/出水口水力设计一节。

——在工程布置方面提出了分层取水口的结构型式;明确了进水口闸门设置的要求;增加了四种河床式电站进水口的防沙布置型式。

——结构设计根据 GB 50199《水利水电工程结构可靠度设计统一标准》的规定,采用概率极限状态设计原则,以分项系数设计表达式替代原标准采用的定值设计方法。

本标准对塔式和岸塔式进水口的整体稳定(抗滑、抗倾、抗浮)计算进行了转轨和套改。

本标准修订过程中,武汉大学、河海大学承担了部分专题科研工作。

本标准实施后代替 SD 303—1988。

本标准的附录 A、附录 C、附录 D、附录 G 为规范性附录,

附录 B、附录 E、附录 F 为资料性附录。

本标准应与按照 GB 50199 制定修订的其他标准配套使用。

本标准由中国电力企业联合会提出。

本标准由电力行业水电规划设计标准化技术委员会归口并负责解释。

本标准起草单位：中国水电顾问集团西北勘测设计研究院。

本标准主要起草人：魏彩章、余培琪、李洁、冯兴中、侯建国、蔡付林、安旭文。

本标准在执行过程中的意见或建议反馈至中国电力企业联合会标准化中心（北京市白广路二条一号，100761）。

1 范 围

本标准规定了水电站进水口设计的基本原则。

本标准适用于岩基上的大、中型常规水电站进水口及抽水蓄能电站进/出水口建筑物设计。小型水电站进水口设计可参照使用。

2 规范性引用文件

下列文件中的条款通过本标准的引用而成为本标准的条款。凡是注日期的引用文件，其随后的修订版本均不适用于本标准，但使用本标准的各方应探讨使用下列文件最新版本的可能性。凡是不注日期的引用文件，其最新版本适用于本标准。

GB 50199 水利水电工程结构可靠度设计统一标准

DL 5073 水工建筑物抗震设计规范

DL 5077 水工建筑物荷载设计规范

DL 5108 混凝土重力坝设计规范

DL 5180 水电枢纽工程等级划分及设计安全标准

DL/T 5057 水工混凝土结构设计规范

DL/T 5082 水工建筑物抗冰冻设计规范

DL/T 5089 水电水利工程泥沙设计规范

DL/T 5141 水电站压力钢管设计规范

DL/T 5166 溢洪道设计规范

DL/T 5178 混凝土坝安全监测技术规范

DL/T 5195 水工隧洞设计规范

DL/T 5208 抽水蓄能电站设计导则

DL/T 5353 水电水利工程边坡设计规范

3 术语和符号

3.1 术 语

下列术语适用于本标准。

3.1.1

水电站进水口 intake of hydropower station

以引水发电为主要用途的进水口。按工程布置划分为整体布置和独立布置两种：整体布置是与枢纽挡水建筑物组成整体结构的进水口，包括坝式进水口、河床式水电站进水口；独立布置是独立布置于枢纽挡水建筑物之外的进水口，包括岸式进水口、塔式水电站进水口。按水流条件，分为开敞式和有压式以及抽水蓄能电站上、下水库进/出水口三种型式。

3.1.2

开敞式进水口 open inlet

进水口流道有自由水面，且水面以上净空与外界空气保持贯通的进水口。

3.1.3

有压式进水口 pressure inlet

流道均淹没于水中，并始终保持满流状态，具有一定的压力水头的进水口。

3.1.4

坝式进水口 intake integrated with the dam

布置在挡水坝或挡水建筑物上的整体布置进水口（含水电站压力前池进水口）。

3.1.5

河床式水电站进水口 **intake of run-of-river hydropower station**

河床式水电站挡水建筑物的一部分，与电站厂房连为整体的布置进水口。

3.1.6

塔式进水口 **intake tower**

布置于大坝或库岸以外的独立布置进水口，根据需要可设计成单面单孔进水或周圈多层多孔径向进水。

3.1.7

岸塔式进水口 **intake tower built against the bank**

背靠岸坡布置，闸门设在塔形结构中，可兼作岸坡支挡结构的进水口。

3.1.8

闸门竖井式进水口 **intake with gate well**

闸门布置于山体竖井中，入口与闸门井之间的流道为隧洞段的进水口。

3.1.9

岸坡式进水口 **intake with inclined gate slots in the bank**

闸门门槽（含拦污栅槽）贴靠倾斜岸坡布置的进水口。

3.1.10

抽水蓄能电站上、下水库进/出水口 **intake/outlet in upper reservoir and lower reservoir of pumped storage station**

抽水蓄能电站具有抽水（水泵工况）和发电（水轮机工况）两种运行工况，水流是双向流动的，对上水库，在发电时为进水口，抽水时为出水口；对下水库，在发电时为出水口，抽水时为进水口，分别简称上、下水库进/出水口。

3.1.11

侧式进/出水口 **side intake/outlet**

抽水蓄能电站的输水道呈水平向与水库连接的进/出水口。

3.1.12

竖井式进/出水口 **shaft intake/outlet**

抽水蓄能电站的输水道用竖井与水库底垂直连接的进/出水口。

3.1.13

有压式进水口最小淹没深度 **minimum inundation depth of pressure inlet**

有压式进水口闸孔顶板高程或洞顶高程与最低运行水位之差。

3.2 符 号

下列符号适用于本标准。

3.2.1 水力计算参数:

n ——输水道表面糙率系数;

ξ ——局部水头损失系数;

v_k ——泥沙起动流速;

$d_{\max}$ ——进入冲沙槽内的最大推移质粒径;

h ——冲沙时的槽内水深;

L ——输水道长度;

C ——谢才系数;

h_m ——局部水头损失;

h_f ——沿程水头损失;

R ——水力半径;

m ——流量系数;

σ_i ——淹没系数;

B ——闸孔宽度;

H_0 ——包括行近流速水头的堰上水头;

h_s ——堰顶算起的下游水深;

ϵ ——堰流侧收缩系数;

S ——进水口最小淹没深度;

d ——闸孔高度。

3.2.2 作用、作用效应及承载力:

 γ_0 ——结构重要性系数; ψ ——设计状况系数; γ_d ——结构系数; ΣW_R ——基础计算面上全部法向作用之和; ΣP_R ——基础计算面上全部切向作用之和; A_R ——基础底部计算面的截面面积; f'_{Rk} ——基础底面混凝土与基岩接触面的抗剪断摩擦系数
(标准值); c'_{Rk} ——基础底面混凝土与基岩接触面的抗剪断凝聚力
(标准值); $\gamma_{f'}$ —— f'_{Rk} 的材料性能分项系数; $\gamma_{c'}$ —— c'_{Rk} 的材料性能分项系数; ΣM_R ——全部作用对基础计算截面形心的力矩之和; σ ——进水口建基面上的法向应力(包括或不包括扬压力); J_R ——基础计算截面对形心轴的惯性矩; T_R ——基础计算截面形心轴到上游面或下游面的距离; ΣU_R ——基础计算面上扬压力之和; ΣM_s ——基础计算面上抗倾覆力矩之和; ΣM_0 ——基础计算面上倾覆力矩之和。

3.2.3 几何参数:

 α ——侧式进/出水口扩散段的平面扩散角; θ ——抽水蓄能电站进/出水口扩散段的顶板扩张角; a_k ——结构构件几何参数的标准值; c ——与进水口几何形状有关的系数。

4 总 则

4.0.1 水电站进水口的设计应做到安全可靠、技术先进、经济合理，保证工程设计质量，满足环保要求。

4.0.2 进水口设计应收集相应的地形、地质、地震、水文、泥沙、气象、漂污、冰情、水电站运行及水库运用等基本资料。

4.0.3 进水口建筑物的组成包括拦污段、入口段、闸门段、渐变段和上部结构。有压引水系统的进水口还应设有充水设施和通气孔。多泥沙、多污物或多漂浮物河流以及严寒地区的水电站，还应分别建造专门的防沙、防污、排漂和防冰建筑物或设施、设备。

进水口应设置拦污栅、闸门、启闭机、清污和观测设施。

4.0.4 本标准按照 GB 50199 的规定，采用概率极限状态设计原则，以分项系数设计表达式进行结构设计。

4.0.5 除本标准已有规定外，尚应符合国家、电力行业现行有关标准的规定。

4.0.6 首次运用新技术和采用新结构，应进行专题论证。

5 工 程 布 置

5.1 一 般 规 定

5.1.1 在各级运行水位下，进水口应水流顺畅、流态平稳、进流匀称和尽量减少水头损失，并按运行需要引进所需流量或中断进水。

5.1.2 进水口应避免产生贯通式漏斗漩涡，否则，应采取消涡措施。进水口过水边界体形及其尺寸，必要时可通过水工模型试验选择。

5.1.3 进水口所需的设备应齐全，闸门和启闭机的操作应灵活可靠，充水、通气和交通设施应畅通无阻。

5.1.4 多泥沙河流上的进水口应设置有效的防沙措施，防止泥沙淤堵进水口，避免推移质进入引水系统。

5.1.5 多污物河流上的进水口应设置有效的导污、排污和清污设施，防止大量污物汇集于进水口前缘堵塞拦污栅影响电站运行。

5.1.6 严寒地区的进水口，应有必要的防冰措施。

5.1.7 进水口应具备可靠的电源和良好的交通运输条件；并应有设备安装、检修及清污场地以便于运行和管理。

5.1.8 进水口应与枢纽其他建筑物的布置相协调，并便于与发电引水系统的其他建筑物相衔接。整体布置的进水口顶部高程宜与坝顶采用同一高程。闸门井的顶部高程，可按闸门井出现的最高涌浪水位控制。

5.2 进水口型式、体形及布置

5.2.1 进水口型式按照水流条件可分为：

- 1 开敞式进水口。
- 2 有压式进水口。

3 抽水蓄能电站上、下水库的进/出水口。

有压式进水口按照进水口位置、闸门槽和引水管道的布置又可分为：

- 1 坝式进水口。
- 2 河床式进水口。
- 3 塔式（含岸塔式）进水口。
- 4 闸门竖井式进水口。
- 5 岸坡式进水口。
- 6 从水库分层取水的进水口。

进水口的型式及其适用条件见附录 A。

5.2.2 坝式进水口是坝体结构的组成部分，其布置应与坝型及坝体结构相适应。河床式进水口为厂房坝段建筑物的组成部分，其布置应与厂房结构相适应。

5.2.3 塔式进水口按其位置和下部嵌固结构特点可分为独立塔式和岸塔式。采用何种型式，应结合地形地质条件进行选择。

独立塔式进水口是独立于坝体及岸边之外的塔形结构，根据需要可设计成单面单孔引水或周围多层多孔引水。

高地震区、基础地质条件较差时，不宜布置独立塔式进水口。

岸塔式进水口是将进水塔靠岸边布置的形式。

5.2.4 有压入口段的底板宜采用水平布置，喇叭口顶部和两侧可采用椭圆曲线或双圆弧曲线，宜对称布置。有压式进水口与有压引水道（隧洞）之连接宜采用渐变收缩型。渐变段长度不宜小于 1 倍～2 倍引水道宽度（或洞径）。过水边界的外形宜采用接近流线型的曲线，也可选用圆弧曲线。

5.2.5 应根据运行水头和设计流量，综合考虑孔口流速、闸门尺寸系列和启闭机容量，确定进水口孔口尺寸。有压引水道的进水口，其孔口面积不宜小于后接引水道的面积。

5.2.6 开敞式进水口引渠之翼墙应圆滑平顺。直立墙的弧线曲率半径不宜过小，其顺水流向长度不宜过短。

5.2.7 对于调节性能好的大水库，可研究采用分层取水的结构型式，并论证其合理性。经不同布置方案的技术经济比较，选择安全、经济、可靠的进水口型式。

5.2.8 按工作性质，进水口闸门可分为：

- 1 工作闸门（动水启闭）。
- 2 事故闸门（动水闭静水启）。
- 3 检修闸门（静水启闭）。

大、中型水电站厂房机组有快速下门保护的要求时，工作闸门还应满足下门速度的要求。

进水口中需要装设的闸门：

1 开敞式进水口。当其后明渠引水道的进水流量需要进水口闸门进行控制时，除设置检修闸门外，还应设置工作闸门；当前池压力管道进口设有事故闸门，又不需要闸门控制进水流量时，进水口可设置事故闸门或者检修闸门。

2 有压式进水口。

1) 坝式进水口。应设置检修闸门和事故闸门或者检修闸门和工作闸门。

2) 塔式、闸门竖井式、岸坡式进水口。当压力管道末端设有进水主阀或厂内设有筒阀时，进水口可设置事故闸门一道，否则应设检修闸门和事故闸门各一道。

3) 河床式电站进水口。轴流式机组进水口应设置检修闸门和事故闸门，检修闸门是否与拦污栅共槽，应通过技术经济比较确定；灯泡贯流式机组，当厂房尾水设有事故闸门时，进水口应设置检修闸门。

3 抽水蓄能电站进/出水口。

1) 上水库进/出水口。当压力管道采用埋藏式且设有工作主阀时，宜设置一道事故闸门；当压力管道为明管或者埋藏式压力管道和地下厂房有快速闭门保护要求时，可设置检修闸门和工作闸门各一道。

- 2) 下水库进/出水口。当尾水闸门为事故闸门时,宜在事故闸门的下水库一侧设置一道检修闸门。
- 3) 根据进/出水口的维修需要,结合水工建筑物和拦污栅的布置,通过技术经济比较后,可设置一道检修门与拦污栅共槽。

4 有特殊要求装设闸门的进水口,可根据对进水口下游建筑物的保护要求论证确定。

5.2.9 有压引水道进水口工作(事故)闸门后应设置通气孔,出口应与闸门操作室分开。整体布置进水口通气孔上口应高于上游最高库水位,独立布置进水口通气孔应通至塔顶高程。当工作(事故)闸门为上游止水时,可利用闸门井作通气孔,应使其出口通气良好。

5.2.10 有压引水道中,充水阀门的设置应便于操作、检查和维修。

5.3 进水口位置选择

5.3.1 进水口建筑物是水电枢纽的一个组成部分,其位置的选择应根据枢纽布置方案经技术经济比较确定。进水口的平面位置应能直接取水或通过引渠取水。当引渠较长时,应考虑不稳定流的影响。

5.3.2 进水口不宜设置在含有大量推移质的支流或山沟的汇口附近。

5.3.3 进水口应避开容易聚积污物的回流区,并应避免流冰或漂木的直接撞击。

5.3.4 低水头引水式水电站的岸边开敞式进水口或有压式进水口宜选在“稳定河段”上,并靠近主槽布置,不宜布置在河床过宽、主流分散的河段上。

5.3.5 岸边开敞式进水口,若以防沙为主,其位置宜选在弯曲河段的凹岸,最有利的位罝为弯道顶点的下游附近;若以防污或防冰为主,宜选在直河段。

5.3.6 岸塔式进水口应充分利用有利地形, 选择良好的地质地段, 保证地基可靠, 山体稳定, 减少土石方开挖量, 尽量避免高边坡开挖。对于难以避开高边坡等不良地质条件时, 应进行边坡稳定分析, 因地制宜地选择边坡处理工程措施。

5.4 进水口设置高程

5.4.1 开敞式进水口应保证在上游最低运行水位时能够引进发电所需流量。进水口的底板高程应结合防沙、排沙设施确定, 以防止推移质进入引水道。

5.4.2 有压式进水口应保证在上游最低运行水位以下有足够的淹没深度。最小淹没深度可参照附录 B 估算。淹没深度的最小取值不应小于 1.5m。

进水口底板应高出孔口前缘水库冲淤平衡高程, 或设在排沙漏斗范围以内、沉沙高程之上。孔口最大设置深度还应结合孔口尺寸和考虑现有启闭机的制造水平确定。

5.4.3 闸门竖井式进水口、竖井式进/出水口底板高程及闸门井与水库间的流道纵坡的布置还应满足闸门井在最低涌浪水位时闸孔顶部最小淹没水深 1.5m 的要求。

5.4.4 高坝大库大型水电站, 进水口设置高程可根据工程需要考虑分期发电的引水要求确定。

5.5 抽水蓄能电站进/出水口的布置及型式

5.5.1 进/出水口的布置及型式选择应按 DL/T 5208 的规定执行。

5.5.2 侧式和竖井式进/出水口的水力设计应满足 6.0.9 及 6.0.10 中的水力设计原则。

5.5.3 可通过数值计算进行方案比较, 选择进水口的体形及尺寸。大型或重要工程还应通过水工模型试验确定。

5.5.4 对于与河道(沟岔)相连通的上、下水库, 应对其泥沙资料进行分析, 必要时, 应在进/出水口的布置及型式选择中考虑泥

沙的影响和防沙、排沙工程措施。

5.6 防 沙

5.6.1 防沙设计所需的泥沙资料应包括推移质输沙量，悬移质的含沙量，泥沙粒径、级配、硬度、容重及其运动规律。自水库引水的进水口，还应掌握库区泥沙的淤积形态和淤积高程。

5.6.2 多泥沙河流在选择枢纽位置进行总体布置、设置泄洪建筑物和拟定水库运行方式时，都应把防沙问题放在重要地位。

5.6.3 防沙设计应防止泥沙淤积、堵塞进水口闸门槽，减少粗颗粒泥沙进入进水口和对水轮机叶片的磨损。

5.6.4 防沙设计应估计治理泥沙来源措施的实效，考虑上、下游梯级电站的相互影响，统筹规划水库防淤和进水口防沙问题。

通常的防沙措施有：导（将泥沙导离进水口）、拦（将泥沙阻拦在进水口前缘）、排（将进水口前的泥沙排往下游）、沉（将越过进水口的泥沙沉淀在沉沙池内）和冲（将沉沙池内的泥沙冲往下游）。

5.6.5 闸坝式引水枢纽中的进水口及河床式电站防沙设施见附录 C，其防沙设计应遵循下列基本原则：

- 1 水库防淤和进水口防沙应统筹规划。
- 2 布置上应促使水、沙分离，引水排沙。宜采用两道防线防沙。
 - 1) 第一道防线以防推移质为主，拦、排结合，立足于排，进水口上游有施工围堰时，在围堰的布置及其拆除高程设计中，宜结合拦沙、导沙的要求考虑，起到拦沙坎的作用。
 - 2) 第二道防线以治理进水口下部之悬移质为主，沉、冲结合，及时冲沙，形成冲刷漏斗。

3 结合合理的水库调度，制订水库的最佳运行方式。采用“蓄清排浑”的方式运行，当汛期大量来沙时，降低库水位冲沙。

5.6.6 闸坝式引水枢纽中进水口应根据水库地形、库区淤积形态和进水口底板高程等因素考虑排沙设施。如需设置排沙底孔时，

其位置和高程的选定应使排沙漏斗足以控制进水口，以满足“门前清”的要求。

5.6.7 枢纽排沙或冲沙是防沙的重要环节，所设排沙、冲沙建筑物应具有足够的排沙冲沙能力。电站进水口的拦沙、冲沙设施有拦沙坎、冲沙闸、排沙孔或者排沙廊道以及排沙洞等，需要根据工程实际和技术经济比较选定。

