

取水输水建筑物丛书

主编 陈德亮

Water Diversion Projects

取水工程

宋祖诏 张思俊 詹美礼 编著



中国水利水电出版社

www.waterpub.com.cn

内 容 提 要

本书主要介绍无坝取水、有坝取水、提水排水及城市生活与工业用水等水利枢纽工程布置形式、构造、计算及防沙防冰措施；壅水建筑物与船闸的形式、构造、计算和防沙、防冰、防冻设计，沉沙池的形式、构造及计算等。内容比较全面、实用，既有系统的理论分析，又有工程实例作参考。

本书可作为水利工程技术人员学习使用，也可作为水利院校师生学习参考。

图书在版编目 (CIP) 数据

取水工程/宋祖诏,张思俊,詹美礼编著. —北京:中国水利水电出版社, 2002

(取水输水建筑物丛书/陈德亮主编)

ISBN 7-5084-1136-6

I. 取… II. ①宋… ②张… ③詹… III. 取水-市政工程
IV. TU991.1

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2002)第 045011 号

书 名	取水输水建筑物丛书 取水工程
作 者	宋祖诏 张思俊 詹美礼 编著
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	北京密云红光印刷厂
规 格	850×1168 毫米 32 开本 14.625 印张 393 千字
版 次	2002 年 9 月第一版 2002 年 9 月第一次印刷
印 数	0001—4100 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

我国是一个人均水资源紧缺的国家，加之水资源在时间和空间上分布不均，导致水资源供需矛盾更加尖锐。缺水已成为我国经济和社会进步的重要制约因素。努力实现水资源的优化配置，满足经济社会对水资源的需求，以水资源的可持续利用来支撑经济社会的可持续发展，这是建设水利事业的根本目标和基本任务。

1949 年建国以来，我国的用水状况发生了很大改变。建国初期，当时水利建设的主要任务是发展农业，解决粮食问题。1949 年全国总供用水量仅 1000 余亿立方米，而当时农业用水就占全部用水量的 90% 以上，城镇工业用水比重很低。随着经济及社会的发展，特别是改革开放 20 年来，由于城市化进程的加快，这种用水状况有了很大变化。到 1997 年，全国总用水量已达 5566 亿 m^3 ，其中农业用水占 70.4%，而城市生活和工业用水已占到总用水量的 30%。这一趋势是改革开放以来经济社会发展的必然结果。从今后的发展看，农业虽是用水大户，但农业用水今后的重点是解决节水灌溉，提高用水效率的问题。据专家分析，如果将农业用水的平均有效利用系数从目前的 0.43 提高到 0.55~0.60，则在不增加农业用水的情况下，完全能保证 2030 年人口达 16 亿时的粮食安全。如果再加上农业结构的调整等其他因素，农业用水总量将基本不会有大的改变。中国未来的供水矛盾将集中在城市，供水将主要用于发展城市、发展工业及保护生态与环境。例如，南水北调工程的供水原则就是以城市供水为主，兼顾生态及农业。

实现水资源的优化配置有各种手段，而工程手段就是其中之一。无论是资源性缺水还是工程性（经济性）缺水，其最主要的工

程手段都是在水源处修建取水工程，然后通过输水工程送到用水处。有时，为了把丰水地区的水资源调到缺水地区，还需要实施跨流域的远距离调水，对水资源进行地理上的再配置。在 21 世纪，跨流域调水将是中国水利建设的一大特点。国内外实践经验表明，采用调水工程这一工程手段来改善水资源的不利状况，是促进缺水地区经济发展的重要举措。大的调水工程往往还成为国家发展战略的重要组成部分。我国南水北调工程就是改善国家资源配置、支持经济社会发展的基础性战略工程。此外，为了提高用水效率，实施节约用水，合理计价收费，还需采取量水技术设施这一工程手段。针对上述形势发展的需要，我们特组织有关专家编写了这套《取水输水建筑物丛书》，以更好地为水资源的优化配置服务。

《取水输水建筑物丛书》共十一个分册，分别为：介绍从天然水源或人工水源取水的《取水工程》、《泵站》（含输水渠道上的多级提水泵站）、《水闸》（含输水渠道上的节制闸、分水闸、退水闸等）及与之配套的《闸门与启闭机》；为节约用水、科学用水、计价收费而设置的《量水技术与设施》；以及在输水渠道跨越天然或人工障碍时，在渠道上修建的一系列建筑物；《渡槽》、《倒虹吸管》、《隧洞》、《涵洞》、《桥梁与基础》及《跌水与陡坡》等。以南水北调中线工程为例，该工程总干渠全长 1200 多公里，途经三省两市，横跨长江、黄河、淮河、海河四大流域，穿越大小河流 219 条，需修建各类取水及输水建筑物 960 多座，仅大型倒虹吸管就有 95 座，渡槽有 49 座；还有大量的涵洞、节制闸、分水闸、退水闸及与之配套的闸门和启闭设备；还有大批桥梁工程；总干渠上的排水建筑物即达 400 多座。如果加上输水分干渠、支渠上的建筑物，其数量十分可观。此外，在各级输水渠道上还有大量的量水技术设施。以上这些，均是我们这套《丛书》的服务范围。

本《丛书》的服务宗旨是：为水资源优化配置，为提高用水效率，为实现水资源的可持续利用服务。

本《丛书》的编写遵循以下基本原则：

1. 《丛书》的服务对象以大学本科毕业的水利工程技术人员为

主；讨论的工程规模以中型为主，兼顾大型（个别分册例外，如《跌水与陡坡》主要以中小型为主）；写法以“实用”为主。在扼要阐明基本原理的基础上，着重介绍工程的布置、结构形式、构造、计算公式的应用，并介绍一些工程实例，便于广大读者在设计中应用和参考。

2. 《丛书》在重点介绍目前常用的理论方法的同时，注意反映国内外的先进技术，用前瞻眼光预计未来经济社会可持续发展的重大决策走向；注意总结经过实践证明，技术上先进、经济上合理、运用安全可靠的先进经验。使《丛书》既具有现实指导性，又有前瞻性。

3. 为了反映计算机应用技术的发展，《丛书》在有关部分介绍计算机辅助设计或计算的有关内容，但不附源程序。

4. 《丛书》不介绍一般性的施工技术内容，但某些与设计关系密切的施工问题，有特色的施工内容或特殊的施工问题，对读者确有参考价值的，要适当编入。

5. 《丛书》面向全国，尽可能注意照顾地区特点。特别是寒冷地区的冻害及多沙地区的泥沙问题，在建筑物的布置、形式、构造及计算方面加以兼顾。

这套《丛书》在编写过程中得到了各方面的大力支持和真诚帮助，在此一并表示衷心感谢。对书中的缺点、疏漏和不妥，恳请读者批评指正。

陈德亮

2002年8月

前 言

新中国成立以来，我国取水工程事业发展迅速，全国各地兴建了大量取水工程，如农田灌溉工程有 3370 万座，提水、排水泵站已达 50 万座，城市供水及工业用水的水厂达 2023 个。通过这些工程的实践，在规划、设计和施工方面积累了丰富的经验。为了适应当前和今后社会经济发展的需要，随着南水北调工程开工建设和西部大开发的进一步推进，跨流域、跨省际调水、农业用水、城市生活供水及工业用水、环保用水相应增加，特编写这本《取水工程》，以供从事水利建设的有关技术人员参考使用，也可供水利院校师生学习参考。

本书内容包括取水工程概况、无坝及有坝取水枢纽工程、泵站取水建筑物与泵站枢纽工程、沉沙池工程和壅水建筑物与船闸工程。对枢纽的布置形式、构造、计算，以及防沙、防冰、防冻措施，分析枢纽附近及上、下游河流的河床变化情况和整治措施进行了阐述，还介绍有典型工程实例作为参考，内容全面、实用。

本书由河海大学宋祖诏（第一、二、三、四、五、六章）张思俊（第八章）、詹美礼（第七章）编写，全书由宋祖诏主编。本书稿完成后，由该《丛书》主编陈德亮进行了统稿，在此表示感谢！

本书在编写过程中难免存在缺点和错误，希望读者批评指正，不胜感谢。

作者

2002 年 8 月

目 录

序

前言

第一章 概述	1
第一节 取水工程概况	1
第二节 取水工程设计资料	6
第三节 引水枢纽工程的等级划分	7
第二章 无坝取水工程布置	9
第一节 概述	9
第二节 弯道环流原理	11
第三节 引水分流分沙问题	15
第四节 无坝取水工作特点及位置的选择	21
第五节 无坝取水布置及其防沙防冰措施	27
第三章 有坝取水枢纽工程布置	53
第一节 概述	53
第二节 沉沙槽式取水枢纽布置	57
第三节 底部冲沙廊道式取水枢纽布置	74
第四节 人工弯道式取水枢纽布置	85
第五节 底栏栅式取水枢纽布置	101
第六节 拦沙坝式取水枢纽布置	120
第七节 两岸引水式枢纽布置	123
第八节 山区河流水电站取水枢纽工程	129
第九节 少沙河流综合利用枢纽布置	132
第十节 其他形式取水枢纽布置	140
第十一节 低坝取水枢纽防冰措施	147

第四章 泵站取水建筑物与泵站枢纽布置	149
第一节 泵站取水建筑物布置	149
第二节 泵站枢纽工程布置	169
第五章 取水工程河段的整治	185
第一节 概述	185
第二节 枢纽河段整治建筑物布置	194
第三节 整治建筑物	207
第六章 取水（引水）建筑物与冲沙建筑物的水力设计	224
第一节 进水闸的水力设计	224
第二节 底栏栅坝廊道水力设计	233
第三节 冲沙闸及冲沙廊道的水力设计	251
第七章 沉沙池	265
第一节 概述	265
第二节 直线形沉沙池	269
第三节 曲线形沉沙池	285
第四节 沉沙条渠	293
第五节 斜板式沉沙池	302
第八章 壅水建筑物与船闸	311
第一节 概述	311
第二节 壅水建筑物	312
第三节 船闸	409
第四节 壅水建筑物与船闸的抗冰冻设计	448
参考文献及参考资料	454

第一章 概 述

第一节 取水工程概况

一、取水工程的作用及其类型

为了从河流、湖泊、水库等水源引水，以满足农田灌溉、水力发电、工业及生活用水等用水部门的需要，而在适当河段附近修建建筑物的综合体称为取水工程。取水工程除应满足多用水部门对水量及水位要求外，还对水质有一定的要求。为防止有害泥沙入渠，以免引起渠道淤积及对水轮机或水泵叶片的磨损。在有漂浮物的河流上还应能阻拦漂浮物及冰凌等进入渠道。又如对城市供水，应满足生活用水卫生标准，本书均将一一进行介绍。

取水工程包括自流灌溉与提水灌排，以及城市工业、生活用水。一般有以下四种类型。

1. 无坝取水

当河道枯水时期的水位和流量都能满足灌溉或城市供水要求时，可在岸边选择适宜地点，设置取水建筑物，自流引水灌溉或提水供水，这种取水称为无坝取水。一般来说，它具有工程简单的优点，但不能控制河道水位和流量，因此，枯水期引水保证率低。对于灌溉取水口来说，往往距灌区较远，需要修建很长的干渠和较多的渠系建筑物，土石方工程量较大。

2. 有坝取水

虽然河流水量丰富，但水位较低，当不能进行自流灌溉、引水发电及城市供水时，可以在适当地点，建筑溢流坝或拦河闸，抬高水位以满足各个用水部门的需要，这种取水，称为有坝取水。它与无坝取水比较，虽增加了建坝（或闸）工程费用，但距灌溉区较近，可以缩短干渠长度，这种取水工作可靠，还可为引水冲沙及综合利

用创造有利条件。

3. 水库取水

当河道的年径流量能满足灌溉用水要求，但其流量过程与灌溉季节所需的水量不相适应时，则需筑拦河大坝，形成水库。它与有坝取水比较，坝身较高，库容较大，能进行流量调节。这种水库能满足灌溉、发电以及城市生活及工业用水等部门的要求，是综合利用水利资源有效的措施。

4. 泵站取水

虽然河道水量丰富，但水位较低，又不能拦河筑坝，为了灌溉、排水、城市供水，以及跨流域调水，以满足各个部门用水的需要，故应进行泵站取水。

二、取水工程建设概况

1. 自流灌溉

早在几千年前，我国西北、西南等地区就兴建了许多无坝取水工程，如陕西的郑国渠，四川的都江堰，宁夏的秦渠、汉渠等，这些工程的修建，不仅对当地工农业发展起了推动作用，而且积累了丰富的实践经验，其中不少工程是符合近代科学原理的。如闻名中外的都江堰，就是利用弯道环流原理，设鱼嘴分水分沙，建飞沙堰泄洪排沙，凿宝瓶口控制入渠流量，引水防沙效果显著。该渠 2000 多年以来，灌溉着成都平原大片农田，新中国成立后经过改建，目前灌溉面积已扩大到 27 个县市，约 890 万亩，拟计划发展到 1500 万亩。

新中国成立后，兴修了大量农田灌溉工程。根据 2000 年调查统计，在我国耕地面积 195059 万亩中，灌溉面积已达 82519.72 万亩。万亩以上大、中型工程灌溉面积 5683 余处，修建取水工程约 33702 万余座，担负的农田灌溉任务占全国灌溉面积的比重很大，以西北地区 5 省为例，由取水枢纽工程引水的灌溉面积约 6535 万亩，占 5 省总灌溉面积 7807 万亩的 83.7%，详见表 1-1。

2. 提水灌排

我国幅员辽阔，地形和气候各不相同，差异很大。如西北高原

表 1-1

取水枢纽工程担负的灌溉面积

省(区)	陕 西	甘 肃	青 海	宁 波	新 疆
总耕地面积(万亩)	5780.4	5349.4	905.8	1345.8	4783.1
总灌溉面积(万亩)	1941.0	1296.0	283.0	388.0	3899.0
取水工程担负灌溉面积的百分数(%)	70	80	97	92	90

注 资料引自北京水利水电科学研究院, 1979 年统计。

或丘陵地区, 雨量稀少, 水源也不丰富, 为了农作物的需要, 常需建一级或多级灌溉泵站, 以提水灌溉。华北平原河网地区、东北及华中的圩垸地区, 以及江苏苏北里下河地区, 地势较低, 每逢暴雨, 常常发生渍涝灾害, 则需建泵站排涝。由于流域间水利资源的差异, 需建跨流域的梯级调水泵站, 例如南水北调东线工程, 引滦入津工程、引江济淮工程, 均需建若干提水泵站, 实现跨流域的目的。因此, 排灌泵站在农田水利事业及跨流域调水中起着重要作用。

1949 年以来, 我国泵站排灌事业发展迅速, 现在全国泵站排灌总装机, 根据 2000 年调查, 已达 4156.97 万 kW。泵站灌溉面积约 4 亿亩, 占全国灌溉面积 59.3%, 泵站排灌面积 31484 万亩。全国排灌泵站已达 50 万座, 其中扬程超过 100m, 而灌溉面积达 1 万亩以上提水灌溉区域就有 69 处。

随着农田排灌事业的发展, 水泵的设计和制造也相应提高, 现在能生产 30 个系列, 1350 个型号, 1100 多种规格的水泵, 单机扬程已超过 200m。如上所述, 我国泵站排灌工程规模之大, 数量之多, 均居世界首位。当然, 在技术、管理方面还需进一步改进提高。

3. 工业及城市供水

我国劳动人民, 早在四五千年前就凿井取水, 并在古代已发明提水技术, 如辘轳、筒车等。一直流传到现在, 还有龙骨车和尾龙车。我国第一个给水工程始于清朝, 曾于 1870 年在旅顺敷设直径为 150mm 的水管, 长 224km。1882~1901 年英商先后在上海、大连建造了自来水厂。后来, 青岛、南京、杭州等城市也相继修建了自来水厂。自 1829~1949 年的 70 年间, 全国城市只修建 75 个自来

水厂，普及率只有 14%。

新中国成立以来，随着经济建设大规模开展，我国城市给水工程也得到了迅速发展。根据建设部 1996 年统计，在我国 666 个城市中，建设系统内已有水厂 2032 个（全社会 4000 个），综合供水能力为 $1067 \text{ 万 m}^3/\text{d}$ （全社会供水能力为 $19994.46 \text{ 万 m}^3/\text{d}$ ，供水普及率达 94.99%）。人均用水量为 $0.208 \text{ m}^3/\text{d}$ 。但在上述 666 个城市中，有 330 个不同程度缺水，其中最严重缺水的有 108 个城市。

我国河川多年平均年径流量为 $2.62 \times 10^{12} \text{ m}^3$ ，相当于全球年径流量的 6.5%，居世界第 6 位，但人均占有量只有 $392 \text{ m}^3/\text{a}$ ，相当于世界人均占有量（ $10800 \text{ m}^3/\text{a}$ ）的 22%，是美国的 1/5，加拿大的 1/50，居世界 110 位，被列为世界 12 个贫水国家之一。

在我国水利资源有限的情况下，农业、工业用水严重浪费，农业用水占 65%，但利用率仅 30%~40%（发达国家 70%~80%），工业上，生产 1t 钢的用水量为 $25 \sim 30 \text{ m}^3$ ，而发达国家只需 6 m^3 。其次是水污染严重，据水利部对全国大河近 10 万 km 河长的检测表明，现有河流近 1/2 河长受到污染，1/10 的河长受到严重污染。

针对上述情况，为了综合开发和合理利用有限的水利资源，要计划和节约用水。城镇供水、农业灌溉、水利、航运等方面要有统筹合理规划。农业应推广节水的喷灌与滴灌技术，城市要推广工业、生活节水使用技术，实行跨流域调水，以解决北方缺水现状。为了防止水质污染，应加强对供水水源的保护，健全水源环保法规和制度，使我国工业及城市供水跨入世界先进行列。

三、取水工程引水防沙措施

我国有许多泥沙河流，在修建取水工程时，对泥沙处理的好坏，可能成为工程成败的关键。根据防沙设施工作原理，对泥沙处理有以下几种措施。

(1) 应用环流原理防止泥沙入渠。在我国取水工程中，弯道环流原理得到普遍应用。尤其是在无坝取水中，一般都以凹岸取水，防沙效果显著。在有坝取水中，如人工弯道渠道、弧形沉沙冲沙槽、曲线导水墙、M·B 波达波夫导流装置等防沙措施，都是弯道环流原

理的具体应用。

(2) 根据河流含沙量分布规律，表层引水，底层排沙。一般河流含沙量的分布情况是：表层少而颗粒细，底层多而颗粒粗。因此，采用分层结构，就可以达到上层引水，底层排沙的目的。这种防沙措施在我国新疆、甘肃、陕西及山东等省（区）均有建设，但为数不多。

(3) 壅水沉沙。在有坝取水中，采用拦河坝（或闸）壅水沉沙，利用沉沙冲沙槽及冲刷闸排沙，以减少入渠泥沙。尤其是采用拦河闸，平时关闸壅水沉沙，定期开闸泄水排沙，基本上不改变原河道的形态，使进水闸始终保持良好的进水条件。目前在四川、云南、新疆、辽宁、山东、浙江及江苏等省（区）采用较多。

(4) 底栏栅防沙。采用栏栅的筛折作用防沙是山区河道上防止大粒径泥沙以及卵石、砾石入渠有效措施。安装在低槛坝顶上的栏栅可使砾石沿栅顶滑到坝下，从而减少沙石入渠。这种防沙结构在新疆、陕西、甘肃等省（区）应用较广。在南方山区的灌溉工程中也得到迅速推广。

(5) 建坝拦沙，利用底孔（或泄洪洞）排沙。在云南省山区河流的弯道上，建筑有双坝式渠道，上坝用来拦阻粗颗粒的沙石，并通过坝旁的泄洪洞排走，下坝用以沉积悬移质，同时还可以获得一定的调节库容。实践证明，这种引水防沙效果显著。此外，该省在建造西耳河梯级电站时，也用拦沙坝，并用大底孔排沙，既可引水防沙，又能排淤保库。

四、取水工程设计要求

取水工程设计应满足以下要求：

(1) 根据灌溉、发电、生活用水及其他工业用水部门对水质、水量的要求，应保证有计划地进行供水。

(2) 在多泥沙河流上，应采用有效的防沙措施，防止有害泥沙进入渠道，以免引起渠首淤积，以及对水轮机、水泵叶片的磨损。

(3) 在有漂浮物的河流上，应采取措施，防止漂浮物及冰凌进入渠道。

(4) 对于少沙河流综合利用渠首工程, 应保证各个建筑物的正常运行, 互不干扰, 使渠道工程发挥最大的工程效益。但也不能忽视泥沙对建筑物运用的影响。

(5) 对取水工程附近的上下河道, 应因地制宜地进行整治, 使河床保持稳定, 保证取水口引水顺畅。

(6) 造价低, 便于运用管理, 并尽可能采用现代化的管理设施。

第二节 取水工程设计资料

设计取水工程时, 须搜集下列勘测、观测及试验研究资料, 经过研究分析, 作为设计的依据。

(1) 河流水文、泥沙资料。包括流量、水位、坡降、流速资料; 悬移质及推移质泥沙资料, 以及漂浮物、封冻、流冰和冰屑等资料。

以上观测资料, 一般不少于 10 年, 对于规模不大的灌区, 资料系列可适当缩短。如果拟建枢纽工程处没有水文站, 可在适宜地点设置临时水文站, 进行观测, 并根据临近水文站多年观测的资料, 应用相关法, 推求枢纽所在位置的河流的长期水文资料。

(2) 有关河床演变的资料。包括河势、河床及河岸的稳定性; 泥沙冲淤; 有无浅滩、汊道、河弯及它们的演变情况; 以及修枢纽前后, 对其附近上、下游河道的影响程度。

(3) 水文气象资料。包括温度、降水、蒸发、风、径流情况。

(4) 地形及地质资料。地形资料主要是枢纽工程附近的地形图, 上游测至回水末端以上 200m, 下游测至建筑物以下 200~500m。地质资料包括河床及两岸的地质构造、地层分布、岩石性质及岸坡稳定等, 岩石力学性质指标 (承载力、凝聚力、安息角、摩擦系数); 地下水状况及对建筑物有害的化学性质方面的资料等。

(5) 建筑材料资料。枢纽附近的建筑材料分布及其数量、质量、开采条件和运输条件 (运输工具和道路) 等资料。

(6) 其他资料。对于农业、城市供水、工业用水的资料及对引水高程的要求, 河流及干渠有无航运要求, 引水对航运的影响, 当

河流的水利资源有综合利用要求时，应在规划阶段加以协调。

第三节 引水枢纽工程的等级划分

在水利工程建设中，必须妥善解决安全与经济的矛盾。首先对水利枢纽进行分等，对水工建筑物进行分级，按其在国民经济的重要性，工程规模和效益进行划分，依次确定不同的设计、施工和运用标准。

水利部于 2000 年颁布了《水利水电工程等级划分及洪水标准》，将水利枢纽分为五等，永久性水工建筑物分为五级。见表 1-2 及表 1-3。

表 1-2 水利水电工程分等指标

工程 等 别	工程 规模	水库 总库容 (10^8m^3)	防 洪		治涝	灌溉	供水	发电
			保护城 镇及工 矿企业 的重要性	保护农田 (10^4 亩)	治涝面积 (10^4 亩)	灌溉面积 (10^4 亩)	供水对象 重要性	装机容量 (10^4kW)
一	大(1) 型	>10	特别重要	>500	≥ 200	≥ 150	特别重要	≥ 120
二	大(2) 型	$10\sim 1$	重要	$500\sim 100$	$200\sim 60$	$150\sim 50$	重要	$120\sim 30$
三	中型	$1\sim 0.1$	中等	$100\sim 30$	$60\sim 15$	$50\sim 5$	中等	$30\sim 5$
四	小(1) 型	$0.1\sim 0.01$	一般	<30	$15\sim 3$	$5\sim 0.5$	一般	$5\sim 1$
五	小(2) 型	$0.01\sim 0.001$			<3	<0.5		<1

注 1. 水库总库容指最高水位以下的静库容；
2. 治涝面积和灌溉面积均指设计面积。

对综合利用的水利水电工程，当按各综合利用项目的分等指标确定的等别不同时，其工程等别应按其中最高等别确定。临时性水

工建筑物级别的划分参见该规范。

对仅用灌溉引水枢纽工程，其等别划分应遵照 1999 年颁布的中华人民共和国国家标准《灌溉与排水设计规范》执行，具体指标见表 1-4。

表 1-3 永久性水工建筑物级别

工程等别	主要建筑物	次要建筑物	工程等别	主要建筑物	次要建筑物
I	1	3	IV	4	5
II	2	3	V	5	5
III	3	4			

表 1-4 引水枢纽工程分等指标

工程等别	一	二	三	四	五
规 模	大(1)型	大(2)型	中 型	小(1)型	小(2)型
引水流量 (m³/s)	>200	200~50	50~10	10~2	<2

提水枢纽工程等别应根据单站装机流量或单站装机功率的大小，按表 1-5 确定，当提水枢纽工程按单站装机流量和单机装机功率分属两个不同等别时，应按其中较高的等别确定。

表 1-5 提水枢纽工程分等指标

工程等别	一	二	三	四	五
规 模	大(1)型	大(2)型	中 型	小(1)型	小(2)型
单站装机流量 (m³/s)	>200	200~50	50~10	10~2	<2
单站装机功率 (MW)	30	30~10	10~1	1~0.1	<0.1

注 “装机”系指包括备用机组在内的全部机组。

第二章 无坝取水工程布置

第一节 概 述

当河道的枯水位和流量都能满足灌溉、城市供水要求时，不需要在河道上修建拦河坝（或闸），只需在河岸上适宜地点开渠并修建取水建筑物，从河流侧面引水，称无坝取水。它对天然河道影响较小，具有工程简单、投资少、施工易、工期短等优点。因此，在我国应用较广，尤其在大江大河的下游，大都采用这种取水方式。它的缺点是不能控制河道的水位和流量，枯水期引水保证率低，在多泥沙河流上引水时，还可能引入大量的泥沙，使渠道发生淤积现象，影响渠道正常工作。

按取水口的数目，无坝取水可分为一首制〔图 2-1 (a)、(b)、

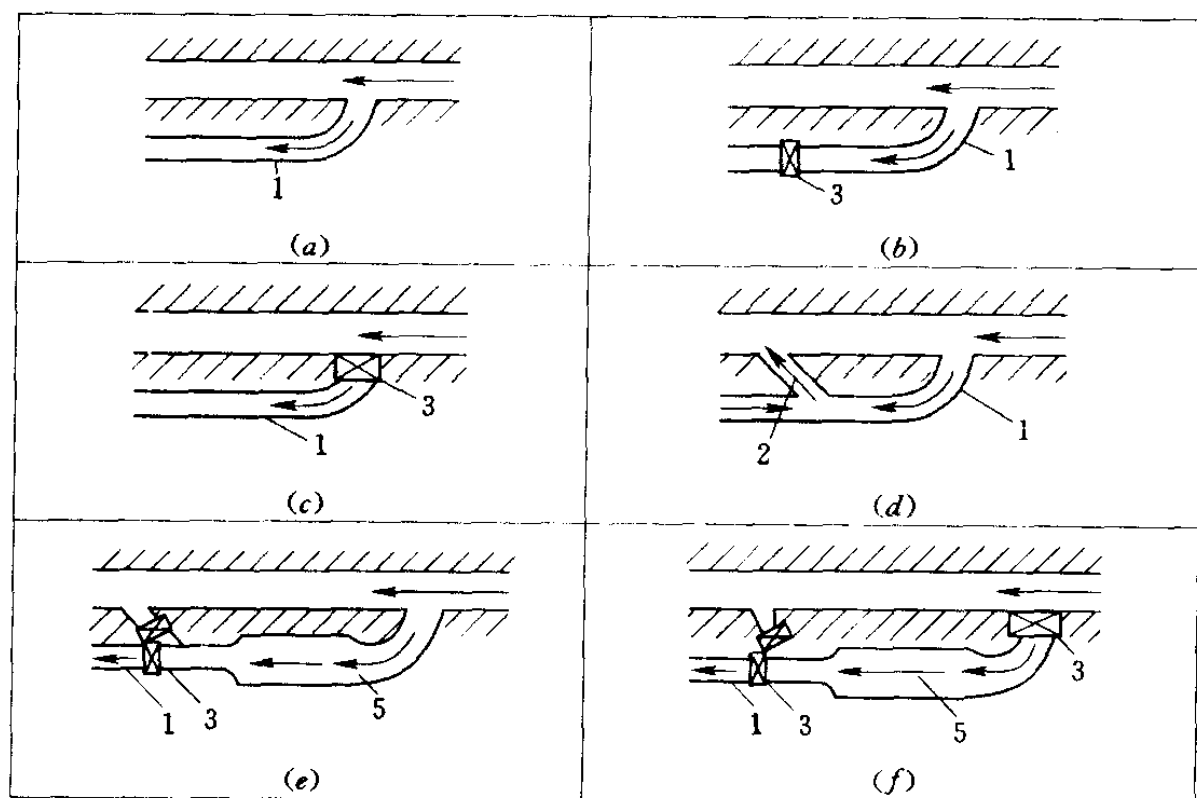


图 2-1 侧面引水无坝取水几种布置方案示意图（一）

1—引水渠；2—泄水排沙渠；3—进水闸；4—导流堤；5—沉沙池；
6—进水口引渠；7—底槛

(c)、(d)、(e)、(f)、(g)、(j)] 及多首制两类 [图 2-1 (h)、(i)]。一首制渠首一般由进水闸、沉沙池、泄水排沙渠等建筑物组成，多用于河床稳定，含沙量不大的河流上；多首制取水系由两个以上引水渠及进水闸，泄水排沙渠组成，一般多用于不稳定的多沙河流。

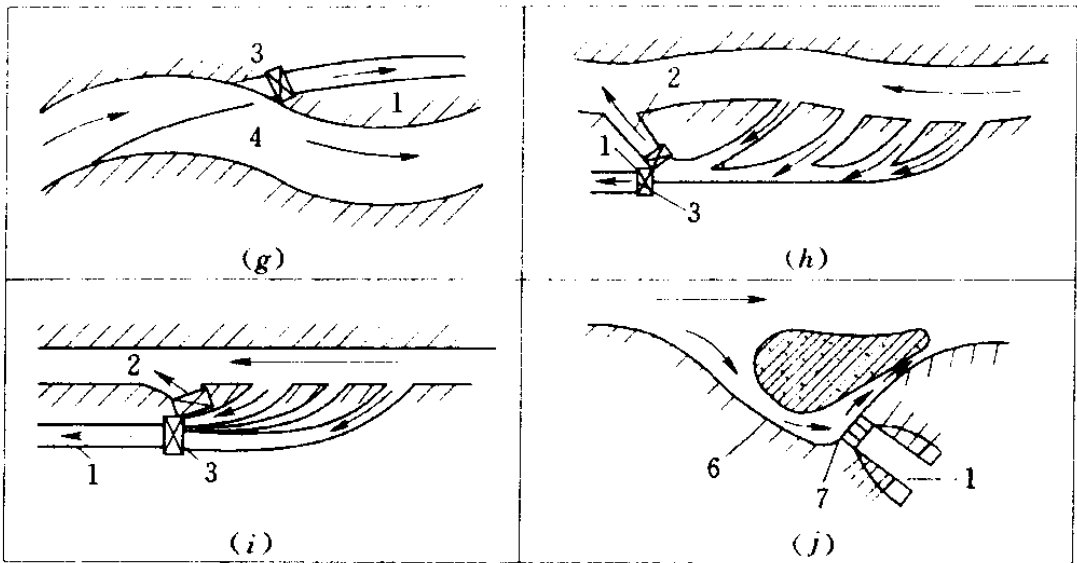


图 2-1 侧面引水无坝取水几种布置方案示意图 (二)
 1—引水渠；2—泄水排沙渠；3—进水闸；4—导流堤；5—沉沙池；
 6—进水口引渠；7—底槛

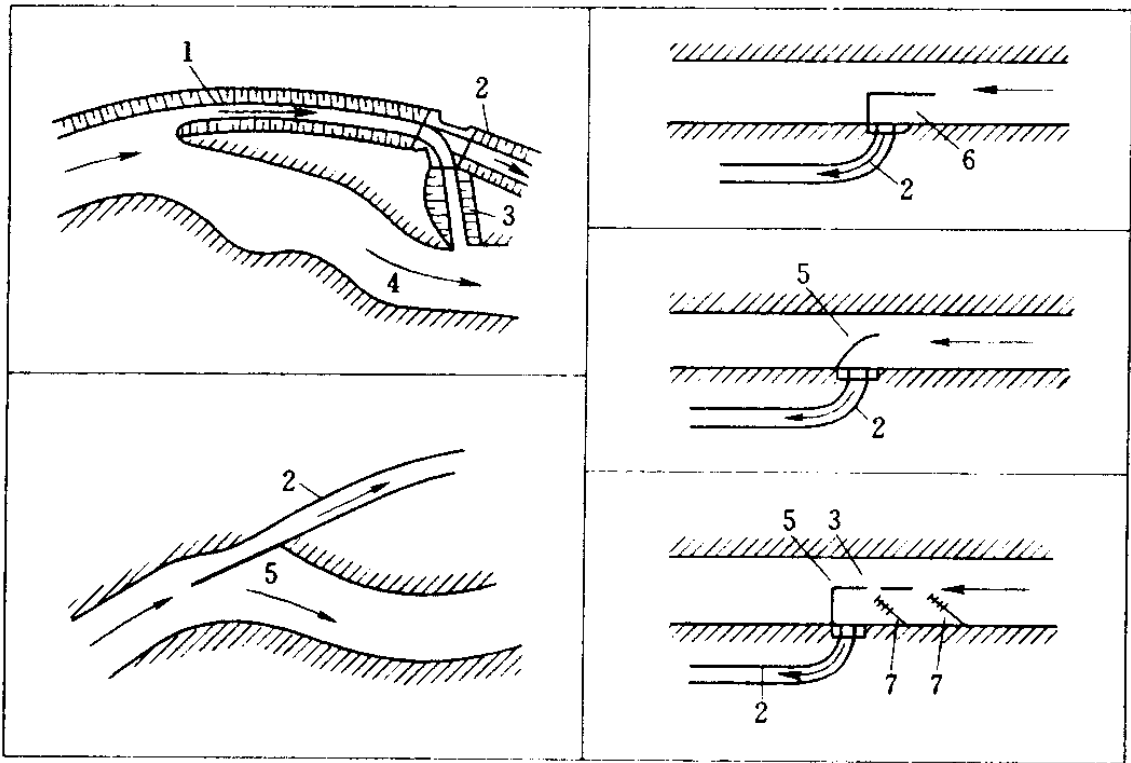


图 2-2 正面引水的无坝取水几种布置方案示意图
 1—引水渠；2—干渠；3—泄水渠；4—河流；
 5—导流坝；6—进水口；7—导流装置

根据取水所在河段的地形、地质、水文泥沙特征、河床稳定性以及引水量多少等因素的不同，无坝取水有多种不同的布置方案，图 2-1 及图 2-2 可供设计参考。

第二节 弯道环流原理^[3]

根据调查，在天然河道上，一般弯道部分占全河总长的 80%~90%，而直段只有 10%~20%。所以，天然河道基本上是弯曲的（图 2-3）。要在弯曲河道合理地布置取水枢纽，必须充分理解弯道环流的原理。

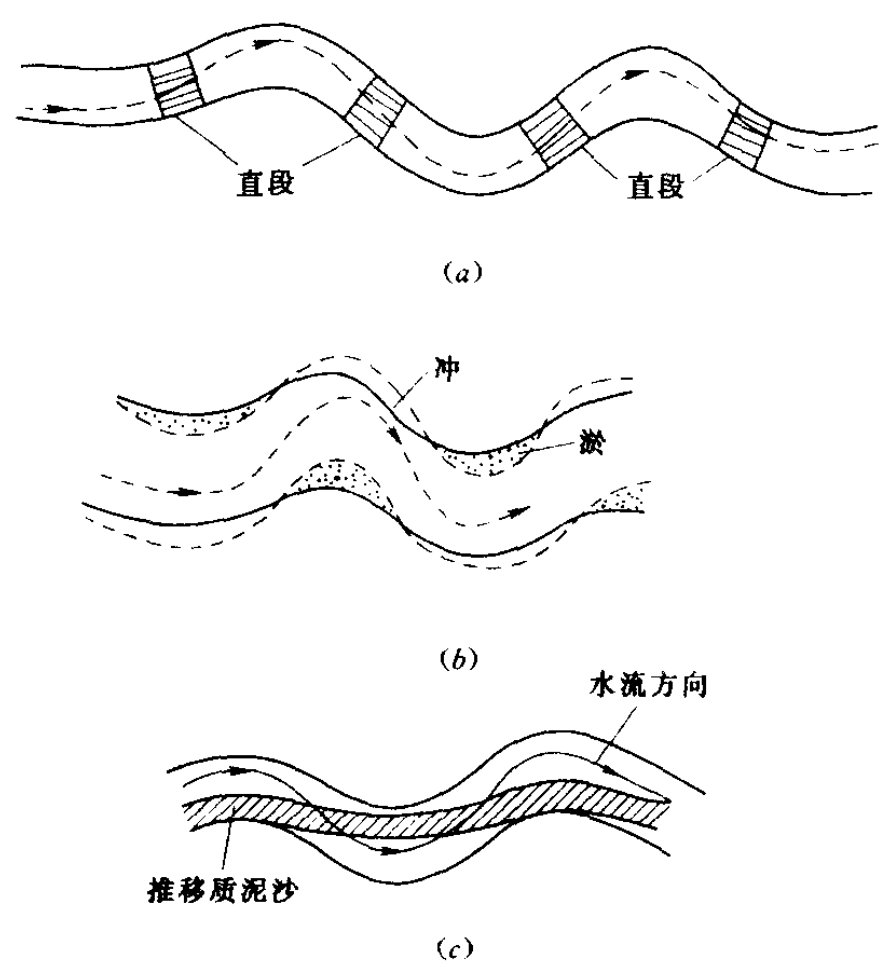


图 2-3 天然河道平面形状图

(a) 天然河道平面形状示意图；(b) 弯道冲淤变化示意图；
(c) 推移质泥沙运动示意图

因弯道水流受离心力的作用，使表层水流向凹岸，使凹岸水面壅高，凸岸水面降低，形成横向比降，如图 2-4 (b) 所示。又因水流所受离心力的大小与水流流速的二次方成正比，而河道水

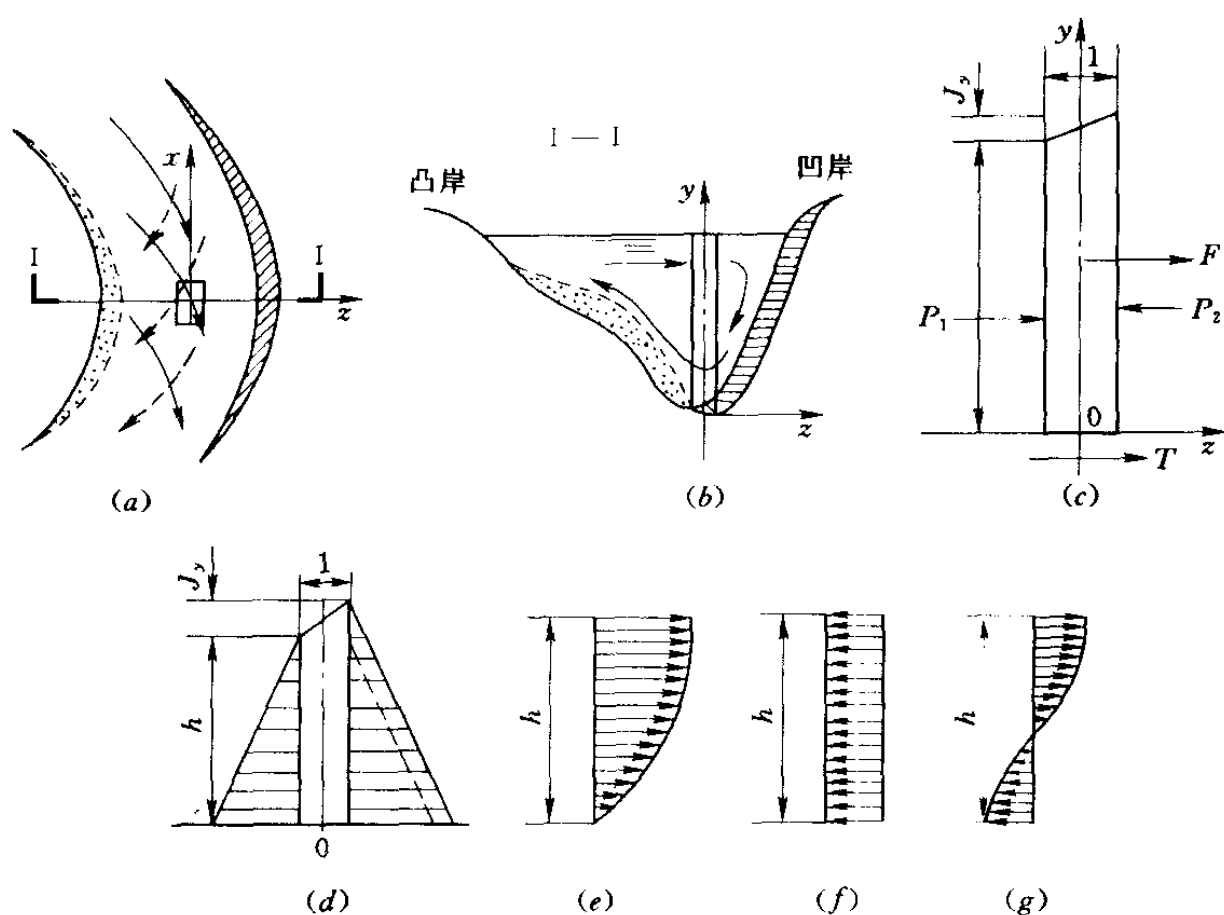


图 2-4 弯道环流

(a) 河弯平面；(b) 河弯横向环流；(c) 河弯水柱受力情况；

(d) 单宽水压力分布；(e) 离心力分布；

(f) 水压力；(g) 合力分布

流流速的分布是表层大，底层小，故离心力沿水深的分布是逐渐减小的如图 2-4 (e) 所示。由于横向水位差所引起的水压力的方向与离心力的方向相反，这两种作用力的合力方向，就是弯道水流运动的方向如图 2-4 (g) 所示。这样表层的水流向凹岸，底层的水流向凸岸，从而形成横向环流，如图 2-4 (b) 所示。这种横向环流与纵向水流结合在一起使整个水流呈螺旋状前进。在凹岸，流速较大的主流由上向下，常常引起凹岸及河底的冲刷；在凸岸水流由下向上，且底速小，在重力作用下，水流携带的泥沙便淤积在凸岸。当底流到达表层后，再流向凹岸，重新使凹岸冲刷，形成水深急流的深槽，而凸岸不断淤积，形成水浅流缓的浅滩。若凹岸不够坚固，则会使弯道向下移动，如图 2-3 (b) 所示。河道中推移质泥沙运动情况，如图 2-3 (c) 所示。

弯道环流特征说明, 在凹岸适当位置设置取水口, 则可引取表层较清水流, 而含有大量泥沙底流的则离开取水口, 流向凸岸, 使进渠泥沙大大减少, 这种布置对取水防沙是十分有利的。

弯道环流的计算包括确定横向比降、横向流速及纵向水力比降。

1. 水面横向比降

当水流沿弯道流动时, 如上所述, 凹岸水面升高, 凸岸水位降低, 形成横向比降如图 2-4 (a)、(b) 所示, 取长、宽各为一个单位的水柱进行分析。该水柱横向受力情况如图 2-4 (c) 所示, P_1 、 P_2 为水柱两侧水压力, T 为水体底面与河底的摩擦力, F 为离心力, 其横向动力平衡方程式为:

$$F + T + P_1 - P_2 = 0 \quad (2-1)$$

其中
$$F = \frac{1}{2} \rho (2h + J_y) a_0 \frac{V^2}{R};$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \gamma h^2; \quad P_2 = \frac{1}{2} \gamma (h + J_y)^2$$

考虑水柱底面积很小, 忽略 T 的作用得:

$$\frac{1}{2} (2h + J_y) \rho a_0 \frac{V^2}{R} + \frac{1}{2} \gamma h^2 - \frac{1}{2} \gamma (h + J_y)^2 = 0$$

上式 J_y 很小, $\frac{J_y^2}{2}$ 可忽略不计, 同时取 $(2h + J_y) \approx 2h$, 上式改写为:

$$h \rho a_0 \frac{V^2}{R} - \gamma h J_y = 0$$

$$J_y = a_0 \frac{V^2}{gR} \quad (2-2)$$

式中: V 为所取水体沿水深方向的纵向平均流速, m/s; g 为重力加速度, m/s²; R 为弯道半径, m; ρ 为水的密度, kg/m³; γ 为水容重, kN/m³; J_y 为水面横向比降; a_0 为流速分布系数。如采用卡尔曼—勃兰德公式计算, 则:

$$a_0 = 1 + \frac{g}{C^2 \kappa} \quad (2-3)$$

式中： C 为谢才系数， $\text{m}^{0.5}/\text{s}$ ； κ 为卡曼常数， $\kappa = 0.4 \sim 0.5$ ，河道上用 0.5。

由于 $a_0 \frac{V^2}{R}$ 为离心力加速度， g 为重力加速度，故 J_y 为离心力加速度与重力加速度的比值。沿 oy 轴的不同的水柱，其铅直线上纵向流速 V 、曲率半径 R 均不相同，因而横向比降 J_y 也不同，故在弯道上横断面中的水面是条曲线，而不是直线。

从式 (2-2) 还可看出，纵向垂线上平均流速 V 越大，曲率半径 R 越小，则 J_y 越大，因而环流强度也越大。

2. 横向流速计算

计算横向流速时，若采用的纵向流速沿水深分布公式不同，得出的横向流速计算公式也不同，下面介绍罗卓斯基 (Л. ЯРОВСКИЙ) 横向流速计算公式。

对光滑面：

$$u_y = \frac{1}{K^2} \frac{Vh}{R} \left[F_1(\xi) - \frac{\sqrt{g}}{K_c} F_2(\xi) \right] \quad (2-4)$$

对粗糙面：

$$u_y = \frac{1}{K^2} \frac{Vh}{R} \left\{ F_1(\xi) - \frac{\sqrt{g}}{K_c} [F_2(\xi) + 0.8(1 + \ln \xi)] \right\} \quad (2-5)$$

式中： u_y 为横向流速； $F_1(\xi)$ 、 $F_2(\xi)$ 分别为相对水深 ξ 的函数，可由图 2-5 查得， h 为水深。

在选择计算公式时，如 $c < 50 \text{m}^{0.5}/\text{s}$ ，用式 (2-5)； $c > 50 \text{m}^{0.5}/\text{s}$ 时，用式 (2-4)，取不同的 ξ 值，可得出不同水深处的横向流速。

3. 弯道上的纵向水力比降

由于弯道上有螺旋流存在，离心力要作功，就需要消耗较多的能量，产生了附加水头损失，故弯道的水头损失大于相同长度直线上的水头损失。其水面比降可用 $J.Y$ 布率涅斯克公式计算。

$$J = \frac{V^2}{h_{cp}} \left[\frac{1}{c^2} + \frac{3}{4} \frac{1}{c^2} \sqrt{\frac{B}{R}} \right] \quad (2-6)$$

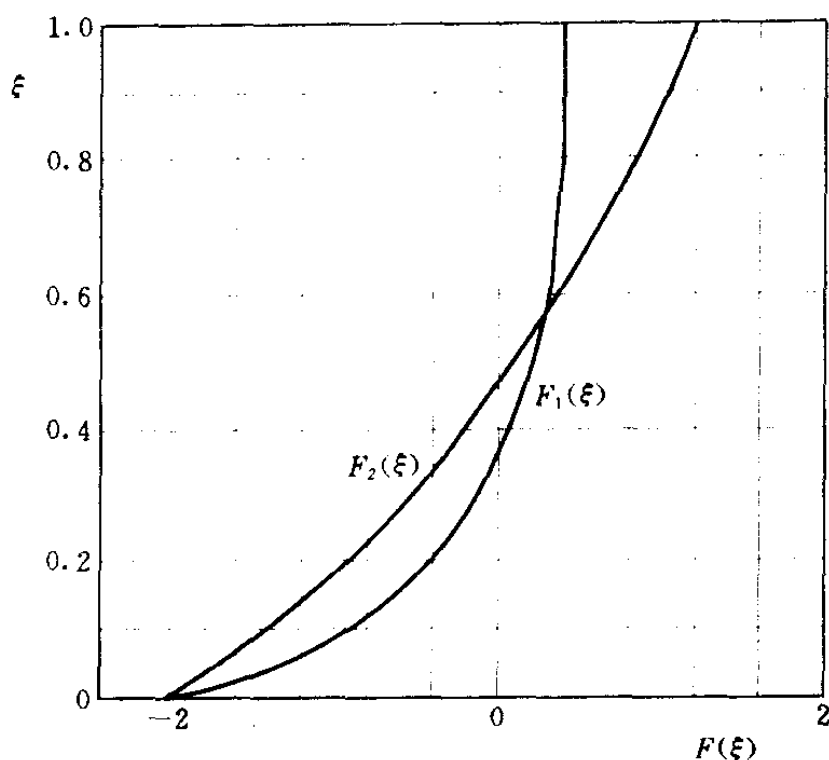


图 2-5 $F(\xi)$ — ξ 关系曲线

式中： h_{cp} 为计算断面上的平均水深，m； B 为水面宽度，m；其他符号的物理意义同前。

第三节 引水分流分沙问题

一、分流边界线的确定

取水口分流分沙状况的研究是确定进水口防沙设施的位置和尺寸的基础，下面对直线河段以直角引水口为例，说明引水口水沙运动的特征。

1. 理论分析确定分流边界线^[3]

将无坝取水口的分流简化为理想二元流，即认为任一点的流速仅与坐标 x 、 y 有关，而与水深无关，分析其流场、流函数，从而找出分流边界的表达式为：

$$y \ln \frac{R_B}{R_A} + (x - a)\alpha_B - (x + a)\alpha_A - \pi \left(\frac{y}{K} - 2a \right) = 0 \quad (2-7)$$

式中符号的意义见图 2-6。

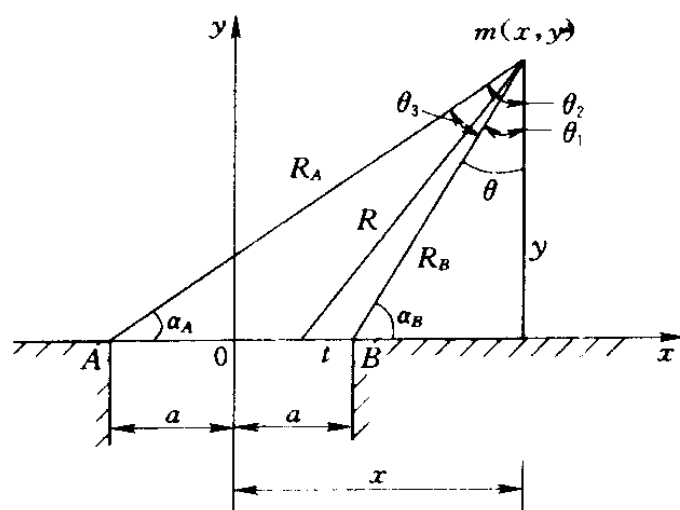


图 2-6 计算简图

已知单宽流量比 $K = \frac{q_2}{q_0}$, q_2 为渠道单宽流量, q_0 为主渠道 (或河道) 单宽流量, 当引水宽度为 $2a$ 时, 可按式 (2-6) 确定分流边界线。

$$\text{当 } x = \infty \text{ 时, } y = y_0 = 2aK \quad (2-8)$$

即在无限远处, 其分流宽度 $y_0 = 2aK$, 仅与分水口宽度及分流比有关。

上述公式仅适用于平面理想流体。实际引水口水流情况复杂得多, 由于分流时流线弯曲, 水流内部产生横向环流, 使表层和底层发生扭曲, 故理论分析仅给出定性的流动图像, 要解决此问题尚需利用试验手段。

2. 实验方法

许多学者的试验资料表明, 在进行侧向分流时, 表层分流宽度远小于底层分流宽度。佟二勋根据试验资料提出下面的经验公式, 确定不同单宽引水比 (即单宽引水流量与河道单宽流量比) 与表层分流宽度 B_s 和底层分流宽度 B_b 的关系。

$$\left. \begin{array}{l} \text{当 } K > 0.8 \text{ 时, } \left. \begin{array}{l} B_s = (0.66K + 0.22)b \\ B_b = (1.1K + 0.7)b \end{array} \right\} \\ \text{当 } K < 0.8 \text{ 时, } \left. \begin{array}{l} B_s = (1.07K - 0.107)b \\ B_b = 2Kb \end{array} \right\} \end{array} \right\} \quad (2-9)$$

式中: b 为取水口宽度, m; B_s 、 B_b 分别为表层流及底层流的分流宽度, 见图 2-7。

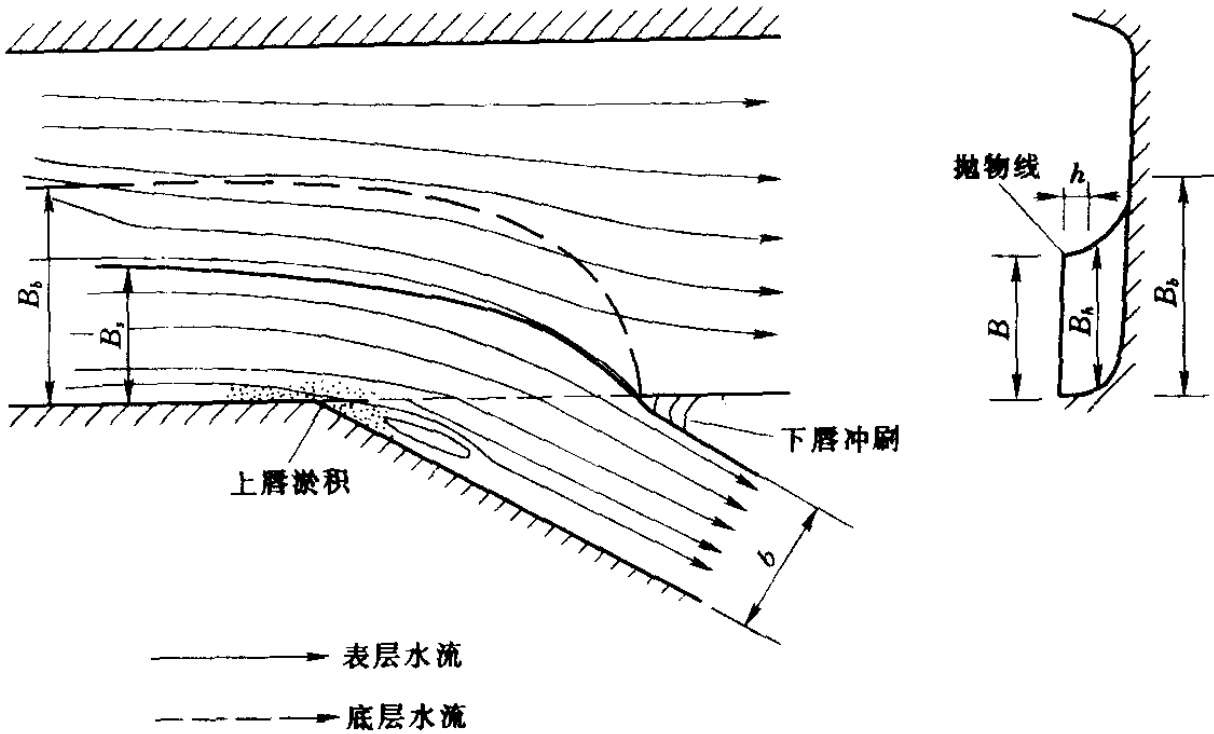


图 2-7 侧面取水口水流结构图

必须指出式 (2-8) 因未计入河道宽度及渠道水深等因素的影响, 故为取水口水流结构变化的近似公式。

从式 (2-8) 可以看出, 底层水流的引水宽度较表层水流引水宽度约大一倍, 使大量推移质泥沙随底流进入渠道。因此, 应采取防沙措施, 改变水流流态, 以减小底流的引水宽度。

试验资料还表明, 表层水流和底层水流沿水深边界呈抛物线变化 [图 2-7 (b)], 在水深 h 处的引水宽度 B_h 可用下式确定:

$$B_h = (1 - \varphi^2)B_s + \varphi^2 B_b \quad (2-10)$$

式中: $\varphi = \frac{h}{H}$, 将式 (2-8) 代入得:

$$\left. \begin{aligned} \text{当 } K > 0.8, B_h &= [\varphi^2(0.44K + 0.48) + (0.66K + 0.22)]b \\ \text{当 } K < 0.8, B_h &= [\varphi^2(0.93K + 0.107) + (1.07K - 0.107)]b \end{aligned} \right\} \quad (2-11)$$

另外, 1997 年山东省水利厅《黄河下游山东引黄灌区新型渠首防沙渠减淤工程研究》课题组, 利用刘庄、潘庄、张桥等引黄

口门 25 次的原型观测资料, 通过回归分析, 得出表层及底层分流宽度的经验表达式为:

$$\left. \begin{aligned} B_h &= 2.4 + 3.86K^{0.69} \cdot b^{0.82} \\ B_b &= 7.5 + 21.8K^{0.66} \cdot b^{0.50} \end{aligned} \right\} \quad (2-12)$$

式中符号意义同前。分流比 K 的施测范围为 $0.01 \sim 0.35$, 两式的均方差分别为 $14\% \sim 15\%$, 上式仅适用于黄河上的无坝取水口。

二、分流比对进沙比的影响

工程实践和试验研究证实, 当引水比增大时, 进沙比 (为取水口进沙量与河道输沙量的比值) 也随之增大, 当引水比达到 50% 时, 几乎全部泥沙进入引水口。分流比与进沙比之间存在二次抛物线关系, 可用下面经验表达式:

$$1 - K_g = 4(0.55 - K)^2 \quad (2-13)$$

式中: K 为引水比 (引水流量与河道流量比); K_g 为进沙比 (分沙比)。

上式适用范围为 $0.06 < K < 0.55$, 当 $K \geq 0.55$ 时, 河中推移质泥沙几乎全部进入渠道, 而 $K < 0.66$ 时, 分流比与进沙比非常接近, 即 $K = K_g$, 根据我国内蒙古河套地区引黄经验, 认为引水比应小于 $20\% \sim 30\%$, 以减少入渠泥沙。1999 年新规范规定, 无坝引水渠首的引水比宜小于 50% , 多泥沙河流上引水比宜小于 30% , 如经专门论证, 引水比可适当提高。

图 2-8 为黄河某 4 个取水口的引水比与进沙比 (分沙比) 平均关系曲线。虽然各取水口所在河段的河床和水沙条件均不同, 但可以看出, 进沙比均大于引水比。图 2-9 系在试验室用粗细不同的泥沙进行试验所得到的泥沙粒径与进水比关系曲线。由图中可知, 粒径愈粗, 进沙比愈大; 反之, 粒径愈细, 进沙比愈小。

由以上分析可知, 由于底层分流宽度大于表层分流宽度, 故在某种情况下, 取水口内的含沙量可能比河道中含沙量为大, 粒径也较粗。

三、引水角对入渠底沙的影响

引水角为河道水流与引水渠轴线的夹角。为了便于确定, 一般取河道岸堤与引水渠轴线夹角。引水角的大小, 对入渠泥沙是

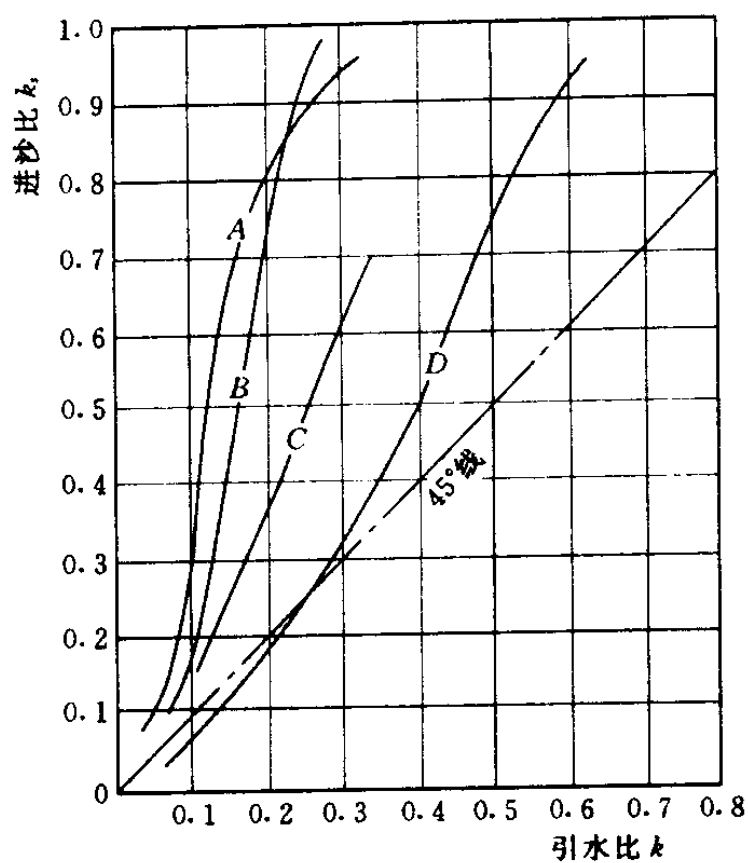


图 2-8 黄河某 4 个取水口的
引水比与进沙比关系曲线

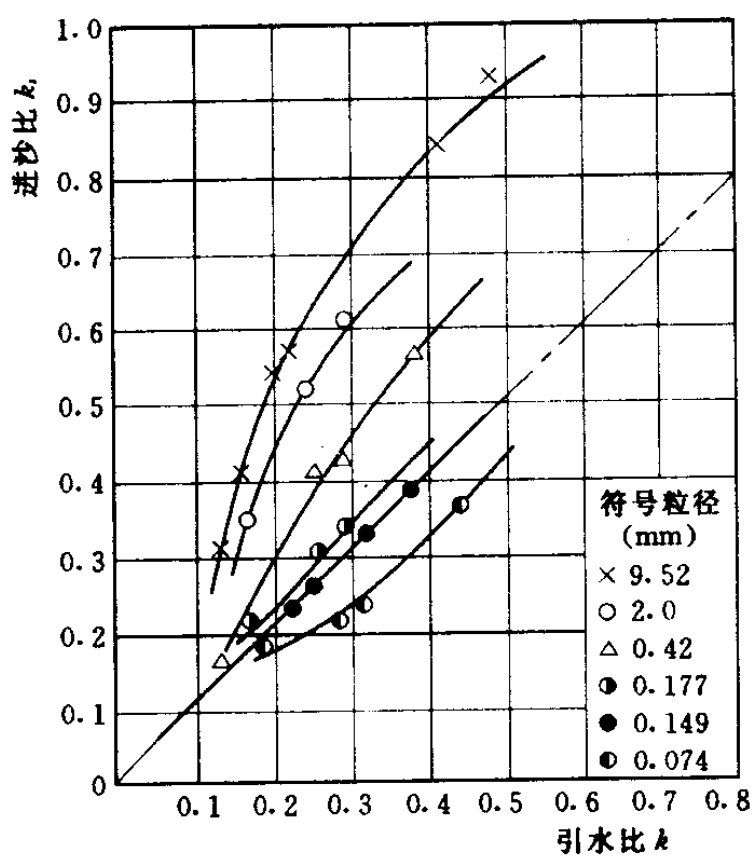


图 2-9 不同粒径引水比与进沙比关系曲线

否有影响，目前还有争论。从理论上分析，一般都认为引水角的大小对入渠底沙有影响，但一些研究者根据清水和含沙水流试验认为，底沙入渠量与引水角无关，其最大差别不超过5%~10%，几乎可以忽略不计，故认为引水角的大小与底沙入渠无关的结论。但在实际工程中，引水角愈大，进入渠道的泥沙也愈多，例如我国引黄灌溉中，当引水角为90°时，含沙比（渠道引水含沙量与河道含沙量比）为1.04~1.24，引水角为47.5°时，含沙量比为0.81~0.85。又如刘庄灌区老进水闸，1973年引水角为50°时，实测含沙量比为0.83。1979年因河势变化，引水角增至70°左右，含沙量比也随之增至0.94。此外，我国西北电力设计院对陕西省有坝渠首进行了调查（表3-1），证明引水角采用30°~40°的布置形式时，有正面引水的趋向，一般进沙较少，运用情况良好。按规范规定，无坝渠首引水角宜取30°~60°，引水口前缘宽度不宜小于进水口宽度的2倍。