5.6.8 多泥沙河流上的大型或重要工程，进水口防沙方案宜通过水工模型或泥沙模型试验论证确定。

5.7 防 污

5.7.1 防污设计所需的污物资料应包括污物的来源、种类、数量和漂移物随时程变化的规律。因地制宜地采取相应的防污措施。

5.7.2 防污设计应满足下列要求：

- 1 进水口避免正对漂浮污物运移轨迹的主轴线。
- 2 防止污物堵塞进水口拦污栅。
- 3 进水口前积聚的污物应能及时清除。

5.7.3 在进水口设置拦污栅，并采取门前捞漂、机械清污或提栅清污等防污措施，必要时可设置拦漂、导污设施，集中清污。

5.7.4 在单孔进水口前缘可设置多跨连通式拦污栅；在多个进水口前缘可设置通仓式拦污栅；栅墩末端与进水口入口前缘之间净距不宜小于闸孔宽度的一半。

5.7.5 拦污栅孔口总面积由平均过栅流速控制。平均过栅流速可采用 $0.8\text{m/s} \sim 1.2\text{m/s}$ 。加大过栅流速时，要有论证。

5.7.6 拦污栅和清污平台的布置应便于清污机操作和污物的清理及运输，并有一定的场地用以临时堆放污物。

5.7.7 进水口防污设施的其他要求可见附录 D。

5.7.8 多污物河流上进水口的拦污栅应装置监测压差的仪器，以掌握污物堵塞情况，便于及时清理。

5.7.9 在拟定水库运行方式时应考虑防污、排污要求。

5.7.10 抽水蓄能电站进/出水口是否设置拦污栅可通过论证确定。拦污栅除应满足过栅流速、水流均匀以及布置上的要求外，还应研究发电和抽水各种不同工况下水流对拦污栅可能产生的不利影响。

5.8 防 冰

5.8.1 防冰设计所需的冰情资料应包括：冰期、流冰特征和流冰量；冰块大小和冰层厚度；电站进水口的冬季运行要求等资料。

5.8.2 进水口防冰应按枢纽防冰要求，在进水口采取必要的防冰、导冰、排冰等措施。

5.8.3 进水口的防冰设计应满足如下要求：

- 1 避免流冰直接撞击进水口。
- 2 防止冰块堵塞进水口。
- 3 防止静冰、动冰压力损坏进水口建筑物。
- 4 保证进水口拦污栅、闸门、启闭机等有关设备正常操作运行。

5.8.4 预防或减轻进水口冰害可采取以下措施：

1 调节水温、加热设备、建造暖房以及设备（如拦污栅）没入不结冰的水下。

2 人工或机械破冰，使水面不结冰或使冰盖脱离进水口，以消除冰压力。

3 利用隔板（如泡沫板）缓冲，以减小冰压力。

4 调整水库（包括上下游梯级水库）运行方式，限制流冰的产生。尽可能使库水位保持在较高水位的情况下运行。

5 加固建筑物结构，使其足以抵抗冰压力。

6 定期启闭闸门。

5.8.5 冰压力计算参见附录 E。

5.8.6 严寒地区进水口设计应符合 DL/T 5082 的要求。

6 水 力 设 计

6.0.1 应根据水电站进水口的型式进行相应的水力设计。

6.0.2 特大型或大型重要工程，抽水蓄能电站上、下水库进/出水口，多层进水口的水力设计宜进行水工模型试验论证。

6.0.3 电站进水口的水力计算应包括以下内容：

- 1 各式进水口的水头损失。
- 2 开敞式进水口过流能力。
- 3 有压式进水口最小淹没深度。
- 4 有压式进水口的通气孔面积。
- 5 有压式进水口下游管道充水时间（必要时）。
- 6 闸门竖井式进水口竖井与进水口之间连接管道的水锤压力。
- 7 抽水蓄能电站进/出水口水力计算。

6.0.4 进水口的水头损失应按沿程损失和局部损失分别进行计算，沿程损失计算中糙率系数 n 值、局部损失系数 ξ 值，可参见附录 B。

6.0.5 开敞式进水口过流能力计算可参见附录 B。

6.0.6 有压式进水口通气孔面积可参见附录 B。

6.0.7 有压式进水口下游管道充水时间应选用与充水方式相应的流量公式。

6.0.8 抽水蓄能电站进/出水口水力设计应满足下列要求：

- 1 水流在两个方向流动时流速均应分布均匀、水头损失小。
- 2 进流时，各级运行水位下进/出水口附近不产生有害的漩涡。
- 3 进/出水口附近库内水流流态良好，无有害的回流或环流出现，水面波动小。
- 4 防止漂浮物、泥沙等进入进/出水口。

6.0.9 侧式进/出水口水力设计应遵循下列原则：

1 靠近进/出水口压力隧洞宜尽量避免弯道，或把弯道布置在离进/出水口较远处，以期减小弯道水流对进/出水口进（出）流带来的不利影响。

2 扩散段的平面扩散角 α 应根据管道直径、布置条件、流量的大小、地形和地质条件、电站运行要求等，经技术经济比较确定，宜在 $25^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ 范围内选用。

3 为避免扩散段内水流在平面上产生分离，应采用分流隔墩将扩散段分成几孔流道，其末端与拦污栅断面相接。每孔流道的平面扩张角宜小于 10° 。分流隔墩的布置应使各孔流道的过流量基本均匀，相邻边、中孔道的流量不均匀程度以不超过 10% 为宜。

4 在扩散段起始处，扩散段与上游直线段间平面上应采用曲线连接，其半径可选用 2 倍~3 倍管径。

5 扩散段的纵断面宜采用顶板单侧扩张式，顶板扩张角 θ 宜在 $3^\circ \sim 5^\circ$ 范围选用。当 $\theta > 5^\circ$ 时，宜在扩散段末接一段平顶的调整段，其长度约相当于 0.4 倍的扩散段长度。

6 扩散段末端过水断面面积应以满足过栅流速和布置要求确定。

7 为防止发生吸气漩涡，应在扩散段末口门外部上方设防涡设施。

8 应保证进水口在水库最低水位下有足够的淹没深度。

对于地面式厂房布置，当下水库的进/出水口建筑物为电站尾水管的延伸部分时，应参照已建工程经验，研究电站在不同运行工况下出流对拦污栅可能产生的影响。

6.0.10 竖井式进/出水口水力设计应遵循下列原则：

1 竖井式进/出水口水力设计应包括压力管道与弯管起始断面间的联结扩散段、弯管段、喇叭口段、顶盖、分流隔墩和拦污栅等内容。

2 为使各孔出流均匀，宜采用向两端缩小的渐缩式肘型弯管，弯管之上宜有适当长度的竖直管道，其上接渐扩式喇叭口。

喇叭口上方的顶盖直径的大小依流量、压力、管道直径、过栅流速等条件，经综合比较确定。

3 当有防沙要求时，则应使拦污栅底槛高于周边底板适当高度。

6.0.11 抽水蓄能电站进/出水口水头损失应按发电和抽水两种工况分别计算。

初拟尺寸时，抽水蓄能电站进/出水口的综合水头损失系数可参考类似工程经验选取。在确定进/出水口体形及水头损失系数时，应通过水工模型试验论证。

6.0.12 抽水蓄能电站上、下库的进/出水口宜设拦污栅，平均过栅流速宜为 $0.8\text{m/s} \sim 1.0\text{m/s}$ ，不宜大于 1.2m/s 。同时应避免在同一工况（抽水或发电）下，拦污栅过栅水流出现反向流动。

7 结构与地基处理

7.1 一般规定

7.1.1 水电站进水口建筑物结构设计应包括以下内容：

- 1 整体稳定分析。
- 2 地基应力计算。
- 3 整体结构设计。
- 4 局部构件设计。

7.1.2 岩基上的进水口地基处理设计按照 DL 5108 执行。

7.1.3 进水口边坡处理设计应对周边的山坡进行清理、整治和设置地表排水。根据工程需要，按照 DL/T 5353 进行边坡稳定分析计算及护坡结构设计。

7.1.4 进水口建筑物级别应按 DL 5180 确定。进水口建筑物的结构安全级别按表 7.1.4 确定。

表 7.1.4 进水口建筑物结构安全级别

进水口建筑物级别	进水口建筑物结构安全级别
1	I
2、3	II
4、5	III

7.2 结构设计基本原则

7.2.1 进水口建筑物应按承载能力极限状态和正常使用极限状态分别进行下列计算和验算：

1 承载能力极限状态。进水口建筑物整体抗滑、抗浮和抗倾稳定计算；建基面基础岩体抗压承载力计算；需要抗震设防的进水口结构及构件，尚应按 DL 5073 进行抗震承载力验算，按拟静力法计算水平向地震惯性力可见附录 F；进水口混凝土结构构件应进行承载力计算。

2 正常使用极限状态。按材料力学方法进行进水口建基面上、下游拉应力验算。

根据设计需要，尚应对混凝土结构构件进行变形、抗裂或裂缝宽度验算。

7.2.2 结构设计时应考虑下列三种设计状况：

- 1 持久状况。
- 2 短暂状况。
- 3 偶然状况。

三种设计状况均应按承载能力极限状态进行设计。对持久状况尚应进行正常使用极限状态设计；对短暂状况可根据运行需要进行正常使用极限状态设计；对偶然状况可不进行正常使用极限状态设计。

7.2.3 按承载能力极限状态设计时，应考虑下列两种作用（荷载）效应组合：

- 1 基本组合。永久作用与可变作用的效应组合。
- 2 偶然组合。永久作用、可变作用与一种偶然作用的效应组合。

7.2.4 按正常使用极限状态设计时，应按作用（荷载）效应的标准组合进行计算。标准组合是对可变荷载采用标准值为荷载代表值的组合。

7.3 作用及其组合

7.3.1 水电站进水口承受的作用可分为永久作用、可变作用及偶然作用三类，见表 7.3.1。

表 7.3.1 作用 分 类

序号	作用分类	作 用 名 称
1	永久作用	结构自重（包括其上的永久设备重）
2		岩石压力和土压力
3		其他永久作用
4	可变作用	设计运行水位时的静水压力
5		拦污栅前、后设计水压差
6		设计运行水位时的扬压力（包括渗透压力和浮托力）
7		设计运行水位时的浪压力
8		泥沙压力
9		冰压力
10		雪荷载
11		风荷载
12		温度作用
13		其他可变作用
14	偶然作用	校核运行水位时的静水压力
15		校核运行水位时的扬压力
16		地震作用
17		其他偶然作用

7.3.2 作用（荷载）代表值应按 DL 5077 和 DL 5108 的规定确定。整体稳定计算时，作用（荷载）的分项系数应按附录 G 取值。地基承载力计算时，作用（荷载）的分项系数取 1.0。

7.3.3 拦污栅前、后水压差标准值可取 4m。

7.3.4 承载能力极限状态设计时，作用的基本组合和偶然组合按表 7.3.4 的规定进行计算。

表 7.3.4 作用组合

设计状况	作用组合	计算情况	作用类别											备注
			自重	静水压力	扬压力	泥沙压力	浪压力	风压力	冰压力	土压力	雪荷载	地震作用	其他	
持久状况	基本组合	正常蓄水位	√	√	√	√	√	√	—	√	√	—	√	
		设计洪水位	√	√	√	√	√	√	—	√	√	—	√	
		冰冻情况	√	√	√	√	—	√	√	√	√	—	√	
短暂状况	基本组合	完建未挡水	√	—	—	—	—	√	—	√	√	—	√	
		检修情况	√	√	√	√	√	√	—	√	√	—	√	
偶然状况	偶然组合	校核洪水位	√	√	√	√	√	√	—	√	—	—	√	
		地震情况	√	√	√	√	√	—	—	√	√	√	√	

注：地震情况下静水压力、扬压力和浪压力按正常蓄水位计算。

7.3.5 进水口在施工和检修情况下，应按承载能力极限状态短暂状况的基本组合及正常使用极限状态的标准组合进行设计。

7.3.6 地震作用应按 DL 5073 的规定设计。

7.4 进水口整体稳定和地基承载力计算

7.4.1 进水口为挡水建筑物时，应进行沿建基面的整体抗滑稳定计算和地基抗压承载力计算。对于存在深层软弱面的地基，尚应核算深层抗滑稳定。塔式进水口尚应进行整体抗倾覆和抗浮稳定计算。

7.4.2 进水口混凝土与基岩接触面、基岩与基岩、软弱结构面的抗剪断摩擦系数 f'_{Rk} 、抗剪断凝聚力 c'_{Rk} 的标准值以及相应的材料性能分项系数按 DL 5108 确定。

7.4.3 进水口的整体抗滑稳定性可按下列抗剪断强度公式计算

$$\gamma_0 \psi \sum P_R \leq \frac{1}{\gamma_d} \left(\frac{f'_{Rk}}{\gamma_r} \sum W_R + \frac{c'_{Rk}}{\gamma_c} A_R \right) \quad (7.4.3)$$

式中:

γ_0 ——结构重要性系数, 对于结构安全级别为 I、II、III 级的结构及构件, 应分别取为 1.1、1.0、0.9;

ψ ——设计状况系数, 对于持久状况、短暂状况、偶然状况, 可分别取为 1.0、0.95、0.85;

γ_d ——抗滑稳定结构系数, 应按附录 G 取值;

f'_{Rk} ——基础底面混凝土与基岩接触面的抗剪断摩擦系数 (标准值);

c'_{Rk} ——基础底面混凝土与基岩接触面的抗剪断凝聚力 (标准值), kPa;

γ_r 、 γ_c ——分别为 f'_{Rk} 、 c'_{Rk} 的材料性能分项系数, 可按 DL 5108 的规定取值; 对偶然组合地震情况采用拟静力法计算时, 材料分项系数取 1.0;

$\sum P_R$ ——基础计算面上全部切向作用之和 (设计值), kN;

$\sum W_R$ ——基础计算面上全部法向作用之和 (设计值), 向下为正, kN;

A_R ——基础底部计算面的截面面积, m^2 。

7.4.4 建基面以下的深层抗滑稳定计算按照 DL 5108 的规定执行。

7.4.5 塔式进水口抗浮稳定性可采用表 7.3.4 作用组合中最不利的情况, 按下列公式计算

$$\gamma_0 \psi \sum U_R \leq \frac{1}{\gamma_d} \sum W'_R \quad (7.4.5)$$

式中:

γ_d ——抗浮稳定结构系数, 可按附录 G 取值;

$\sum U_R$ ——基础计算面上的扬压力之和 (设计值), kN;

$\sum W'_R$ ——基础计算面上全部重力之和（设计值），不含设备重力，kN。

7.4.6 塔式进水口抗倾覆稳定性可按下列公式计算

$$\gamma_0 \psi \sum M_0 \leq \frac{1}{\gamma_d} \sum M_s \quad (7.4.6)$$

式中：

γ_d ——抗倾覆稳定结构系数，应按附录 G 取值；

$\sum M_0$ ——基础计算面上倾覆力矩之和（设计值）；

$\sum M_s$ ——基础计算面上抗倾覆力矩之和（设计值）。

7.4.7 进水口基础下游面在荷载作用下的法向应力，可按下列公式计算

$$\sigma = \gamma_0 \psi \left(\frac{\sum W_R}{A_R} - \frac{\sum M_R T_R}{J_R} \right) \quad (7.4.7)$$

式中：

σ ——进水口基础下游面的法向应力（包括或不包括扬压力）；

$\sum W_R$ ——基础计算面上全部法向作用力之和，向下为正，有关作用（荷载）的分项系数均应取为 1.0；

$\sum M_R$ ——全部作用对基础计算面形心的力矩之和，逆时针方向为正，有关作用的分项系数均应取为 1.0；

T_R ——基础计算截面形心轴至下游面的距离；

J_R ——基础计算截面对形心轴的惯性矩；

A_R ——基础底部计算截面的截面面积。

7.4.8 进水口建基面所承受的最大法向压应力 σ 应小于地基岩体允许承载力（计入或不计入扬压力）。

7.5 进水口基础上、下游面拉应力正常使用极限状态计算

7.5.1 进水口基础上游面标准组合下的垂直应力不出现拉应力

(计入扬压力), 应符合下列规定

$$\gamma_0 \left(\frac{\sum W_R}{A_R} + \frac{\sum M_R T_R}{J_R} \right) \geq 0 \quad (7.5.1)$$

式中:

T_R ——基础计算截面形心轴至上游面的距离。

7.5.2 进水口基础下游面标准组合下的垂直拉应力应符合下列规定

$$\gamma_0 \left(\frac{\sum W_R}{A_R} - \frac{\sum M_R T_R}{J_R} \right) \leq 100 \text{ kPa} \quad (7.5.2)$$

式中:

T_R ——基础计算截面形心轴至下游面的距离。

7.5.3 按正常使用极限状态计算时, 作用(荷载)分项系数取 1.0。

7.6 结构设计

7.6.1 进水口结构计算可采用结构力学方法进行, 大型或重要工程进水口宜采用有限元法分析计算。

7.6.2 进水口的拦污栅支撑结构应有足够的刚度和整体稳定性。应合理设置栅墩, 选择栅墩和胸墙厚度、墩间联系梁结构和顺水流向(含斜向)支撑结构型式与截面尺寸。

7.6.3 对于岸坡式和闸门竖井式进水口, 平洞和竖井部分的结构应按 DL/T 5195 设计。

7.6.4 坝式进水口应根据运行条件、坝体荷载分段计算孔口应力。

7.6.5 塔式和岸塔式进水口的塔身根据体形轮廓可按圆筒或框架设计; 塔座可按弹性地基梁(板)或弹性地基上倒框架设计。

7.6.6 开敞式进水口的闸孔可按弹性地基上倒框架或弹性地基梁(板)设计。

7.6.7 岸塔式和岸坡式进水口的边坡应根据边坡地形地质条件、

地下水位和水库运行等因素进行设计，可按照 DL/T 5353 进行稳定分析；应从边坡的开挖、排水、衬护、喷锚或其他方案中进行技术经济论证后选取，以确保边坡的稳定性。对严寒地区可按 DL/T 5082 考虑水库冻融作用的影响。

7.6.8 抽水蓄能电站进/出水口的拦污栅结构应具有足够的强度、刚度和抗振动能力，应对栅体进行抗振分析，栅条和栅叶自振频率应高于水流脉动频率，其频率比值不宜小于 2.5。

7.6.9 进水口的混凝土结构构件设计应按 DL/T 5057 进行。

7.7 地基处理

7.7.1 进水口的岩石地基应具有足够的承载力、整体稳定性、渗透稳定性和良好的变形特性。

7.7.2 岩石地基中存在局部断裂发育、软弱夹层、岩溶及不稳定块体时，应进行挖除或加固处理，以满足承载力、抗滑稳定和沉降变形等方面的要求。

8 运行和监测

8.1 运 行

8.1.1 根据工程的具体情况,提出进水口的运行要求,其中包括:

- 1 进水口的最高和最低运行水位。
- 2 进水口闸门的使用条件。
- 3 排沙、冲沙设施的运行要求。
- 4 拦污栅的运用要求。
- 5 进水口对水库运行方式的要求。
- 6 有压管道充水方式及注意事项。
- 7 其他。

8.1.2 抽水蓄能电站上、下水库进/出水口的运行除 8.1.1 的要求外,尚应包括抽水蓄能电站运行特点的要求。

8.2 监 测

8.2.1 进水口的安全监测可分为常规项目和专门项目两大类。在施工期进行的临时监测或短期监测项目,宜与长期监测项目相结合。

8.2.2 应根据工程条件与工程需要选择监测的项目。

常规监测项目应包括以下内容:

- 1 进水口上游水位。
- 2 拦污栅前、后水压差。
- 3 重要结构的应力与变形。
- 4 通气孔风速。

专门监测项目应包括以下内容:

- 1 高边坡渗透压力与变形。
- 2 泥沙和冰情。

3 地震效应。

4 其他。

8.2.3 当进水口为挡水大坝的一部分时，还应满足 DL 5108 和 DL/T 5178 中监测设计的要求。

附录 A

(规范性附录)