四、分水口侵入宽度对进沙比的影响^[4]

分水口侵入主槽的相对宽度 $P = \frac{d}{B}$ （图2-10），分水口侵入宽度愈大，越符合正面取水的原则，其进沙比（分沙比）也就愈小。当分流比 K 与相对侵入宽度相同时，其进沙也相等。当分流比 $K = 0.51(1 + P)$ ， $K_g = 1$ ，几乎全部泥沙入渠，当 $K = 0.5P$ 时，可以完全防止泥沙入渠。从试验资料得到下面经验公式。

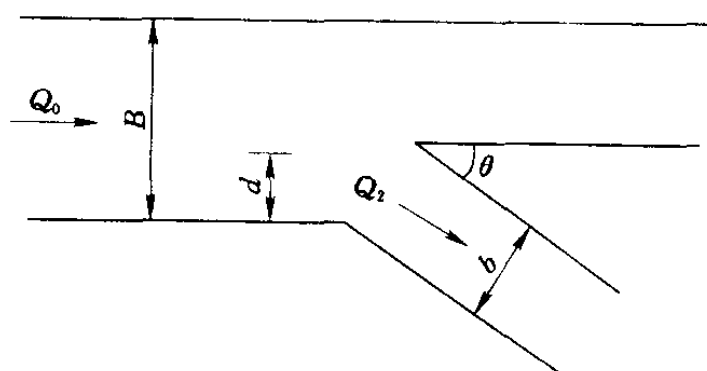


图 2-10 侵入宽度示意图

当 $0 < K < 0.4(1 + 1.5P)$ 时，

$$K_g = K + 10(K - P)m \sqrt{5 - 23m + 27.1m^2} \quad (2-14)$$

当 $0.6P < K < P$ 时,

$$K_g = 1 - 10(P - K) \cdot m' \sqrt{5 - 23m + 27.1m^2} \quad (2-15)$$

式中: $m = \frac{K-P}{1-P}$; $m' = \frac{P-K}{P}$ 。

第四节 无坝取水工作特点及位置的选择

一、无坝取水工作特点

(1) 无坝取水受所在河段水文泥沙特性、河床稳定性以及引水比大小等因素的影响很大。尤其是当河床不稳定, 主流摆动不定时, 对其影响更大。当主流远离取水口时, 引水便得不到保证。严重时, 取水口甚至被泥沙淤塞而不能使用。如黄河人民胜利渠渠首(图 2-11), 其位置选在秦厂水文站附近, 渠道的对岸上游有突出山嘴, 将主流挑向渠首附近, 使渠首经常靠近主流。自 1952 年建成后, 引水南移, 闸前出现大片沙滩, 渠首只能引黄河倒漾的水, 造成渠首被泥沙淤塞。所以在不稳定河流上引水, 应谨慎选择取水口的位置, 确保取水口经常靠近主流, 并应随时观察河势的变化, 必要时修建整治建筑物, 防止主流变迁。

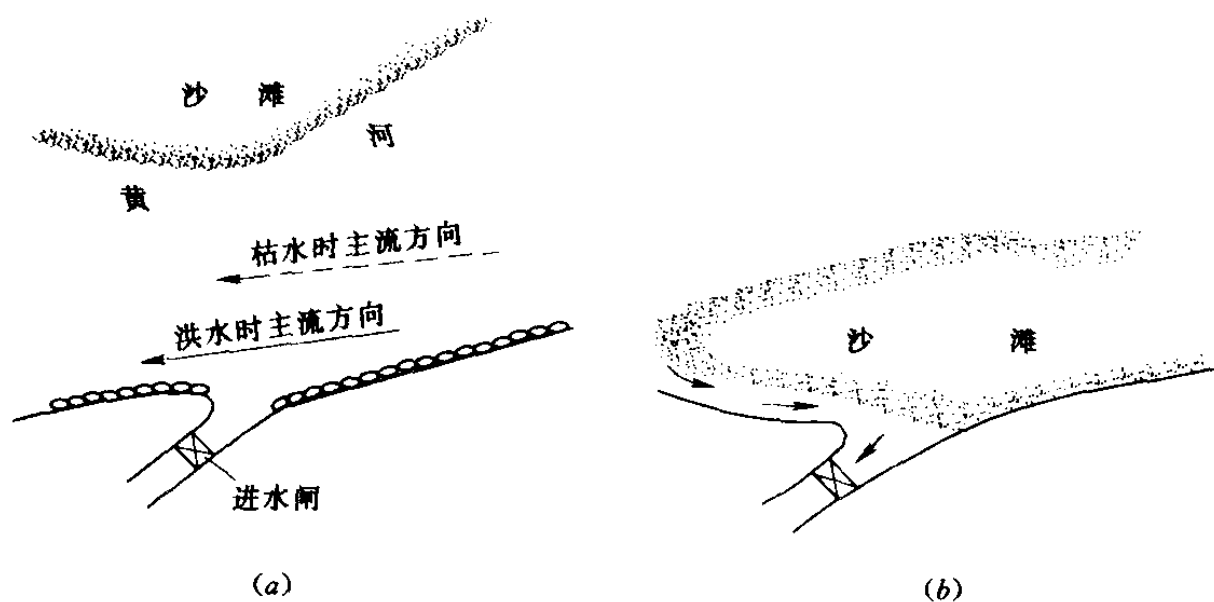


图 2-11 人民胜利渠取水工程河道变化示意图

(a) 人民胜利渠建成时, 河道主流靠近取水口;

(b) 1956 年后, 取水口前出现大片沙滩

(2) 在冲淤河道上, 随着洪峰流量涨落, 河床会发生相应冲淤变化, 影响渠首引水。如渭河下游河段, 冲淤变幅达 6.0m。1974 年河床淤积抬高, 高出取水口高程 2.0m, 使大量泥沙入渠。1976 年后, 河床冲刷, 水位降低, 致使取水口引不上水, 不得不拦河堵截, 壅高水位, 以便取水, 使 128 万亩灌区受旱, 造成很大损失。因此, 在确定取水口引水方式时, 要分析渠首河段河床冲淤变化情况。

(3) 无坝取水不能控制河道水位、流量的变化, 取水口的运行受河道水位涨落的影响较大。在汛期, 由于河道水位高, 含沙量大, 取水时常常超过设计流量允许的含沙量; 而在枯水期; 由于水位低, 流量小, 常不易满足灌溉的要求。因此, 取水口位置的选择及取水建筑物的结构布置应能适应河水涨落变化的影响, 并采取必要的防沙措施。

(4) 在直段河道上的水流, 由于断面较对称, 水深、流速及含沙量在横向的分布比较均匀, 垂线平均流速在断面中心处最大, 向两岸均匀减小。这种情况与弯道水流恰恰相反。当从直段河道侧面引水时, 由于水流转弯而产生强烈的横向环流, 致使取水口上唇淤积, 下唇冲刷 (图 2-7), 若河岸不坚固, 取水口将不断下移, 因此, 必须把取水口布置在河岸坚固的地段上。

(5) 渠首管理工作的好坏, 对于渠道淤积情况有较大影响。根据河南省 1958~1966 年的观测统计, 各灌区均发生淤积现象。一般干渠平均淤积厚度为 0.6~1.3m, 最厚达 2~2.5m, 严重影响渠道正常工作。泥沙淤积的原因, 除了渠道输沙能力不足外, 管理不善也是一个重要因素。例如有的灌区在汛期引水时, 未能避开沙峰, 两天的进沙量超过同年 7 个月总的进沙量, 致使渠道发生严重淤积。

(6) 当渠道建在寒冷地区时, 若河流有大量的浮冰, 对引水是不利的, 应采取措施, 将浮冰顺利地排走。在有漂木流送的河道上, 常与引水排沙发生干扰, 亦应采取适当措施, 避免漂木撞击取水建筑物。

二、取水口位置的选择

无坝取水口位置的正确选择，对保证向灌区不断供水及减少泥沙入渠起着决定性作用。在确定取水口位置时，必须详细了解河岸的地质情况、河道洪水特性、含沙量情况及河床变迁规律，并根据下列原则，选择几个位置，拟定不同方案，进行技术经济比较后确定。

(1) 利用弯道环流原理，将取水口选在河岸坚固、河流弯道的凹岸。因弯道的外侧（凹岸）含沙量较小，并且有足够的水深，引水防沙有保证。当地形条件受到限制而必须设在凸岸时，则应将渠首设在凸岸中点偏上游处。因该处环流较弱，泥沙较少。必要时，也可在对岸设置丁坝，将主流通向凸岸，以利引水。

(2) 在有分叉的河段上，因主流摆动不定，常常发生交替变化，导致汉道淤塞，引水困难。故一般不宜设置引水口。若由于具体条件的限制，取水口只能设在分叉河段上时，则应选择比较稳定的汉道，并对河道进行整治，将主流控制在该汉道上。

(3) 如上节所述，无坝取水选在直线河段，不仅会引入大量的泥沙，而且只能引取岸边小流速的水流。在没有适宜弯道而必须从河道直段引水时，取水口应选在河岸坚固、主流靠近取水口、河床稳定、水位较高和流速较大的地段。

(4) 取水口位置不宜选在游荡性河段，以免河床发生变迁而被淤塞。

(5) 取水口的水位高程除保证干渠有一定的纵坡外，尚应使整个灌区大多数农田能自流灌溉。此外，干渠路线应较短，并尽量避开陡坡、深谷及坍方地段，以减少土石方工程量，节省工程投资。

现以实际工程为例，说明上述原则的应用。图 2-12 所示为引嫩江取水工程位置图。在选择该取水口位置时，就两个弯道进行比较。一为三江口弯道，另一为三江口弯道上游 6km 处的黄林上梢弯道。二者相比较，黄林上梢弯道水位较高，弯道亦稳定。但由于三江口弯道处水位已能满足灌溉及工业用水的要求，交通运

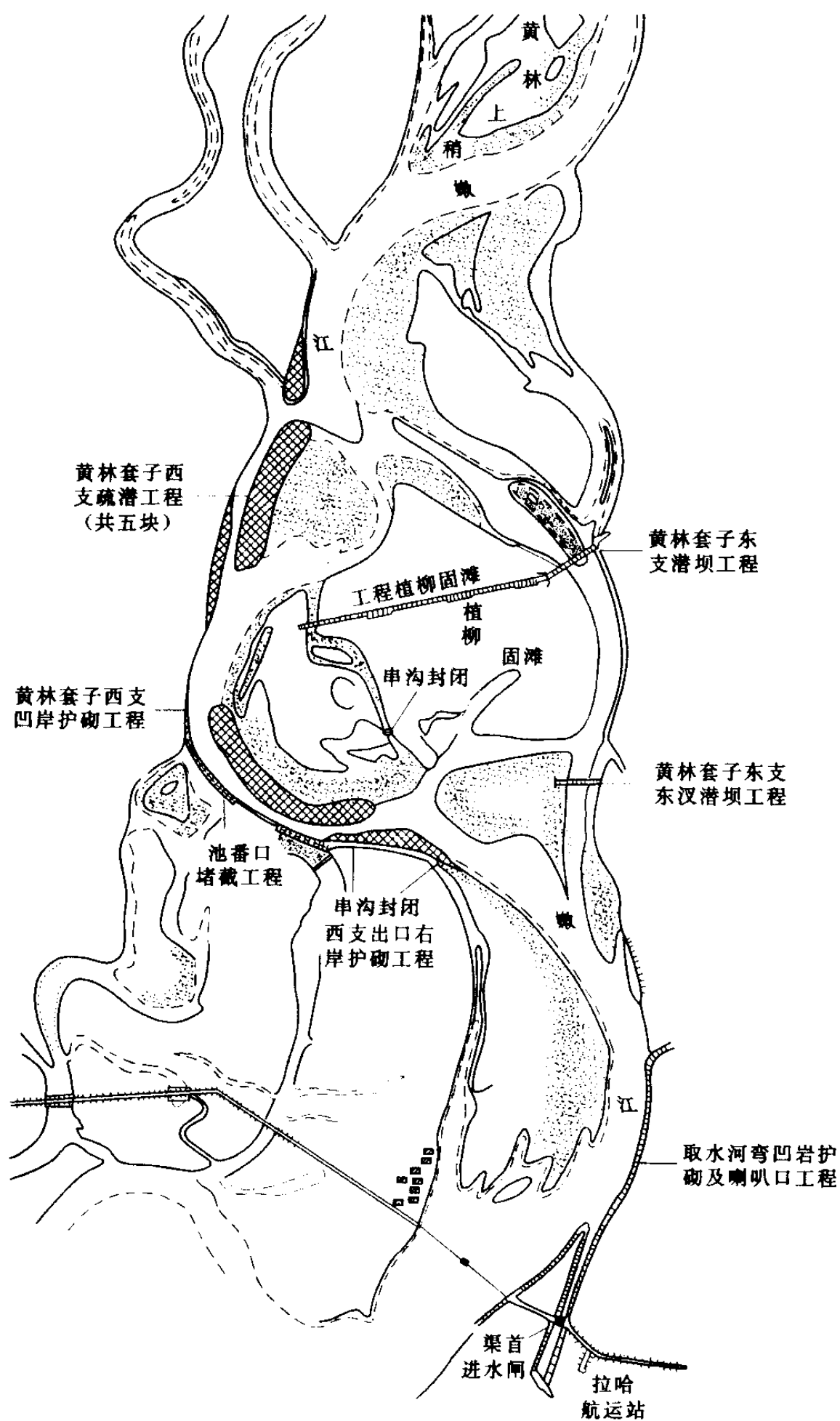


图 2-12 引嫩取水工程位置图

输便利，而且三江口与黄林套子西支形成了稳定的 S 形弯道，并可缩短 6km 长的干渠，所以将取水口位置选在三江口弯道处。取水口设在该弯道深潭的下缘，主要是考虑了以下因素：

1) 取水工程在设计到施工这段时间内，弯道将继续变形，岸线后退，顶冲点下降，故应考虑这个变化。

2) 江水高涨时，顶冲点下挫，低水时上提，而高水时恰是河流泥沙运动及造床作用最为剧烈的时期，这时要求取水口应设在进沙比最小的地方。

3) 河道变迁，河势下移，即使修建一些整治工程，仍不可避免。

经过水工模型试验及取水工程建成后的运用实践，说明取水口位置的选择是正确的。

又如山东打渔张灌区在选择取水口位置时，根据黄河含沙量大及河势不稳定的特点，要求取水口位置的选择须满足两个基本要求：一是保证能引入所需的水量；二是最大限度解决泥沙问题。为此，选择了 6 处进行方案比较，以王旺庄最为优越，其理由如下：

1) 能满足自流灌溉所需的流量。

2) 王旺庄处于河道的凹岸，河床比较稳定，河岸坚固，可以利用弯道水流特性，达到引水防沙，保证供水的目的。

3) 取水口附近的黄河大堤外为一低洼碱地，面积约 50km^2 ，村庄稀少，为一良好的沉沙区，这是解决黄河泥沙的有利条件。

4) 闸址地质较好，土质力学指标较高。

三、取水口地点的确定

根据弯道环流原理，取水口应选在弯道凹岸，以引取表层较清水流。但取水口不宜设在弯道的上半部，因该处横向环流尚未充分形成，河流中泥沙还未带到凸岸，所以，取水口一般均设在弯道顶点以下水深最深、环流作用最强的地方，该地点距离弯道起点的距离，由于影响因素较多，目前还没有精确的计算方法，设计者可根据具体情况，用下面所介绍的经验公式，可作初步确定。对于大型工程，最好经过水工模型试验验证。

1. B. B 杜立涅夫试验研究公式 (图 2-13)

根据杜氏试验研究, 认为取水口的地点不仅与弯道曲率半径 R 有关, 而且与河宽 B 有关, 取水口距离弯道起点的距离 L 可按下式计算:

$$L = 2ml, \quad l = \frac{B}{2} \left[\sqrt{4 \frac{R}{B} + 1} \right]$$

所以
$$L = mB \sqrt{4 \frac{R}{B} + 1} \quad (2-16)$$

式中: m 为系数; B 为河道水面宽, m; R 为河道中心线半径, m。

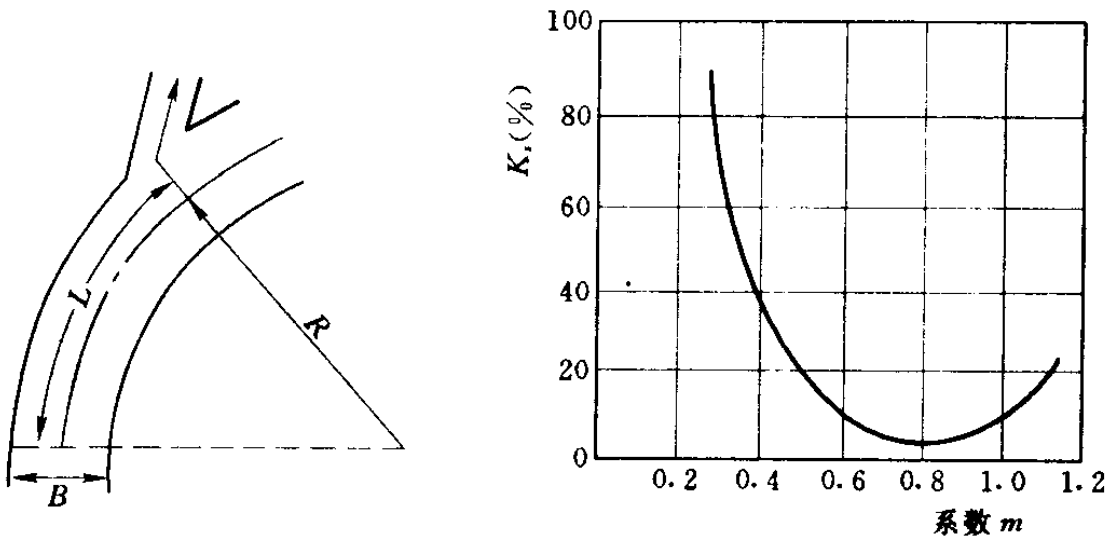


图 2-13 取水口位置确定图

试验证明, 当 $m = 0.8 \sim 1.0$ 时 (一般取 $m = 0.8$), 这时入渠含沙量少, 如图 2-13 所示 (K_1 为进沙比, 以百分数表示), 这时, 引水口处水深最深, 单宽流量最大, 环流最强, 是引水防沙的有利位置。这是目前设计最常采用的公式。

2. 估算方法

关于引水口地点的确定, 以往有不少学者应用环流理论, 通过试验研究, 提出了下列一些建议供参考。

(1) 前苏联 C. T. 阿尔图宁认为, 取水口选在距弯道起点 3~4 倍河宽的地方为宜。

(2) H. A. 火力金认为, 取水口选在距弯道起点 0.66~0.9 倍

曲率半径的地方为宜。

(3)前苏联 E. A. 扎马林建议,取水口宜设在与弯道起点成 $30^{\circ}\sim 50^{\circ}$ 中心角的地方。

(4)刘旭东等同志通过试验研究,认为取水口地点随弯道中心角而变,见表 2-1。

表 2-1 引水口地点与弯道
中心角的关系

弯道中心角 ($^{\circ}$)	<45	60	90	120	150	180
取水口地点	末端	45	60	80	95	110

第五节 无坝取水布置及其防沙防冰措施

无坝取水布置形式如图 2-1、图 2-2 所示,目前我国常用的有以下几种。

一、一首制取水

(一) 位于弯道凹岸的取水工程

这种取水利用弯道水流特性,引取表层较清水流,而含沙量大的底流则流向凸岸。

这种取水一般由引水渠、进水闸及防沙设施等建筑物组成。引水渠的作用主要使水流平顺地流入闸孔,进水闸是用来控制入渠的水流;防沙设施主要是防止推移质进入渠道。当河床稳定,河岸土质坚固时,可将进水闸建在岸边。

1. 取水口的布置

如前所述,引水渠的中心线与河道水流方向所成的夹角称引水角。理论分析及观测实践证明,这个角的大小对入渠泥沙有一定影响,通常为了使水流平顺,增大引水量,减少入渠泥沙及轻微水流对取水口下唇的冲刷,引水角大都选为锐角,一般采用 $\alpha = 30^{\circ}\sim 60^{\circ}$ [图 2-14 (a)]。只有当引水流量很小时,才采用 90° 的角。小于 30° 的角也不宜采用,因为引水角太小,会使取水口结构布置大为复杂化。对于主流变化大的河流,引水角一般是随着流势而变化的,是不稳定的。因此,对大型引水工程,引水角选定后,还应通过水工模型试验来验证。

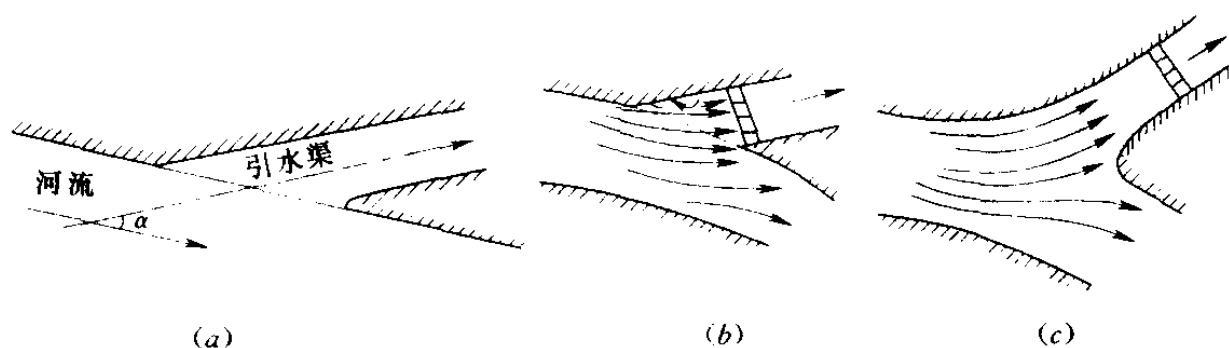


图 2-14 取水口平面布置示意图

取水口的平面布置，应使其在各种水位下的水均能平顺地流入。为了避免水流在转角处发生漩流 [图 2-14 (b)]，可将进水闸布置在引水渠内 [图 2-14 (c)]。在保证闸身安全的前提下，引水渠的长度应尽量缩短，以减少渠内泥沙的淤积。引水渠两侧的渠堤，一般用平缓曲线与河堤相连，使其成为喇叭口形状。

引嫩江工程水工模型试验表明 (图 2-15)，取水口下唇的形状对引水渠内水流的流态影响较大。模型试验表明，当采用不同的引水角时，引水渠内均发生范围较大的漩流，使取水口进流不顺，渠内水力条件不佳。为此，将取水口下唇改为两级台阶的布置形式，漩流随即消失。第一级台阶向前伸出 24m，等于增大枯水期迎流宽度，增加了表层进流宽度，减少了入渠的泥沙。该项工程按试验建议的方案建成后，经过 7 年运用，情况较好。

2. 进水闸底板高程

进水闸底板高程的确定，是控制入渠流量，防止泥沙入渠，保

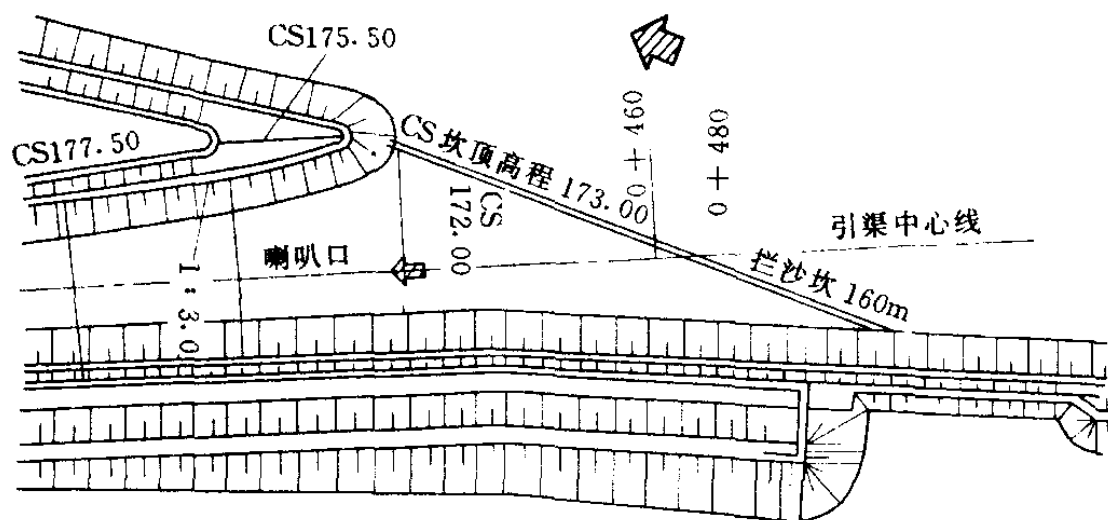


图 2-15 引嫩江取水口布置图

证取水正常运用的关键问题。但目前还没有理想计算方法，一般采用闸前设计水位下的河床平均高程。如河床为岩基，推移质泥沙较少，为引枯水流量，进水闸底板高程可低于河床平均高程；如河床为沙基，推移质泥沙较多，进水闸底板高程可高于河床平均高程 1~2m。视河道设计水位、设计流量和引水保证率而定。

3. 渠首的防沙措施

在选择渠首位置时，虽可将取水口布置在弯道的凹岸，以防止泥沙入渠。但由于河床演变和水沙条件多变，仍不可避免有一些泥沙入渠，因此，必须采取防沙措施，使入渠泥沙进一步减少。我国无坝取水采用的防沙措施一般有以下几种。

(1) 拦沙坎。拦沙坎对防止底沙入渠有显著效果，不仅可用于无坝取水，也可用于有坝取水。一般沿取水口岸边布置。坎的形状有梯形、矩形及向前伸的悬臂板形，即 T 形。后者采用较多。为探求拦沙坎对防沙的作用，苏联学者 A. C. 奥菲采洛夫在研究拦沙坎设在引水角为 90° 的无坝取水口前的作用时，对不同相对坎高（坎高 P / 水深 H ）下，引水比与进沙比的关系作了研究，试验结果如图 2-16 所示。由图中可以看出：①在同一引水比时，相对坎高 P/H 越大，则进沙比越小，防沙作用愈明显；②在同一相对坎高时，引水比愈大，进沙比也愈大；③任一相对坎高都有一对应的极限引水比，此极限引水比即为进沙比为零时所对应的分流比值。小于该值，底沙则完全不进入取水口。如图 2-16 及表 2-2 所示。

表 2-2 完全防止底沙入渠时相对坎高与进沙比关系

相对坎高 P/H	0	0.13	0.21	0.30	0.43	0.50	0.54
引水比 $K = \frac{Q_{渠}}{Q_{河}}$	0	0.008	0.015	0.025	0.038	0.05	0.06

此外，Л. R 索克洛夫根据总结取水工程拦沙坎的经验提出：对于无坝取水工程，在含沙量小的稳定河床中，拦沙坎坎高可采

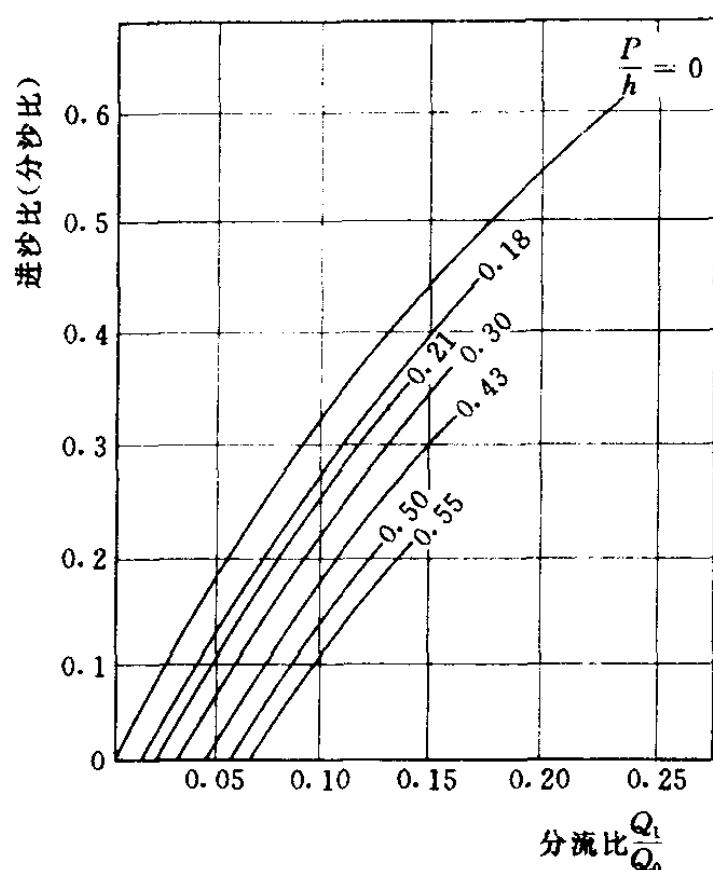


图 2-16 不同拦沙坎高度引水比
与进沙比关系曲线

用 0.5~0.8m；在卵石河床中，拦沙坎坎高可采用 1.0~1.5m；在沙质河床中，拦沙坎高 2.0~3.0m，有时尚嫌不足。4.4 列维认为，在有坝引水枢纽中，拦沙坎的高度应大于 0.5~0.67 倍水深。

在黄河下游取水口处设置的拦沙坎又称拦沙潜堰。如山东打渔张取水工程利用施工围堰作为拦沙潜堰，堰顶高出闸底板 1.4m，为设计水深的一半。根据水文测验，堰顶水流含沙量较堰前临河处水流含沙量减少 12%，并且泥沙粒径较小，说明拦沙坎具有一定的拦沙作用。但在含沙量大且沿水深分布比较均匀的情况下，拦沙坎的作用较小，尤其是河床冲淤变幅大、速度快的河段，常常由于泥沙淤积而失去作用。如黄河人民胜利渠取水口虽设有高 1.0m 的拦沙潜堰，但很快就被泥沙淤平而失去作用。黑龙江引嫩江取水工程在建造拦沙坎时，考虑到拦沙坎在泥沙淤积后，需要加高，因而采用活动插板式。坎的高度定为 1.5m（先做 1.0m），该拦沙坎系用立柱和插板建造，柱的间距为 3.0m，立柱

入土深 6.0m (图 2-17)。

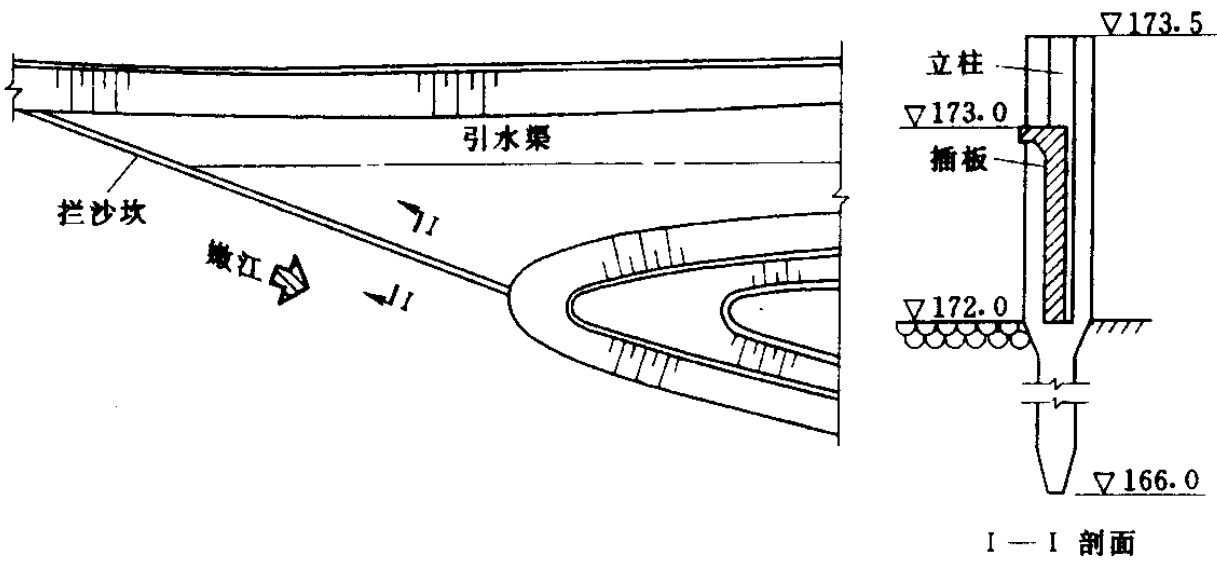


图 2-17 引嫩江取水口拦沙坎布置图 (单位: m)

此外, 在埃及尼罗河上修建的取水口, 一般都设有梯形堰式的拦沙坎。有的用浆砌石建造, 有的采用活动插板, 或者二者结合应用。这种拦沙坎的坝顶一般呈阶梯形。从取水口上游端开始, 堰顶高出取水口底槛 1.0m, 然后沿堰长方向分为三个阶梯, 每阶高度 0.2~0.5m, 用以调节过堰流速, 使之均匀分布。实践证明, 该拦沙坎对减少入渠泥沙有良好的效果, 拦沙效率一般为 15%~20%, 最高达 50%。图 2-18 为尼罗河上纳格-赫玛第取水口拦沙堰布置及结构图。该拦沙堰由三部分组成: ①浆砌块石底板; ②混凝土堰; ③堰上 35 号工字梁, 间距 1.5m。工字梁顶设有工作桥, 用来起吊安装在工字梁间的叠梁, 堰顶做成三个阶梯, 右侧高程为 64.5m, 中间为 65.0m, 左侧为 65.5m, 用以调节过堰流速, 使其均匀分布。该堰经过实际运用证实, 防沙效果显著。

(2) 装置叠梁闸门。在进水闸修理门槽内安装一定数量的叠梁闸门 (每个梁高 0.3~0.5m), 可以防止底沙入渠。根据西北水利科学研究所试验研究, 认为叠梁闸门对防止推移质入渠有显著作用。一般不设叠梁的闸门进沙量相当于设叠梁的 2.1~7.3 倍。这种防沙措施在黄河下游应用较多。尤其是当河床高于闸底板时, 采用叠梁闸门可以防止大量泥沙入渠。山东潘庄引黄闸曾于 1978 年进行试验, 在含沙量较大时, 将 9 孔闸均加叠梁 1 号、3 号、5

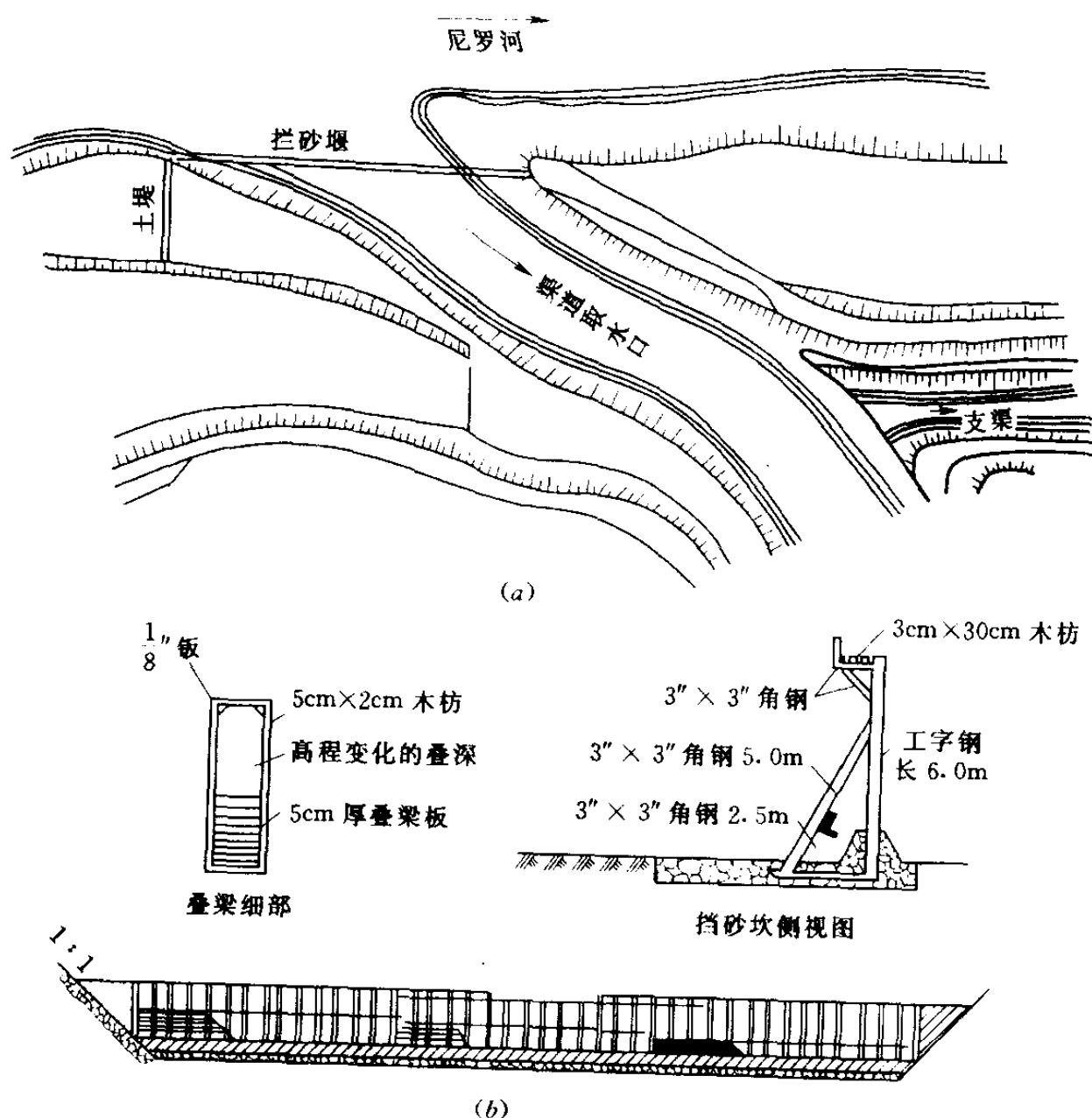


图 2-18 纳哥——赫玛第取水口拦砂堰立视图

(a) 拦砂堰平面布置图；(b) 拦砂堰立视图

号、7号、9号孔高为2m，2号、4号、6号、8号孔高为1.5m，测得黄河含沙量为 $24.5\text{kg}/\text{m}^3$ ，而闸后含沙量为 $21.7\text{kg}/\text{m}^3$ ，减少11.4%。可见在黄河下游泥沙较细的情况下，加设叠梁闸门也可取得良好的防沙效果。

根据日本试验，在叠梁顶部增设伸出具有一定倾角的挡沙板，可以防止底层水泛起，防沙效果更为显著。板长以25~50cm为宜；板向下倾角最好为 $8^\circ\sim 10^\circ$ ，并要求叠梁顶溢流深度大致保持在叠梁高度的一半以内。拦沙板一般固定在闸墩或边墙上，并在进水闸孔的正面将各个闸孔的拦沙板相互连接起来[图2-19

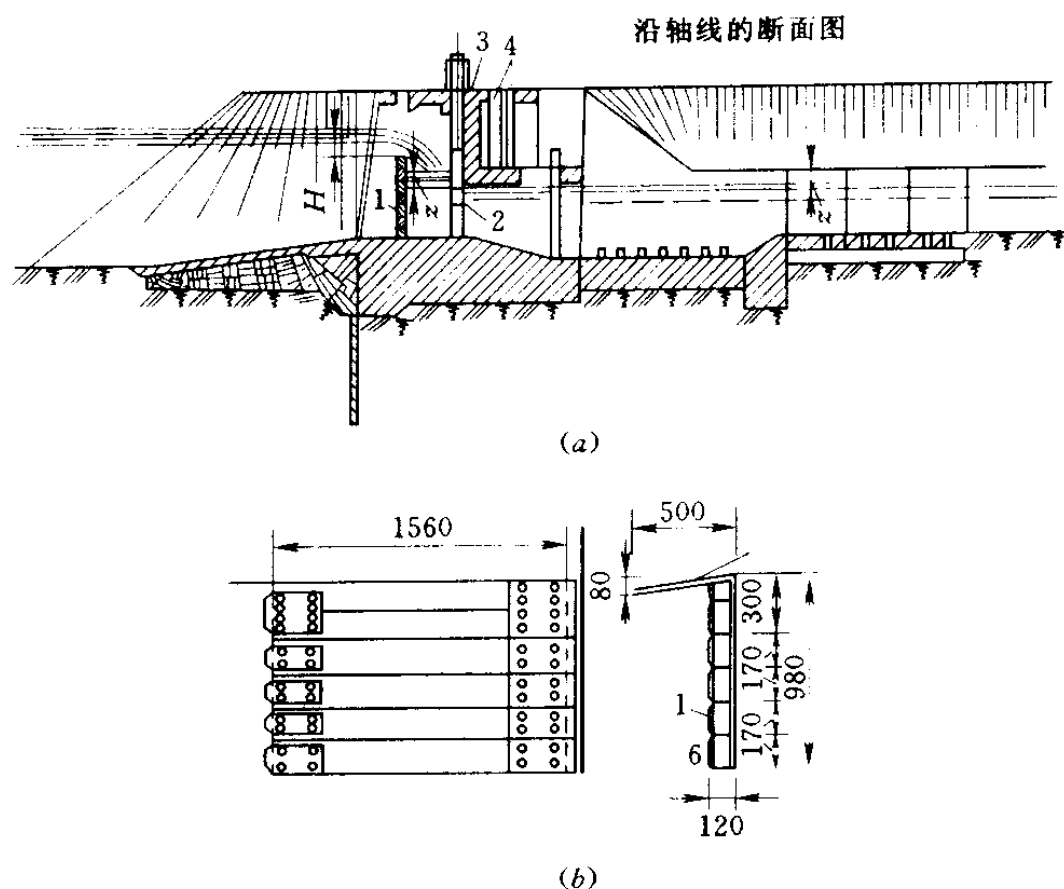


图 2-19 叠梁取水防沙图

(a) 叠梁闸门引水防沙；(b) 叠梁顶部设有防沙板（单位：mm）

1—叠梁闸门；2—闸门；3—胸墙；4—叠梁存放槽；

5—挡沙板；6—拦沙坎

(b)]。

(3) 导沙坎。导沙坎就是在引水口前底部设置具有一定高度和长度的坎，其轴线与水流方向有一定的夹角，使底部水流形成螺旋流，将泥沙导离引水口，达到防沙排沙的目的。在无坝取水及有坝枢纽中广为应用。导沙坎的平面布置有折线及曲线两种，坎的数目有单坎和多坎两种，如图 2-20 所示。在取水口上游设置 2~3 道导沙坎，坎根固定在河岸上，沿上游向下游逐渐加长。这种导沙措施在俄罗斯、美国、印度都进行过研究，美国的研究已用于苏科罗干渠渠首。在我国大多数引水枢纽都是以导沙坎作为防沙的第一道防线，如映秀湾、渔子溪等水电站。

中国水利水电科学研究院对导沙坎的机理和计算方法进行了试验研究，表明上游来水遇到导沙坎后，一部分水流折向床面，形

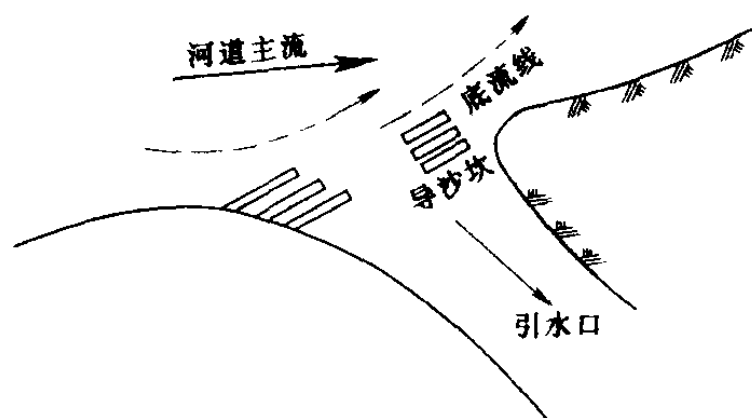


图 2-20 底部导沙坎布置示意图

成潜下水流，并在坎前形成螺旋水流及局部漩涡，将泥沙导离引水口；而另一部分水流则折向水面，形成上升水流，越过坝顶，形成坎后螺旋流，见图 2-21。跃过导沙坎的泥沙一部分落淤在坎的背面，由于导沙坎背面死角的掩蔽作用，坎后螺旋流不能将其导走，而另一部分泥沙则被导向对面下游。

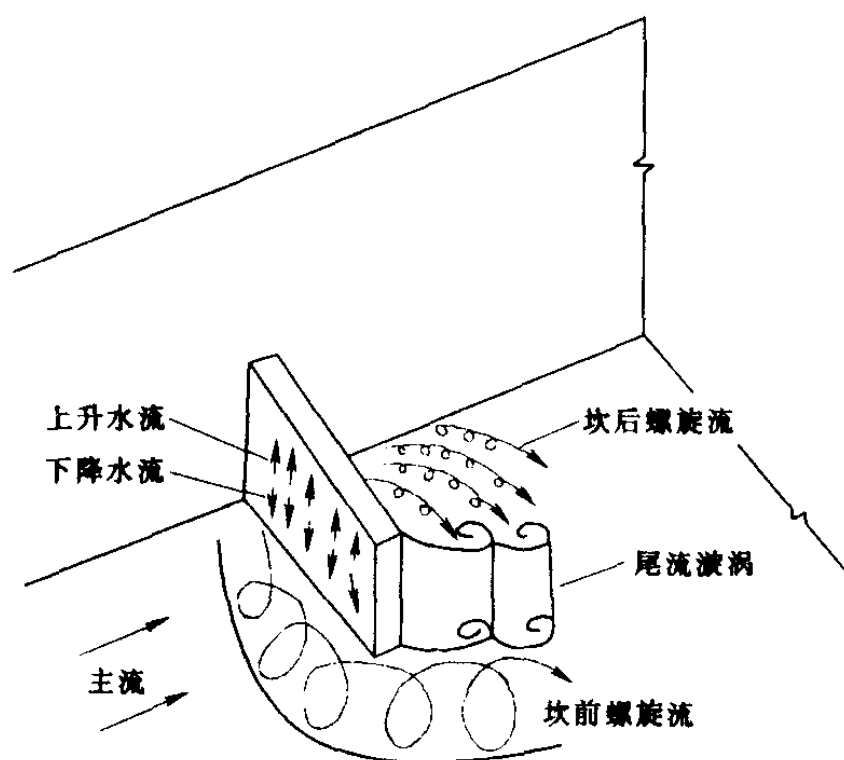


图 2-21 导沙坎周围水流结构

试验还探明，影响导沙坎排沙效果的主要因素为：水流流速、坎高及导沙坎与水流夹角。一般来水流速越大，坎前的螺旋流强度也越大，坎后螺旋流范围也增大，使坎后导沙区的范围向下游扩展增大。导沙坎高度也是影响螺旋流一个重要因素。在一定范

围内，坎越高，坎前的螺旋流的强度越大，坎后螺旋流范围越大，强度越大，导沙效果明显增强。当导沙坎较高时，坎后掩蔽作用增强，坎后淤积范围向下游扩展，为了减少水流的扰动，在取得足够螺旋强度时，导沙坎高度应尽量降低。导沙坎与水流夹角越大，水流在坎前的横向流速也越大，螺旋流的强度也随之增加，但纵向流速都随之减小，使螺旋流向前运动速度减缓，反之，则相反，故在一定条件下，导沙坎与水流的夹角偏大或偏小导沙效果都不太理想。一般夹角应大于 30° ，小于 60° 。

研究者认为，泥沙在导沙坎前由于螺旋流作用能上升一定高度，当爬高大于坎高时，泥沙就会越过导沙坎而进入取水口，当爬高低于坎高，且坎前有足够螺旋强度时，泥沙就会被导走。因此，导沙坎高度应根据泥沙爬高来确定，为了阻止泥沙翻越导沙坎，设计坎高应大于或等于泥沙爬高，通过理论分析，作者提出下列关系式：

$$\frac{H}{D} = K \textcircled{H}^m \quad (2-17)$$

式中： H 为坎高，mm； D 为泥沙代表粒径，可用 d_{50} ，mm； $\textcircled{H}$ 为相对水流强度， $\textcircled{H} = \frac{\gamma_s h J}{(\gamma_s - \gamma) D}$ ； γ_s 、 γ 分别为泥沙及水容重； h 为水深，m； J 为水流比降； K 、 m 分别为系数及指数。

根据实际工程资料及试验资料进行回归分析得 $K = 410$ ， $m = 1.5$ ，代入式 (2-15) 得：

$$\frac{H}{D} = 410 \textcircled{H}^{1.5} \quad (2-18)$$

应指出，该项试验研究是在未设引水口的水槽进行的。实际工程中，导沙坎设在引水口前，导沙坎附近的水流、泥沙运动情况较为复杂，故上式可作为导沙坎高度的估算，对重要工程，还应通过水工模型试验。

图 2-22 为斯里兰卡马哈韦利河取水口防沙结构布置图。该防沙结构系采用两道潜没式曲线导沙坎。坎与河道主流成 30° 的偏角。两道导沙坎的高度和曲率均不相同，具体尺寸是通过多次水

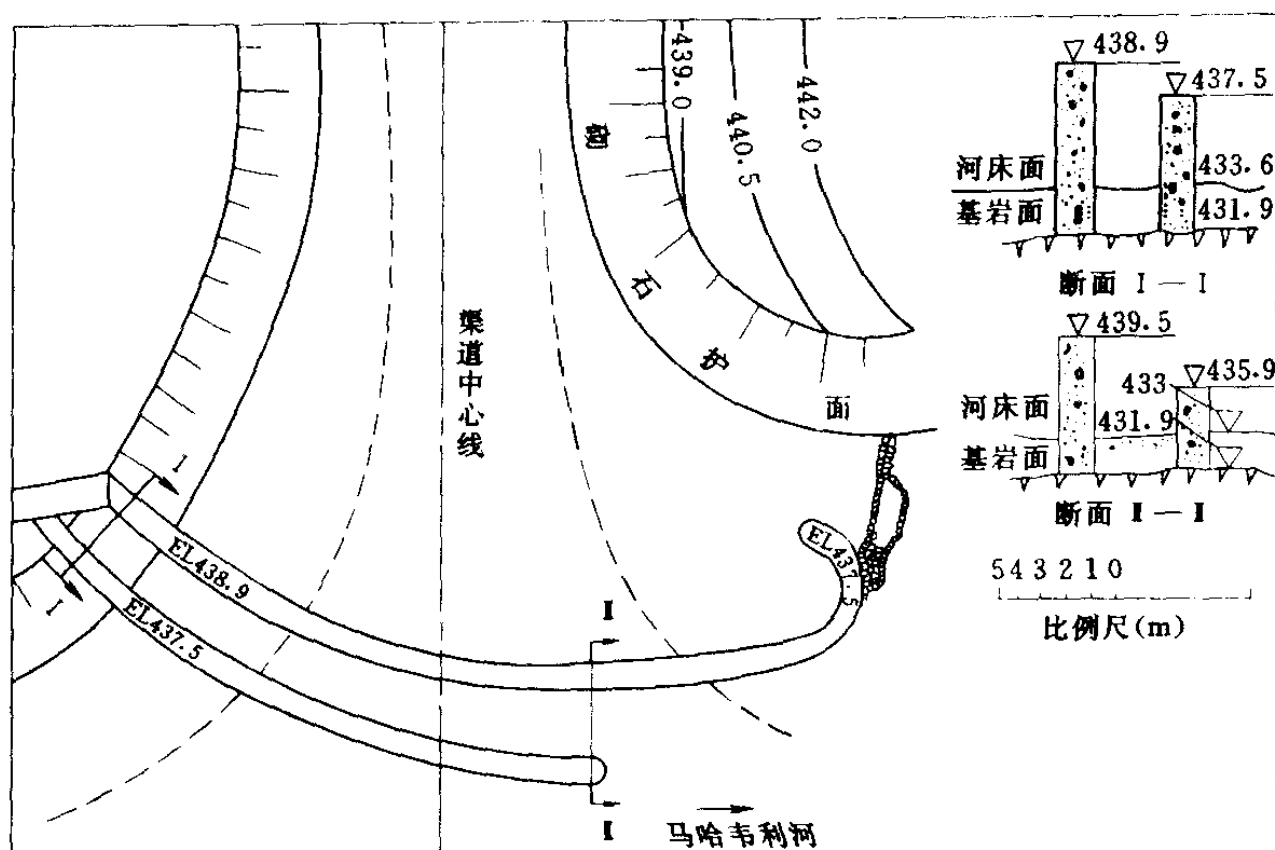


图 2-22 马哈韦利河引水导沙坎图

工模型试验所确定。取水口引水时，在两道导沙坎边墙形成强烈的横向环流，将第一首墙后的淤沙冲走。这种防沙结构设计简单，经济实用，排沙效果显著。

(4) 涡管及截沙槽^[3]。山溪性河流坡陡流急，汛期推移质泥沙较多，虽然取水口采取防沙措施，仍有一部分泥沙随水流进入渠道。这时在进水闸后渠道中采用涡管或截沙槽并利用流入涡管或截沙槽中水流所形成的螺旋流排除这部分泥沙。20 世纪 60 年代罗福安等在进行映秀湾、鱼子溪及逊科西等水电站试验中，首次在进水闸后渠道上，利用截沙槽拦截水流及底部推移质泥沙，并利用槽内螺旋流，将底沙排出渠外，取得良好的排沙效果。此外，又有不少学者针对涡管进行了试验研究，提出了一些试验数据及经验公式，可供设计者参考。

截沙槽是一种槽式截沙，其断面形状多为矩形，或作成圆形，称为涡管，通常布置与水流方向成 $30^{\circ} \sim 60^{\circ}$ 夹角 [图 2-23 (a)]，涡管或截沙槽分为开敞式或带顶板上游留有进口的半封闭式。为

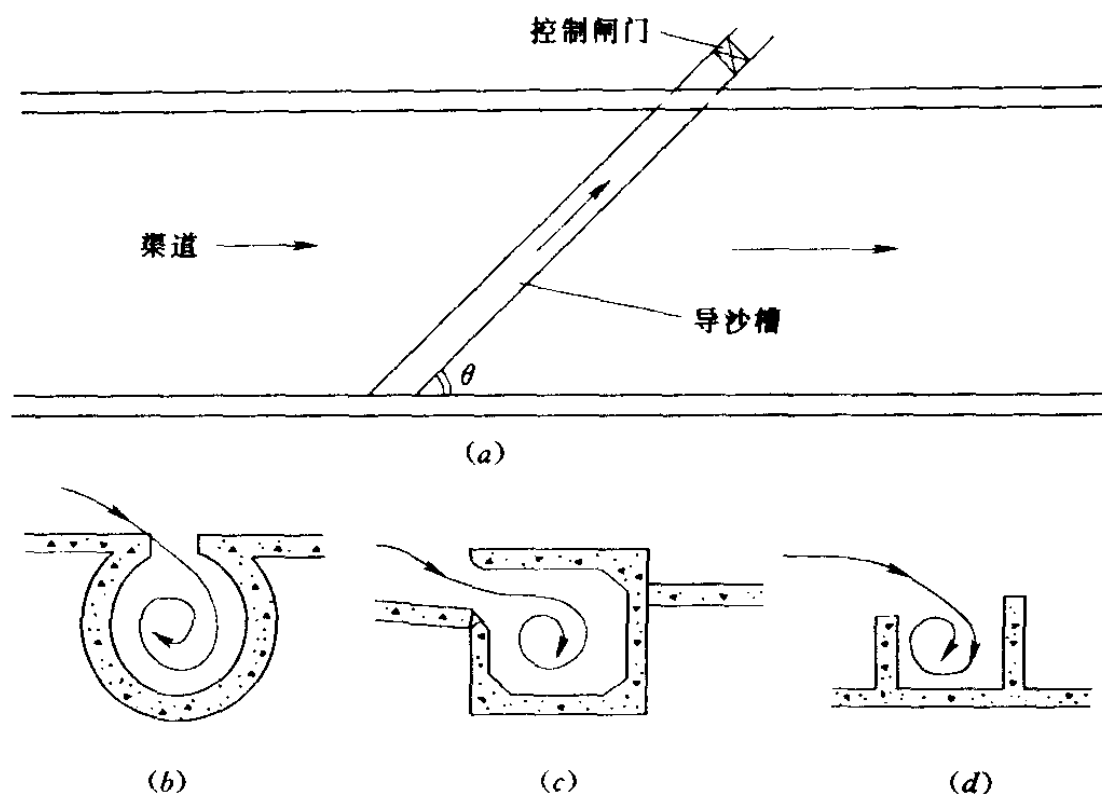


图 2-23 涡管及截沙槽布置及断面形式

(a) 平面图; (b) 开敞式涡管; (c) 半封闭截沙槽;
 (d) 导沙坎组成的截沙槽

了施工方便,也可在渠道底修两道距离相近的导沙坎,形成矩形截沙槽 [图 2-23 (d)]。涡管一般在渠底以下,其顶部与渠底齐平 [图 2-23 (b)]。渠中水流沿切向进入涡管而产生冲击动能,此动能对涡管中心水流产生旋转运动并与涡管纵向流速合成管内螺旋流,将底沙排出,截沙槽岸边出口设闸阀控制。

涡管或截沙槽内螺旋流的形成和强度与渠道水流流速、涡管或截沙槽宽度及其布置的方向有关。根据试验,当渠道内水流的弗汝德数较小时,底部流速较小,进入截沙槽水流能量较小,没有足够的能量将落入槽内的水流旋转至其上部,因而无法形成螺旋流。当渠道水流弗汝德数较大时,水流过急,可能跨越截沙槽,亦无法形成截沙槽,因而,对已确定涡管或截沙槽几何尺寸,若弗汝德数不是太大或太小,便可形成截沙槽。根据经验,当渠道水流弗氏数在 0.8~1.0 左右,涡管或截沙槽与水流夹角成 45° 时,易形成螺旋流。

涡管或截沙槽进水段（即开口进流段）不宜太长，一般不大于其水力半径的 20 倍。当渠道较宽时，可设数条进流段较短的涡管或截沙槽，相互平行错开布置，并能控制全部渠道，非进流段可用封闭管，将截取的含沙水流，分别排出渠外。一般涡管或截沙槽截取的流量约为渠道流量的 5%~10%，可排 70%~90% 粒径大于 0.5mm 的泥沙。

(5) 截水导流丁坝。在直线河段上布置取水口时，为了增大引水量和防止底沙入渠，可在取水口下游建筑短丁坝，起壅水导沙作用（图 2-24）。丁坝的长度

$$L = C \frac{Q}{q}$$

式中：Q 为取水流量；q 为靠近引水一侧岸边河中的单宽流量；C 为系数，C=1.5。

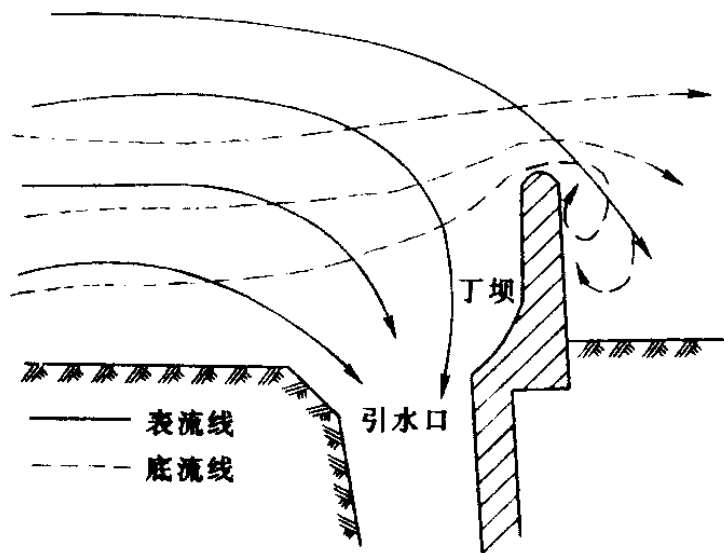


图 2-24 截水导流丁坝布置图

(6) 设置导流装置。当在河流直段建筑无坝取水口时，由于水流转弯入渠而产生环流，泥沙淤积在取水口上唇附近，使入渠泥沙增多。为了改善取水口的工作条件，苏联学者 B. M. 波达波夫利用导流屏组成导流装置，将其设在取水口的上游，造成人工环流，使表层较清水流进入渠道，而使含有大量泥沙的底流离开取水口，如图 2-25 所示。其工作原理如下：在水槽中设置简易的导流装置，放水后，即可形成人工环流，如图 2-26 所示。导流板

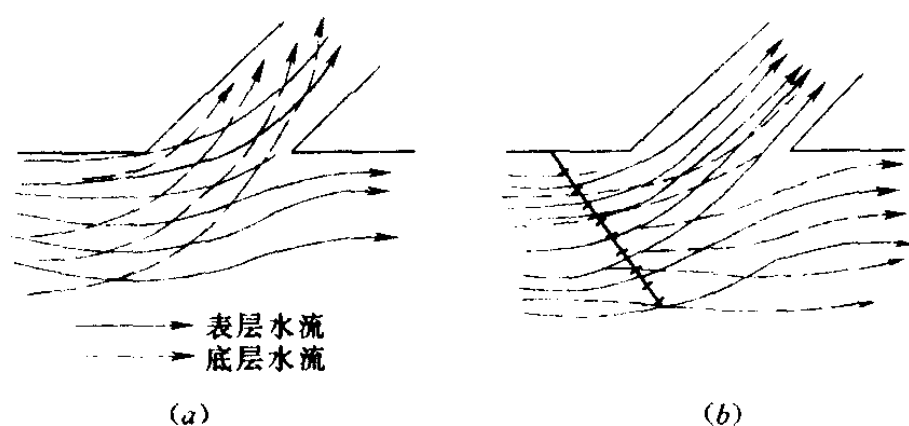
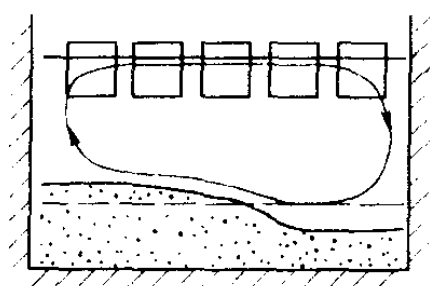
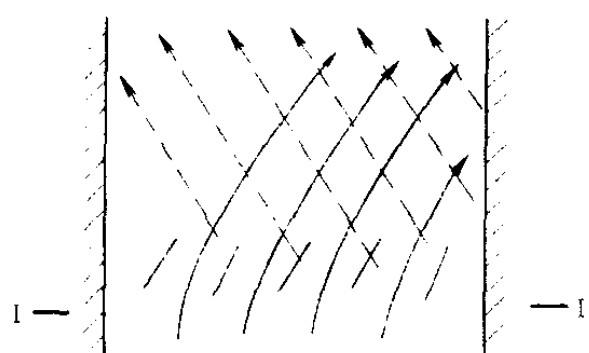