进水口型式及其适用条件

A.1 坝式进水口

坝式进水口（见图 A.1）适用于各种混凝土坝。拦污栅装在上游坝面的支撑结构上。一般情况下，检修和事故闸门均装在坝体内，但检修闸门也可装在坝面。

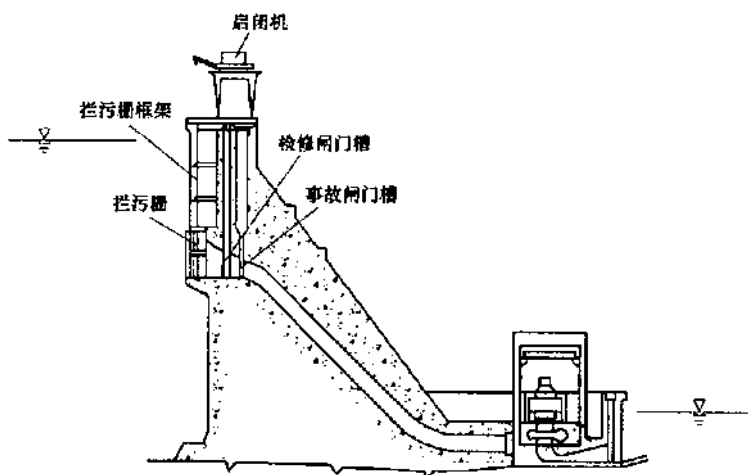


图 A.1 坝式进水口

A.2 河床式进水口

河床式进水口（见图 A.2）适用于河床式水电站，为厂房坝段建筑物的组成部分。

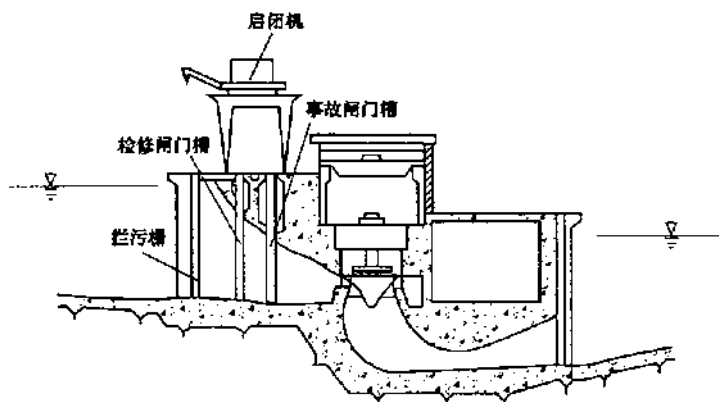


图 A.2 河床式进水口

A.3 塔式进水口

塔式进水口（见图 A.3）适用于河岸地形过缓或地质条件不宜在岸边设置进水口的枢纽。图 A.3b）所示为抽水蓄能电站上水库塔式进/出水口。

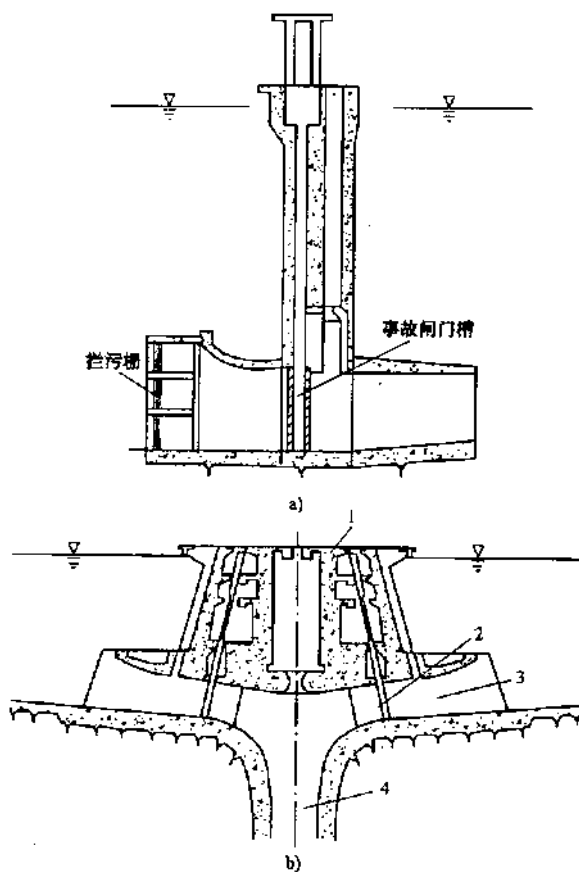
塔式进水口的特点：

- 1 明挖量较少。
- 2 与岸边连接需要较长的桥梁或水上交通。
- 3 抗震性能差。

A.4 岸塔式进水口

岸塔式进水口（见图 A.4）适用于地质条件不利于将喇叭口设在岸边岩体内。岸塔式进水口的特点：

- 1 拦污栅、喇叭口和闸门均布置在与岸边连接的塔内，可减小洞挖跨度。
- 2 明挖量较大。
- 3 进水口整体稳定性好。



1—闸门塔；2—闸门；3—径向进水口；4—竖井

图 A.3 塔式进水口

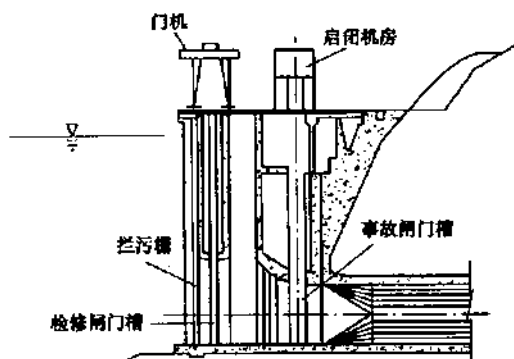


图 A.4 岸塔式进水口

A.5 闸门竖井式进水口

闸门竖井式进水口（见图 A.5）适用于岩体完整、稳定且便于对外交通的岸坡。闸门竖井式进水口的特点：

- 1 拦污栅设于洞外，检修闸门或事故闸门装在竖井内，结构简单可靠。
- 2 喇叭口直接开凿在岸坡上，洞挖跨度大。
- 3 竖井上游段的检修需在入口处另设检修闸门（或叠梁）。
- 4 引用流量太大时拦污栅布置困难。

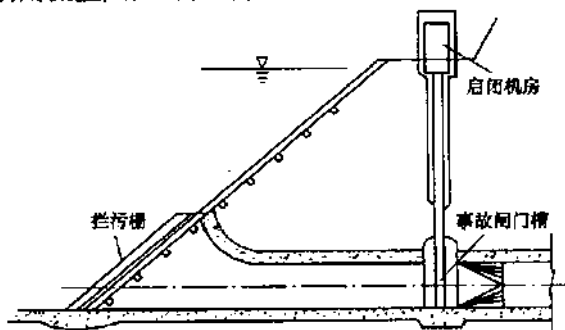


图 A.5 闸门竖井式进水口

A.6 岸坡式进水口

岸坡式进水口（见图 A.6）适用条件与闸门竖井式进水口基本相同，但检修或事故闸门沿岸坡布置，闸门尺寸和启闭力增大。

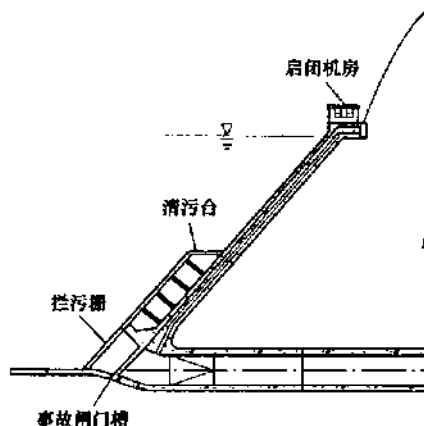


图 A.6 岸坡式进水口

A.7 开敞式进水口

开敞式进水口（见图 A.7）适用于明渠引水式电站，进水口前缘水位变化幅度小。开敞式进水口的特点：

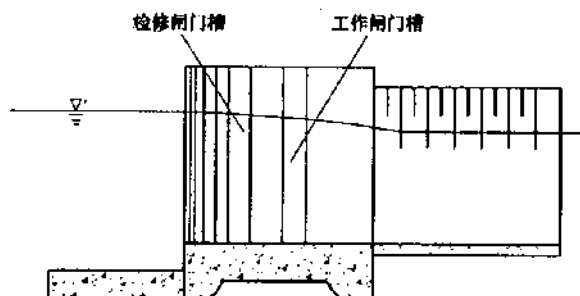


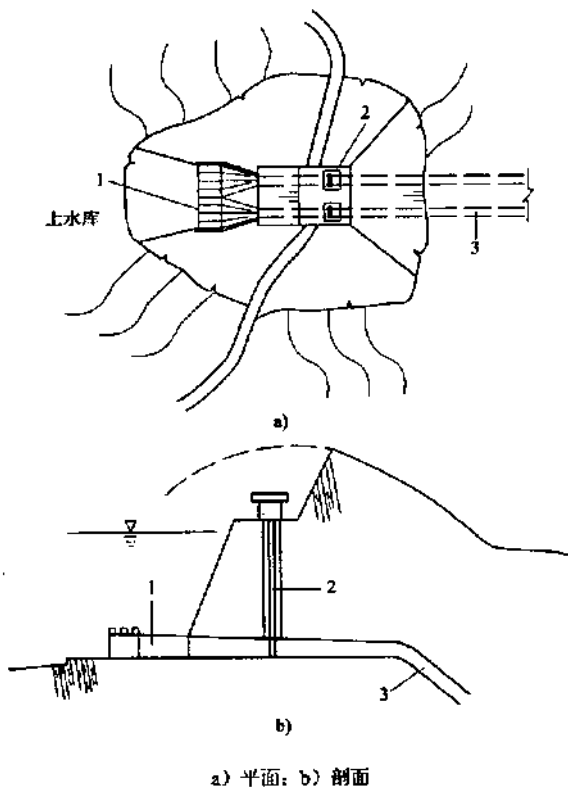
图 A.7 开敞式进水口

- 1 进水口除检修闸门外还装有工作闸门。
- 2 结构简单，闸门操作可靠。
- 3 防沙、防污和防冰问题均较突出。

A.8 抽水蓄能电站上、下水库进/出水口

A.8.1 侧式进/出水口

侧式进/出水口（见图 A.8）适用于地势高、山坡较陡、地质条件较好的上、下水库进/出水口，输水道呈水平向与水库连接。

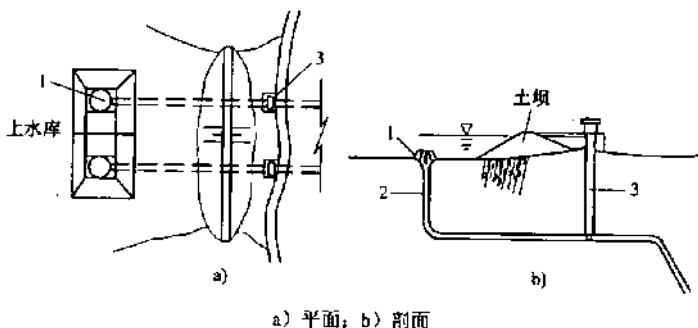


1—进/出水口；2—闸门井；3—输水隧洞

图 A.8 抽水蓄能电站上水库侧式进/出水口

A.8.2 竖井式进/出水口

地势较低、山坡较缓，输水道与水库连接不具备水平向布置的地形地质条件下，采用竖井与水库垂直连接的进/出水口布置型式（见图 A.9）。

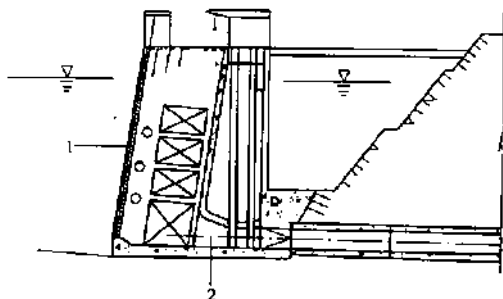


1—进/出水口；2—竖井；3—闸门井

图 A.9 抽水蓄能电站上水库竖井式进/出水口

A.9 分层取水的进水口

当需要取水库表层水时，可设置多层进水口或在进水口设置叠梁闸门，根据库水位的变化，调节闸门的高度，达到取水库表层水的目的（见图 A.10）。



1—取水库表层水设置的叠梁闸门；2—电站进水口

图 A.10 设置叠梁闸门的进水口（剖面图）

附 录 B
(资料性附录)
进 水 口 水 力 计 算

B.1 沿程水头损失采用下列公式计算

$$h_f = \frac{Lv^2}{C^2 R} \quad (\text{B.1})$$

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

式中:

v ——断面平均流速, m/s;

L ——输水道计算长度, m;

C ——谢才系数, 采用曼宁公式计算;

R ——水力半径, m;

n ——糙率值, 见表 B.1。

表 B.1 糙 率 n 值

衬砌类型	水道表面情况	糙率平均值	糙率最大值	糙率最小值
岩面无衬砌	采用光面爆破	0.030	0.033	0.025
	普通钻爆法	0.038	0.045	0.030
	全断面掘进机开挖	0.017		
钢模现浇 混凝土衬砌	技术一般	0.014	0.016	0.012
	技术良好	0.013	0.014	0.012
钢衬		0.012	0.013	0.011

B.2 局部水头损失采用下列公式计算

$$h_m = \xi \frac{v^2}{2g} \quad (\text{B.2})$$

式中:

$\frac{v^2}{2g}$ ——计算部位平均流速水头;

g ——重力加速度 (取 9.81 m/s^2);

ξ ——局部水头损失系数值, 参见表 B.2。

表 B.2 局部水头损失系数 ξ 值

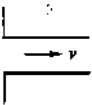
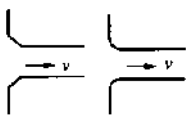
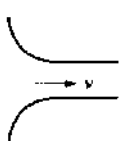
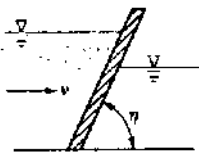
序号	部位	简图	水头损失系数 ξ	备注
1	进水口		0.5	v 为管道均匀段之流速
			0.2	
			0.1	
2	拦污栅		无独立支墩: $\beta_1 \left(\frac{s_1}{b_1} \right)^{4/3} \sin \eta$	β_1 、 β_2 分别为拦污栅栅条及拦污栅支墩形状系数, 见表 B.3; s_1 、 b_1 分别为拦污栅栅条宽度及栅条间净距;

表 B.2 (续)

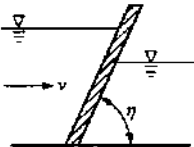
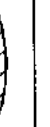
序号	部位	简图	水头损失系数 ξ	备注
2	拦污栅		有独立支墩: $\left[\beta_1 \left(\frac{s_1}{b_1} \right)^{4/3} + \beta_2 \left(\frac{s_2}{b_2} \right)^{4/3} \right] \sin \eta$	s_1 、 b_1 —分别为拦污栅支墩宽度及支墩间净距; η —栅面倾角; v —过栅平均流速
3	门槽		0.05~0.20 (一般用 0.10)	v 取槽前、后平均流速
4	矩形变圆(渐缩)		0.05	v 取渐变段平均流速 $v = \frac{v_1 + v_2}{2}$
5	圆变矩形(渐缩)		0.10	流速取 $v = \frac{v_1 + v_2}{2}$

表 B.3 栅条及支墩形状系数 β_1 、 β_2 值

栅条及支墩形状系数							
β_1 、 β_2	2.42	1.83	1.67	1.035	0.92	0.76	1.79

B.3 开敞式进水口过流能力采用下式计算

$$Q = m \sigma_s E B \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (\text{B.3})$$

单孔闸

$$\varepsilon = 1 - 0.171 \left(1 - \frac{b_0}{b_s} \right)^4 \sqrt{\frac{b_0}{b_s}} \quad (\text{B.4})$$

多孔闸，闸墩墩头为圆弧形时

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_z(N-1) + \varepsilon_0}{N} \quad (\text{B.5})$$

$$\varepsilon_z = 1 - 0.171 \left(1 - \frac{b_0}{b_0 + d_z} \right)^4 \sqrt{\frac{b_0}{b_0 + d_z}} \quad (\text{B.6})$$

$$\varepsilon_0 = 1 - 0.171 \left(1 - \frac{b_0}{b_0 + \frac{d_z}{2} + b_b} \right)^4 \sqrt{\frac{b_0}{b_0 + \frac{d_z}{2} + b_b}} \quad (\text{B.7})$$

式中：

Q ——开敞式进水口过流流量， m^3/s ；

m ——堰流流量系数，可取 0.385（宽顶堰型）；

g ——重力加速度，可取 9.81m/s^2 ；

σ_s ——淹没系数，取决于 h_s/H_0 值（见表 B.4）；

B ——闸孔总净宽度， m ；

H_0 ——计入行近流速水头的堰上水头， m ；

h_s ——由堰顶起算的下游水深， m ；

ε ——堰流侧收缩系数，对于单孔闸可按式（B.4）计算求得或由表 B.5 查得，对于多孔闸可按式（B.5）计算求得；

b_0 ——闸孔净宽， m ；

b_s ——上游河道一半水深处的宽度， m ；

N ——闸孔数；

ε_z ——中闸孔侧收缩系数，可按式（B.6）计算求得或由表 B.5 查得，但表 B.5 中 b_s 为 $b_0 + d_z$ ；

d_z ——中闸墩厚度， m ；

ε_0 ——边闸孔侧收缩系数，可按式 (B.7) 计算求得或由表 B.5 查得，但表 B.5 中 b_1 为 $b_0 + d_z/2 + b_0$ ；

b_0 ——边闸墩顺水流向边缘线至上游河道水边线之间的距离，m。

表 B.4 淹没系数

h_s/H_0	≤ 0.72	0.75	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.91
σ_s	1.00	0.99	0.98	0.97	0.95	0.93	0.90	0.87	0.83	0.80
h_s/H_0	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.995	0.998
σ_s	0.77	0.74	0.70	0.66	0.61	0.55	0.47	0.36	0.28	0.19

表 B.5 ε 值

b_0/b_1	≤ 0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
ε	0.909	0.911	0.918	0.928	0.940	0.953	0.968	0.983	1.000

B.4 有压进水口最小淹没深度

B.4.1 有压进水口最小淹没深度可按戈登公式估算，即

$$S = cvd^{\frac{1}{2}} \quad (\text{B.8})$$

式中：

S ——进水口淹没深度（见图 B.1），m；

v ——闸孔断面流速，m/s；

d ——闸孔高度，m；

c ——与进水口几何形状有关的系数，进水口设计良好和水流对称，取 0.55；边界复杂和侧向水流，取 0.73。

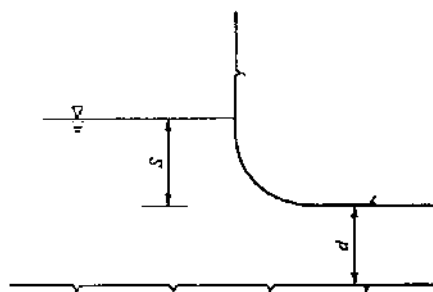


图 B.1 进水口淹没深度示意图

B.4.2 进水口不产生负压，最小淹没深度按下式估算

$$S = K \left(\Delta h_1 + \Delta h_2 + \Delta h_3 + \Delta h_4 + \Delta h_5 + \frac{v^2}{2g} \right) \quad (\text{B.9})$$