图 2-25 取水口有无导流装置水流情况
(a) 无导流装置的取水口；(b) 安置导流装置的取水口

入水深度为槽中水深的 $0.25 \sim 0.35$ 倍，并与水流方向成 $16^\circ \sim 20^\circ$ 的夹角，从而将表层水导向右边，引起横向环流，底部水在环流



1—1 剖面

图 2-26 导流装置示意图

作用下流向左边（图中虚线方向）。若在槽底铺一层细沙，则右边槽底发生冲刷，而左边发生淤积。这种现象，与弯道水流结构一样，凹岸冲刷，凸岸淤积。

根据试验研究，导流屏的布置可参考下列数值

$$\theta = 45^\circ \sim 60^\circ$$

$$\beta = 18^\circ \quad B = (1.2 \sim 1.4)b$$

式中符号如图 2-27 所示。

实践证明，导流装置用于推移质为主的河流，效果较好，对于悬移质为主的河流，也有

一定效果。

我国黄河后套灌区的取水口，因受到河势变化的影响，不仅取水口效率低，而且渠道淤积严重。每次洪水过后，不仅主流远离取水口，而且取水口前出现大片沙滩，致使引水不畅。当枯水

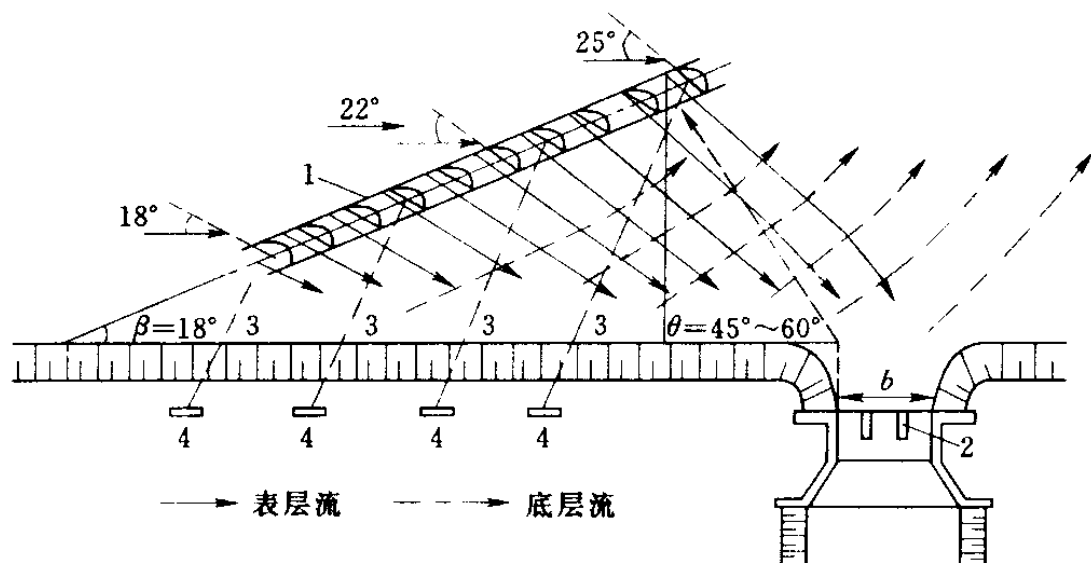


图 2-27 设有导流装置的取水口

1—导流装置；2—进水闸；3—缆车；4—绞车

时，水位又低，不能引进所要求的流量。因此，每当主流偏离，渠道淤积后，常需要另开新口及渠道清淤，花费很多劳力，加重灌区人民负担。自 1953 年取水口安装导流装置后，引起人工环流，使表层水流进入渠道，而携带大量底沙离开取水口，改善引水口的水流条件，稳定引水口位置，增加入渠的流量和减少入渠的沙量，取得了良好的引水防沙效果。图 2-28 所示为解放闸安装导流装置前后实测水流情况。此外，在黄河下游人民胜利渠也曾使用过这种导流装置，减少入渠泥沙 12%，但由于黄河水位在一年内变幅较大，调整导流装置工作较为困难，又因黄河主流南移，故停止使用。这种防沙措施构造复杂，管理不便，对于水位变化大且有通航要求的河道，不能使用。因导流装置不仅妨碍航行，而且将底沙导向河心，淤积成沙丘，有碍航行。对于含沙量小而且沿水深分布不均匀的中小河流，用其防沙引水，效果显著。

(7) 修建拦沙闸及防淤帘。在宽阔游荡性的河段，例如黄河高村以上的河段，其两岸大堤相距十余公里，而且河道一侧的高滩宽达 5~7km，在这种河段引水灌溉，则需要开挖很长的引水渠（约 0.5~10km 不等），并在引水口建造简易拦沙闸，当进水闸停止引水时，可关闭拦沙闸，使河道浑水不能进入，以免引水渠淤积。图 2-29 所示为黄河某引水渠前的拦沙闸布置图。为了保证拦

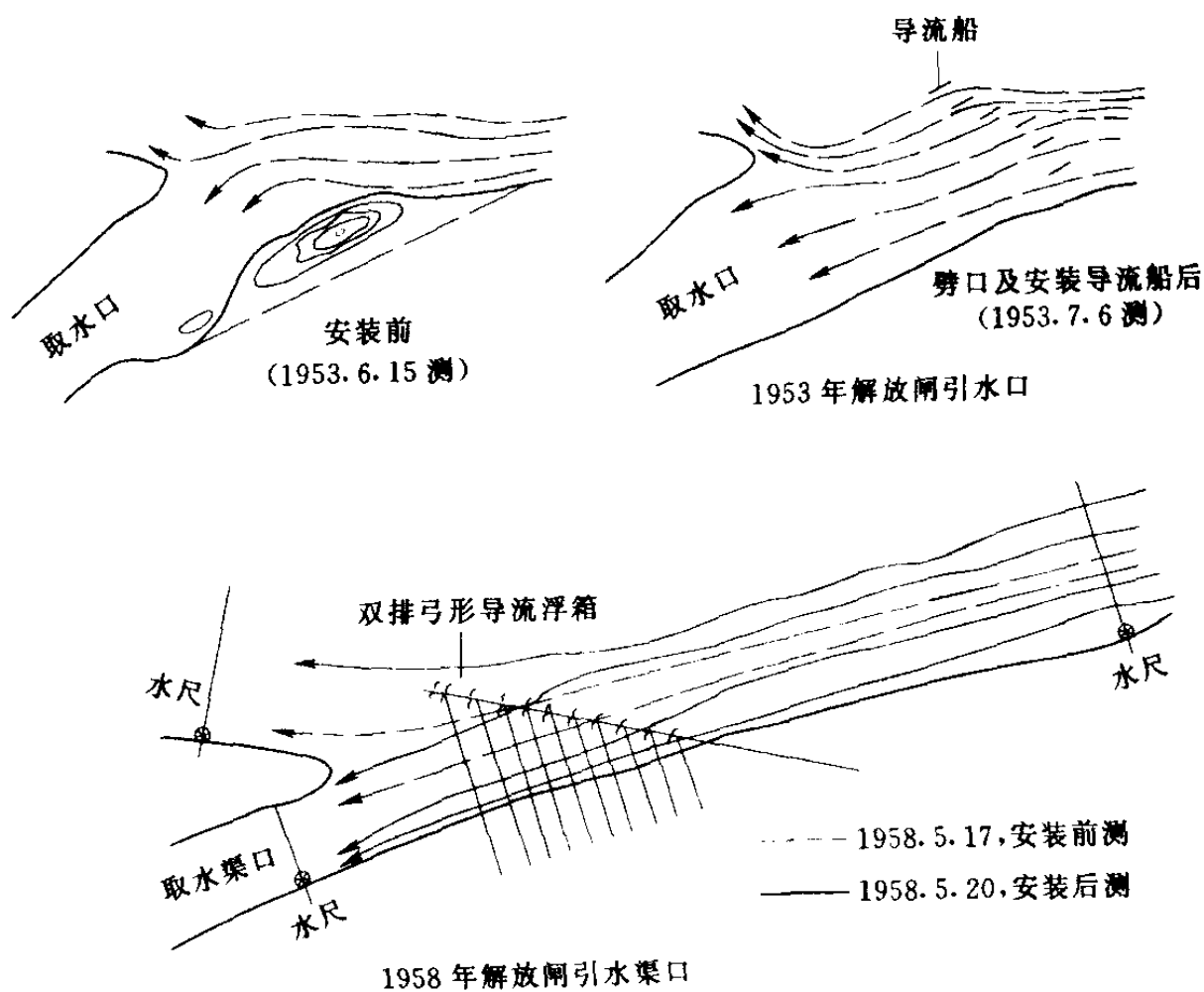


图 2-28 取水口安装导流装置前后实测表面流向图

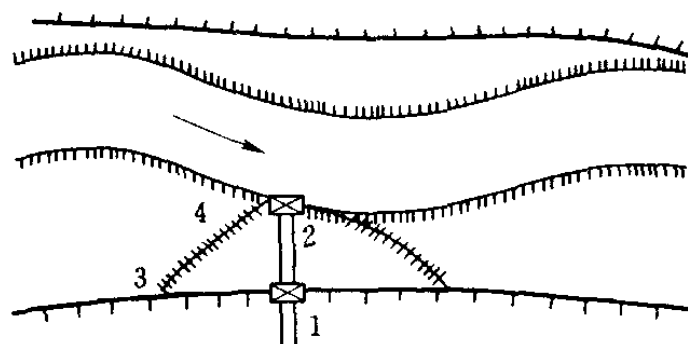


图 2-29 黄河某渠拦沙闸布置图

1—进水闸；2—拦沙闸；3—岸堤；4—格堤

沙闸和引水渠在汛期的安全,有时在拦沙闸的两侧需修建格堤。如东明闫潭闸前滩地宽近 10km,在王夹堤建防沙闸后,大大改善了无闸时每次引水需挖淤的状况。

在没有条件修建简易防沙闸以防止引水渠淤积时,黄河水利科学研究所等单位曾研究利用聚乙烯白色扁丝编成网帘以防止引

水渠淤积，也取得了良好的效果。当停水灌溉时，将网帘设在引水渠口门处，即可迅速淤积成沙坝，从而阻止河道浑水入渠、避免引渠淤死。当引渠需要引水时，利用小型柴油机驱动水泵和水枪，沿网帘冲刷，就能很快将网帘提起引水。这种防淤措施不仅防淤效果好，投资少，而且施工简易。图 2-30 为 1984 年在河南封丘县顺河取水口进行桩网式防淤试验的布置图。

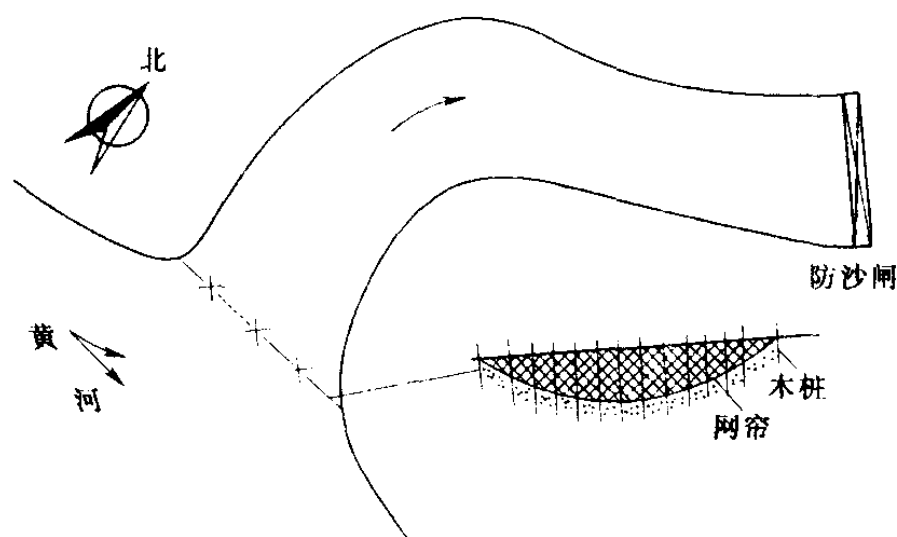


图 2-30 网帘防淤试验布置图

(8) 设置沉沙池。沉沙池的作用主要是沉淀悬移质中粗颗粒的泥沙，使流入干渠的水流澄清到满足设计要求。沉沙池一般布置在闸下游适当的地方，通常是将总干渠加深拓宽而成。也有修成厢形的，或利用天然洼地沉沙。我国所建的引黄渠首，由于黄河悬移质颗粒较细，平均粒径为 0.003mm ，最大粒径只有 0.15mm ，含沙量在垂线上分布也比较均匀，故试图在取水口处采取工程措施彻底解决泥沙入渠问题是难以做到的。因此，常在闸后修建沉沙池，对泥沙进行二次处理。根据黄河下游沿岸地形特点，常采用以下几种沉沙方式：①在峡谷与平原相接处，地形高差大，一般采用自流冲洗沉沙池；②河南、山东地段，大堤后有天然洼地，可以自流引水，自流沉沙，有的还和放淤改土相结合，池中淤积的泥沙可不清除；③当河道水位与地面高差较小时，宜采用多级沉沙方式，即在渠首附近选择有利地区，修建一级沉沙池，处理入渠粗沙，再利用灌区分散的大量洼涝地区，修建二级

甚至三级沉沙池沉积泥沙，以减少排水河道的淤积；①海滨地区地面坡度很缓，多在 $1‰$ 左右，自流沉沙条件差，多采用提水沉沙方式。

(9) 避沙峰引水。这是根据黄河来水来沙情况和渠道输沙能力而提出的防淤措施。黄河下游来水来沙在年际和年内分配极不均匀，一般在汛期含沙量大（最大达 $590\text{kg}/\text{m}^3$ ），非汛期则小，通常沙峰多集中在汛期很短几天时间内，因此，采用避沙峰引水措施，可减少入渠泥沙。根据人民胜利渠的实践经验，只要渠道引水流量接近设计流量，引水的含沙量不超过 $4.0\text{kg}/\text{m}^3$ ，渠道就不会发生淤积。如果超过上述含沙量，即应关闸停水，待沙峰过后再行引水。这种防淤措施，20 世纪 50 年代已在山东打渔张灌溉渠首中采用，并在沿黄各无坝渠首中得到普遍推广应用，且有所发展和提高。

4. 取水防冰措施^[4]

位于严寒地区的取水工程，在冬季取水时，必须考虑防冰问题，尤其是对水电站及泵站危害较大，水流中的冰有冰凌、岸冰、底冰、附着冰四类，见图 2-31。

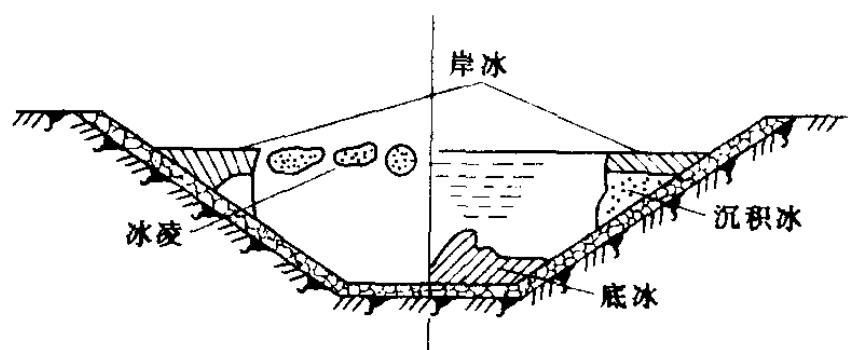


图 2-31 渠道中各种形态冰示意图

(1) 冰凌。冰凌又称冰花。初始形成时，为疏松片状，随着山区河道流动时，逐渐形成球状颗粒，粒径为 $2\sim 6\text{mm}$ ，密度在 $0.6\sim 0.65$ 之间。在流速大于 $1.8\text{m}/\text{s}$ 时，它被挟带到水流深处跃移；在流速小于 $0.7\text{m}/\text{s}$ 时，它又浮在水面呈冰毯状蠕动。冰凌数量约占全河流总冰量的 95% 以上，成为引水渠道、提水枢纽，或

引水式电站首部枢纽等的主要冰害。

(2) 岸冰。岸冰是水流接触的边界由于过冷环境而形成的晶状冰。它是河水中块冰生成的主要来源，在日平均气温为 -10°C 时，每昼夜可增长厚 $6\sim 8\text{cm}$ 。冬季最大岸冰厚度可达 $0.8\sim 1.0\text{m}$ ，密度在 $0.85\sim 0.92$ 之间。岸冰继续增长，会形成冰桥或冰盖。岸冰垮后，会堵塞渠道与闸孔。

(3) 底冰。它是一种聚集在河底或渠道底的水内冰，呈海绵状，一般在河道急流浅滩或渠系陡坡、跌坎的地方。由于流速大、水深浅，使冰凌在水压力作用下，沉陷到底部与卵石及障碍物相互碰撞冻结而成底冰。底冰继续增长，会形成冰塞与冰坝，造成河道与渠道漫顶事故。底冰漂浮起后，可将冻结在一起砾石、砂土带上水面，这对水轮机过冰运行，易损坏叶片与其他部件，破坏性很大。

(4) 附着冰。它是结在水工建筑物、闸门、拦污栅表面上的挂结冰，是由逐渐冻结或由凌团附着而成。这种冰结构紧密，强度高，一般处于急流深水部位，人工不易消除，常会造成闸门冰死、拦污栅堵塞、压力钢管断面减小等危害。

为了防止冰入渠，一般采取如下措施：

(1) 设置挡冰梁或胸墙。在进水闸前设置挡冰梁或胸墙，深入水位以下 $0.5\sim 1.0\text{m}$ ，防止冰块入渠。当河道形成冰盖后，可以从冰盖下面引水，避免冰屑堵塞渠道。

(2) 设置排冰槽。在进水闸前设置简单的排冰槽，截住冰屑，利用少量的水，经过边墩孔口将其排到下游。

(3) 利用泄水道排冰。如果允许冰屑进入进水闸，可以通过渠道内的泄水道或沉沙池定期排冰。但这种方式耗水量较大，仅适用于水量丰富的河道，同时要求进水闸的引水角要小，流速一般要大于 $0.7\sim 0.8\text{m/s}$ ，进水闸的进口不仅应有足够的宽度，而且轮廓要平顺，使冰屑顺利进入闸内。当进水闸前设置拦污栅时，为了预防被冰屑堵塞，栅条的间距应不小于 20cm ，或将栅条作成拆卸的形式。

(4) 将冰屑堆积在坝的上游或排向下游。当严寒期较短时,对于有坝渠首,可以考虑将冰屑堆积在河道的上游,或通过泄冰道(或冲沙闸)排至下游。因此,要使冲沙闸孔口宽度满足排冰要求。

(5) 为了防止闸门、门槽结冰,一般采用电热、吹蒸气等方法,使冰融化或避免结冰。对于冰冻期较长的河道,设计进水闸时,应计及冰压力,否则应采用破冰措施,如人工打冰,开凿不冻槽,反复升降闸前水位等措施,不使闸墩承受压力。

5. 渠道防污、防漂浮物措施

为了防止漂浮物进入闸孔,一般在进水闸的进口设置拦污栅,以免漂浮物进入渠道,对于有漂木要求的取水口,可在进水闸前设漂檐板,将漂木导向漂木道输往下游。

6. 布置实例

图 2-32 所示为山东打渔张无坝取水工程图。该工程设计引水流量为 $120\text{m}^3/\text{s}$, 实灌农田 80 万亩, 并向胜利油田供水。取水口位于弯道凹岸顶点以下 700m 处, 该处环流作用强烈, 黄河主流逼近取水口, 而底部泥沙流向对岸及下游河道 [图 2-26 (b)]。取水工程由拦沙堰、引水渠、进水闸及沉沙条渠等组成。拦沙潜堰为宽顶堰, 长 300m, 用铅丝笼块石筑成, 堰顶高出闸底板 1.4m。实测资料表明, 有 6.7%~18.7% 的含沙量被拦截在取水口外。取水口的平面形状为喇叭口形。考虑到黄河主流变化频繁, 引水角常随流势而变化, 因此, 选择进水闸中线与岸边的交角作为引水角, 并经模型试验, 确定为 40° 。工程运用证明, 该引水角能适应大多数水位变化, 只是在枯水位 11.90m 以下时, 进闸水流不畅, 但这种水位出现机会很少, 所以, 40° 的引水角是正确的。进水闸共 12 孔, 每孔宽 4.0m, 高 2.9m, 能满足设计流量 $120\text{m}^3/\text{s}$ 的要求。沉沙池是利用闸后天然洼地并用围堰和格堤筑成的梭形沉沙条渠, 一般沉沙效率可达 50% 左右, 运用好时高达 70%~80%。经沉沙条渠沉淀后的水流所含泥沙粒径大部分小于 0.02~0.03mm, 达到了预期的目的。该渠首自 1956 年建成后, 运用正常, 引水防沙效果显著。

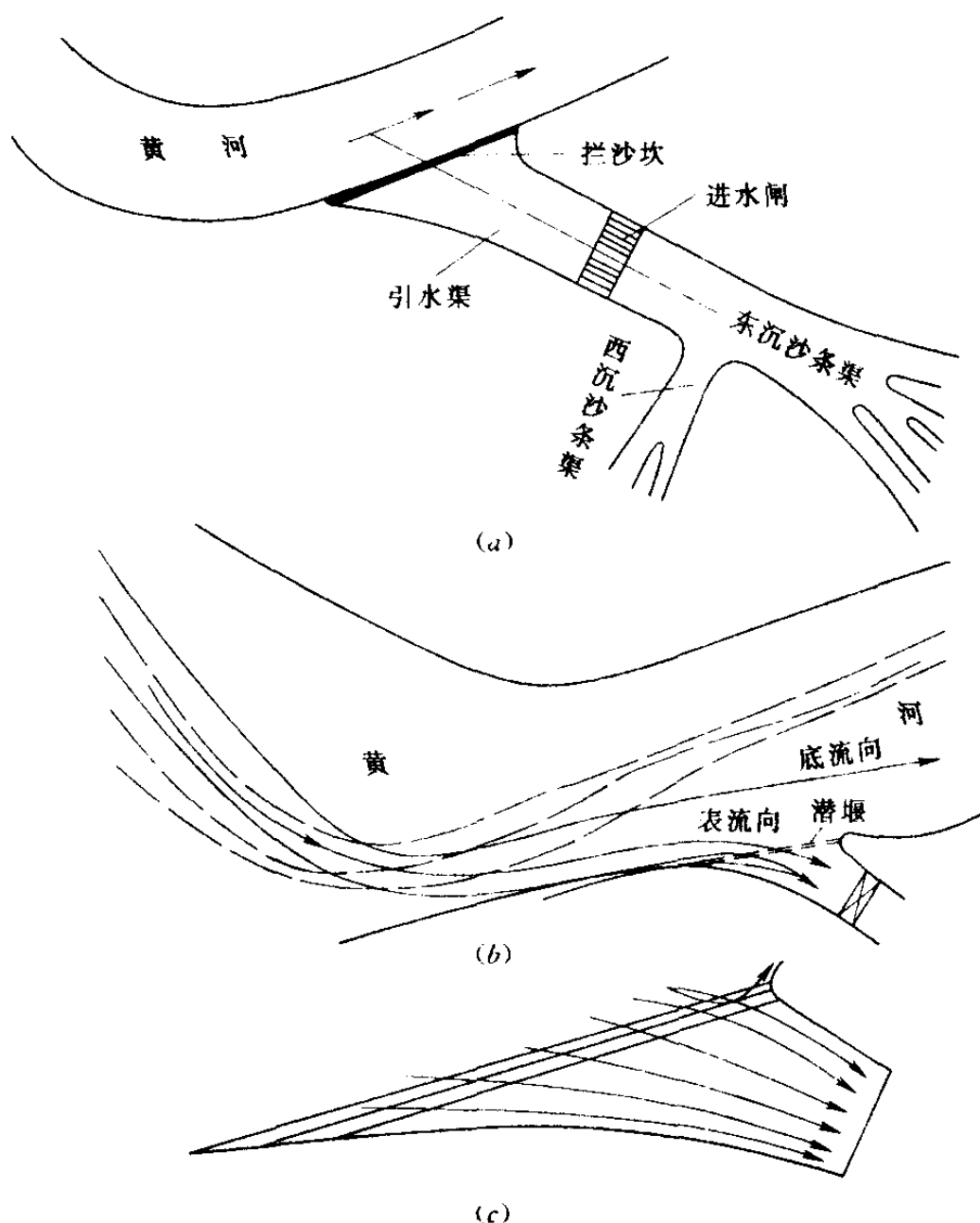


图 2-32 山东打渔张取水工程平面布置图
 (a) 平面图; (b) 取水口环流示意图; (c) 取水口前流态图
 (取水口河道流量 $540\text{m}^3/\text{s}$)

(二) 引水渠式取水工程

当河岸土质较差易被水流冲刷变形时, 进水闸应布置在距河岸较远的地方, 使其不受河岸冲刷变形的影响 (图 2-33)。这时, 将引水渠略为加深加宽, 即可作为沉沙池, 并在引水渠末端, 按正面引水, 侧面排沙的原则布置进水闸和冲沙闸。一般冲沙闸与引水渠轴线的夹角为 $30^\circ \sim 60^\circ$ 。冲沙闸底板高程比进水闸底板低 $0.5 \sim 1.0\text{m}$ 。进水闸前设拦沙坎一道, 以利导沙。

为了达到水力冲洗引水渠中的泥沙的目的, 当河流坡降很大

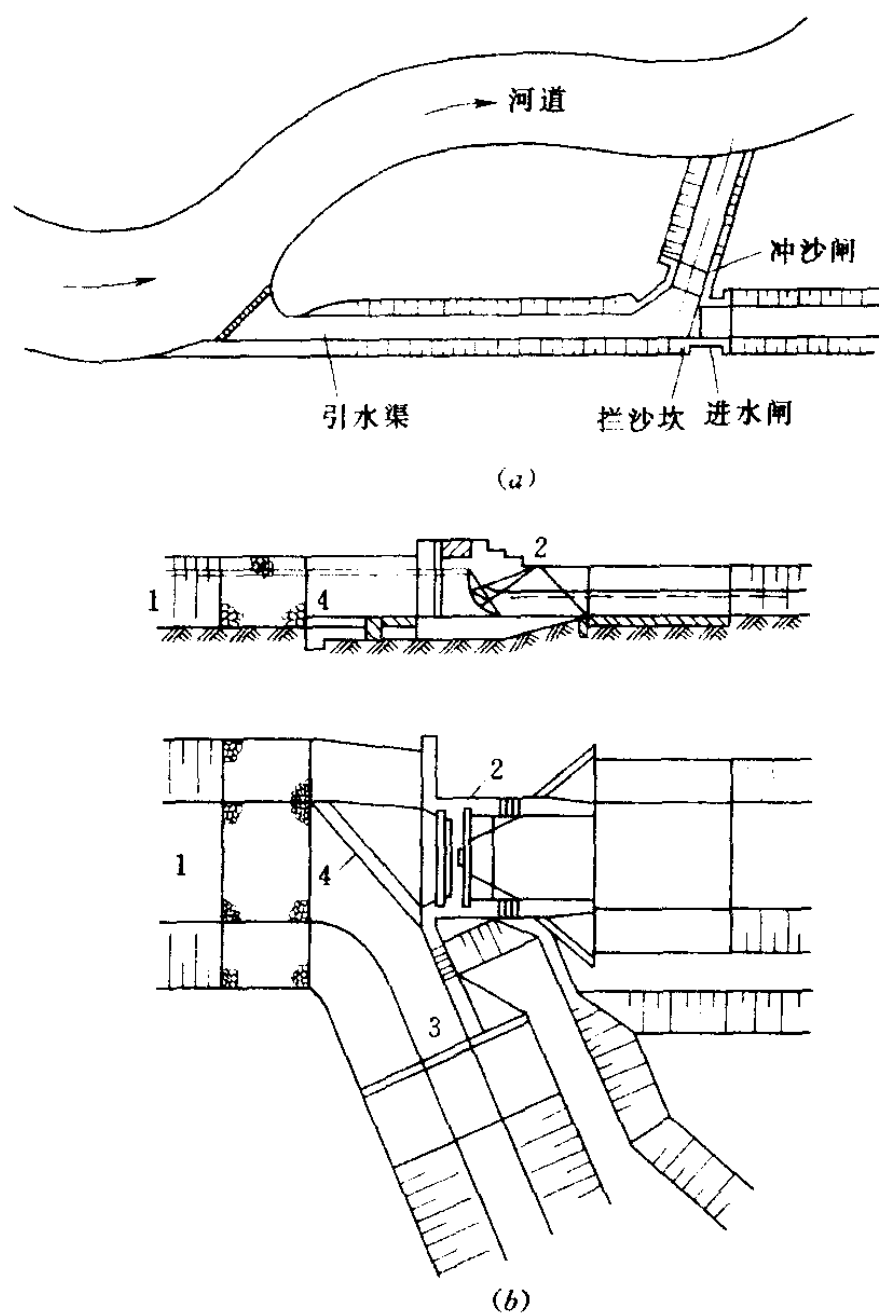


图 2-33 闸前有长渠的取水工程

(a) 引水渠平面布置示意图；(b) 进水闸布置示意图

1—引水渠；2—进水闸；3—冲刷闸；4—拦沙坎

时，应使引水渠的长度加上泄水排沙渠的长度小于河道引水口到泄水渠出口处的长度，即可获得冲洗水头，当河道坡降较缓时（不大于 0.0003），为了加大冲沙流速，必须延长引水渠的长度，这时引水渠中的泥沙一部分利用水力冲洗，其余则用人力或机械清除。

这种取水工程主要缺点是：引水渠淤积后，冲沙效率不高，为了保证供水，常需辅以人力或机械清除。若能在取水口处建筑简易的拦沙设施，对于减轻引水渠的淤积十分有利。图 2-34 为刘庄

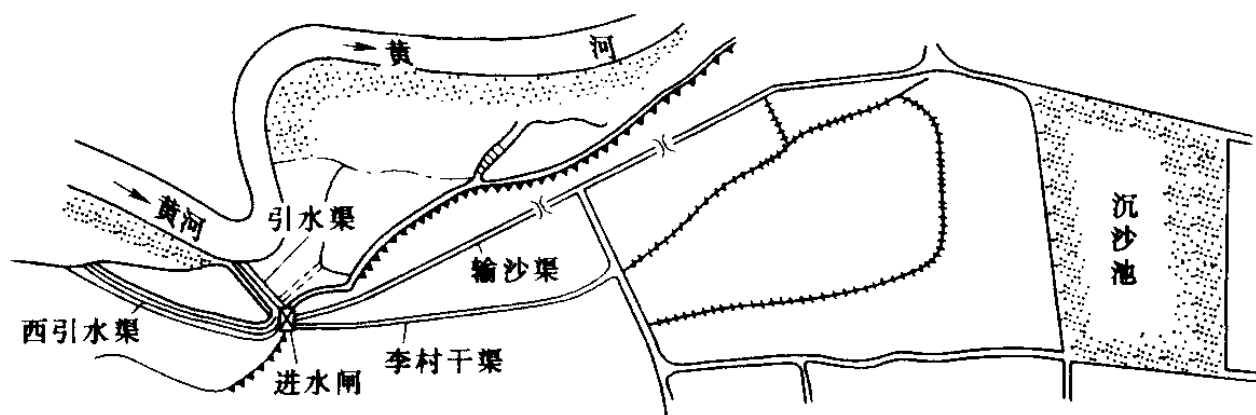


图 2-34 刘庄引水渠式取水工程布置示意图

引黄灌区渠首布置图。引水流量 $50\text{m}^3/\text{s}$ ，灌溉 28 万亩。该渠由引水渠、进水闸、输沙条渠及沉沙池等部分组成。引水渠口位于弯道凹岸的上首，枯水迎溜引水，汛期主流外移，引边流水。引水渠长 920m，底宽 20m，底坡为 $1/400$ ，长 920m。输沙渠长 9000m，底坡 $1/7000$ 。由于黄河河床坡度较缓，沉沙池布置在进水闸后，输沙渠的末端，为一长方块状，长 2600m，宽 2000m，池中设有泄水闸三座。该渠首 1965 年建成投入运用以后，由于河势摆动频繁，管理运用经验不足，引水渠及输沙渠淤积严重，每年都要进行几次清淤，还不能保证正常引水。自 1972 年起，从加强管理着眼，大力开展引水防沙研究，采用避、顶、泄、冲、帮等 5 种措施，即在灌水时关闸避开沙峰，并使引水渠的水变清；以清顶浑，防止淤积；峰后开闸引水前，泄空或降低沉沙池水位，增大输沙渠道的坡降，利用水力拉沙；若水力冲沙能力不足，则辅以人力，加速水力冲沙的作用。由于采用上述管理措施，有效地解决了引黄淤积问题。近年来，引水渠及输沙渠均未出现淤积现象，为国家节约大量劳力和资金。

(三) 导流堤式渠首

在不稳定的河流上及山区河流坡降较陡，引水量较大的情况下，为了控制河道流量，保证取水防沙，一般采用导流堤式渠首。这种渠首由导流堤，进水闸及泄水冲沙闸等建筑物组成。导流堤的作用是束缩水流，抬高水位，保证进水闸能引取所需的水量；泄水冲沙闸除了宣泄部分洪水外，平时也可用来排沙。进水闸与泄

水闸的位置，一般按正面引水，侧面排沙的原则布置。进水闸与引水段主流方向一致，泄水闸与水流方向多做成接近 90° 的夹角，以加强环流，有利排沙 [图 2-35 (a)]。

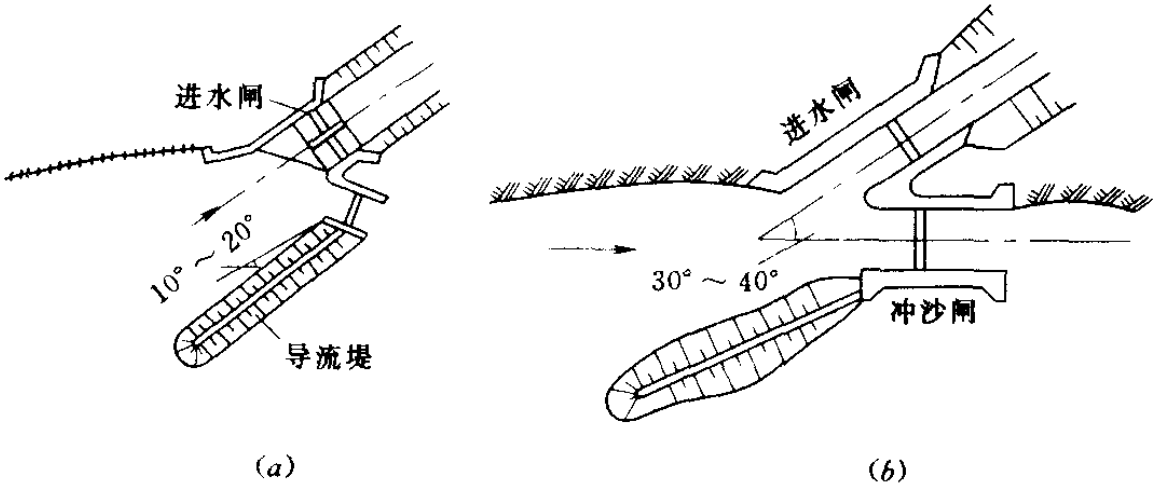


图 2-35 导流堤式取水工程

(a) 正面取水，侧面排沙布置示意图；(b) 正面排沙，侧面取水布置示意图

当河流水量大，含沙量多而灌区用水量较少时，进水闸与泄水冲沙闸的位置，常布置成正面排沙，侧面引水的形式。这时，泄水冲沙闸的方向与主流方向一致，进水闸与主流方向成一锐角，一般以 $30^\circ \sim 40^\circ$ 为宜。这种布置不仅减小洪水对进水闸的冲击，而冲沙闸又能有效地排除引水口前的泥沙 [图 2-35 (b)]。为了拦截泥沙入渠，一般进水闸底板高程高出引水段河床高程 $0.5 \sim 1.0\text{m}$ 。泄水闸与该处河底相平或略低，但比河道主槽高，以便泄水排沙，导流堤一般是从泄水闸向河流上游方向延长，使其接近河道主流，导流堤与主流方向夹角 (θ) 不宜过大，以免被洪水冲毁，但也不能过小，以免增大导流堤长度及工程量。通常 $\theta = 10^\circ \sim 30^\circ$ 。导流堤的长度决定于引水量的多少，堤愈长引水量愈多。有时在枯水期，为了引取河道全部流量，可使导流堤拦断全部河床，但在洪水来临前，必须拆除一部分，以便泄洪。

图 2-36 所示为 2200 余年前秦朝李冰父子依靠当地劳动人民所建造的都江堰。渠道由百丈堤、导流堤、飞沙堰、泄水槽及进水口等建筑物组成。渠道进水口位于宝瓶口，系开凿玉垒山而成。该处岩石坚硬，能抵抗水流的冲击，并可引取所需的水量，导流

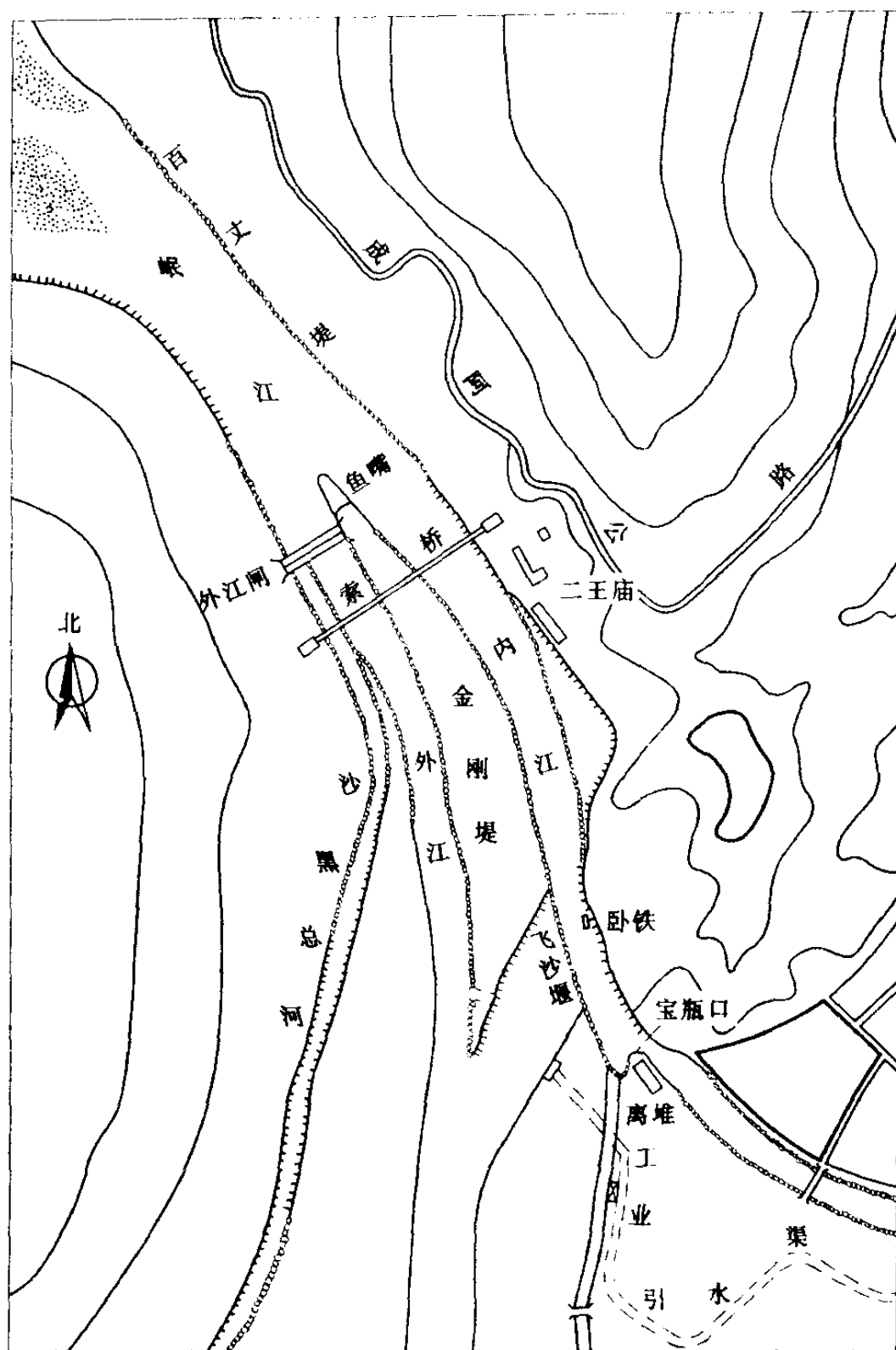


图 2-36 都江堰取水工程平面布置图

堤建筑在天然沉积卵石的滩脊上，堤身是用竹笼装卵石及木桩加固而成，主要起分水导流作用。它把岷江分为内江及外江。在洪水时期，内江和外江水量的分配比例大约为 4 : 6，大部分洪水从外江流走，保证了内江灌区的安全，在枯水期，内外江的水量分配比例恰恰相反，大部分江水进入内江，保证灌溉用水。飞沙堰

及泄水槽用于宣泄内江多余的水量及排走泥沙保证渠道进水口处的水位。百丈堤位于导流堤的上游，除导引江水外，并保护弯曲河岸免于冲刷。由于工程布置合理，使成都平原的农田实现自流灌溉，成为旱涝保收富饶的地区。

二、多首制取水

在不稳定的多沙河流上，尤其是山麓性河流，采用一个取水口时，常常由于泥沙淤塞而不能引足所需水量，严重时甚至废弃。这时可采用多首取水工程。我国劳动人民很早就在黄河河套地区建造了这种取水工程。

一般多首制取水工程有两个以上引水渠，各渠相距 2~3km，甚至 3~4km。洪水时仅从一个取水口引水，其他取水口临时关闭，以免引水过多和渠道淤积；枯水时期，由于水位低，可由几个取水口同时取水，保证灌区所需的水量。多首制取水的最大优点是，当一个取水口淤塞后，可由其他取水口供水，保证灌区不致停水。引水渠淤积后，还可轮流清淤，互不干扰。

多首制取水工程的形式较多。图 2-37 所示形式有两个进水口，并分别由两个引水渠与进水闸相连。洪水期，由一个引水渠供水，枯水期由两个引水渠引水。引水渠中沉淀的泥沙，可在引渠水位与河道水位差较大时进行冲洗，并经排沙渠排入原河道。沉沙池与取水口的距离如果布置恰当，沉沙池中的泥沙亦可利用水力冲洗到河中，这种布置对保证灌区用水及防止干渠淤积是有效的。

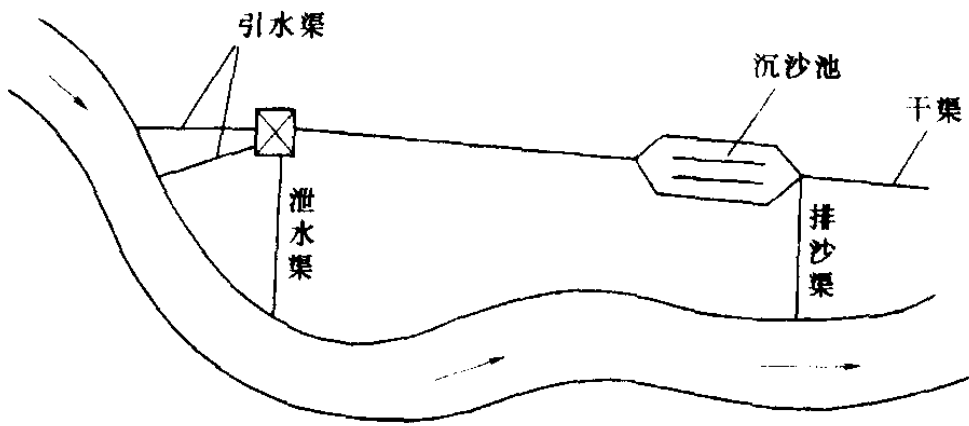


图 2-37 多首制取水工程示意图

在黄河游荡性河段，主流极不稳定，为了确保灌溉用水，有些地区采用在同一河段建立比较简易的多口取水工程，以供大堤正规涵闸引用。这种取水方式，在上游河套宁蒙地区未建青铜峡水库及三盛公拦河闸前，广泛应用达 2000 多年。又如在黄河下游游荡宽浅河段，主流变化剧烈的花园口河段的北岸，原阳县在马庄、北裹头修建的多口取水工程，保证了每年正常灌溉。若主流在同一河段有变化，但总有一两个口门进水，这样确保每年灌溉用水，如图 2-38 所示。

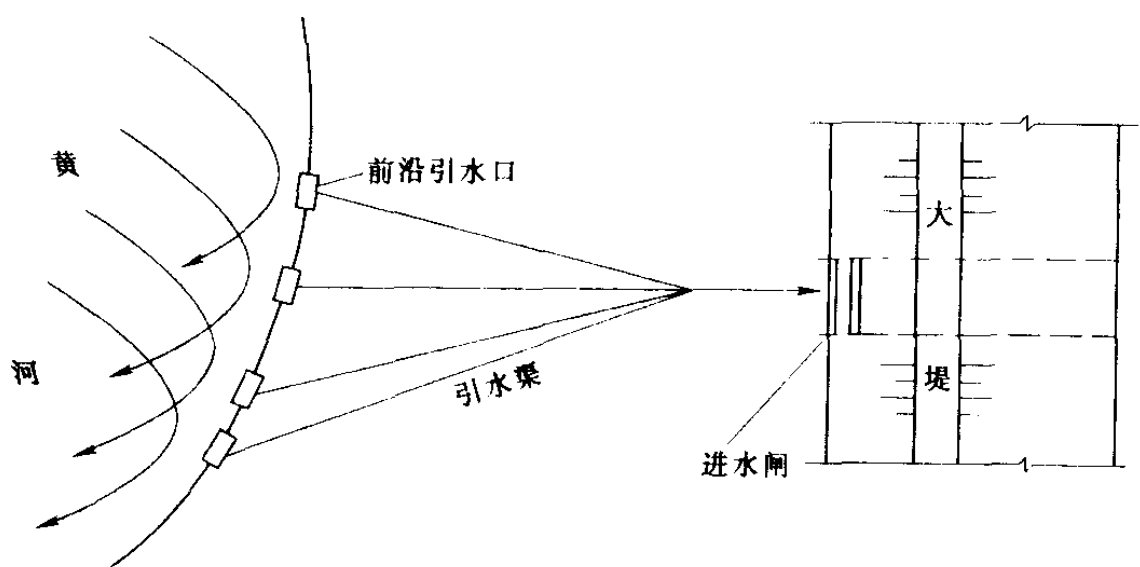


图 2-38 黄河下游多口取水供一口的布置形式

第三章 有坝取水枢纽工程布置

第一节 概 述

一、作用及组成

当河道水量比较丰富，但水位较低，不能保证自流灌溉，或引水量较大，无坝取水不能满足要求时，则可拦河筑坝，壅高水位，保证引取灌溉所需流量，这种取水方式称为有坝取水枢纽。有时河水位虽能满足无坝引水要求，但为了缩短干渠长度以达到经济目的，或为了壅高水位以改善通航河道的航运条件，或为了筑坝形成上下游水位差，以利于水力冲沙等目的，也可采用有坝枢纽。

有坝枢纽由壅水坝、进水闸、冲沙闸、防排沙设施及上下游河道整治措施等建筑物组成。其中，壅水坝横拦河道，其作用是抬高水位，宣泄河道多余的水量和汛期洪水。坝的高度较低，一般为3~8m，也有超过10m的；进水闸位于坝端河岸上，用以控制入渠流量；防沙设施是用来防止河流泥沙进入渠道，常用的防沙设施有沉沙槽、冲沙闸、冲沙廊道、冲沙底孔及沉沙池等。这种枢纽一般用于多泥沙河流。

如果河道上还有发电、航运、过木及过鱼等要求时，则根据枢纽任务的不同，在坝体上或坝端修建一种或几种专门的水工建筑物，如水电站（水轮泵站）、船闸、筏道及鱼道等，与壅水坝、进水闸组成综合利用枢纽。这种枢纽一般多建在我国南方清水或少泥沙的河流。有坝取水枢纽工程的布置就是讨论选定各种建筑物的形式、尺寸和它们之间的相对位置。枢纽工程布置涉及因素较多，一般需从灌区地点及其地面高程，结合地形、地质、水文、防沙、防漂和防污、施工、管理及其他条件进行综合研究，拟定

不同布置方案，进行技术经济比较后确定。

图 3-1、图 3-2、图 3-3 分别为侧面取水枢纽、正面取水枢纽（底栏栅式各种布置方案）示意图，可供参考。以下各节介绍国内外常用的布置形式。

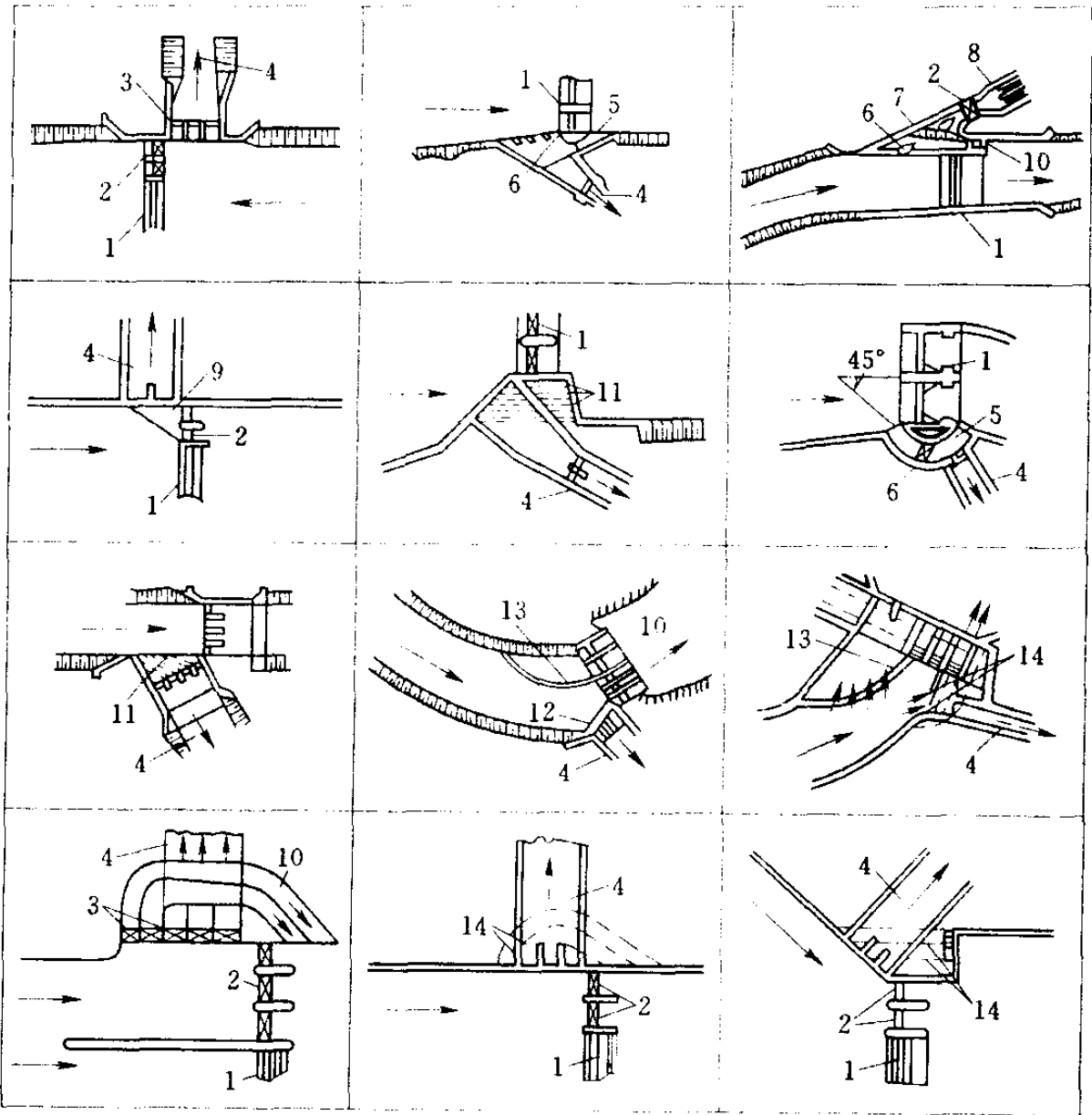


图 3-1 侧面引水的有坝取水枢纽布置方案示意图

- 1—溢流坝；2—冲沙闸；3—进水闸；4—渠道；5—排沙道；
- 6—拦沙坎；7—栏栅；8—沉沙池；9—隔板；10—泄水排沙道；
- 11—冲沙廊道；12—拦沙坎；13—溢流堰；14—截沙廊道

二、取水枢纽位置的选择

取水枢纽位置的选择，应按以下原则，选择几个位置，拟定不同的布置方案，进行技术经济比较，选定最优方案。

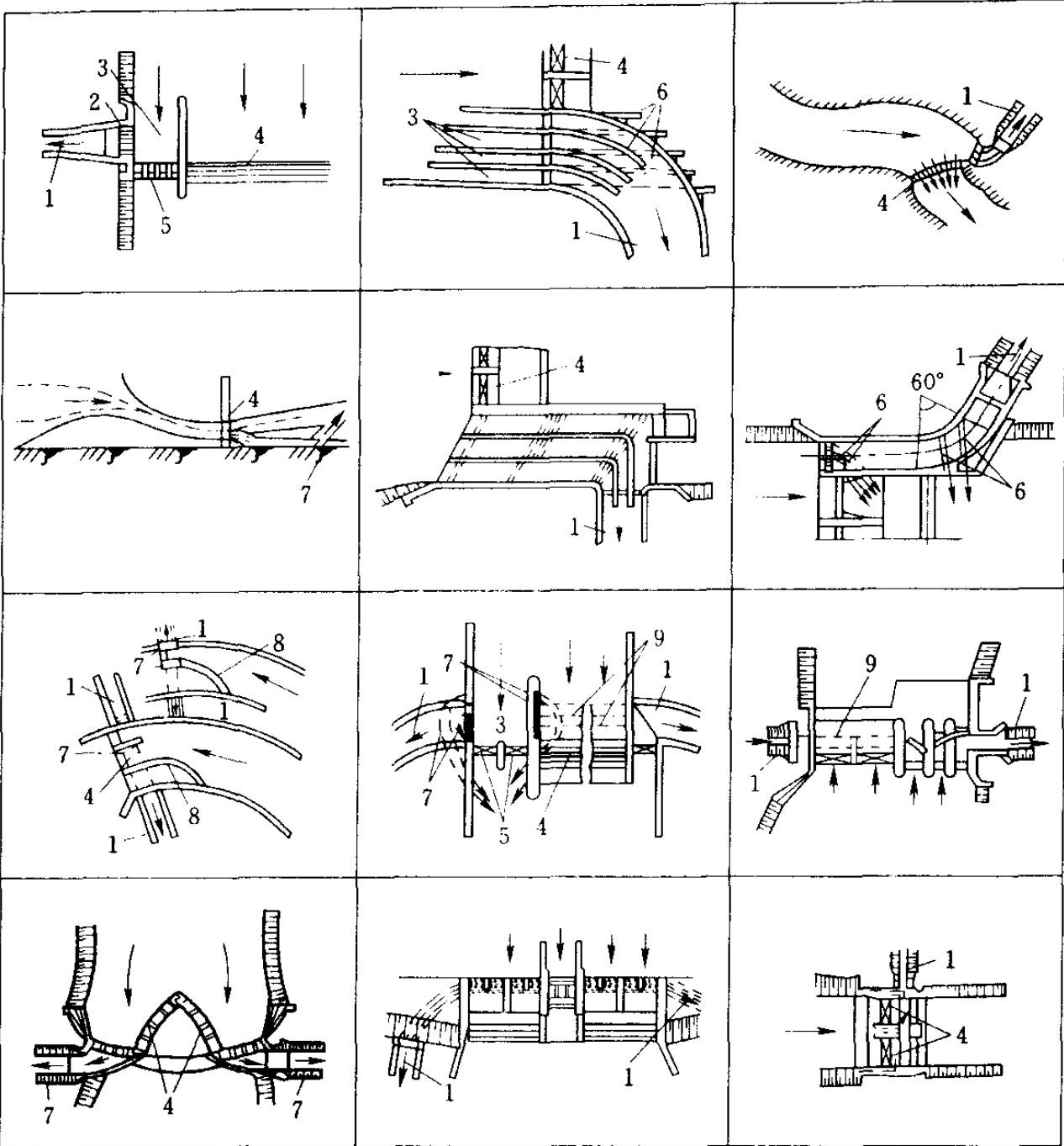


图 3-2 正面引水的有坝取水枢纽布置方案

1—渠道；2—进水闸；3—沉沙槽；4—坝；5—冲沙闸；
6—冲沙廊道；7—截沙廊道；8—溢流坝；9—侧虹吸管

(1) 枢纽位置应能控制绝大部分灌溉面积，必要时还应满足防洪、发电等综合要求。

(2) 在多泥沙河流上，有坝取水枢纽位置应选在河床稳定的地段。在弯曲河道上应选在弯道的凹岸；在顺直河段，取水口应位于主流靠近河岸的地方。

(3) 枢纽位置应选在河岸坚固、高度适宜的地段，避免增加

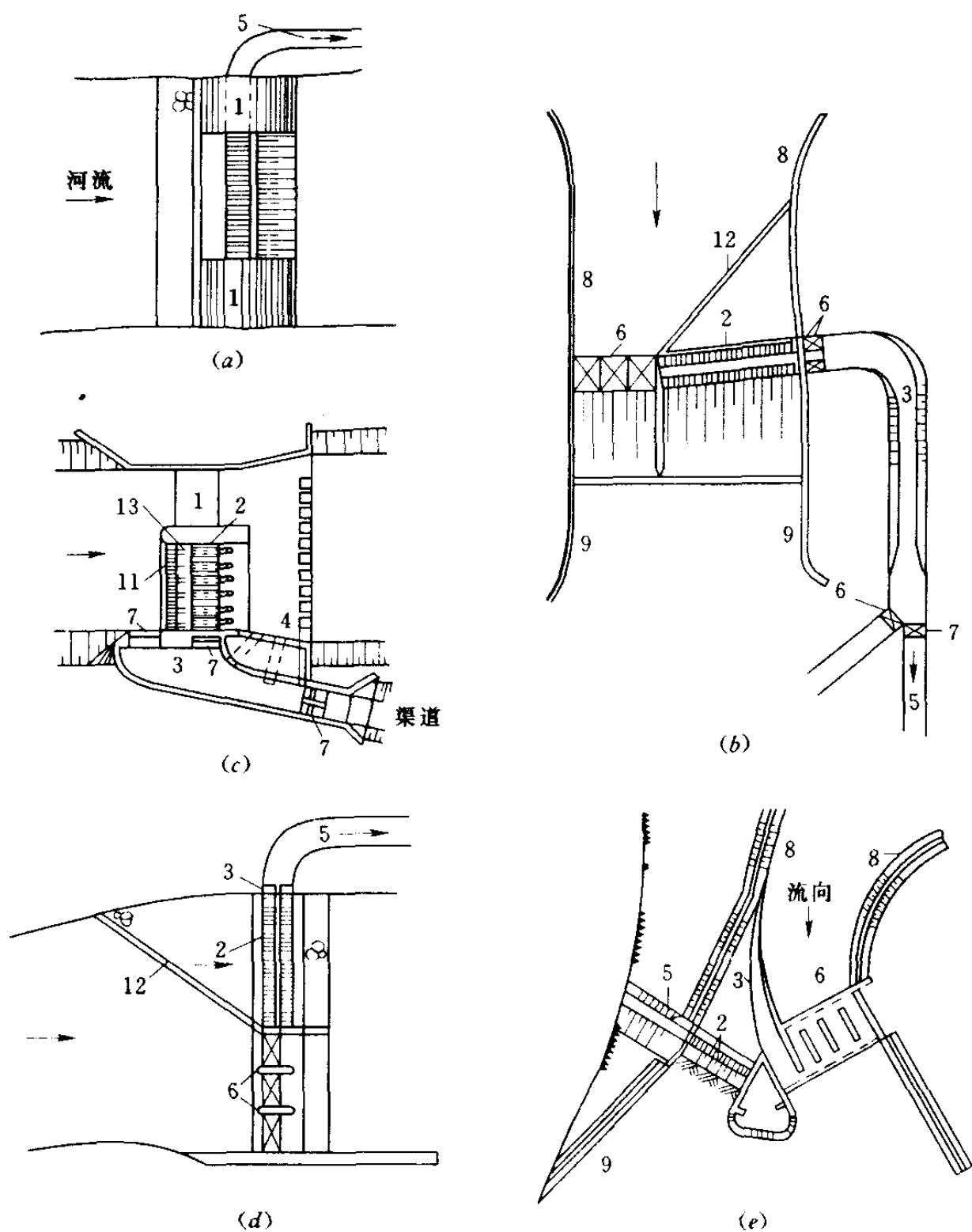


图 3-3 底栏栅式取水枢纽布置方案示意图

- 1—溢流坝；2—底栏栅坝；3—沉沙池；4—排沙道或冲沙廊道；
5—干渠；6—冲沙闸；7—进水闸；8、9—导流堤；10—防冲齿坎；
11—截沙槽；12—导沙坎；13—排沙管

渠道土石方开挖量。

(4) 河道宽窄要适宜，河道过宽，施工虽然容易，但坝体较长，工程量较大。若河道过窄，虽然坝身较短，但溢洪时可能加

大上游回水的淹没，同时施工较为困难，并会影响枢纽建筑物的布置。当然，如上游河岸较高，可不受淹没的限制，在较窄的河床上筑坝，可以节省工程量，至于枢纽建筑物的布置，可根据具体地形，采用相应的布置形式。

(5) 坝址地质较好。一般岩石地基最好，其次是砂卵石和坚实粘土，再其次是砂砾石及沙基。淤泥和流沙不宜作为坝址。

(6) 当河流有支流汇入时，枢纽位置宜选在支流入口处的上游，以免受支流泥沙的影响。有时为了增加引水量，也可选在支流入口处的下游，但必须考虑支流泥沙的影响，特别是当支流含沙量较大时。如陕西黑惠渠枢纽建在田峪河入口以下 300m 处，平时田峪河的推移质泥沙几乎全部淤积在进水闸前，而且田峪河的洪水常发生在黑河之前，由于田峪河洪水的顶冲，使黑河主流偏离进水口，造成引水困难。

(7) 根据新疆的实践经验，人工弯道式及底栏栅式取水枢纽宜建在山溪河流出口处或出山口以上的峡谷河段。该处河床稳定，水流集中，纵坡较陡，流速大，推移质颗粒较大，含细颗粒较少，有利于引水排沙，这种取水枢纽不宜修建在出口以下的冲积扇河段。因该处一般渗漏严重、来沙量较多、水流分散。如新疆初期修建的奎河、左尔图归和二常沟、吐鲁等人工弯道式渠道，皆因泥沙淤积严重，枢纽被迫上移到出山口处。而原来建在出山口河段的一些枢纽，运行一直良好。它们既可建在直线河段，也可建在天然河弯上，而后者对引水排沙有利。