式中：

$\Delta h_1 \sim \Delta h_4$ ——分别为进口喇叭段、拦污栅、闸门槽、渐变段的局部水头损失；

Δh_5 ——进水口沿程水头损失；

v ——输水道平均流速；

K ——不小于 1.5 的安全系数。

B.5 通气孔（井）最小有效面积可按下列公式之一进行计算

$$A_{a1} = \frac{K_a Q_a}{1265 m_a \sqrt{\Delta p_a}} \quad (\text{B.10})$$

$$A_{a2} = \frac{\beta_a Q_a}{v_a} \quad (\text{B.11})$$

式中：

A_{a1} 、 A_{a2} ——通气孔（井）最小有效面积， m^2 ；

K_a ——安全系数，可采用 $K_a = 2.8$ ；

- Q_a —— 通气孔进风量, 近似取为钢管最大流量, m^3/s ;
- m_a —— 通气孔流量系数, 采用通气阀的通气孔可取 $m_a=0.5$, 无阀通气孔可取 $m_a=0.7$;
- Δp_a —— 钢管内外允许气压差, 其值不得大于 0.1MPa , 若通气孔能保证不被污物、冰块等堵塞, Δp_a 可采用计算值, 但不得小于 0.05MPa ;
- β_a —— 通气率, 无阀通气孔取 $\beta_a=0.4\sim 0.6$, 闸门孔口处流速 $v<4.5\text{m/s}$ 可取 $\beta_a=0.4$, $4.5\text{m/s}\leq v\leq 6\text{m/s}$ 可取 $\beta_a=0.5$, $v>6\text{m/s}$ 可取 $\beta_a=0.6$;
- v_a —— 允许风速, 可取 $v_a=50\text{m/s}$ 。

通气孔面积可按闸门后发电输水管道面积的 $4\%\sim 9\%$ 选取, 若通气孔喷水所造成的危害较大, 宜取较大的通气孔面积比。

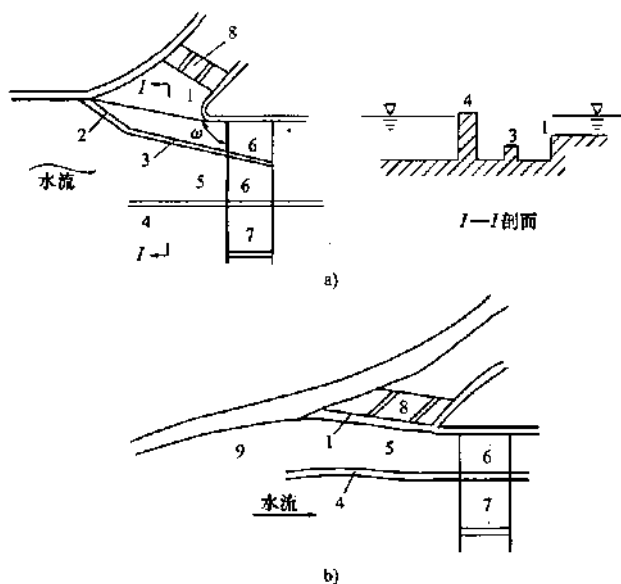
附录 C

(规范性附录)

闸坝引水式与河床式枢纽中进水口的防沙设施

C.1 进水口防沙布置形式

进水口防沙布置的形式可见图 C.1。



a) 布置形式一；b) 布置形式二

1—拦沙坎；2—导沙丁坎；3—导沙顺坎；4—束水墙；5—冲沙槽；

6—冲沙闸；7—泄洪闸；8—进水闸；9—天然或人工弯道

图 C.1 进水口及其防沙设施示意图

C.2 冲 沙 槽

C.2.1 槽内纵向流速应大于可能进入槽内的最大推移质的起动流速。

C.2.2 推移质的起动流速应根据工程具体情况通过试验分析确定。当缺乏资料时，可用沙莫夫经验公式估算

$$v_k = 4.6 d_{\max}^{1/3} h^{1/6} \quad (\text{C.1})$$

式中：

v_k ——泥沙起动流速，m/s；

$d_{\max}$ ——从安全计，可采用进入槽内的最大推移质粒径，m；

h ——冲沙时的槽内水深，m。

C.2.3 冲沙槽的设计流量包括进水口引用流量及冲沙闸门冲沙流量两部分，后者不宜小于前者。

C.2.4 冲沙槽宜前宽后窄，以适应进水口引水后槽内流量随沿程渐减，但仍能保持槽内纵向流速有较均匀的分布。

C.2.5 如果计算出的槽宽较大，宜将冲沙闸分成两孔或多孔，以便根据天然来水量调节冲沙流量，使每年都有较多时间开闸排沙。

C.2.6 当冲沙闸为两孔或多孔时，可在冲沙槽内设置潜没的导沙顺坎和丁坎（见图 C.1），以增大防沙效果。其中顺坎与槽内水流方向平行，丁坎则与水流方向成 $30^\circ \sim 40^\circ$ 交角。坎高可取槽内冲沙时水深的 $1/3 \sim 1/2$ （丁坎常低于顺坎）。

C.2.7 当冲沙闸为一孔且冲沙槽较宽时，也可设置导沙丁坎和顺坎。

C.2.8 有条件时冲沙槽宜保持一定的纵向底坡，以便更有利于底沙的排除。

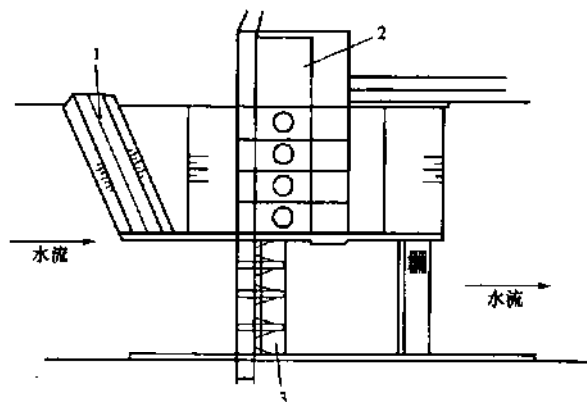
C.3 拦 沙 坎

C.3.1 进水口前应设拦沙坎（见图 C.1），其高度宜不低于 $2.5\text{m} \sim$

3.0m, 或为槽内冲沙水深的 50% 左右。有条件时坎高应取更大些。

C.3.2 拦沙坎前缘与冲沙闸轴线的交角 ω (见图 C.1)宜采用 $105^{\circ} \sim 110^{\circ}$ 。

C.3.3 结合电站拦沙导沙的要求, 对厂房上游施工围堰进行拆除改造, 起到拦沙坎的作用(见图 C.2)。



1—拦沙坎; 2—厂房; 3—泄洪闸

图 C.2 由上游施工围堰改建的拦沙坎(河床式水电站平面图)

C.4 束水墙

C.4.1 束水墙位于泄洪闸与冲沙闸之间, 宜与施工期纵向导墙(围堰)相结合, 汛期当冲沙闸开启时, 束水墙起“束水攻沙作用”; 当冲沙闸关闭时, 则在进水口前形成一定程度的静水区, 以减少底沙进入。

C.4.2 束水墙墙顶高程不宜低于冲沙水位。

C.4.3 束水墙长度宜超过或接近进水口前拦沙坎的长度。

C.4.4 束水墙平面上可根据枢纽的具体情况, 布置成直线、圆弧, 或直线一曲线形。

C.4.5 束水墙前端应做成带有斜坡的圆头或近似流线形, 以避免水流过于受阻和扰动。

C.5 枢纽泄洪、冲沙闸底板高程的确定

C.5.1 应结合枢纽任务和水库调度运行方案,利用泄洪、冲沙闸排沙。

C.5.2 枢纽排沙或冲沙是防沙的重要环节,所设排沙、冲沙建筑物应具有足够的排沙宣泄能力。冲沙闸宜低于泄洪闸底板高程或采用同一底板高程。

C.5.3 对于多沙河流上的大中型工程,在确定闸底板高程时应拟定若干方案,通过模型试验进行论证选定。除考虑闸前的排沙效果外,还应考虑闸后河床的冲淤问题。

C.5.4 在设计初期,进行枢纽布置和防沙方案比较时,对底板高程可初步确定如下:

1 对于山区或半山区河流,若河床纵向变形处于下切阶段,且引水率¹⁾和推移质输沙量不大,此时底板可取为原河床平均河底高程²⁾。

2 对于山区或半山区河流,当引水率超过 50%,且河流推移质输沙量较大,而河床纵向变形不属于下切阶段时,底板高程应比原河床平均河底高程抬高 1m~2m。

C.6 进水口的排沙、冲沙设施

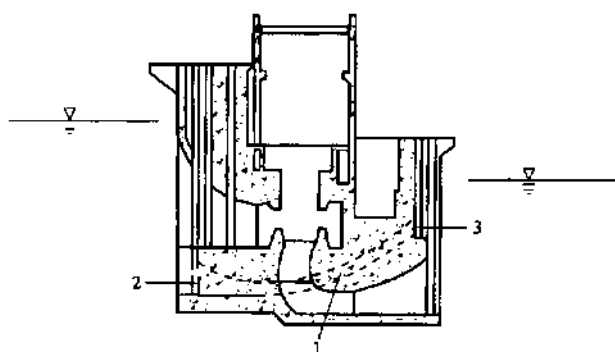
C.6.1 开敞式进水口可在进水闸后流态较稳定的引渠段适宜位置,再设置截沙槽、截沙廊道以及曲线形沉沙池和冲沙建筑物,对泥沙进行第二次沉沙、冲沙。

C.6.2 河床式水电站进水口的排沙、冲沙设施:

1 可在轴流机组尾水管一侧或两侧、蜗壳下方布置排沙孔(见图 C.3)。

1) 引水率指多年平均年引水总量与多年平均年径流量之比。

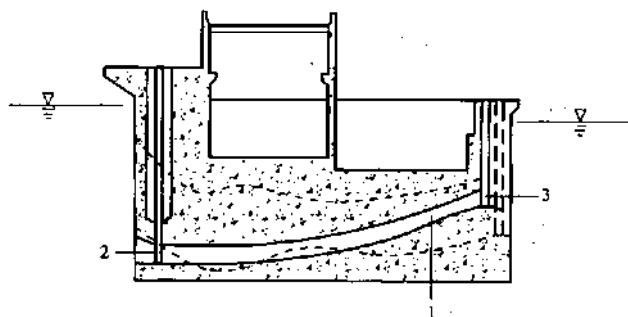
2) 原河床平均河底高程,应根据河床断面形态、水文情况以及闸孔布置等具体条件分析确定。在一般情况下,可按闸孔总的过水净宽作为河底宽度,求其平均高程。



1—排沙孔；2—排沙孔进口检修门槽；3—出口事故检修门槽

图 C.3 布置在轴流机组尾水管两侧的排沙孔（剖面图）

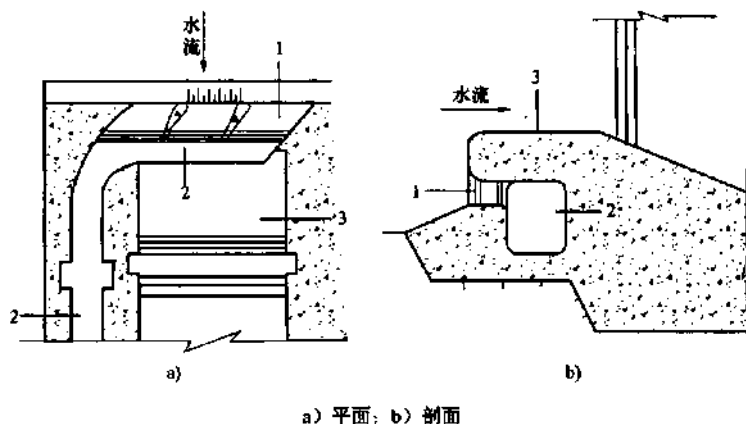
2 可在相邻两台灯泡机组之间设置墩内排沙孔（见图 C.4）。



1—排沙孔；2—进水口检修门槽；3—出口事故门槽

图 C.4 布置在相邻两台灯泡机组之间的墩内排沙孔（剖面图）

3 可在进水口前下方设置瓶颈式排沙管（或排沙廊道）进水口（见图 C.5）。



1—排沙管进水口；2—排沙管；3—电站进水口底板

图 C.5 河床式水电站厂房墩内排沙管（或排沙廊道）进水口

C.7 枢纽上、下游的河道整治

C.7.1 上游应形成对防沙有利的水流结构（流势），例如适宜的弯道形态等。

C.7.2 下游应排沙顺畅，冲沙闸后应有适宜的冲沙道，并应满足防冲和抗磨要求。

C.7.3 进水口拦、排建筑物有拦沙坎、冲沙闸、排沙孔（洞）或排沙廊道等。闸坝引水式与河床式枢纽中进水口的拦沙、排沙设施见图 C.2～图 C.5。

附 录 D
(规范性附录)
进 水 口 的 防 污 设 施

D.1 拦 (导) 污 排

D.1.1 拦 (导) 污排只宜用于拦、导漂浮污物。

D.1.2 拦 (导) 污排应选择地形和水流条件有利的位置布置。除满足安全运行的要求外, 应使其拦阻污物不进入进水口, 又能引导污物由泄水孔向下游排泄或集中于岸边清除。

D.1.3 拦 (导) 污排的结构形式可采用竹木排、金属浮筒、钢漂子和钢丝网水泥漂子等, 应根据河中污物种类及数量、坝前水流流态以及工程的重要性等条件选用。

竹木排仅用于临时性或中小型工程; 金属浮筒用于流速较小、拦 (导) 污排延伸不长且污物较少的情况。当流速较大、拦 (导) 污排延伸较长或易受漂木等撞击时, 宜采用钢漂子或钢丝网水泥漂子。

D.1.4 各类拦 (导) 污排的布置、构造及尺寸可参照已建工程经验, 并进行必要的设计计算。重要工程拦 (导) 污排的布置, 应通过水工模型试验选定。

D.1.5 拦 (导) 污排应保持一定的吃水深度, 可在钢漂子或钢丝网水泥漂子的“舱”内加重块, 或在金属浮筒的底部悬挂金属或尼龙网帘及木条, 在竹木排的迎水面加设“漂檐”等。

D.1.6 拦 (导) 污排可用钢丝绳张拉固定。

D.2 拦 污 栅

D.2.1 在多污物河流上, 对进水口的拦污栅可因地制宜地采取如

下措施:

1 设置主、副两道活动式拦污栅,以便提栅清污。必要时第二道拦污栅槽可兼作挡水闸门槽,放下挡水门,以形成静水区便于潜水处理。

2 适当加大栅条间距以减少堵污数量,但加大后的栅条间距以不影响机组安全运行为限度。

3 应加强拦污栅结构,防止严重堵污引起拦污栅过大变形和振动破坏。

4 有条件时可采用“回转式”拦污栅。

应根据水轮机类型和水头大小等因素,将栅条间距限制在安全的范围内。

D.2.2 设有清污机的进水口,拦污栅应满足清污机工作的如下要求:

- 1 栅面平整。
- 2 栅条具有足够的强度和刚度。
- 3 必要时在栅面设置轨道和导向滑块等。

D.3 清 污 机

D.3.1 当前工程中已采用的清污机械主要有耙斗式清污机、下压齿耙式清污机和回转式清污机,可根据实际情况选用。

D.3.2 耙斗式清污机可采用移动门架式,适用于开敞式进水口和淹没较浅的进水口。耙斗宜紧贴栅面清污,拦污栅可与水平面成 $75^{\circ} \sim 80^{\circ}$ 倾角布置。

当进水口宽度不大且河流污物数量较多时,也可采用固定式耙斗清污机,每个进水口布置一台。

当有胸墙时,耙斗通过的胸墙表面应平整(必要时铺设钢板),栅顶与胸墙交接处需平缓过渡。

D.3.3 下压齿耙式清污机适用于河床式水电站和进水口下面设有底孔的情况,此时拦污栅槽应紧贴进水口和底孔进口的上游面布置,以便压污齿耙将贴栅污物下压至底孔进口并排往下游,但

要防止大块污物卡堵底孔。

D.3.4 回转耙式清污机仅适用于开敞式进水口和污物较为轻软的情况（如树叶、小树枝和杂草）。拦污栅宜采用倾斜式布置，与水平交角以 $70^{\circ} \sim 80^{\circ}$ 为宜。

附 录 E

(资料性附录)

冰 压 力 计 算

对于冬季有防冰和输冰要求的电站进水口,冰压力计算应按 DL/T 5082 的有关规定计算。

E.1 动 冰 压 力

E.1.1 大冰块运动作用在铅直的坝面或其他宽长建筑物上的动冰压力标准值可按下式计算

$$F_{ii} = 0.07v\delta_i\sqrt{Af_{ic}} \quad (\text{E.1})$$

式中:

F_{ii} ——冰块撞击建筑物时产生的动冰压力标准值, MN;

v ——冰块运动速度,宜按现场观测资料确定;无现场观测资料时,对于河(渠)冰可取水流速度;对于水库冰可取历年冰块运动期最大风速的 3%,但不宜大于 0.6m/s;对于过冰建筑物可取建筑物前行近流速, m/s;

δ_i ——流冰厚度,可取最大冰厚的 0.7 倍~0.8 倍,流冰初期取大值, m;

A ——冰块面积,由现场观测或调查确定, m^2 ;

f_{ic} ——冰的抗压强度,由试验确定;无试验资料时,对于水库可取 0.3MPa,对于河流流冰初期可取 0.45MPa,流冰后期高水位时可取 0.3MPa, MPa。

E.1.2 大冰块运动作用在桩柱上的冰压力可按下列各式计算。

1 作用于前缘铅直的三角形墩柱上的动冰压力可分别按式

(E.2) 和式 (E.3) 计算, 并取其中的小值。

$$F_{i2} = m f_{ib} b \delta_i \quad (\text{E.2})$$

$$F_{i3} = 0.04 \nu \delta_i \sqrt{m A f_{ib} \tan \gamma} \quad (\text{E.3})$$

式中:

F_{i2} ——冰块切入三角形墩柱时的动冰压力标准值, MN;

F_{i3} ——冰块撞击三角形墩柱时的动冰压力标准值, MN;

m ——墩柱前缘的平面形状系数, 可查表 E.1 取值;

f_{ib} ——冰的抗挤压强度, 流冰初期可取 0.75MPa, 后期可取 0.45MPa;

b ——墩柱在冰作用高程上的前沿宽度, m;

γ ——三角形夹角的一半, ($^{\circ}$)。

表 E.1 形状系数 m 值

平面 形状	夹角为 2γ 的三角形					矩形	多边形或 圆形
	45°	60°	75°	90°	120°		
m	0.54	0.59	0.64	0.69	0.77	1	0.9

2 作用于前缘为铅直面的非三角形独立墩上的动冰压力可按式 (E.2) 计算。

E.2 静 冰 压 力

E.2.1 水库冰层升温膨胀时水平方向作用于坝面或其他宽长建筑物上的静冰压力标准值 P_i (kN/m) 可按表 E.2 取值。

表 E.2 静冰压力标准值

冰厚 δ_i m	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2
静冰压力 P_i kN/m	85	180	215	245	280