(8) 在寒冷地区修建取水枢纽时，取水口应设在向阳一侧，以减少冰冻的影响。

(9) 应调查研究枢纽建成后对于原有水利工程有无不良影响，应从整体利益出发，尽可能照顾到上下游原有水利工程的效益。

第二节 沉沙槽式取水枢纽布置^[5,6]

这种取水枢纽工程是采用正面排沙，正面进水，侧面引水两

次分流的布置形式。为了提高其排沙效率，许多取水工程都在槽内设置各种形式的导沙坎，或建造分水槽与导沙坎相结合的防沙形式，造成人工环流，以利排沙。对于建在山区河道上的取水工程，由于河床比降较陡，闸前水深较深，为了排除大块石及卵石，沉沙槽也可作成窄深式。

按照壅水建筑物形式，这种取水枢纽工程可分为低坝式、拦河闸式两类或闸坝结合形式。与拦河闸相比，低坝具有结构简单、造价低、施工方便等优点，故应用较广泛。拦河闸具有灵活调节水位、流量，便于上游冲沙及降低上游洪水位等优点，虽结构复杂，造价较高，但采用也较多。在进行规划布置时，应全面比较，正确选择壅水建筑物形式。

一、低坝取水枢纽工程

（一）直线沉沙槽式

这种取水枢纽由溢流坝、进水闸、沉沙槽、冲沙闸、导水墙（隔水墙）及防洪堤等建筑物组成（图 3-4），因其最先建于印度，又称印度式渠首。下面简介各建筑物的典型布置形式。

1. 溢流坝

布置在河床内，与水流方向垂直，它的作用是壅高水位，以满足灌溉等用水部门引水要求，故又叫壅水坝。它的高度较低，不能蓄水调节，或仅在很小程度上起调节河道流量的作用，除灌溉引水外，河道多余水量和汛期洪水则由坝顶宣泄到下游。因此，坝顶应有足够的溢流长度。如其长度受到限制或上游不允许壅水过高时，可采用带有闸门的溢流坝或拦河闸，以增大泄水能力，降低上游壅水位，当河道过宽时，常在溢流坝端建筑非溢流土坝拦水。

2. 进水闸

位于坝端河岸上，其作用是控制入渠流量，在印度式取水枢纽工程中，进水闸的引水角采用 90° （图 3-4）。我国早期所建的灌溉工程，如陕西的渭惠渠、沔惠渠、汉惠渠等，都采用这种布置形式。实践证明，这种布置防沙效果较差，一般适用于清水河道。目前新建灌溉工程进水闸的引水角一般采用锐角。

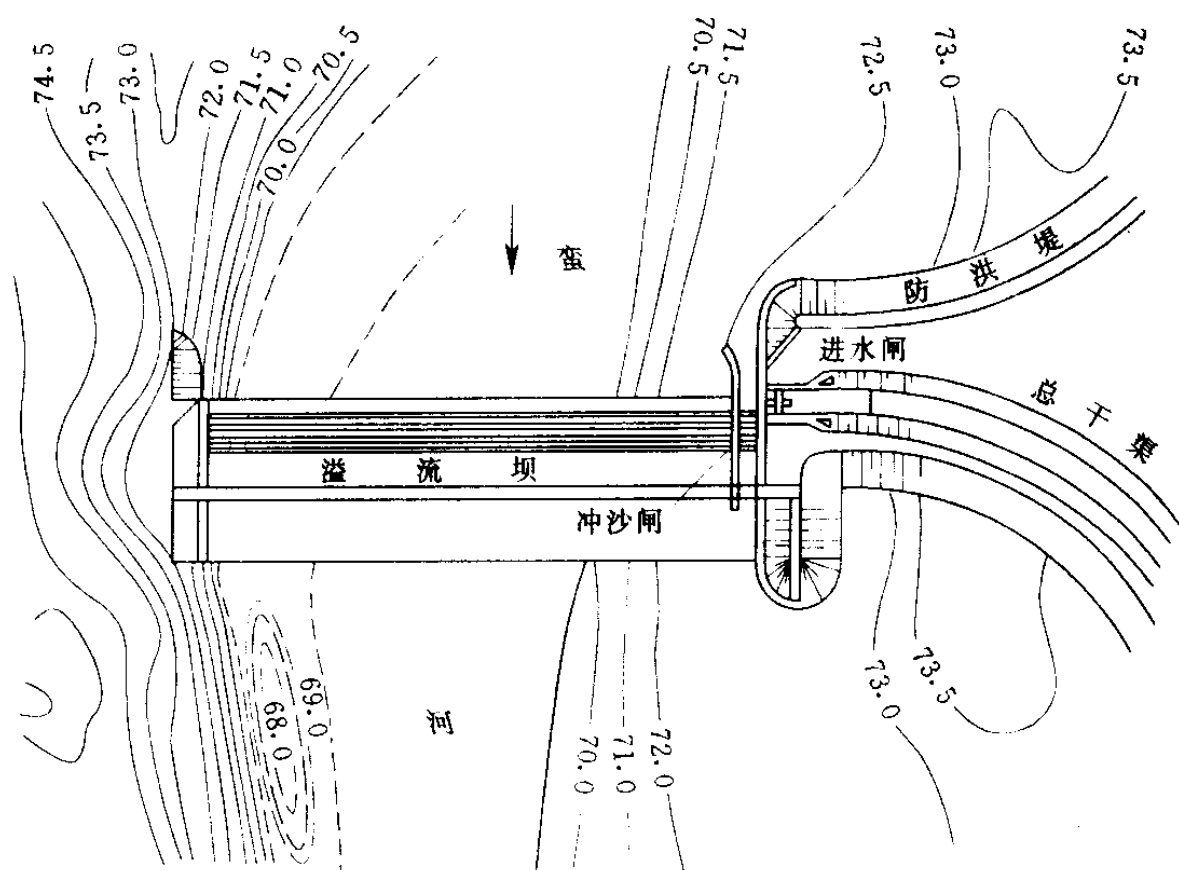


图 3-4 有坝取水枢纽工程平面布置图

3. 冲沙闸

布置在坝端并与进水闸相邻（图 3-4）。它的作用是定期冲洗沉积在进水闸前的泥沙；宣泄河道部分洪水，使河道主流趋向进水闸，保证进水闸能引取所需的水量。冲沙闸孔口尺寸的拟定主要是确定底板高程及选择设计流量。由于冲沙闸的上述两种作用，设计流量的选择涉及的因素较多，目前尚无统一的标准，一般应选择在每年汛期出现次数较多的流量，以满足冲沙及稳定主槽的要求。在工程实践中，有的采用 50%~80% 频率的洪水流量，而有的采用相当于 2.5%~3.0% 的多年日平均流量，悬殊较大。据统计，运用良好的冲沙闸总宽约为取水工程总宽的 $1/3 \sim 1/10$ 。

4. 导水墙

位于冲沙闸与壅水坝连接处，并与进水闸的上游翼墙共同组成沉沙槽。其下游部分起缩宽作用，使冲沙水流远离闸后，避免泥沙直接淤积在冲沙闸下游。

导水墙长度约为引水口总宽的 2~3 倍，导水墙上游端通常做

成弧形，其顶部高度与坝前正常水位齐平或略高，避免水流从侧面翻入槽内。同时还可拦阻坝前淤积的泥沙，以免经沉沙槽进入渠道。

5. 沉沙冲沙槽

位于进水闸前，当冲沙闸关闭时，用以沉淀推移质泥沙，起沉沙池的作用；当冲沙闸开启冲沙时，沉沙槽为一冲沙槽，使水流集中，用以冲洗槽中的泥沙。冲沙流速应根据泥沙粒径而定，一般采用 $2\sim 4\text{m/s}$ ，沉沙槽应有一定坡度，以利排沙。

6. 防洪堤

它的作用是保护上游城镇、村庄及交通安全，避免遭受洪水淹没。

这种取水枢纽工程具有布置和建筑物结构都简单，施工容易，造价经济等优点。一般适用于稳定性较好的河道。对于多泥沙的河道，如果采用适当的防沙措施（如分水墙、导沙坎等）和河道整治措施，仍能有效地工作。因此，在我国西北、华北等地区所建的有坝取水枢纽工程中，大部分采用这种布置形式。

通过实际工程运用的考验，这种渠首布置形式主要存在以下问题：

(1) 由于进水闸的引水角为 90° ，河水流入进水闸时，需转 90° 的急弯，在进水口处产生强烈的横向环流，使部分推移质泥沙进入渠道，造成渠道淤积，不能正常输水，常常需要花费很多劳力，进行清淤。当主流摆动后，引水便得不到保证。

(2) 在不稳定的河流上，当坝前淤平后，进水闸即处于无坝取水的工作状态。当主流摆动后，引水便得不到保证。

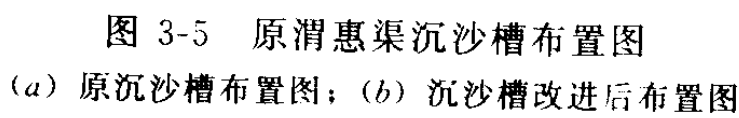
(3) 冲沙闸工作时，由于推移质泥沙发生剧烈的跃移运动，为了防止被搅起的泥沙进入渠道，必须关闭进水闸，停止引水。此外，早期所建冲沙闸宽度偏小，不能保证河道主槽靠近进水闸。

针对上述缺点，国内外一些科研单位及高等院校，在试验研究的基础上，提出了许多改进措施。下面着重介绍西北水利科学研究所配合渭惠渠的扩建所提出的改进措施。

(1) 扩大冲沙闸，增大泄洪能力，使之起到稳定主槽和冲沙的作用（图 3-5）。将原来 2 孔冲沙闸扩大到 5 孔 [图 3-5 (b)]，使冲沙闸净宽增加到 19m，当河道来水与坝顶齐平时，可泄流量 $120\text{m}^3/\text{s}$ 。

(2) 在沉沙槽内建造潜没分水墙和导沙坎 [图 3-5 (b)]，改变水流内部结构，使表层的水进入进水闸，含底沙的水流大部分不易接近进水闸，而靠近进水闸的底流，则为导沙坎所产生的强烈的螺旋流导走，经冲沙闸排至下游。沉沙槽内分水墙的长度和导水墙同长，间距和冲沙闸孔宽度一致，高度等于闸前设计水位的 $1/2 \sim 2/3$ 。导沙坎布置在槽的入口处，一般为 1~2 道，与水流方向成 $30^\circ \sim 40^\circ$ 夹角。导沙坎的断面为梯形，迎水面为垂直的，背水面为 $1:1.5 \sim 1:2$ 的斜坡。坎的高度较分水墙为低，约为槽内水深的 $1/4$ [图 3-5 (b)]。该渠未改建前，当渭河含沙量很高时，沉沙槽 12h 即淤满，必须停止引水并进行 2h 的冲洗，对农田灌溉影响很大。1957 年改建后，经过长期的运行考验，证明引水防沙效果良好。主要是：①引水得到了保证，当河流水量充沛时，渠道能引进设计流量，当河道流量较小时，可全部引入渠道；②可以一面引水，一面冲沙。由于扩大了冲沙闸，而槽内又增设了分水墙和导沙坎，可使沉沙槽经常保持不淤。当渭河流量在 $50\text{m}^3/\text{s}$ 以上时，长期不需要中断引水进行冲沙。当渭河流量在 $50\text{m}^3/\text{s}$ 以下时，也只须十至数十日停水冲洗一次；③当渭河涨洪时，亦能正常引水，改变过去渭河流量在 $270\text{m}^3/\text{s}$ 时就必须关闸停水的状况。改建后，当河道流量达 $630\text{m}^3/\text{s}$ 和 $1000\text{m}^3/\text{s}$ 时，仍能正常引水。

改建后的渭惠渠取水工程平面布置如图 3-6 所示，取水首部所在河床比降为 $8\% \sim 9\%$ ，最大洪水量为 $5780\text{m}^3/\text{s}$ ，平均含沙量为 $4.07\text{kg}/\text{m}^3$ ，最大含沙量为 $725\text{kg}/\text{m}^3$ 。河床由粗沙组成，并掺杂有 5cm 以下的砾石，河床质中值粒径 $d_{50} = 3.5\text{mm}$ ，悬移质粒径在 0.2mm 以下，枢纽由溢流坝、非溢流土坝、沉沙槽、进水闸及冲沙闸等建筑物组成，结合河道整治，在拦河坝的右岸修建 9 座



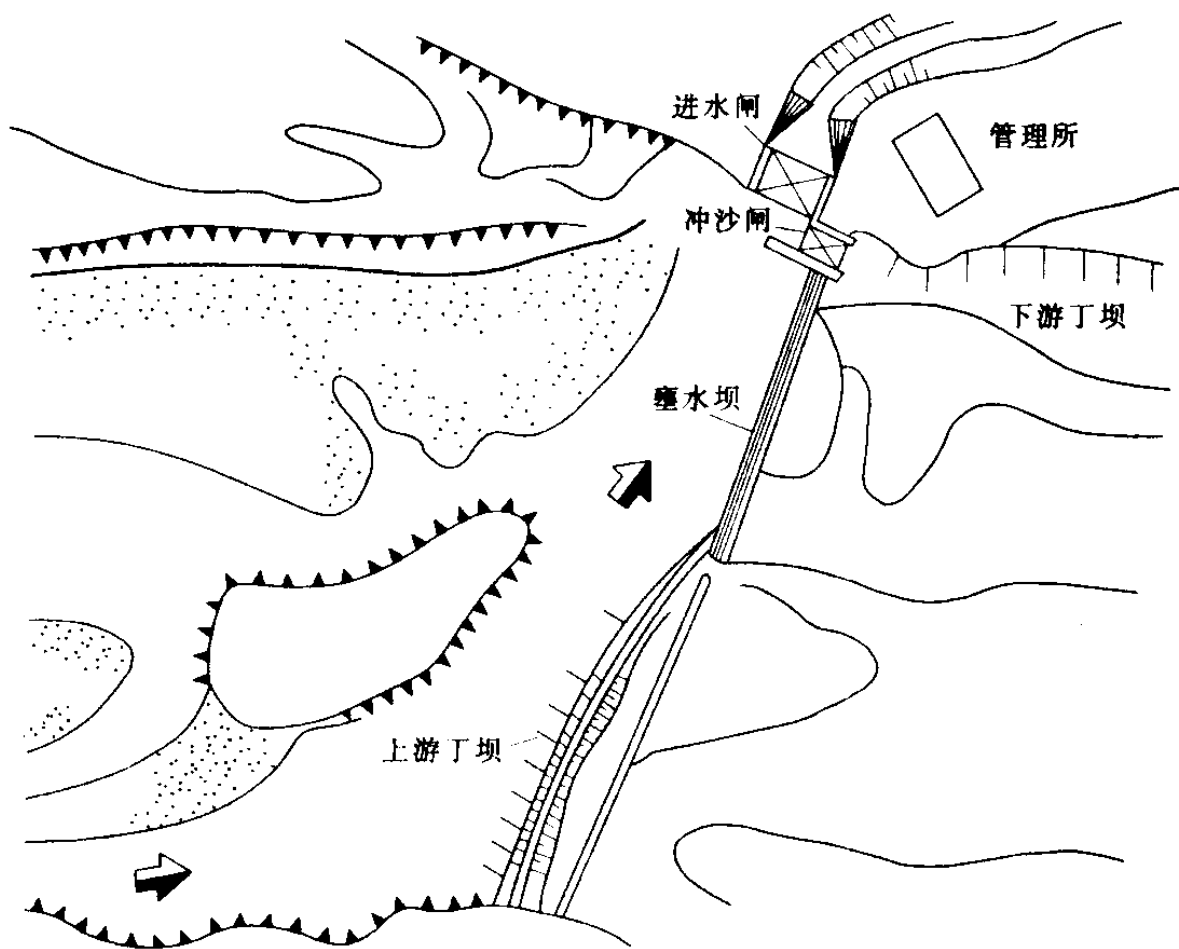


图 3-6 渭惠渠取水枢纽工程平面布置示意图

丁坝，控制河段 800 多米，同时在下游左岸亦建有护岸丁坝，保护土坝及河岸免受水流冲洗，并迫使主流向北移 200 多米，给引水创造了有利条件，保证了灌溉用水。

这种改进形式，仅适用于枢纽上下游水头差较小，要求沉沙槽内冲沙流速不大，推移质泥沙颗粒较细（粗沙、细沙）的平原河道。若推移质颗粒较大时，采用这种措施，会在槽内发生淤积现象。这种形式在陕西采用后，相继在甘肃、四川、吉林及黑龙江等省得到了推广运用。

除了上述改进措施外，为了进一步提高沉沙槽式渠首的引水防沙效果，可采用斜面引水的布置形式，改善进水闸引水角为 90° 时所造成的进沙严重的状况，使进水闸与河道水流斜交，以减弱横向环流作用，从而减少推移质进入渠道。《第七届国际灌排会议论文集》中的印度引水渠泥沙控制一文提出，取水口前沿与坝轴线夹角为 $105^\circ \sim 110^\circ$ 时，我国新规范规定为 $70^\circ \sim 75^\circ$ 。我国目前所

建灌溉工程，进水闸的引水角大都采用锐角，一般为 $30^{\circ}\sim 40^{\circ}$ 。根据陕西电力局设计院对陕西已建枢纽的调查资料，说明进水闸采用锐角的布置形式，有正面引水的趋向，一般进沙较少，运行情况良好。见表 3-1。图 3-7 为河南鲇鱼山灌区渠首布置图，该渠首进水闸引水角采用 45° 。溢流坝建在河中，进水闸及冲沙闸位于右岸，由于枢纽布置合理，建成后，运用正常。

表 3-1 陕西省部分渠首进水闸布置

渠 名	引 水 角 ($^{\circ}$)	防 沙 效 果
(1) 梅惠渠东渠	近 0 即正面引水	良 好
(2) 黑惠西渠	90	进沙严重
(3) 田惠渠	60	良 好
(4) 涝惠渠	90	不 良
(5) 渭惠渠	90	不良 (改建前)
(6) 汭惠渠	90	进沙严重
(7) 汉惠渠	45	良 好
(8) 第二定惠渠	30	良 好
(9) 梅林上渠	30	良 好
(10) 梅林下渠	90	进沙严重
(11) 织女渠		较 好

(二) 弧形沉沙槽式

为了提高渠首的防沙效果，陕西省在建造汉惠渠时，应用环流原理，将沉沙槽的平面形状改为弧形（图 3-8），并在槽内设分水墙及导沙坎，可将泥沙导向下游，待溢流坝泄洪时，把它冲走，避免泥沙淤积在冲沙闸下游。该工程进水闸的引水角为 45° ，冲沙闸与河道水流方向成 15° 夹角。自工程建成后，经过 20 多年来实际运用，证明引水防沙效果良好。

在甘肃、青海两省建造的有坝取水工程，有的进水闸布置在弯道的凹岸，导水墙、分水墙均为曲线形式（图 3-9），这种形式在美国也曾采用过，实际运行证明排沙效果较好，但较之模型试验的排沙效果稍差，这是由于在不同流量和不同运行水位的情况下，不可能在取水前都能形成螺旋水流的缘故。

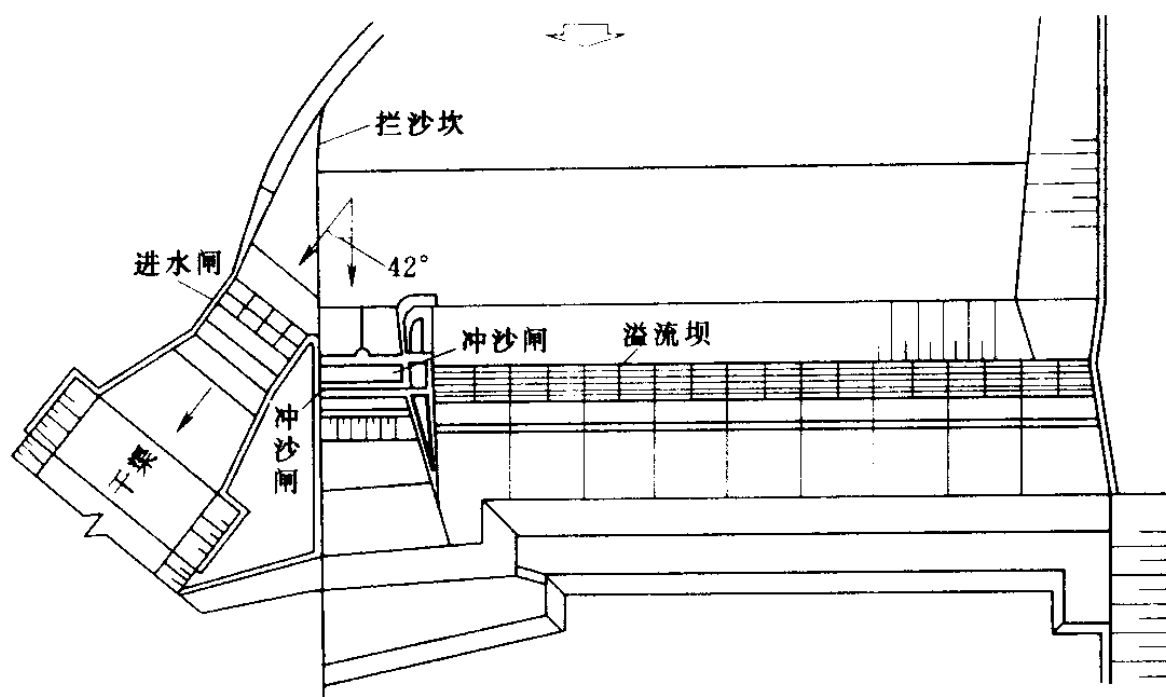


图 3-7 河南鲇鱼山灌区取水枢纽工程布置图

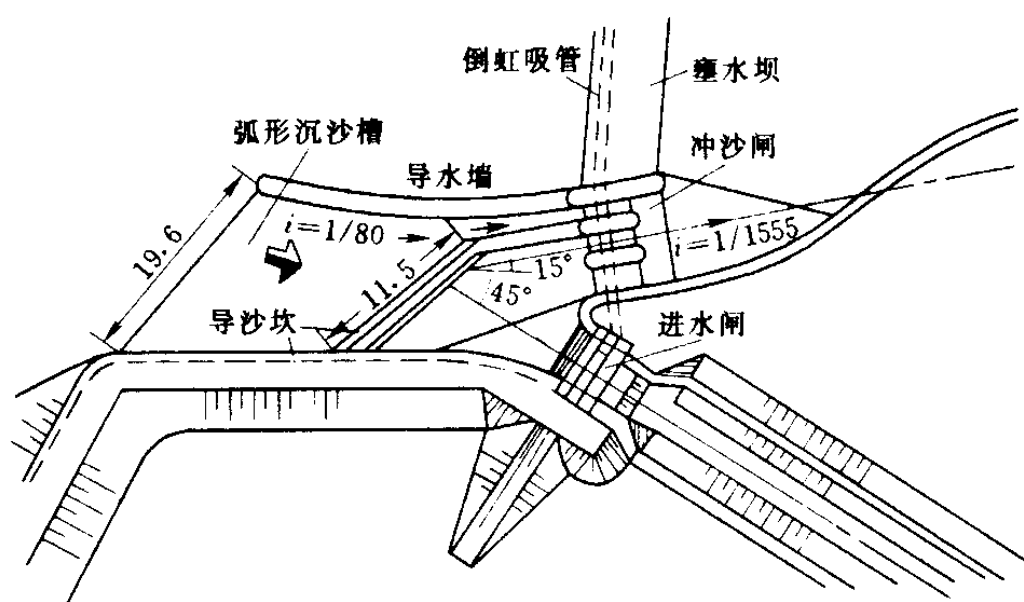


图 3-8 陕西汉惠渠取水枢纽工程平面布置图 (单位: mm)

(三) 引水渠式 (或隧洞式)

当取水枢纽工程建在峡谷出口或山区时, 由于河道狭窄, 河岸陡峻, 建筑溢流坝后, 无法再布置进水闸和冲沙闸, 这时可采用以下几种布置形式。

1. 在河床上修建导流槽

在溢流坝靠河心的一端修建导流堤, 使其与河岸形成导流槽, 兼作沉沙槽。在导流堤的末端布置进水闸和冲沙闸, 使进水口始

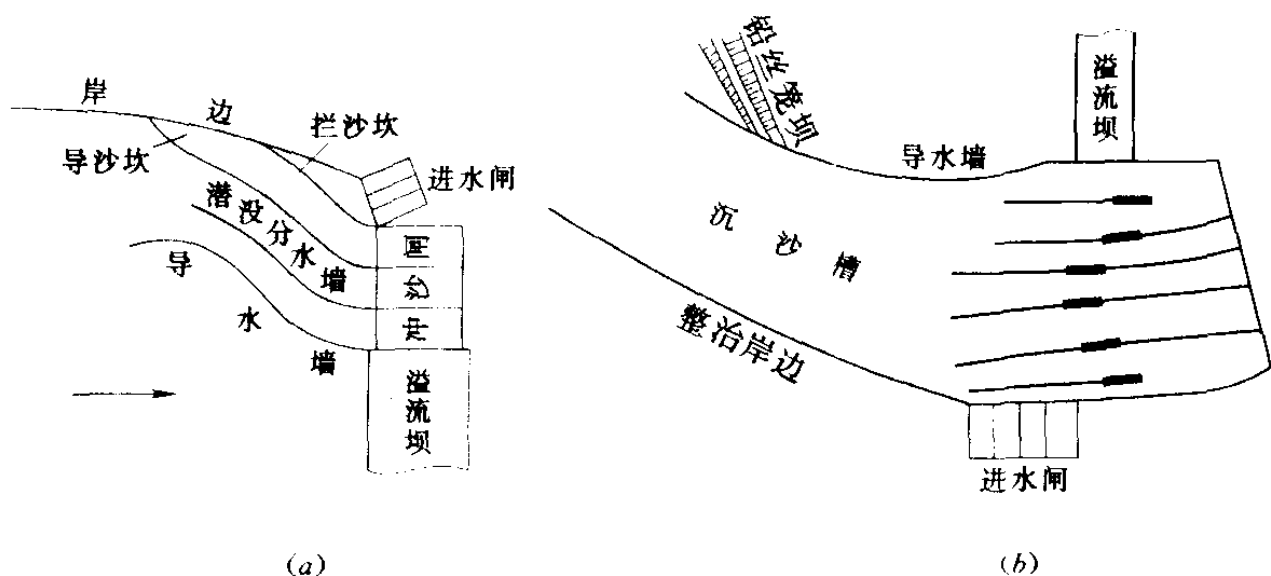


图 3-9 曲线形沉沙槽布置示意图

终保持良好进水条件，如图 3-10 所示。有的工程将溢流坝做成折线式，除增强溢流长度外，并起导流作用，以保证主流趋向进水口，图 3-11 就采用了这种布置形式，该工程设 5 孔进水闸，每孔宽 2.5m，设计引水流量 $29.71\text{m}^3/\text{s}$ ，进水闸和冲沙闸系按正面引水，侧面排沙的原则布置，既保证了灌溉用水，又能阻止推移质泥沙入渠。

2. 在山坡内开凿隧洞（或开挖引水渠）

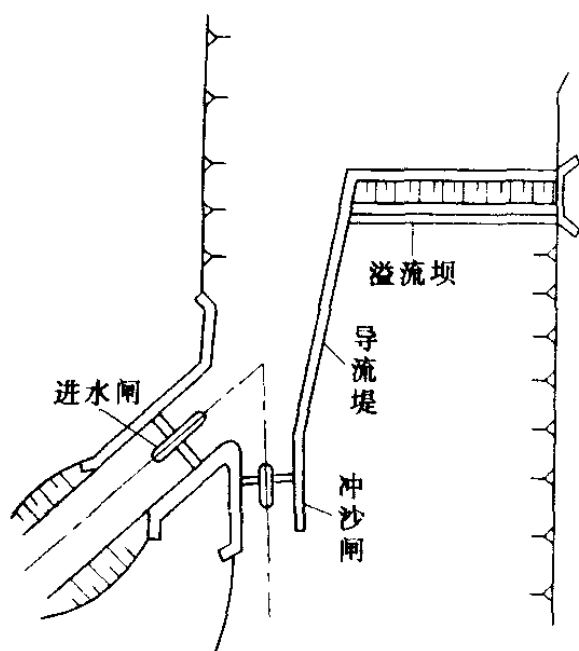


图 3-10 河北解放渠取水枢纽工程布置图

对于建在峡谷出口处的取水枢纽工程，可在山坡内开凿隧洞引水，于隧洞出口处修建沉沙槽，并在槽的末端，按照正面引水，侧面排沙的原则布置进水闸和冲沙闸。图 3-12 即采用了这种布置形式。这是一座引水上高原的大型灌溉工程，可灌溉 120 万亩农田。取水枢纽由溢流坝、引水隧洞、沉沙槽、进水闸及冲沙闸等 4 部分组成。引水隧洞位于坝的左侧，长 70m，设计流量 $70\text{m}^3/\text{s}$ 。沉沙槽系

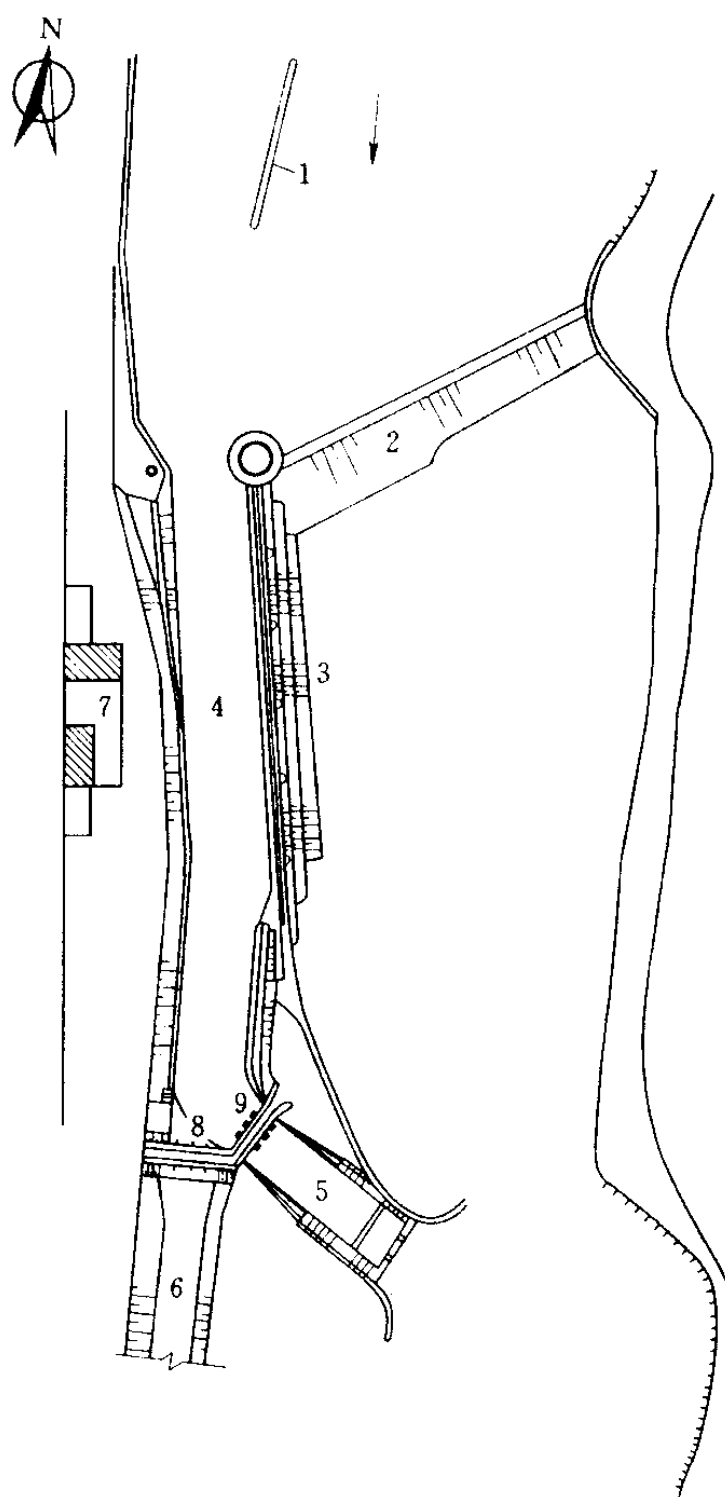


图 3-11 山西省十里河灌区取水枢纽

工程平面布置示意图

1—导流堤；2—大坝；3—溢流坝；4—导流槽；5—冲
沙道；6—干渠；7—闸房；8—进水闸；9—冲沙闸

用浆砌石建造，长 216m，深 10m，比降为 1/350，设计流量为 $0.584\text{m}^3/\text{s}$ ，使粒径大于 0.34mm 的泥沙均能沉在槽内。槽末端高程比进水闸坎低 3.4m，可将沉沙槽内泥沙全部冲走。进水闸的设计流量为 $50\text{m}^3/\text{s}$ ，校核流量为 $60\text{m}^3/\text{s}$ ，闸坎比干渠底低 2.13m，