注 1: 表中冰压力值对小型水库和库面开阔的大型平原水库应分别乘以 0.87 和 1.25 的系数。

注 2: 冰厚取多年平均最大值。

注 3: 表中所列冰压力值系水库在结冰期内水位基本不变情况下的冰压力, 在此期间水位变动情况下的冰压力应作专门研究。

注 4: 表中静冰压力值可按冰厚内插。

E.2.2 静冰压力作用点取冰面以下 $1/3$ 冰厚处。

E.2.3 作用在独立墩柱上的静冰压力可按式 (E.2) 计算。

附 录 F
(资料性附录)
抗 震 计 算

F.0.1 进水口的抗震设计应符合 DL 5073 的规定。

F.0.2 当采用拟静力法计算地震作用效应时,沿建筑物高度作用于质点 i 的水平向地震惯性力代表值应按下式计算

$$F_i = a_h \xi G_{Ei} \alpha_i / g \quad (\text{F.1})$$

式中:

F_i ——作用在质点 i 的水平向地震惯性力代表值;

a_h ——水平向设计地震加速度代表值,按 DL 5073 的规定
取用;

ξ ——地震作用的效应折减系数,除另有规定外,取 $\xi=0.25$;

G_{Ei} ——集中在质点 i 的重力作用标准值;

α_i ——质点 i 的动态分布系数,应按 DL 5073 规范中进水塔
的规定采用;

g ——重力加速度,取 9.81m/s^2 。

附录 G

(规范性附录)

结构计算

G.1 进水口整体稳定承载能力极限状态计算结构系数见表 G.1。

表 G.1 进水口整体稳定承载能力极限状态计算结构系数

序号	项 目	组合类别	结构系数	备 注
1	抗滑稳定	基本组合	1.3	包括建基面、层面、深层滑动面
		偶然组合		
2	抗浮稳定	基本组合	1.1	
		偶然组合		
3	抗倾稳定	基本组合	1.2	
		偶然组合		
注：对偶然组合的地震情况，进水口建筑物整体稳定计算各结构系数按 DL 5073 的规定采用。采用拟静力法计算时，抗滑稳定结构系数应取 2.7，抗倾覆稳定结构系数应取 1.4。				

G.2 进水口混凝土结构构件承载能力极限状态计算结构系数见表 G.2。

表 G.2 混凝土结构构件承载能力极限状态计算结构系数

素混凝土结构		钢筋混凝土及预应力混凝土结构
受拉破坏	受压破坏	
2.0	1.3	1.2
注 1：承受永久作用（荷载）为主的构件，结构系数应按表中数值增加 0.05。 注 2：对新型结构，结构系数可适当增加。		

G.3 进水口整体稳定承载能力极限状态计算作用分项系数见表 G.3。

表 G.3 整体稳定计算作用分项系数

序号	作用类别	分项系数
1	自重: ① 进水口整体稳定混凝土结构 ② 普通水工混凝土结构 (如进水口构架等)	1.0 (0.95) 1.05
2	水压力: ① 静水压力 ② 拦污栅前、后水压差	1.0 1.1
3	扬压力: ① 渗透压力 ② 浮托力	1.2 1.0
4	泥沙压力	1.2
5	浪压力	1.2
6	土压力	1.2
7	岩石压力	1.0
8	冰压力 (静冰压力、动冰压力)	1.1
9	风荷载、雪荷载	1.3
10	地震作用	1.0
注 1: 其他作用分项系数见 DL 5077。 注 2: 括号内的数值在自重作用效应对结构有利时采用。 注 3: 进水口混凝土结构构件设计时, 作用分项系数应按 DL/T 5057 的规定执行。 注 4: 偶然组合地震情况采用拟静力法计算时, 作用分项系数取 1.0。		

水电站进水口设计规范

条 文 说 明

目 次

4	总则	61
5	工程布置	62
5.1	一般规定	62
5.2	进水口型式、体形及布置	67
5.3	进水口位置选择	71
5.4	进水口设置高程	73
5.5	抽水蓄能电站进/出水口的布置及型式	75
5.6	防沙	76
5.7	防污	79
5.8	防冰	82
6	水力设计	85
7	结构与地基处理	93
7.1	一般规定	93
7.2	结构设计基本原则	93
7.3	作用及其组合	94
7.4	进水口整体稳定和地基承载力计算	95
7.5	进水口基础上、下游面拉应力正常使用极限状态计算	97
7.6	结构设计	97
7.7	地基处理	98
8	运行和监测	99
8.1	运行	99
8.2	监测	99

4 总 则

4.0.2~4.0.3 全面掌握设计基本资料是做好进水口设计工作的前提，本标准将“水库运用”作为基本资料列入，旨在强调进水口与水库运用的关系；尤其是进水口防沙、防污和防冰（以下简称“三防”）问题，只有根据枢纽工程“三防”总体规划，通过对水库的合理运用，方可妥善解决。

4.0.4 结构设计采用以概率理论为基础的极限状态设计原则。对建筑物整体稳定（抗滑、抗浮、抗倾覆）提出了承载力极限状态设计的分项系数设计表达式。对结构构件设计采用 DL/T 5057 标准。

5 工 程 布 置

5.1 一 般 规 定

5.1.1 为保证进水口的流态平稳和水头损失小，关键是要使进水口水流顺畅和进流匀称。为此，首先应重视工程布置，保证水流条件的良好衔接，避免进水口水流发生流向突变或形成回流，避免进水口轴线平行并紧靠陡峻的岸坡而造成进水口水流不对称，产生偏流。

5.1.2 当进水口工程布置不当，会产生下列现象：

1 进水口水流不对称，产生偏流、回流、漩涡等。

2 有压进水口淹没深度太浅，产生漏斗漩涡。

3 电站进水口与泄洪建筑物进水口相邻，两者之间的隔墙设置不当，产生横向水流、漩涡等。

上述现象可能产生的贯通式漏斗漩涡会使大量漂浮物吸附在拦污栅上，栅条压曲变形；空气吸入引水洞，使管道振动，过机流量减少，机组出力下降；甚至使杂物卡在水轮机内，将导叶折断。

5.1.3 完备的设备和设施是保障进水口安全运行必不可少的组成部分，而且要求其操作灵活，检修方便。但从已建电站来看，在这方面还存在一些问题。例如，较为普遍的是缺少清污设备，人工清污劳动量大；充水阀门操作失灵或检修不便，经常发生事故。还有，设施不能满足需要，有碍正常运行，旁通管管径过小，充水时间太长等。

5.1.4 已建电站的运行实践说明，多泥沙河流上的水电站由于没有防沙措施或防沙措施不完善，造成水库淤积迅速，发电引水管道进沙，严重者导致进水口堵塞，电站不能正常运行。

例如某水电站，总库容 2.65 亿 m^3 ，因无防沙措施，运行后

的第三年汛期，水库淤积使库容损失已达 70% 以上，泥沙推移到坝式进水口的前缘。加之污物堵塞了拦污栅，泥沙也就推堵到拦污栅上，致使拦污栅被压垮，同时进入引水管的泥沙堵塞了厂内的各种水管，使水力量测系统大部分失效；水轮机磨损严重，机组效率降低，修补频繁。

又如某水电站，死库容与来沙量的比值为 0.3，原设计考虑设置沉沙池，并配合汛期低水位运行排淤。由于历史原因，未能实现这一方案。1972 年运行，1977 年日调节池已淤到死水位，过机泥沙量剧增。1978 年过机泥沙量增加一倍。1979 年以来，每年 4~5 月份全厂停机 10 天~15 天进行清淤，但运行 1~2 个月后又被淤满。汛期提高水位运行以图减少过机泥沙，然而水库淤积更加严重，当汛后低水位运行时又有大量泥沙过机。泥沙的大量过机，使水轮机过水部位磨损严重。运行初期，两年一次大修；1978 年以后，一年一次大修。九年内三台机共报废五个转轮。由于检修频繁，球阀关闭次数增多，加速了球阀密封的损坏。

有的水电站，由于对库内泥沙运动规律分析研究不够，没有设置冲沙底孔，技术施工设计中又取消了进水口前的冲沙闸，运行后泥沙淤积很快，淤积面超过了进水口拦沙坝和溢流堰顶，水库失去了调节径流和防沙的能力。大量泥沙被带进机组，并影响到下游梯级电站。水轮机过水部件磨损日益加剧，部件更换日益频繁。水轮机喷嘴和镶护环运行初期三年更换一次，之后每半年就更换一次。此外，供水管道被泥沙堵塞，发电机冷却水供应不足，机温升高。

还有某水电站，没有排沙措施，运转后进水口前缘泥沙已淤积很高。

显然，对多泥沙河流上的进水口，有效的防沙设施是确保电站正常运行必不可少的组成部分，务必给予应有的重视。

已建电站进水口泥沙问题解决欠佳的原因，归纳起来有以下几个方面：

1 对多沙河流上的电站引水防沙问题重视不够,没有很好的研究设计。

2 对于低闸引水式电站,枢纽或进水口的位置选择不当,不利于引水防沙。

3 多泥沙河流上的电站进水口没有有效的冲沙防沙设施。

4 对上游环保效益估计过高。由于滥伐林木破坏水土保持,沙量实际上在增加,而不是想象中的减少。

5 依赖于上游梯级电站的先行兴建,靠上游水库拦沙,实际上有的不能实现。

6 对修建梯级电站改变自然条件后之河床冲淤估计不足。

5.1.5 污物堵塞拦污栅是进水口运行中较为普遍的问题。在调查的 48 座水电站中,有 26 个即半数以上的进水口曾发生不同程度的拦污栅堵塞。轻者,加大拦污栅的水头损失,减小进水口的流量(根据目前资料,有四个进水口拦污栅压差达 6m~7m,两个达 11m~12m);堵塞严重者,栅条受压变形或压断,机组减荷或被迫停机。

某水电站,1961 年 6 月 9 日洪峰带来大量漂浮物,由于进水口前回流和漩涡漏斗的作用,把大量漂浮物汇集到进水口水面,吸入漩涡漏斗,附着在拦污栅上。拦污栅堵塞后,压力管道水压下降 0.0492N/mm^2 ,总出力降低 4000kW,过栅压差达 5.4m,最终造成拦污栅损坏和脱落事故。

某水电站,1964 年 7、8 两个月,3 号机由于沉浮在深水中的带泥水草堵塞拦污栅,泥沙堵塞供水系统,共停电 29 次,少发电计 7000 多万 kWh。1964 年 8 月 12 日水草堵塞拦污栅后,泥沙受阻淤积在栅前,栅后过水断面呈明流状态,水流过栅压差达 6.92m,拦污栅压垮被迫停机。1966 年和 1967 年两年停机分别为 53.5 天和 68 天,各损失电能 5890 万 kWh 和 7190 万 kWh。为防止水草和泥沙,曾采用所谓“五道防线”设施,即拦污网、挖泥船、吹扬筒、活动拦污栅和回转拦污栅,但收效不显著。

某水电站，由于未能及时清除拦污栅上的污物，栅前后水压差别增大，栅格变形加大，导致拦污栅压垮，污物涌进机组，最终发生机组全停的重大事故。

另一水电站，河道漂浮物多，进水口未设专用清污设备，自1971年12月运行后的四年时间里，拦污栅发生多次部分堵塞，进流量减小，引起主机油开关跳闸，造成停机。

某水电站，1976年5月29日上游突降暴雨，木材和枯树等杂物大量涌向进水口，因人工来不及清污，拦污栅堵塞，过栅压差达12m，拦污栅被压垮。

某水电站，进水口位于大坝左岸，正对主流，因未设导污设施，汛期大量污物汇集在进水口前，污物附在拦污栅上厚达1m。1969年3月运行以来，1974年、1976年、1979年和1980年拦污栅接连发生堵塞，栅条受压变形，直至压垮。事故发生后，被迫采用上游一级水电站关机停水，然后放空二级水库，对拦污栅进行清理、修补和更换。

某水电站，位于多漂木的岷江，进水口为拦河闸式侧向引水，顺流向第一道防沙设施为潜孔，因潜孔没有拦木设施，漂木期间曾钻入大量木材，多达2000多立方米。堵塞在隧洞进水口前缘。

某水电站，拦污栅本身并无堵塞问题，只是拦污栅网格不适应河流污物特性，拦阻不了水流中的碎屑杂物，经常造成水轮机冷却器的堵塞。

已建水电站进水口堵塞和拦污栅压垮的原因，归纳起来有以下几点：

- 1 进水口位置欠妥。在多污物河流上，进水口顶冲主流布置，又无有效的导污设施，进水口直接遭受污物的袭击；或把进水口布置的回流区，导致大量污物汇集在进口前缘。

- 2 对河流携带的污物特性调研不够，防污设计一般化。如在暴雨山洪来势猛、树枝和杂草密度大的河流上，进水口未设有效的导污、排污设施，只有普通型的拦污栅。

3 没有与污物类型相适应的清污设备。已建水电站绝大多数都是人工水面或潜水清污，少数梯级库容小的电站，还靠放空水库清污。

4 拦污栅缺少监测设施，清污不及时，没有制度化，待污物堵塞已危及正常运行时才进行清理。

5 早期设计的拦污栅，对污物堵塞认识不足，压差荷载假定偏小，栅条强度不够。

5.1.6 我国土地辽阔，南北跨越 33 个纬度。在北纬 30° 以北的 17 个省、区，约占我国四分之三以上的地区，尤其是东北、华北和西北地区，每年冬季都出现不同程度的冰情。

流冰，可能撞击和堵塞进水口，还可能在浅滩、河道缩窄或弯道等处堆成冰坝，气温回升后冰坝溃决，泛滥成灾，威胁进水口的安全；沿海地区的潮汐河流，在潮汐作用下冰块来回移动，可能对进水口反复撞击。黄河凌汛，特别是内蒙古和山东河段，河流流向自南向北，造成下游开河晚于上游，往往出现冰凌卡塞，形成冰坝。黑龙江、松花江都出现过冰坝。新疆天山北坡的许多河流，坡陡流急，冬天大都不封冻，流冰期长，流冰量大，当气温骤降，流冰量大增，往往形成冰坝。冰坝溃决后，冰水俱下，冰块撞击河流上的建筑物。

冰盖，当初春气温连续大幅度回升时迅速膨胀，冰压力急剧增大，对建筑物产生巨大推力。例如，辽宁某水库工业用水取水口的钢筋混凝土塔，就是在冰压力作用下于 1982 年 2 月产生水平裂缝的。

冻结，主要发生在开敞式进水口的拦污栅、闸门和门槽上，它可能封堵过水断面，使设备操作失灵，影响进水口的正常运行。

因此，防止流冰的撞击、冰压力的破坏和设施的冻结，是严寒地区河流上进水口设计的关键问题之一。

5.1.7 为保证进水口的顺利施工和管理方便，尤其是岸式和塔式进水口，良好的交通运输条件是非常重要的。在进水口位置选择和工程布置时应予以充分重视，也是方案比较时应考虑的一个

因素。

5.1.8 进水口位置选择及其工程布置不是孤立的，应与整个枢纽布置一道考虑。既要选择进水口的较佳方案，又不致影响其他建筑物的布置。因此，进水口位置选择应与厂房以及引（输）水道的工程布置方案一起进行技术经济论证而确定。为了与枢纽其他建筑物的布置相协调，进水口顶部高程一般与坝顶采用同一高程。对于壅水建筑物为不设闸门的自流滚水坝，当坝顶高程高出正常蓄水位很多时，进水口顶部高程可根据厂房洪水设计标准，通过技术经济论证确定。进水口顶部高程应高于正常蓄水位。闸门井的顶部高程还应考虑水锤最高涌浪高度。

5.2 进水口型式、体形及布置

5.2.1 为便于设计者对各式进水口特点的了解和选用，特将各式进水口的适用条件列入附录 A，并附有断面图以资比较。

本规范按进水口水流条件分为开敞式、有压式和抽水蓄能进/出水口三类，按所处位置分为坝式等六类，浅孔式和深孔式合称有压式。

开敞式进水口，也称无压进水口，具有与大气接触的自由水面，适用于河流水位变化幅度小的径流引水式电站。浅孔式进水口和深孔式进水口均淹没于水面以下，不具有自由水面，属有压进水口，适用于河流水位变化幅度大或从水库取水的水电站。抽水蓄能电站的进水口相应发电和抽水两种水流相反的工况，既是进水口，又是出水口，称为进/出水口。

5.2.2 位于坝上的进水口与河床式水电站进水口，其结构差异很大，本规范将两者分开。在枢纽中起到挡（壅）水作用的进水口，也属坝式进水口。

坝式进水口是坝体的组成部分，故必须根据坝型并结合坝体分段分块进行水工布置。

河床式进水口，既是挡水建筑物的组成部分，又是厂房建筑物的组成部分。布置时为适应水流条件，进水口在立面上应扩大

做成喇叭口，上部与胸墙相连，以保护门槽和拦污栅免遭漂浮物和冰块撞击，且可降低栅前流速使水流平顺地进入水轮机室。

5.2.3 事故或检修闸门装入与岸边连接的塔形建筑物内者称为岸塔式进水口。引水式电站常常采用该型式。塔的下部嵌固或靠在岸边，塔的稳定性好。上塔顶的交通桥易于布置。

独立塔式进水口独立于坝体和岸边之外，结构复杂，稳定性差，闸门和上塔交通桥不便布置。

我国已建的塔式进水口多为单面进水的矩形塔筒式。多层多孔径向进水的圆形（或多边形）独立塔式进水口，由于塔身结构复杂、闸门及其启闭设备特殊，我国很少采用。

5.2.4 进水口的流速一般较小，线型要求不像泄洪建筑物那样高，但为了水流平顺和水头损失小，进水口过水边界宜采用流线型，过水断面宜逐渐收缩。

5.2.5 水头太高，孔口尺寸过大，可能为闸门结构或启闭机起吊能力所不允许。为此，可改变孔口尺寸，变单孔为双孔。但应注意开挖跨度增大后地质条件是否允许，设置隔墩后水流流态是否扰动太大。

5.2.6 为使进水口的上、下游有良好的衔接，使水流顺畅，流态平稳，特提出本条要求。有压式进水口与有压引水洞之连接宜采用渐变收缩型。

5.2.7 调节性能好的大水库一般是指多年调节、年调节及不完全年调节水库，在沿水深方向上呈现出有一定规律的水温分层，造成冬季下泄水温较天然情况下的水温高，而夏季下泄水温较低，考虑环保和农作物生长的需要时，宜采用分层取水的进水口结构型式，但需论证其合理性。分层取水结构型式一般有叠梁闸门、多层平板门、翻板门、浮洞竖井式、斜涵卧管式以及多个不同高程取水口等结构型式。它们都存在结构复杂、运行不便、增加投资、增加进水口水头损失等问题，因此，需对其采用的合理性进行论证。

5.2.8 进水口中需要装设何种闸门，可由进水口型式、引水道类型和长度、引道上是否装有主阀，以及对进水口下游建筑物的保护要求而定。

1 开敞式进水口。其后明渠引水道存在进水流量的控制问题，所以除设检修闸门外，还需设工作闸门。当前池压力管道进口设有事故闸门，又不需要闸门控制进水流量时，可根据明渠引水道的重要性（流量大小、渠道长短、失事造成的危害等）设事故闸门或者检修闸门一道。

2 有压式进水口。

- 1) 坝式进水口一般设置检修闸门和工作闸门，也有设置检修闸门和事故闸门的。当有时间要求需快速下门的，设有检修闸门和快速闸门。当压力管道上设有进水阀或厂内设有筒阀时，也可在进水口仅设置检修门或事故闸门一道。
- 2) 塔式、闸门竖井式、岸坡式进水口。大、中型重要的工程一般设有检修门和事故闸门。
- 3) 河床式进水口。采用轴流机组时一般需设置检修闸门和事故闸门，对中小型电站进口检修门槽亦可与拦污栅共槽。采用灯泡贯流式机组时，尾水闸门往往设置了事故闸门，因此，进水口只设置检修闸门。如果进水口和尾水均采用检修闸门，应与机组的保护结构一起考虑，进行论证。

3 抽水蓄能电站进/出水口。

- 1) 上水库进/出水口。抽水蓄能电站的引水道与机组接口处往往设置工作主阀（球阀或蝶阀）。
- 2) 下水库进/出水口。下水库进/出水口的闸门设置不同于尾水系统的闸门。对于长尾水系统，应在尾水道和下水库进/出水口衔接的适当位置设置一道检修闸门；对于短尾水系统，当尾水闸门为事故闸门时，一

般宜在事故闸门的下水库侧设置一道检修闸门。如果经过论证,尾水事故闸门具备维修条件,也可不设置检修闸门。如果进/出水口扩散段也要维修,则应研究检修闸门与拦污栅共槽的合理性。

当引水道中采用埋藏式高压管道时,原则上应在上水库进/出水口设置一道事故闸门,例如西龙池、天荒坪、广州抽水蓄能电站。

当引水道采用高压明管(例如溪口抽水蓄能电站)或者埋藏式高压管道和地下厂房有快速闭门保护要求时,置设一道检修闸门和一道工作闸门。

5.2.9 为充分发挥通气孔的作用,通气孔管道的下口应紧靠闸门后的水道顶部。上口超出上游最高水位,以防止风浪卷入杂物堵塞通气管。通气孔与闸门启闭机室分开是为了避免在发生通气孔事故喷水时危及人身和机器设备的安全。

对于抽水蓄能电站上、下水库进/出水口闸门设计还应遵守 DL/T 5208 第 12.2.2 条、第 12.3.2 条的规定。

气锤,也有称气浪,是压力水道中发生的一种压缩气体的剧烈运动。严重时,压缩气体经电站进水口的通气孔或进人孔冲出,引起进水口向外喷水,水柱可高达 10 多米。这种现象一旦发生,破坏力极大,严重威胁进水口建筑物和运行人员的安全以及电站的正常运行。据 51 座已建水电站的统计,其中有 21 座电站(占 41%)的进水口先后发生过气锤喷水,有的进水口还接连不断地发生气锤喷水。

例如,某水电站,1968 年 5 月 27 日,3 号机启动试运行半小时,水压从正常的 61.23N/mm^2 下降到 3.33N/mm^2 。此时意识到进水口闸门未开。由于闸门提得太猛,水压发生剧烈周期性变化,使洞内水流从通气孔喷出,射向闸门室,门窗被冲坏,门槽上的钢梁被掀起,值班人员受惊吓。

又如,某水电站进水口的通气孔,其管道上口通向下游,因

充水阀的充水行程调整过大，先后发生过三次气锤喷水。最严重的一次发生在 1983 年 3 月，3 号机大修后应进行管道充水，但操作人员误认为管道有水，便快速提门运行，结果造成气锤喷水，喷水射到下游 110kV 开关站，引发双母线接地，发生重大事故。

鉴于已建电站存在的上述情况，故对通气孔的上口位置作了相应规定。

5.2.10 为平衡闸门上、下游之水压力和机组运行的需要，有压管道在启门前应先行向管道充水。充水方式有三种：利用埋在闸墩中的旁通管道充水；通过设在闸门上的阀门充水；提升闸门由闸门下缝隙充水等。无论哪种充水方式，均应考虑充水设施要便于操作、检查和维修。

5.3 进水口位置选择

5.3.1 进水口前引渠较长时，由于电站机组突增（减）负荷会发生引渠水流的不稳定性。

5.3.2 在支流或山沟的汇口处，往往由洪水带来大量推移质，威胁进水口的正常运行。如某水电站，因进水口位于山沟出口处，又无拦沙设施，每年山洪都冲来很多沙石，进水口前淤积厚度达 3m~4m。故规定不应把进水口置于支流和山沟的汇口附近。

5.3.3 污物之所以汇集在进水口前缘，是由于进水口前水面的回流作用，而回流的形成往往是进水口上游侧山梁顶托水流所致。因此，进水口的布置应避开回流区，而且也不应正对流冰的直接撞击。

5.3.4 所谓“稳定河段”，是指该河床断面基本不变、主槽位置比较固定的河段。

在工程设计中有所谓“稳定河宽”的概念，用来判断河段是否稳定。常用阿尔图宁稳定河宽计算公式，但计算的稳定河宽偏大，因此仅供参考，设计时，需结合河段实际情况确定。

阿尔图宁稳定河宽计算公式如下

$$B = A \frac{Q^{0.5}}{J^{0.2}} \quad (1)$$

式中:

Q ——“造床流量”,一般取 1.5 年~5 年一遇的洪峰流量, m^3/s ;

J ——河床纵比降;

A ——系数,直河段采用 0.9~1.3,弯曲河段采用 0.6~0.9。

5.3.5 把进水口选在弯曲河段上是为了充分利用弯道的环流作用,弯道顶点下游处环流强度最大。利用环流作用是一项重要的防沙措施,早在 2000 多年前都江堰工程就已得到应用,此后又被众多的工程实际所采用。对于形态规则的弯道(见图 1),杜立涅夫曾通过试验得出最有利的引水口位置。其计算公式如下

$$L = KB \sqrt{\frac{4R}{B} + 1} \quad (2)$$

式中:

L ——引水口至弯道起点间的距离, m ;

R ——弯道河槽中心线的弯曲半径, m ;

K ——系数,一般取 0.6~1.0;

B ——弯道河槽宽度, m 。

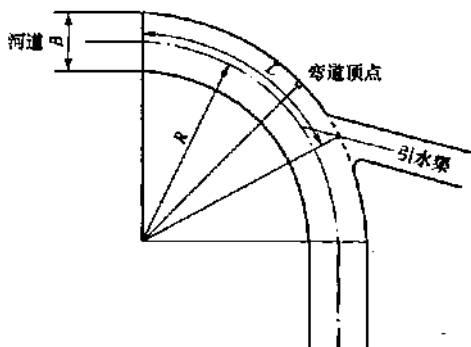


图 1 弯道引水口位置图

与此类似的还有其他经验公式，但实际河流弯曲形态常为非规则的同心圆，所以这些公式都还难以合理的应用。此外在选择枢纽位置时还要考虑具体的地形、地质等条件。例如，某水电站的引水枢纽，其进水口都接近弯道的末端，因为该处有较为适宜的进水口位置，其后还有布置沉沙池的地形条件，所以枢纽位置的选择较为合适。某水电站一、二级等工程也有类似情况。

但在另一方面，弯道横向环流强度过大也会对工程产生不利的影响。例如，凹岸下游冲刷剧烈；泄洪闸前水位横比降大；闸孔泄流能力很不均匀，位于凸岸的闸孔泄流量小且闸前闸后易形成淤积等。这些在设计中都应给予重视。

5.3.6 实际工程中由于地质条件欠佳而引发的问題是有深刻教训的。例如，某水电站进水口，地处倾倒体覆盖、断裂发育的地段，为清除上部倾倒体，开挖边坡高达 77m。由于是边勘探边设计和边施工，开挖中才发现顺坡裂隙越挖越多。施工过程中，发生过洞脸岩体塌落，堵塞隧洞进口；出现过山坡岩体错动，拉断已浇混凝土护板。显然山坡处于不稳定状态，需要采取措施进行处理。当时，工程进度紧迫，不稳定岩体随开挖逐渐增多，故决定不再挖除不稳定岩体而采用重力式混凝土挡墙处理。经计算，挡墙混凝土方量过大，为整个进水塔工程量的 63.4%；且重力挡墙还要靠进水塔支撑，使塔身结构受力条件复杂。这样，又放弃了重力式挡墙方案，按施工进度改为混凝土锚洞、深齿槽、钻孔钢筋桩和预应力锚束等综合加固措施。其中，预应力锚束因各种原因未如期施工，故在电站其他建筑物建成后只能“带病”投入运行。此实例说明，岸塔式进水口的地质条件一定要搞清楚，边坡稳定一定要有保证。

5.4 进水口设置高程

5.4.1 所谓上游最低运行水位，一般是指死水位或者极限死水位。

5.4.2 在满足最小淹没深度或者采取有效的防涡工程措施,同时保持进水口较低流速的条件下,应尽可能抬高进水口的底板高程,以利于防沙,同时可节省土建和金属结构工程量。

在附录 B 中,对进水口最小淹没深度提出了两个估算公式,一是从防止进水口发生贯通式漏斗漩涡考虑,二是从防止进水口产生负压考虑,可视工程具体情况采用。

有压进水口,若空气带入进水口后面的压力引水管道,将引起建筑物的振动。除此之外,为避免进水口产生贯通式漏斗漩涡,使污物卷入,堵塞拦污栅,压坏栅体,影响电站正常运行,因此,引入最小淹没深度的概念,作为确定有压进水口设置高程的上限。若因布置原因,不能满足最小淹没深度要求时,应采取合适的消涡工程措施。

为避免进水口产生贯通式漏斗漩涡,国内外研究者甚多,其中,戈登公式考虑了孔口流速和孔口尺寸等因素,较为全面,设计中可参考计算。但是戈登公式来源于矩形水槽试验,较适于正面取水和两岸地形对称的进水口。此外,漏斗漩涡的产生还涉及很多因素,诸如来流方向与进水口轴线夹角、地形边界条件、孔口流速和孔口尺寸等。前两项因素尤为重要,因为流向不顺和地形边界的急剧变化,容易导致水流形成回流,而回流是产生漩涡的重要条件。因此,选择好进水口的位置,处理好平面布置,使水流平顺是最为重要的,在此前提下再考虑最小淹没深度等问题。对于重要工程,宜进行水工模型试验确定。

尽量使进水口底板高于水库淤积高程,关键是对库区淤积高程的正确估计。例如,某水电站进水口底板高程为 460m,运行后进水口前缘沙滩平均高程已达 461m,最高达 465m。实际泥沙淤积高程远高于进水口的底板高程,这就难免泥沙进入引水系统。

所谓排沙漏斗,即通过排沙、冲沙设施,将电站进水口前缘的淤沙排往下游,在此处形成漏斗状空间,以保持电站进水口前的所谓“门前清”,使泥沙不进入发电引水系统。根据一些工程的

总结,排沙漏斗顺水流方向的坡度为 1:3~1:20;侧向边坡为 1:2~1:6。侧向边坡可由下述经验公式估算

$$M = 0.3 - 0.05 \lg \left(\frac{Qv}{v_{01}^2 H^2} \right) \quad (3)$$

式中:

M ——漏斗侧向坡度;

v ——排沙孔喇叭口处的平均流速, m/s;

Q ——排沙流量, m³/s;

H ——坎前淤积厚度, m;

v_{01} ——1m 水深时泥沙起动流速, m/s。

平板闸门随孔口高程的下降而加重,即造价随孔口高程下降而增大。因此,进水口底板高程还应结合进水口的地形地质条件和全面的经济比较确定。

5.4.4 高坝大库大型水电站工期较长,为及时发挥前期工程效益而需分期发电时,进水口高程的设置应满足分期引水的需要。例如某水电站,装机三台,其中两台机组的进水口高程为 700m,另一台为 683m,后者即考虑了先行蓄水发电的要求。某水电站,装 6 台机组,每 2 台机组一个进水口高程,分别为 2350, 2370, 2410m。

5.5 抽水蓄能电站进/出水口的布置及型式

5.5.1 DL/T 5208 第 8.3.3 条“进/出水口的布置及型式选择应遵循的原则”如下:

1 上、下水库的进/出水口,应适应抽水和发电两种工况下的双向水流运动,以及水位升降变化频繁和由此而产生的边界条件的变化。

2 进/出水口的位置选择应根据水道系统的位置、走线,结合地形、地质及施工条件等,布置在来流平顺、均匀对称、岸边不易形成有害的回流或环流的地点。

3 进/出水口型式的选择应根据电站布置和水道系统布置特点,地形、地质条件及运行要求等因素,经不同布置方案的技术经济比较,因地制宜选择侧式、竖井式或其他型式。

5.5.4 抽水蓄能电站工程的泥沙计算可按 DL/T 5089 执行。

5.6 防 沙

5.6.1 防沙设计的任务是制定合理的防沙措施。水电站是否需要防沙,采取什么样的防沙措施,以及防沙措施的规模大小,都决定于河流的泥沙资料。因此,正确地解决电站进水口的防沙问题,必须充分掌握河流泥沙的基本情况。

在进行防沙设计时,既要弄清河流现在的泥沙量,又要考虑上游未来泥沙来量的可能变化(例如自然环境的改善和上游水库的兴建等)。应恰当估计上游水土保持的实效,防止不切实际的防沙设计和失误。

5.6.4~5.6.5 我国在多泥沙河流上修建了许多中小型引水式电站和灌溉进水口,实践中对这类拦河闸式引水枢纽积累了丰富的防沙经验。如西南地区和黄河上游建成的大中型水电站,其防沙设施都收到了良好的效果。在另一些电站也有不少失败的教训。拦河闸式引水枢纽进水口防沙设计应遵循的基本原则,就是归纳了这些成功的经验和失败的教训而提出的。

其中,关于水库淤积和进水口防沙应统筹规划问题,对于调节性能差的低坝式水库尤其是这样,因为库区的大量淤积必然导致进水口防沙任务的加重。

所谓促使水、沙分离,引水排沙,主要是通过合理地利用有利的地形,恰当地进行工程布置,使水、沙各行其道,把“清水”引入进水口,把泥沙排往下游。

在有些已建电站中,由于对推移质只拦不排造成了进水口前缘的淤积,继而大量的推移质被带进引水道。例如某水电站,进水口前 30m 处筑有拦沙坝,拦截推移质的效果尚佳,但无排冲设

施，拦沙坝将面临淤平失效的境地。其他一些电站也有类似情况。这些教训说明，对推移质不但要拦截，更重要的还应立足于排。事实上，推移质虽被拦沙坎拦截，但有害的悬移质泥沙和一部分跳跃式推移质还会越过拦沙坎进入进水口。为此，在多泥沙河流上，必要时于拦沙坎之后还应修建沉沙池，把越过拦沙坎的泥沙沉淀下来，经冲沙道冲往下游。

水库合理的运行方式与水库泥沙调度方式，如汛期流量大、含沙量大，可降低水位运行，以便充分排沙，减少库区淤积；非汛期流量小、含沙量小，可抬高水位运行，以充分发电。这种运行方式已被实践证明是库区防淤和进水口防沙卓有成效的经验。

低坝引水枢纽中的进水口，按枢纽布置形式可分为无坝引水式、低坝冲沙槽式和拦河闸式。无坝引水式引水保证率低，仅适用于小型水电站。低坝冲沙槽式是在靠近进水口的坝段上设置冲沙闸，闸前设冲沙槽，利用槽内较高的纵向流速把进入槽内的推移质冲向冲沙闸，排到下游。工程实践中由于冲沙闸泄流规模和过水宽度偏小，常发生大量泥沙带入电站进水口和闸前主流变迁现象。拦河闸式虽与低坝冲沙槽式在布置上相似，但河床壅水建筑物全部采用拦河闸，大水时可全开闸孔降低闸前水位，大量排除库内泥沙，而很少改变原河道的水、沙运动规律；小水时则利用冲沙槽和导沙坎防沙。因为拦河闸式是低坝引水枢纽中较好的防沙引水方式，故在附录 C 中特说明其防沙设施的具体要求。

关于冲沙槽泥沙起动流速，沙莫夫公式的推导中假定推移质粒径相等。但在实际应用中，如假定为推移质平均粒径，则大于平均粒径的颗粒将停淤并逐渐积累起来，所以式 (C.1) 中 $d_{\max}$ 值写成“从安全计，可采用进入槽内最大的推移质粒径”。经初步验算，当 $d_{\max}=0.1\text{m}\sim 0.2\text{m}$ ，水深 $h=4\text{m}\sim 6\text{m}$ ，所需流速在 $2.7\text{m/s}\sim 3.6\text{m/s}$ 之间，还不算太大，总的看来还是比较合理的。

关于冲沙槽的底坡，一般文献要求有较陡的底坡，如“大于临界底坡”、“大于原河床纵坡”等，但实际工程中一些工程采用

平底，甚至有一段“倒坡”，实际运用中效果仍然很好。所以这里并不规定要有纵坡，而是“有条件时宜保持有一定的纵坡”。

进水口前拦沙坎的高度，过去文献中有“按水深的百分比”计算，也有“大于某一高度”的，且具体数值差异很大。考虑到不同的工程布置及水深的条件，原附录中提出“一般不低于1.5m~2m”，这一坎高偏低，因此改为“一般不低于2.5m~3.0m”。同时提出“或为槽内冲沙水深的50%左右”，并说明“当有条件时坎高应取大些”。

拦沙坎前缘与冲沙闸闸轴线交角 $105^{\circ} \sim 110^{\circ}$ ，这是印度有关规范的规定。印度近期修建的工程都采用这一数值，我国多数已建工程也大致如此。

关于冲沙闸底板高程问题，许多工程采用与泄洪闸同一底板高程。实际工程冲沙闸是经常开启的，冲沙闸高程较低，冲沙效果较好。

5.6.6 为了防止有效库容被淤而较多地减小有效库容，若将库容损失作为是否设置排沙设施的标准，建议： $K \leq 30$ 时，应设置排沙设施； $30 < K \leq 100$ 时，宜设置排沙设施；当 $K > 100$ 时，可不设置排沙设施， $K = V/W$ ，其中 V 为原始库容， W 为年平均入库沙量（以体积计）。

有压深式进水口的防沙，一般只能做到进水口“门前清”。所谓“门前清”，是通过进水口附近的排沙设施放水拉沙，使电站进水口前形成一个冲刷漏斗，以降低泥沙淤积高程，保证门前为清水。其关键在于正确估计泥沙冲刷坡度，把电站进水口置于冲刷漏斗范围之内。

5.6.7 排沙、冲沙能力涉及排沙泄流规模的确定问题。根据设计与实测资料的对比分析认为，多沙河流的排沙泄量应根据工程泥沙问题的突出程度区别对待。对泥沙问题较突出的水库来说，往往由于库容较小，水、沙均需由泄量来进行调节，因此要求排沙泄量较大，反之则要求较小。对于前者，可按汛期运行水位、死

水位（排沙水位）分别予以确定。根据 DL/T 5089 的要求，排沙水位的泄洪能力，应不小于两年一遇洪峰流量。

5.6.8 虽可根据防沙的基本原则和工程类比如设计进水口，但防沙问题的圆满解决还是比较复杂的。故对多泥沙河流上的大型或重要工程的进水口，最终选定方案还应通过水工泥沙模型试验加以论证。

5.7 防 污

5.7.1 有关河流污物的资料，设计人员应进行调查和分析判断。

不同类型的污物其漂移特征是不同的，如带泥水草，既有漂浮于水面的，又有半沉没状态的；又如山区河流垮山而来的树枝和杂草，来势猛，数量大。只有全面掌握各种污物的漂移特征，才能有针对性地采取预防措施。

5.7.2~5.7.3 防止进水口被污物堵塞，首先应在进水口位置的选择上避开容易聚积污物的回流区，并使其不正对携带污物的主流。同时，结合进水口流态，可设置导污、排污设施，将污物导向排污道，排到下游，或者打捞上岸进行处理。拦污设施、清污方法和清污设备应适应河道的污物特性并相互协调和配套。以往一些工程由于对污物特性掌握不够，防污措施一般化，在处理这个问题时常脱离具体工程条件。

如有的工程污物虽较严重，但设计文件上根本看不到有关污物的说明，更看不出其防污措施。枢纽中仅设中孔而无表孔，洪水带来的大量污物无法排走，只能堆积在水库中，以致污物堵塞拦污栅。有的工程在大坝上游设置拦污排，用船将污物打捞上岸进行处理。

专设排污表孔会增加工程投资，因此，应考虑上游已建梯级电站的排污情况、区间污物来源以及本工程排冰、排漂的要求等综合因素，经方案论证选定。

5.7.4 通仓式拦污栅是在多个进水口前缘设置一个整体统一的

拦污栅，把所有进水口都包括进去。这种布置栅面大，可减小过栅流速；局部堵塞不影响各进水口引水。有些工程的坝式进水口采用这种布置，运行情况较好。

多跨连通式拦污栅是在一个进水口前缘设置多孔拦污栅，水流过栅后再合而为一，流入进水口，如图 2 所示。其特点是拦污栅面积大，过栅流速小；拦污栅堵塞后可分孔清污，不影响引水；有两道栅槽，第二道放入挡水闸可起拦污栅前后的平压作用，既便于清污，也不致因压差过大压坏栅体。但过栅流速在左、右两边偏小，中部偏大。某电站的岸塔式进水口即采用这种布置。

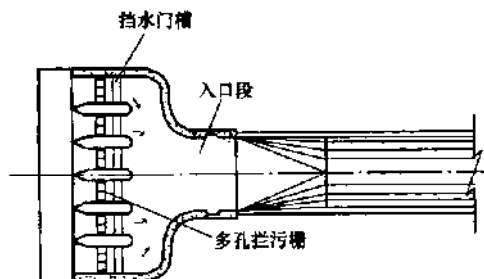


图 2 多跨连通式拦污栅布置

5.7.5 拦污栅孔口总面积由平均过栅流速控制。过栅流速是指过栅净流速，初估时，可按拦污栅孔口面积的 75%~80% 考虑。限制过栅流速，一方面是便于清污，另一方面是为了减少水头损失。本条规定的过栅流速，当拦污栅淹没较深时采用下限值，淹没较浅时采用上限值。

如果拦污栅的水头损失对整个引水系统微不足道，而且污物不多或可提栅清污时，通过论证可适当提高过栅流速。

5.7.6 为快速清理和及时运走污物，要求有污物堆放场地是必要的。尤其是污物的临时堆放，已建工程多有所忽视。由于清出来的污物无处堆放，影响污物继续清理。

5.7.7 拦（导）污排可用钢丝绳张拉固定，其一端锚系在溢流坝

或排污孔的边墩上，一端锚系在岸坡的锚桩上。流速与钢丝绳跨度大时，应注意钢丝绳可能因张拉力太大而拉断。为避免此种情况的发生，可设置中间支墩或分段抛锚，以减小拦（导）污排的跨度。为适应坝前水位的升降变化，锚系端应设置卷扬机等装置。钢丝绳的截面面积应通过分析计算选定，并应考虑足够的安全度。

当泄洪建筑物开启泄洪时，水库内流速增大。如拦（导）污排设在高流速区，且轴线与主流方向交角较大时，易被冲毁，这在一些水电站中曾出现过。某水电站原钢浮筒导污排轴线与水流方向交角 40° 以上，最大流速达 5m/s ，1981 年～1983 年间数次被冲坏。“承水挡漂子”的适用流速在 3.5m/s 以下，漂子轴线与水流方向夹角不应大于 30° 。综合以上情况，拦（导）污排工作水域的流速及拦（导）污排轴线与主流方向的交角均不宜太大。

拦（导）污排应保持一定的吃水深度。某水电站在钢漂子和水泥漂子的舱内加卵石或混凝土块使吃水深度在 0.8m 左右。有的水电站在金属浮筒下面挂金属网帘，其外框用钢筋，网用铅丝（亦可用尼龙绳），吃水深度可达 $1\text{m} \sim 2\text{m}$ 。

各类拦（导）污排的布置和构造，除参考水电工程已有的经验外，其设计计算也可参考木材水运部门拦木工程和诱导漂子工程的设计规定和设计经验。

关于“回转式”拦污栅，也可列入“清污机械”（即回转栅式清污机）范畴。这一措施已在新疆地区应用。一般文献认为它仅适用于引水式电站水深较浅的进水口。

所列各类清污机（回转耙式、下压齿耙式、耙斗式等）均已在我国水电站进水口实际运用。

5.7.8 已建工程中拦污栅被压垮的原因，一是污物来量集中，来不及清理；二是污物堵塞情况不清楚，未及时清理。后者的解决办法，应在拦污栅上装设监测压差的报警器，监视污物的堵塞情况，做到及时清污。

5.7.9 合理的运行方式有利于防止污物。例如:

- 1 当污物来量多时,宜抬高水库水位运行,以减少污物进入进水口的机会。但汛期高水位运行对防沙不利,应全面分析作出决定。

- 2 汛期除开启排沙孔外,还宜多开启靠近进水口的泄洪闸孔,以便及时排除进水口前的污物。

- 3 拦河闸式引水枢纽的开敞式进水口,还应考虑“返冲除污”的要求。即当进水口堵塞时,突然开启泄洪闸孔使闸前水位下降,此时进水口拦污栅前水位反低于栅后,由于“反压”作用,贴污将自动脱离栅面由冲沙闸排至下游。“返冲除污”已是某工程一项主要的清污措施(结合枢纽排沙进行),运用效果较好。对于具有一定淹没深度的进水口,可以做到不停电“返冲”。

5.7.10 抽水蓄能电站上、下水库进/出水口应根据上、下水库构筑型式及污物源的实际情况确定设置拦污栅的必要性。

在上、下水库由人工开挖筑坝而成又无污物源(包括高坡滚石、泥石流等)的情况下,其进/出口可不设置拦污栅。

设置拦污栅的进/出水口建筑物应具有良好的水力学特性,必要时应通过水力学模型试验进行优化,达到进/出水流平顺、均匀。一般情况下,通过拦污栅断面的平均流速不宜大于 1.2m/s 。

5.8 防 冰

5.8.1 严寒地区河流上进水口的设计,应进行整条河流的冰情资料的调查和分析,其中包括水面封冰、流冰和冰坝等。流冰的方式有冰块和冰团(青海地区叫“麻浮”),其漂浮特征和对建筑物的危害是不同的,调查中应区分清楚。

5.8.3 进水口防冰设计应根据河流冰情不同,针对具体工程提出符合实际的要求。

- 1 进水口面对流冰的主流轴线,容易受到流冰的直接撞击。

- 2 侧向进水,流冰容易堵塞进水口,妨碍取水,损坏建筑物

造成事故。

3 结冰与融冰过程,静冰压力和动冰压力对建筑物造成不利影响。

4 结冰期仍需运行的工程,要求闸门、启闭机和相关设备能正常操作运行,必要时应采取保温和采暖措施,不能因冰害影响运行,更不能造成事故。

5.8.4 调节水温可通过压缩空气和潜水泵抽水实现。利用压缩空气调节水温是将压缩空气从置于水面下的喷嘴喷出,许多小气泡成柱状上升,把深部较暖的水带到水面,使水面水温高于冰点,防止结冰。采用压缩空气防冰,水库水温具有一定梯度时方能有效。美国垦务局为大古里坝设计防冰系统时,对喷嘴大小、形状、埋置深度、喷射方向等做过试验。试验表明,锥形圆孔孔口流线型最好;喷嘴最好放在水面下 3m~10.5m 之间,喷嘴朝下,间距最好不超过 3m。根据试验,大古里进水口拦污栅中埋置铜制配气管及喷嘴。配气管的弯曲半径应较大,以便用压缩空气清扫。前苏联等国家也使用压缩空气防止进水口、坝面及闸门面板等部位结冰。我国某些电站进水口采用压缩空气防冰,多年运行证明,采用压缩空气防冰是成功的。喷嘴分移动式 and 固定式两种。某水电站进水口防冰范围大,将配气管埋在混凝土里,在靠混凝土处埋不锈钢喷嘴固定块,施工时拧上丝堵,保护固定块孔口,施工完将丝堵拧下,拧上不锈钢喷嘴。配气管路可用压缩空气清扫。由于该库水位变化范围大,故沿进口高度每隔 6m~7m 埋一排喷嘴,共埋 5 排。使用 3 台 3m³ 空气压缩机供气,空气压缩机用自控装置自动启闭,并设有自动和手动切换开关,手动也可操作。

加热设备是通过热水箱、蒸汽箱或电热器等装置对闸门和门槽进行加热。

将拦污栅等设备没入水下,避开冰冻层是防止冻结的有效措施。某水电站处于高寒地区,最低气温-50.8℃,冰层厚度 1.2m~

1.5m，进水口上缘没入水下 2.5m 深，无其他防冰措施，运行 17 年未发生过进水口结冰。

预防初冬的流冰，最好是调整运行方式，抬高上游水位、降低流速，使水面及早形成冰盖。

6 水 力 设 计

6.0.1 进水口型式和流态不同，水力设计内容也不一样。后接明渠的开敞式进水口，全程有自由水面，引水流量受进水口控制，因此，要计算其过流能力；有压式进水口在满足最小淹没深度的情况下，过流能力通常是在引水道末端控制，因此，不进行过流能力计算，但水头损失的计算却很重要，而且最小淹没深度和通气孔面积的计算也是有压进水口的常规计算项目；为求得竖井上游洞段的动水压力，需要计算竖井上游段的水锤压力。应根据工程具体需要，结合实际情况，进行水力设计，其内容不限于本规范规定的内容。

6.0.2 特大型和大型重要工程，抽水蓄能电站上、下库进/出水口以及多层进水口，因其水流条件复杂，且受来流和边界条件影响明显，水力设计宜通过水工模型试验论证，以便确定合理的布置、体形和尺寸。

6.0.4 进水口水头损失包括局部水头损失和沿程水头损失，一般情况下进水口流道较短，沿程水头损失很小；当进水口流道较长时，如竖井式进水口，喇叭口至闸门竖井之间的管（洞）段较长，沿程水头损失较大，应进行计算。

6.0.5 开敞式进水口过流能力计算引用的是水闸设计规范的计算公式，为宽顶堰型。其他堰型可参见 DL/T 5166 或 DL 5108 计算。

6.0.6 通气孔的作用：在有压输水道充水过程中，使输水道内空气排出，避免输水道聚集压缩空气；在进水闸门关闭，管道放水过程中，使空气进入输水道，防止输水道内产生负压，因此，通气孔是有压进水口不可缺少的组成部分。

本规范有压进水口通气孔的面积是引用 DL/T 5141—2001 条文说明的相应公式及建议值。

部分工程按照式 (B.10) 和式 (B.11) 计算所得的通气孔面积及其实际取值, 列入表 1。

表 1 部分工程通气孔面积计算比较

工程名称	引水管道		通气孔计算面积		实际采用通气孔面积 m^2	所占引水管道面积比
	管径(或门槽)尺寸 m	面积 m^2	式 (B.10) m^2	式 (B.11) m^2		
李家峡水电站	8.0	50.3	2.90	5.12	4.02	8.0%
龙羊峡水电站	7.5	44.2	2.46	4.34	2.26	5.1%
公伯峡水电站	8.0	50.3	2.71	4.79	2.26	4.5%
拉西瓦水电站	9.5	70.9	3.04	5.37	4.54	6.4%
大金坪水电站	5.6	24.6	0.64	1.12	0.56	2.3%
巴贡水电站	8.5	56.7	1.66	2.94	0.57	1.0%
积石峡水电站	11.5	103.9	4.61	8.15	4.02	3.9%
察汗乌苏水电站	8.5	56.7	3.12	3.68	4.02	7.1%

6.0.7 在有压引水系统中, 电站初次运行之前, 或检查维修之后, 为平衡闸门上、下游水压力便于开门和满足机组运行的要求, 需先给引水道充水, 保持其有压状态, 充水方式有三种: 通常采用在进水口闸门上设置充水阀门; 在进水口闸室边墙混凝土中埋设旁通管; 在水头较低的进水口中, 可小开度开启工作闸门充水。

充水阀门孔口大小, 除要考虑闸门受力条件外, 还要考虑后接管道结构在充水过程中应力递增的速率和水柱喷射不应危及水道安全等问题。此外, 在充水过程中, 管道内的空气应能顺畅排出。

6.0.8 抽水蓄能电站的进水口和出水口是合二为一的,如在发电工况时为进水口,在抽水工况时则为出水口,反之亦然,故统称为进/出水口。水力设计时应根据抽水蓄能进/出水口的特点,注意以下内容:

1 在进水时,作为进水口应使水流平顺地收缩;在出水时,作为出水口,又要使水流平顺地扩散。水流在两个方向流动时均应保证流速分布均匀、水头损失小和无有害挟气漩涡,因此进/出水口的轮廓尺寸一般较长。

2 进/出水口流速大。抽水蓄能电站装机容量常较大,水道中流速亦较大,可能达到 $5\text{m/s} \sim 6\text{m/s}$ 。若出流时,扩散不良,或发生漩涡回流,局部流速可能更高,不仅水头损失增大,甚至会引起拦污栅振动、破坏,造成事故,设计时应注意。

3 由于抽水蓄能电站的水库一般较小,进/出水口的出流流速较大,水流常不能均匀扩散,在水库中形成环流,可能导致库岸冲刷、进/出水口进水不均匀和产生漩涡等不良后果,甚至有些影响航道航运及生态环境等。因此要保证库内流态良好。

6.0.9 侧式进/出水口水力设计应注意以下内容:

1 当进/出水口前隧洞有弯段时,弯道水流对扩散段流速分布不均匀性的影响较大,因此,弯道宜布置在离进/出水口较远处,与连接进/出水口的隧洞在平面布置上应有不小于 3 倍~4 倍直径的直线段,在立面上的弯曲段,因其在平面上仍是对称的,可采用一段较短的整流距离,用以减小弯道水流对进/出水口出流带来的不利影响。

2 设置扩散段旨在使隧洞来流经扩散调整至末端口门处的流速分布达到拦污栅的水力设计要求。一个好的扩散段,在出流时应使拦污栅口门断面的流速分布较均匀,且无负流速,水头损失小。

从水流运动特性看,扩散段内的流动属于有压流的扩散问题,是一个三维的扩散流动。如图 3 所示,侧式进出水口平面扩散角 α 可达 45° 。

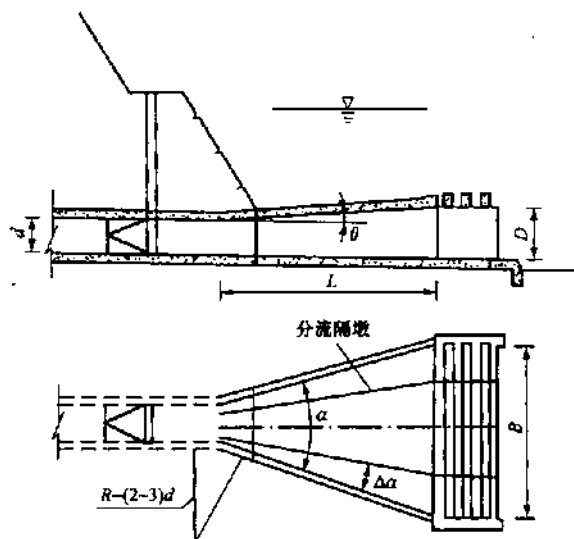


图3 侧式进/出水口示意图

3 扩散段内分流隔墩的数目，以每孔流道的分割扩散角 $\Delta\alpha$ 在 10° 以下为宜，一般分成2孔~4孔，也有多至6孔。

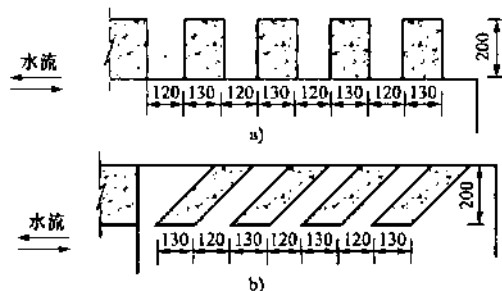
分流隔墩头部形状以尖形或渐缩式小圆头为宜，这是适应减少水头损失和避免在首部布置上过于拥挤所需要的。

分流隔墩在扩散段首部合理间距的配置，受来流条件，特别是流速分布影响，如分成三孔时，中孔间隔约为 $0.3B$ ，两侧边孔间隔均为 $0.35B$ 。若为四孔时，中间两孔为 $0.22B$ ，两侧均为 $0.28B$ ， B 为扩散段起始断面的总宽，以此可作为初拟尺寸的参考依据。试验表明，对于有3个分流隔墩的侧式进/出水口宜采用中墩短边墩长的“凹”形布置方式（中间隔墩缩短长度与隧洞直径之比约为0.5），这种布置既能改善扩散流状态的水力条件，又能满足收缩流状态的水力条件。

5 国内外工程扩散段顶板仰角 θ 大多为 $2^\circ < \theta < 7^\circ$ ，所以，一般情况下 θ 在 $3^\circ \sim 5^\circ$ 范围内选择是可取的。

7 为防止吸气漩涡,应在扩散段末口门外部上方设防涡设施。可采用防涡梁、防涡浮排、倾斜防涡板、防涡梳齿板等措施。

- 1) 防涡梁的数目应不少于 3 根,宜选用 4 根~5 根,流量大的进/出水口宜选用根数多的;防涡梁的间距以不小于 0.5m 为宜,梁高以不小于 1.0m 为宜。防涡梁有矩形和平行四边形两种型式,如图 4 所示。



a) 矩形防涡梁; b) 平行四边形防涡梁

图 4 防涡梁布置示意图 (单位: cm)

- 2) 设防涡浮排。用浮排覆盖进/出水口上方水面,防止产生漩涡,浮排随水面升降而升降,防涡效果较好,但其结构稍显复杂,且容易受漂浮物的影响,应用不多。
- 3) 设倾斜防涡板。根据实验,进/出水口口门上方常有一漩涡发生区,将进口洞面做成倒坡(可用胸墙将水体隔离)也能减少漩涡的发生。图 5 所示为某电站的倾斜防涡板设计。斜板可消除口门前垂直向下的水流,从而防止漩涡发生,斜板的倾角应不大于 60° 。
- 4) 设防涡梳齿板。某抽水蓄能电站上库进/出水口模型试验中设置的防涡梳齿板,即在进口第一道防涡梁与拦污栅之间的水流通道的中加设防涡梳齿板,梳齿板每孔 5 片等间距布置,每片厚度 15cm。梳齿板增加了旋涡转动的阻力,对削减漩涡有较明显的作用。

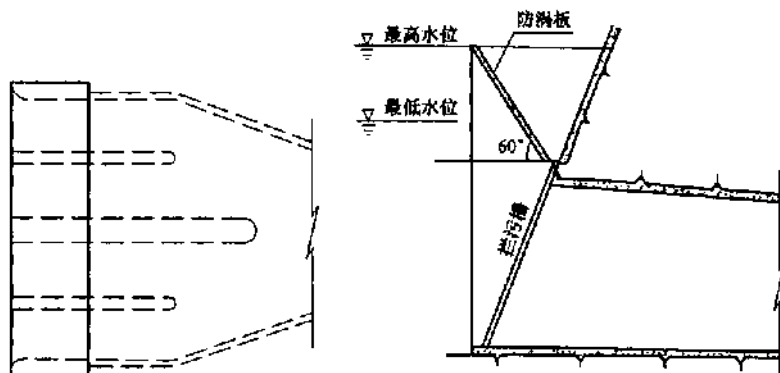


图5 倾斜防涡板示意图 (单位: m)

6.0.10 竖井式进/出水口与侧式进/出水口在水力学设计上有以下不同之处:

竖井式进/出水口的下部一般都有弯道, 弯道水流产生离心力, 主流向外侧偏离, 因而容易产生井的四周流速不均匀。

在发电进流时, 进/出水口各孔的流速沿水深方向的分布一般比较均匀, 即孔口顶部流速与底部流速相差不大; 在出流时, 孔口的出流属于扩散流动, 水流经盖板弯道, 孔口顶部流速与底部流速相差较大, 垂直方向流速变化梯度较大, 有时孔口甚至出现反向流速, 出流的稳定性较差。

在发电进流工况, 流速的影响范围明显小于抽水出流工况, 因此, 确定库区底部可能冲刷范围时, 应以抽水出流工况为准, 在冲刷范围内做好护底。

竖井式进/出水口水力设计应遵循下列原则:

1 竖井式进/出水口进口段一般是由一椭圆曲线将闸门段与竖井段连接, 由竖井式进/出水口的水力学特点可以看出, 在出流时垂直方向流速变化梯度较大, 有时甚至在进/出水口底部出现反向流速。宜通过水工模型试验拟定形状和尺寸。

2 进/出水口弯肘段设计。研究发现, 在弯管段采用内径相

等的圆弧弯管的井式进/出水口的水面波动剧烈,水头损失大。通过变单圆弧(等内径)弯管为先扩大后收缩的肘型弯管,即在来流直线管道末设双向扩散的连接扩散段,其单侧扩散角为 $3^{\circ} \sim 7^{\circ}$,水流在转弯前提前扩散,降低流速,使其后弯管处的水流分离得以削弱或消除;肘型弯管的中间断面放大,进一步降低弯道水流流速,再经弯管末端断面的收缩和其后竖井直洞段的调整,可以改善喇叭口的来流条件,达到各孔口流量分配较均匀、改善流态的目的。

6.0.11 进/出水口的水头损失取决于进出水流状况,主要有扩散冲击、局部分离和局部冲击,其影响参数主要有顶板扩散角、水平扩散角、来流条件及下游淹没深度等因素;在有分流隔墩构成多通道的情况下,各通道流量分配的均匀程度是影响进/出水口水头损失更为重要的因素。

一般情况下,进/出水口在进流时水头损失较小,综合水头损失系数一般在 $0.25 \sim 0.35$ 之间变化;在出流情况下,水头损失较大,其综合水头损失系数约为 $0.4 \sim 0.6$ 。表2为我国若干抽水蓄能电站进/出水口的水头损失系数。

表2 我国若干抽水蓄能电站进/出水口水头损失系数比较

电站名称	上库进/出水口			下库进/出水口		
	型式	水头损失系数		型式	水头损失系数	
		进 流	出 流		进 流	出 流
惠州	侧式	0.34	0.39	侧式	0.33	0.37
广州(一期)	侧式	0.19	0.39	侧式	0.22	0.40
天荒坪	侧式	0.25	0.33	侧式	0.31	0.43
宜兴	侧式	0.19	0.48	侧式	0.14	0.46
琅琊山	侧式	0.33	0.58	侧式	0.19	0.27
十三陵	侧式	0.14	0.46	侧式	0.26	0.33
荒沟	侧式	0.27	0.54	侧式	0.32	0.43
西龙池	井式	0.53	0.64	侧式	0.23	0.33
马山	井式	0.38	0.43	尾水管延伸	0.24~0.26	0.53~0.58

6.0.12 抽水蓄能电站进/出水口拦污栅的过栅流速。

抽水蓄能电站上、下库的进/出水口宜设拦污栅，平均过栅流速宜为 $0.8\text{m/s} \sim 1.0\text{m/s}$ ，不宜大于 1.2m/s 。过栅流速分布不均匀系数（最大流速和平均流速之比）不宜大于 1.5；同时应避免在同一工况（抽水或发电）下，拦污栅过栅水流出现反向流动。表 3 为国内部分抽水蓄能电站进/出水口拦污栅过栅流速。

表 3 国内部分抽水蓄能电站进/出水口拦污栅过栅流速

序号	上库进/出水口			下库进/出水口		
	电站名称	拦污栅尺寸 孔数 $\times$ m $\times$ m	过栅流速 m/s	电站名称	拦污栅尺寸 孔数 $\times$ m $\times$ m	过栅流速 m/s
1	天荒坪	4 $\times$ 5 $\times$ 10.0	1.01	天荒坪	2 $\times$ 4.8 $\times$ 7.0	1.0
2	宜兴	4 $\times$ 5.0 $\times$ 9.0	0.90	宜兴	4 $\times$ 4.5 $\times$ 10.8	0.83
3	惠州	4 $\times$ 7.5 $\times$ 13.0	0.72	惠州	4 $\times$ 7.5 $\times$ 13.0	0.72
4	宝泉	4 $\times$ 5.0 $\times$ 8.5	0.82	广州 (一期)	4 $\times$ 5.5 $\times$ 10.0	0.62
5	张河湾	4 $\times$ 5.0 $\times$ 9.5	0.99	西龙池	3 $\times$ 4.5 $\times$ 6.5	0.62
6	沙河	4 $\times$ 4.0 $\times$ 9.75	0.77	十三陵	4 $\times$ 4.5 $\times$ 6.67	0.90
7	溪口	2 $\times$ 4.0 $\times$ 4.9	1.0	溧阳	4 $\times$ 6.25 $\times$ 15	0.89
8	薄石河	4 $\times$ 7.5 $\times$ 16.0	0.96	荒沟	4 $\times$ 5.5 $\times$ 10.0	0.8
9	板桥峪	4 $\times$ 7 $\times$ 15.0	0.77	回龙	3 $\times$ 3.4 $\times$ 4.5	0.8
10				琅琊山	2 $\times$ 8.2 $\times$ 11.5 2 $\times$ 9.0 $\times$ 11.5	0.69

对于污物来源少的抽水蓄能电站，适当提高过栅流速是可行的，如日本神流川上库进/出水口的过栅流速从原设计的 0.74m/s 提高到 1.43m/s ，已建成投运。对于无污物来源的抽水蓄能电站，可不设拦污栅，显示了抽水蓄能电站拦污栅设计的新趋向。

7 结构与地基处理

7.1 一般规定

7.1.1 进水口结构设计的范围除包括进水口主体建筑物外，还包括防沙、防污、防冰等相关建筑物，对于岸式进水口还有边坡工程等。结构计算内容包括：

- 1 建筑物整体稳定计算：抗滑稳定、抗倾稳定、抗浮稳定计算。
- 2 地基应力。
- 3 整体结构设计：进水口混凝土整体结构的应力（内力）计算、分缝、分层分块、止水设计等。
- 4 局部构件设计。混凝土构件配筋设计。

7.1.2 岩基上进水口建筑物基础应符合强度、稳定性、抗渗性和耐久性等要求，基础处理设计按 DL 5108 的规定执行。

7.1.3 需要进行边坡稳定分析的进水口，依据工程等级和进水口边坡条件，按 DL/T 5353 的有关规定进行计算。

7.1.4 进水口建筑物的结构安全级别是根据 GB 50199 的规定确定的。

7.2 结构设计基本原则

7.2.1 本规范按 GB 50199 的规定采用概率极限状态设计方法，以可靠指标度量结构构件的可靠度，以分项系数极限状态设计方法替代原规范采用的单一安全系数设计法。

进水口整体抗滑稳定、抗浮和抗倾稳定计算承载能力极限状态设计表达式，采用作用（荷载）标准值及其分项系数、材料性能标准值及分项系数、设计状况系数、结构重要性系数和结构系数五个系数法。

对进水口整体稳定计算（包括整体抗滑稳定、抗浮和抗倾稳定计算）的结构系数是采用可靠度分析方法，充分利用已颁布规范对作用分项系数、材料性能等基本参数的研究成果，结合进水口建筑物设计，按给定的目标可靠指标，以进水口基础断面在不同作用效应组合和不同材料抗力下最佳逼近目标可靠指标所得到的结构系数。

通过对比分析我国现行相关规范的抗滑、抗浮及抗倾覆稳定的设计方法和安全度设置水平，同时根据 GB 50199 的有关规定，其安全度设置水平基本维持在国内现行相关规范的水平上。

对承载能力极限状态，计算整体稳定和基础承载力，在地震区的进水口应进行抗震验算等；对正常使用极限状态，分别验算上游挡水和完建时进水口上、下游基础面拉应力。

7.2.2~7.2.3 这 2 条的内容均系按 GB 50199 的规定给出的。设计时应根据不同设计状况，考虑相应的作用（荷载）效应组合，对结构进行二种（或一种）极限状态设计。

7.2.4 对正常使用极限状态，GB 50199 规范采用两种组合，即荷载的短期效应组合和长期效应组合。本规范根据 GB 50153《工程结构可靠性设计统一标准》的规定，将荷载的短期效应组合、长期效应组合改称为荷载效应的标准组合、准永久组合。

由于可变作用标准值的长期组合系数 ρ 值，在 GB 50199 中仅给出了计算方法，鉴于水工建筑物荷载统计的特殊性，相关规范均无法给出 ρ 值，使荷载效应的长期组合（现为准永久组合）无法计算，因此本规范对正常使用极限状态规定仅计算荷载效应的标准组合。

7.3 作用及其组合

7.3.1 根据 GB 50199 和 DL 5077 的有关规定，并继承原规范的规定和经验，作用在进水口建筑物上的作用（荷载）分为永久作用、可变作用及偶然作用三类。

7.3.2 作用（荷载）代表值取值与计算方法按照 DL 5077 和有关规范进行。进水口整体稳定计算作用（荷载）分项系数按表 G3 取值；地基承载力计算中作用（荷载）分项系数取为 1.0；混凝土结构构件设计时作用分项系数应按 DL/T 5057 的规定执行。

7.3.3 拦污栅前、后水压差，依据工程经验，拦污栅前后通常按 4m 的水压差来进行结构设计，而不考虑有 4m 的局部水头损失，因为这只有在栅上挂污堵塞时才可能出现。

7.3.4 设计时应根据进水口的不同形式和受力状况，确定各自最不利的作用组合。

7.3.5 按照 GB 50199 的规定，施工期和检修期均属短暂状况。进水口整体稳定（包括抗滑、抗浮和抗倾稳定）和地基承载力计算时，按短暂状况的基本组合进行设计。基底的拉应力验算应按正常使用极限状态的标准组合进行。

7.3.6 进水口整体稳定的抗震设计，地震作用的代表值和地震作用的分项系数应按 DL 5073 取值。

7.4 进水口整体稳定和地基承载力计算

7.4.1 本条规定了进水口整体稳定和建基面承载能力极限状态应计算的内容。

7.4.2 混凝土与基岩接触面材料性能分项系数可参见 DL 5108。

进水口整体抗滑稳定分析时，滑动面的抗剪断摩擦系数 f'_{rk} 和抗剪断凝聚力 c'_{rk} 的标准值，应根据室内试验及野外试验的成果，经工程类比，按有关规范分析研究确定。

1. 混凝土与基岩接触面的抗剪断强度标准值 f'_{rk} 、 c'_{rk} 宜采用峰值强度的小值平均值作为标准值或采用概率分布的 0.2 分位值作为标准值，或采用优定斜率法的下限作为标准值。

2. 对于大中型工程的规划和预可行性研究阶段及中小型工程的各个设计阶段，当试验资料不足时，混凝土与基岩接触面的抗剪断强度标准值 f'_{rk} 、 c'_{rk} ，可按 DL 5108 中规定的数值采用。

7.4.3 进水口建筑物整体抗滑稳定计算公式按抗剪断强度公式给出。采用分项系数极限状态设计表达式替代原规范的单一安全系数设计表达式，作用（荷载）取设计值，即作用（荷载）标准值乘以作用分项系数的值；基础接触面的抗剪断力学参数取设计值，即材料标准值除以材料分项系数后的值。

对进水口建筑物抗滑稳定进行可靠度分析和工程经验校准，得到抗滑稳定结构系数为 1.3。

进水口建筑物整体抗滑稳定的基本组合和偶然组合采用同一抗剪断公式。

7.4.4 进水口建筑物的深层抗滑稳定需根据实际工程地质构造，分析确定软弱夹层的倾角和倾向，按 DL 5108 规范的有关规定和计算公式进行计算。

7.4.5 塔式进水口的抗浮稳定计算公式，同样采用分项系数极限状态设计表达式替代原规范的单一安全系数设计表达式。结构自重对抗浮计算时对结构有利，因此，作用分项系数取 0.95。

对进水口建筑物抗浮稳定进行可靠度分析和工程经验校准，得到抗浮稳定结构系数为 1.1，其抗浮稳定可靠指标 $\beta=3.7$ ，鉴于以往抗浮稳定单一系数 K 较小，采用抗浮稳定结构系数 1.1 安全度水平略有提高。

7.4.6 对进水口建筑物抗倾覆稳定进行可靠度分析和工程经验校准，得到抗倾覆稳定结构系数为 1.2，其抗倾覆稳定可靠指标大于 GB 50199 规定的 I、II 级结构第二类破坏的目标可靠指标 4.2 及 3.7。

抗倾覆稳定计算中，如果合力的作用点位于建基面截面核心范围内，建基面不会出现拉应力，也不存在倾覆问题；对于岩石地基上独立布置的进水口，因建基面上允许出现 0.1MPa 的拉应力，因而需验算其抗倾覆稳定。

7.4.7 进水口建筑物建基面的应力可按材料力学方法计算。地基承载力计算中确定基底应力时，作用分项系数取为 1.0。

7.4.8 关于地基岩体的允许承载力取值，国家标准《水力发电工

程地质勘察规范》对岩体的物理力学参数取值方法作了详细的规定：

1 岩体的单轴抗压强度，可采用测试成果的算术平均值，或采用概率分布的 0.2 分位值作为标准值。

2 基础岩体允许承载力宜根据岩石饱和单轴抗压强度，结合岩体结构、裂隙发育程度，做相应折减后确定地质建议值。软岩可通过三轴压缩试验确定其允许承载力。

进水口建筑物地基岩体允许承载力经验取值，宜根据岩石饱和单轴抗压强度 R_b 乘以折减系数后确定。对坚硬岩、中硬岩 ($R_b > 30\text{MPa}$)，完整和较完整岩体的地基允许承载力为 $(1/7 \sim 1/10) R_b$ ，岩体完整性较差和岩体破碎的地基允许承载力为 $(1/11 \sim 1/20) R_b$ ；对软岩 ($R_b < 30\text{MPa}$)，完整岩体的地基允许承载力为 $(1/5) R_b$ ，较完整岩体的地基允许承载力为 $(1/6 \sim 1/7) R_b$ ，岩体完整性较差和岩体破碎的地基允许承载力为 $(1/8 \sim 1/16) R_b$ 。

7.5 进水口基础上、下游面拉应力正常使用极限状态计算

7.5.1 进水口基础上、下游面拉应力正常使用极限状态标准组合计算作用分项系数取 1.0，结构重要性系数仍保留。对永久运行期，应力控制标准为建基面上游垂直应力不产生拉应力。

7.5.2 施工和检修期，进水口建筑物建基面下游标准组合下的最大垂直拉应力控制不应大于 100kPa 。

7.6 结构设计

7.6.1 进水口结构静力计算一般可采用结构力学方法进行。随着计算技术的发展，大型或重要工程的进水口大都进行静力二维（平面）或三维有限元结构计算，有抗震要求的还需做动力分析，以进一步验证进水口结构的受力状况和作为结构配筋的依据之一。

7.6.2 进水口拦污栅框架一般均为高大的空间结构，其布置型式决定于进水口的型式和电站引用流量的大小、水库水位的变化范

围等，在平面上多布置为直线，也有半圆或多边形，立面上为垂直或倾斜的。处在地震区的结构应作抗震设计，并加强纵向和横向支撑结构，以保证拦污栅支撑结构具有足够的刚度和整体稳定性。

7.6.3 对于岸坡式和闸门竖井式进水口，平洞和竖井部分结构计算应按照 DL/T 5195 进行设计。

7.6.4 保留原规范第 5.0.6 条规定，可根据需要采用平面或三维有限元法计算孔口应力。

7.6.5~7.6.6 分别保留原规范第 5.0.9、5.0.12 和 5.0.13 条的规定。

7.6.7 为保证进水口边坡的长期稳定，需对边坡进行工程治理，包括边坡开挖、地表及地下截排水、边坡加固与支护等。采用改变坡形、上部减载和降低地下水位是行之有效的措施。岸塔式和岸坡式进水口的边坡工程处理，可按 DL/T 5353 进行设计。

7.6.8 抽水蓄能电站上、下水库进/出水口的拦污栅设计，尽可能使栅条自振频率大于水流脉动频率，两者的比值宜在 2.5 以上，避免共振破坏。其主要措施有：

- 1 减小过栅流速，加厚栅条，加固栅体。

- 2 加强栅条与栅体构架的连接，采用良好的焊接，缩短单根栅条的自由长度等。

- 3 当无污物源时，可提起拦污栅。

7.6.9 进水口混凝土结构、构件设计应按 DL/T 5057 进行。

7.7 地 基 处 理

7.7.1~7.7.2 根据进水口建筑物的规模和重要性，通过技术经济比较选择地基的处理措施。对于岩石地基上的进水口地基以及断层破碎带和软弱结构面的工程处理措施，可按 DL 5108 的要求执行。

8 运行和监测

8.1 运 行

8.1.1 进水口设计中,根据工程的具体情况,在电站投入运行之前,有针对性地提出运行要求。

8.1.2 抽水蓄能电站进/出水口的运行要求除参照常规水电站进/出水口的之外,还应根据进/出水口双向水流、水库水位变动频繁、变幅大、速度快的特点,提出相应的运行要求和观测项目。

8.2 监 测

8.2.1 进水口安全监测的主要目的是预测进水口建筑物的安危,保障工程的正常运用,所收集的安全监测资料也是水库蓄水或工程验收前例行的工程安全鉴定的重要佐证材料,应予以重视。对于一些与施工安全有关的项目,应尽量与长期安全监测项目相结合,并在施工中实施,这样既可节省投资,又可延长观测时段。

8.2.2 安全监测项目可根据工程需要,结合进水口建筑物级别等具体条件选择确定。

8.2.3 进水口为挡水坝段的大中型工程、河床式厂房工程、厂顶及厂内泄洪工程等,进水口应与其相连的大坝、厂房的观测统一考虑,并满足 DL 5108 和 DL/T 5178 中监测设计的要求。



155083.1953

销售分类建议：规程规范/
水利水电工程/水力发电

DL/T 5398—2007
代替 SD 303—1988

中华人民共和国电力行业标准
水电站进水口设计规范
DL/T 5398 — 2007
代替 SD 303 — 1988

*

中国电力出版社出版、发行
(北京三里河路6号 100044 <http://www.cepp.com.cn>)
北京博图彩色印刷有限公司印刷

*

2008年6月第一版 2008年6月北京第一次印刷
850毫米×1168毫米 32开本 3.25印张 82千字
印数 0001—3000册

*

统一书号 155083·1953 定价 14.00元

敬告读者

本书封面贴有防伪标签，加热后中心图案消失
本书如有印装质量问题，我社发行部负责退换

版权专有 翻印必究