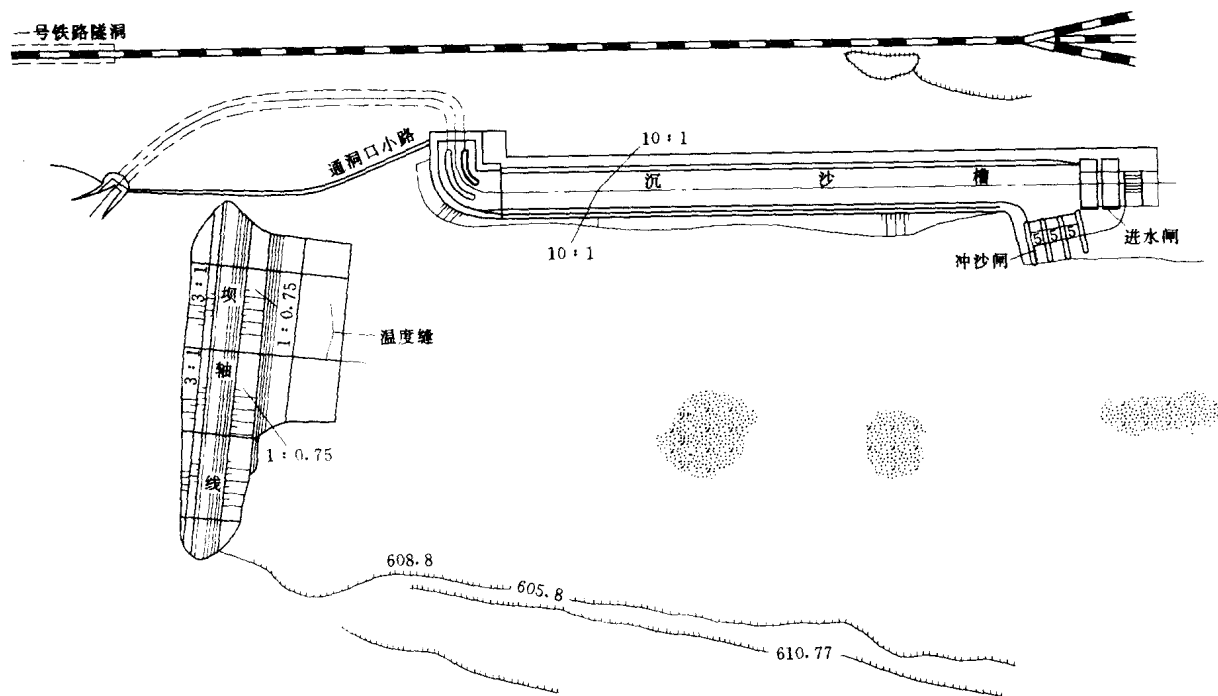


图 3-12 宝鸡峡引渭取水枢纽工程平面布置图(单位:m)

并以 1 : 2 坡度与渠道相连。冲沙闸与进水闸成 $71^{\circ}09'$ 的夹角，过闸最大流量为 $250\text{m}^3/\text{s}$ 。当河道流量大于 $60\text{m}^3/\text{s}$ 时，冲沙闸局部开启，引水与冲沙同时进行，当河水来量大于 $60\text{m}^3/\text{s}$ 或含沙量较小时，则定期进行冲洗。

沿山边开挖的引水渠式渠首，通常在渠的末端布置进水闸和冲沙闸，见图 3-13。

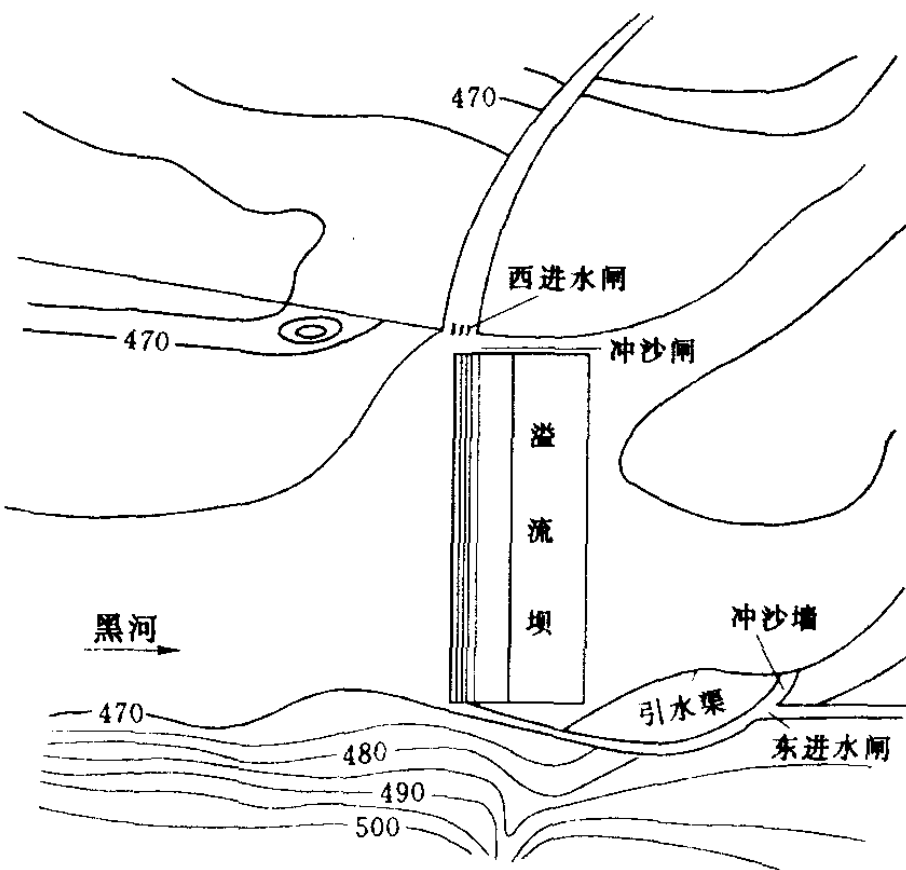


图 3-13 黑惠渠取水枢纽工程平面布置示意图

二、拦河闸式取水枢纽工程

在多泥沙河流上修建溢流坝后，由于泥沙的淤积，使坝很快丧失其对河流的控制作用，引水防沙不能得到保证。若用拦河闸来代替溢流坝，基本上不改变枢纽上下游河道的形态，既可壅水沉沙，又可以开闸泄水冲沙，与溢流坝相比，除能排除上游壅水段淤积的泥沙外，并能灵活地调节水位和流量，还可借闸门的启闭来调整上游河道主流的方向，使取水口始终保持良好的引水条件。因此，采用拦河闸壅水，引水防沙效果良好，它既适用于上游河道为沙卵石河床的情况，也适用于中游砂砾河床，尤其适用

于下游的沙质河床。目前，在四川、新疆、辽宁、山东及江苏等省应用较多。但拦河闸使用钢材较多，造价较高。现在有许多中小型枢纽多采用自动翻倒闸或橡胶坝，不仅造价低，而且便于管理。

这种取水枢纽工程一般由拦河闸、进水闸、冲沙闸、冲沙槽、导沙坎及上下游河道整治工程等建筑物组成。在南方河流上，根据任务的要求，可能还修建一种或几种专门水工建筑物，如船闸、筏道、水轮泵站、水电站等建筑物，与上述建筑物组成综合利用的枢纽工程。

拦河闸位于河床内，闸轴线与水流方向正交，其底板高程视河道比降的陡缓及引水比的大小而定。在比降较陡的山区河流上，当引水比较小时，闸底板高程与河道的平均高程齐平；当引水比较大，超过 50%~60%，推移质数量大，河道比降较缓时，闸底板高程应高于河底 1~2m，以防闸下淤积。

进水闸布置在河岸上，其引水角为锐角，底板高程高出拦河闸底板至少 1.5m，以利防沙。进水闸前设置导沙坎，将河道泥沙导向冲沙闸。

冲沙闸位于进水闸旁，一般将临近进水闸的 1~2 孔或 2 孔以上的拦河闸作为冲沙闸，并用导水墙与拦河闸隔开，导水墙与进水闸翼墙构成冲沙槽，用以束水攻沙。有的山区渠首，如映秀湾、渔子溪等取水枢纽在槽内布置多道斜向导沙坎，造成人工环流，增强其排沙效率（图 3-14）。关于斜向导沙坎的尺寸，北京水利科学研究院在试验研究基础上提出，坎的高度与河道泥沙粒径大小有关，对于粒径小于 100mm 的卵石，坎高为 0.5~0.8m；对于 5mm 以下的砂砾，坎高可采用 0.3m 左右。坎的断面可以采用矩形或梯形，导沙效果差异不大。各导沙坎的平面形状和尺寸均不相同，坎长、弧度及其与水流交角应根据水流情况和导沙效果决定，一般交角在 10°~40°范围内变化。坎的间距约为坎高的 5~6 倍。河道中的沙石经过导沙坎导向导水墙的一侧，经冲沙闸排到下游。有的枢纽因闸前水深较大，冲沙槽常做成窄深式（图 3-15），使槽内

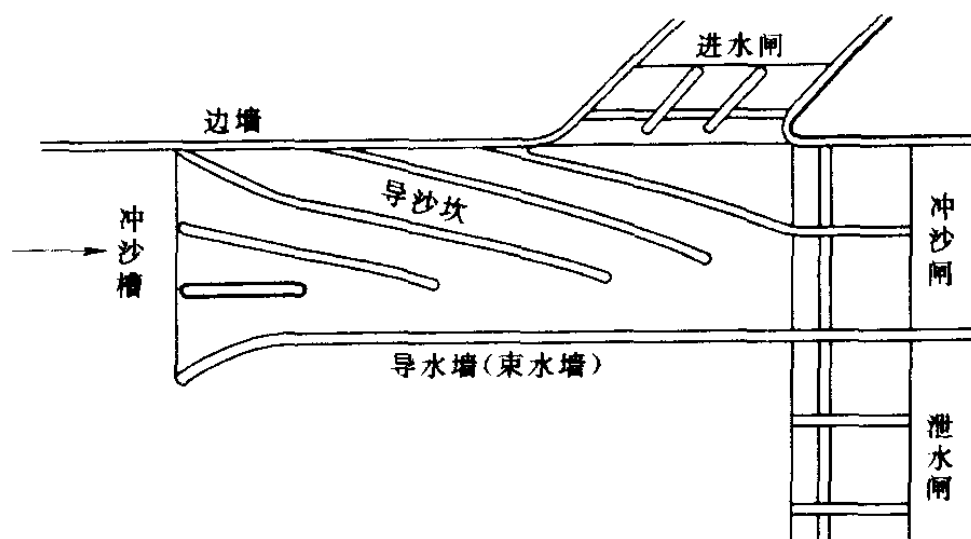


图 3-14 冲沙槽设多道导沙坎布置示意图

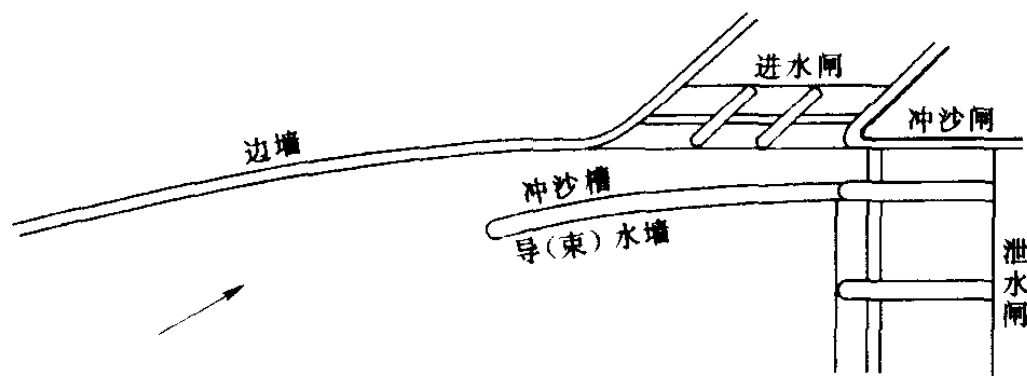


图 3-15 窄狭式冲沙槽布置示意图

流速达 $3\sim 5\text{m/s}$ ，以便冲走河道大卵石。槽的宽度至少大于卵石最大粒径 $2.5\sim 3.0$ 倍。当需漂送木材任务时，其宽度应大于木材最大长度，冲沙槽应具有一定的纵坡，如南桠河二、三级电站及象鼻咀引水工程，分别采用 60% 、 100% 和 50% 的纵坡，刘家浪和吉林榆树等水电站引水工程亦采用大于 10% 的底坡，但也有未作底坡的水电站，如渔子溪，亦具有良好的排沙效果。

现以山区引水式电站取水首部枢纽布置和其防沙措施^[7]，及平原地区拦河闸引水枢纽为例，说明上述布置原则的应用。

图 3-16 所示为映水湾引水式电站首部枢纽布置图。该枢纽位于岷江上游汶川县，枢纽处河床平均比降为 8% ，多年年平均流量为 $396\text{m}^3/\text{s}$ ，常年洪水流量 ($Q_{50\%}$) 为 $1670\text{m}^3/\text{s}$ 。悬移质多年平均输沙量为 830 万 kg ，其中值粒径为 $0.059\sim 0.083\text{mm}$ 。推移质

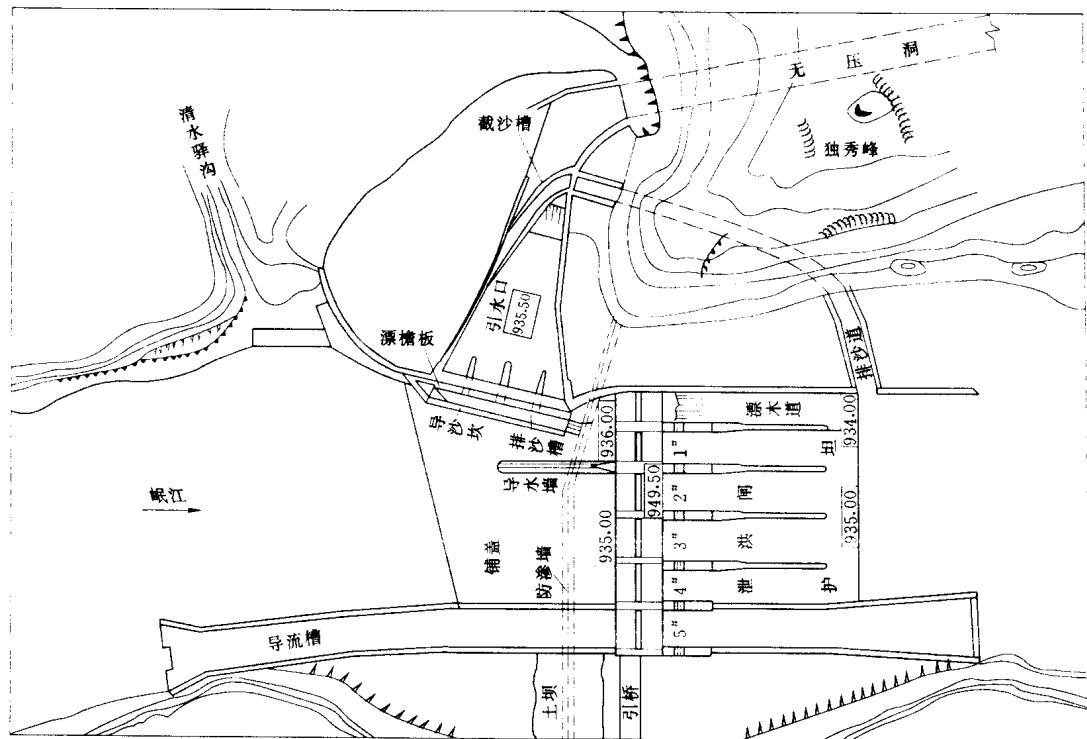


图 3-16 映秀湾水电站首部枢纽图(单位:m)

多年平均输沙量为 110 万 kg, 其平均粒径为 6~8cm。河床质的平均粒径为 27cm, 大的在 1.0m 以上, 全年沙量集中在汛期, 6~9 月输沙量占全年的 85%。

首部枢纽由进水口、拦河闸及防沙设施组成。由于水电站用水对水质要求较高, 故在渠首采取多道防沙措施并配合运用措施来解决水质问题。其措施如下:

(1) 进水口处设防沙、防漂木设施。进水口布置在弯道的凹岸, 除了利用弯道环流排沙外, 还在进水口前设一道高度不同的拦沙坎, 坎高 2.5~4.5m。坎后为 5m 宽的排沙槽, 利用螺旋流排沙。进水口采用胸墙底孔形式, 并在孔口上缘设漂檐板, 以防漂木进入。

(2) 冲沙槽。冲沙槽由导水墙与进水口处拦沙坎构成。槽内流速大于 3.0m/s, 可冲走进水口前淤积的沙石。

(3) 截沙槽及排沙道。为了排除进入进水口内的粗沙, 在引水渠中段设宽 5m、深 2m 的斜向截沙槽, 以截取渠底的泥沙, 经排沙道排到下游, 引水渠做成喇叭形, 从进水口起逐渐缩窄, 至截沙槽处缩窄 20m, 形成颈部。目的在于提高颈部流速, 增强排沙槽内的螺旋流, 提高其排沙效率。

(4) 沉沙池。沉沙池设在无压隧洞之后 (图中未绘出), 水流经过沉沙池之后, 进入有压隧洞, 引向电站。沉沙池内的淤沙, 可用挖泥船清除。

(5) 漂木道。拦河闸左岸第一孔为漂木道, 宽 12m。经运行证明, 能将绝大多数的漂木输送到闸的下游。

(6) 管理措施。水电站的设计按两级水位运行, 即当引水比较大、河道流量小于 $550\text{m}^3/\text{s}$ 时, 利用拦河闸将水位壅高至 946.0m, 使推移质泥沙淤积在库区, 当河道流量大于 $550\text{m}^3/\text{s}$ 时, 将水位降低到 941.0m, 进行溯源冲沙, 将河水来沙及淤积的泥沙排至下游。冲沙所得库容可供下次来沙淤积, 这样交替运用, 以达到水电站引水防沙的目的。但在实际工作时, 由于水头不足, 上述设计运行方案未能实现, 全年均采用高水位运行。水库淤积的

泥沙则利用低荷时短期停电，将水位降低，进行冲沙。每月进行1~2次，每次冲沙历时5~10h，基本上满足引水发电与防沙的要求。上述首部枢纽布置的特点是，防沙措施较为完备，除利用弯道环流作用外还设置了导沙坎、冲沙槽、冲沙闸及沉沙池等各种防沙措施，使引水质量达到了设计要求。

图 3-17 为一平原地区取水枢纽工程，建在辽宁大清河上，引水流量 $6.0\text{m}^3/\text{s}$ ，灌溉 5.4 万亩，枢纽由进水闸、冲沙闸及泄洪闸三部分组成。泄洪闸为自动翻倒闸，取水首部的防沙设施有导沙坎，沉沙槽及冲沙闸等，该渠首自 1970 年建成后，运用正常，满足了下游灌区引水的需要，引水防沙效果良好。

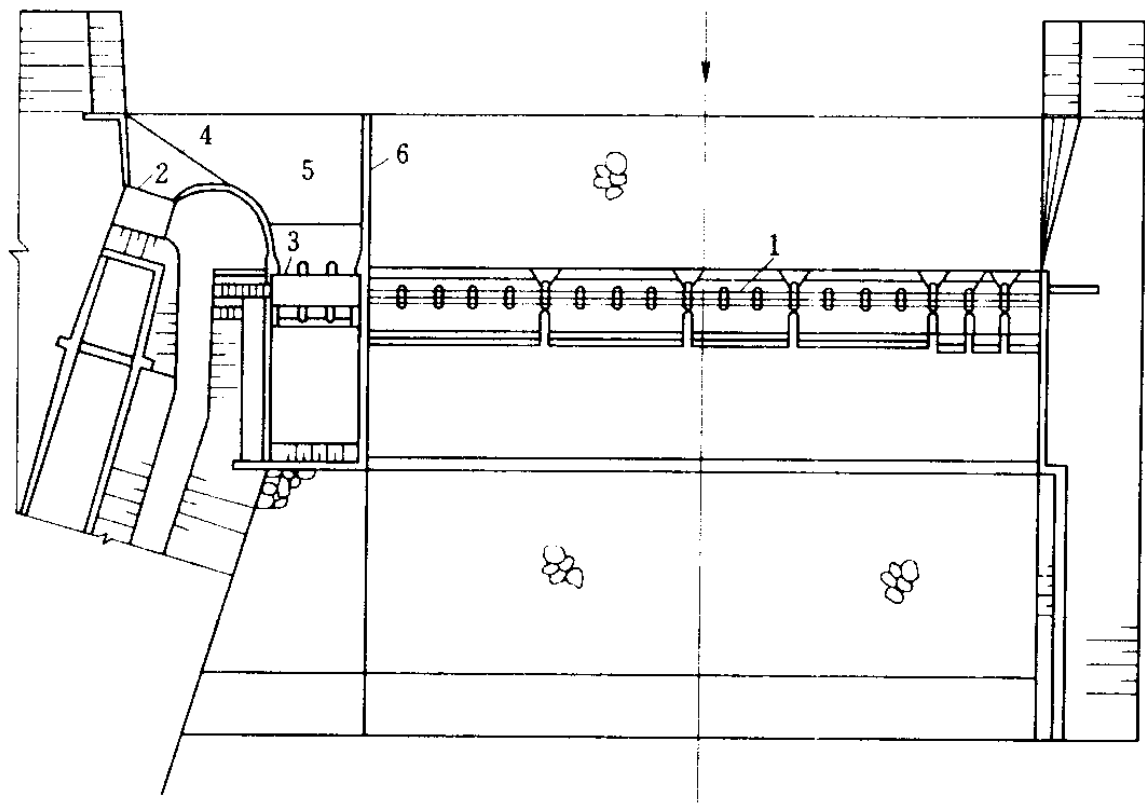


图 3-17 辽宁大清河取水枢纽工程布置示意图
1—自动翻倒闸门；2—进水闸；3—冲刷闸；
4—拦沙坎；5—沉沙槽；6—导水墙

第三节 底部冲沙廊道式取水枢纽布置

这种枢纽是根据水流泥沙沿深度分层的特点，将水流垂直地

划分为表层及底层两部分，进水闸引取表层较清水流，而使含沙量较多的底流经冲沙廊道排到下游。故这种取水又称分层取水枢纽。因廊道冲沙所需水量较少，常用于缺少冲沙流量的河流。当冲沙廊道用于宣泄部分洪水时，则需用水量较多。这种枢纽要求坝前水位能形成较大的水头，使水流在廊道内产生 $4\sim 6\text{m/s}$ 的冲沙流速。根据印度的实践经验，冲刷廊道式枢纽对于排除粗粒泥沙非常有效。但当河道有大粒径卵石或沉木、沉树时，极易造成堵塞。这种形式的枢纽主要由拦河闸坝、冲沙闸、进水闸及冲沙廊道几部分组成。其中拦河坝（闸）、冲沙闸的布置原则同前。按照进水闸布置位置的不同，有以下几种布置形式。

一、侧面取水枢纽工程

进水闸布置在河岸上，从河流侧面引水，取水口前淤积的泥沙，可通过廊道排到下游。廊道有以下三种布置形式：

(1) 冲沙廊道布置在闸坎下，廊道的进口沿闸坎全宽布置[图 3-19 (a)、(b)]。如前所述，河流的泥沙一般淤积在取水口上唇附近，故沿闸坎全宽将廊道作均匀布置是不合理的。在挟有大量底沙的河流上，泥沙仍会进入干渠。根据试验研究表明，取水口前的泥沙虽然可通过上游的廊道排到下游，但布置在靠近坝端的廊道对于排沙的作用不大。因此，目前建造的冲沙廊道，其进口多布置在取水口上唇范围内，如图 3-18 (b)、(c)、(d) 所示。

在宽阔的河道上，拦河闸坝与取水口前沿的夹角 α 一般为 $130^\circ\sim 140^\circ$ 或更大些。廊道的布置呈直线形，闸门一般布置在廊道的末端。在狭窄的河道上， α 角减小到 90° 时，廊道则弯曲状布置，但转弯应平顺，并取较大的半径，使水流不致脱离侧壁或避免在廊道内侧形成死水区，务使廊道在最小流量下能将泥沙冲到下游最远的地方。图 3-19 所示的枢纽布置，冲沙廊道有两条，位于上游的冲沙廊道可起拦截泥沙作用，而布置在闸坎上的廊道，仅占坎宽的 $1/2$ ，只起辅助作用，即作为事故廊道。

(2) 冲沙廊道布置在冲刷槽内^[8]。在印度的灌溉和水电工程中，为了防止底沙入渠，一般于冲刷槽内建造冲沙廊道，在不扰

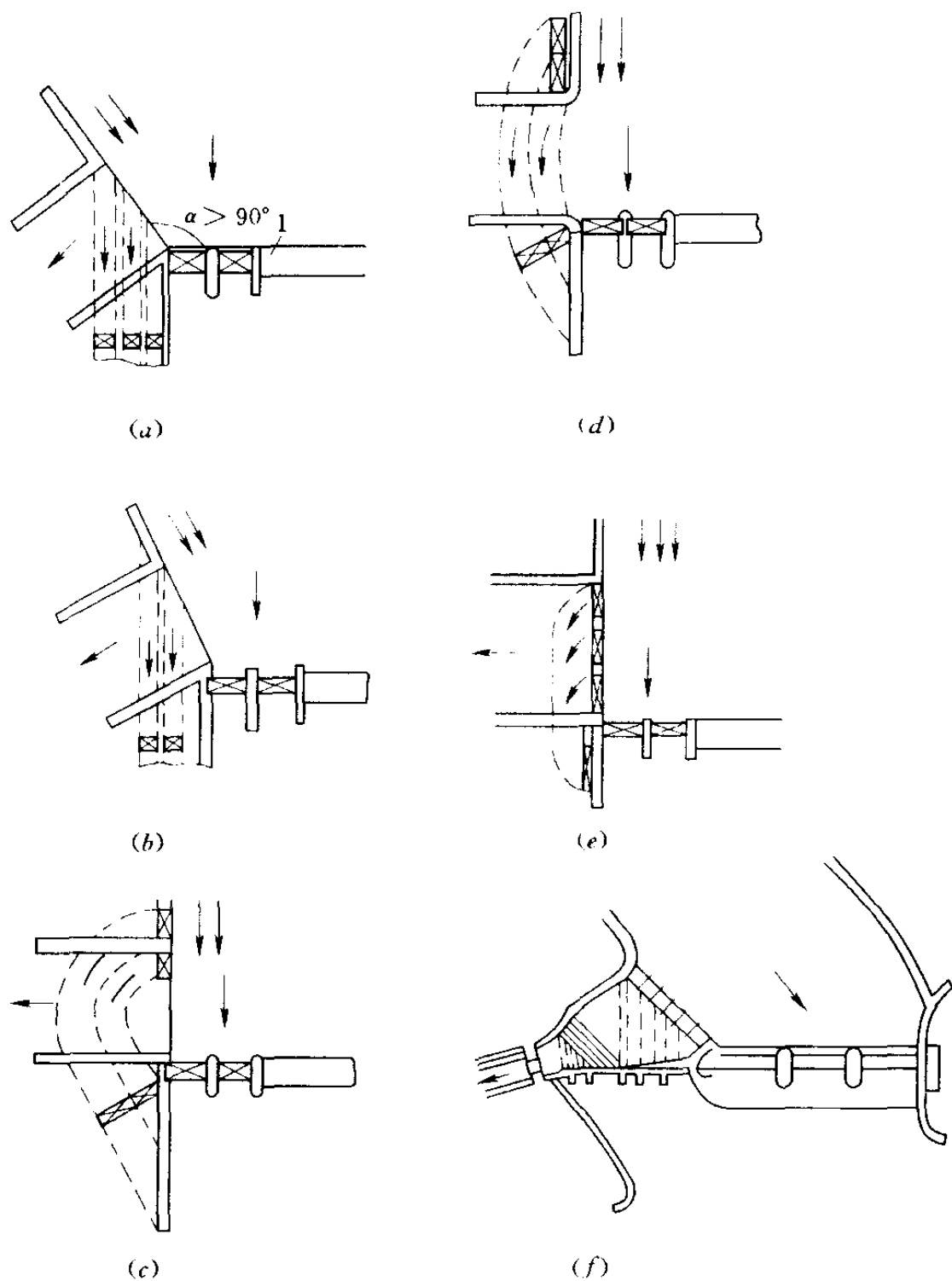


图 3-18 侧面引水的冲沙廊道布置示意图

动泥沙分布的情况下，使底沙通过冲沙廊道排到下游。

1) 冲沙廊道布置的类型。根据印度工程实践，这种冲沙廊道的布置有三种形式：肯凯型、特立姆型及混合型。肯凯型是由 6 孔不同长度的廊道所构成，靠近进水闸的一孔冲沙廊道最长，其余依次递减（图 3-20）。这种形式的排沙情况良好，在洪水时期，能使进水闸闸门关闭的次数减到最小限度。但当行近段水流发生偏

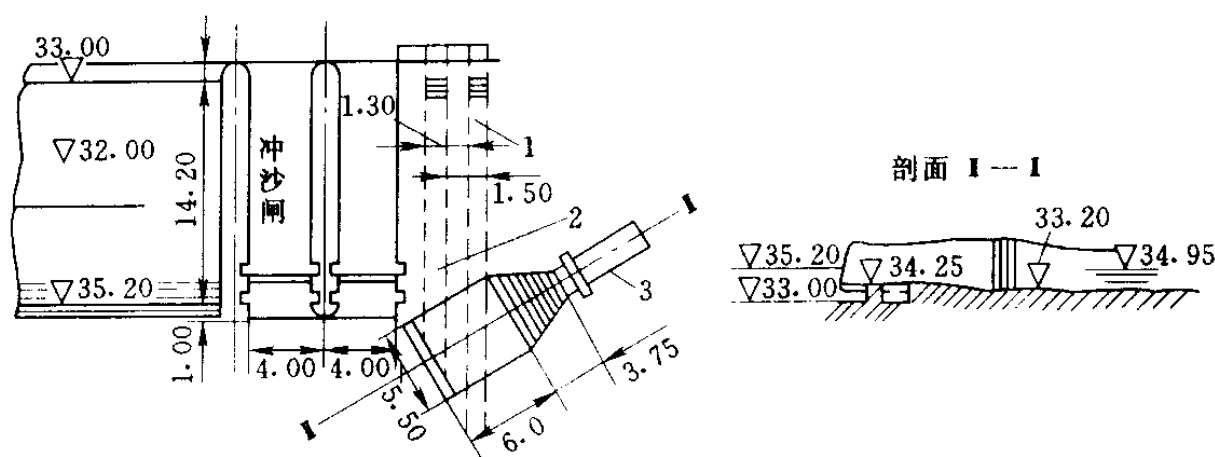


图 3-19 直线形式冲沙廊道 (单位: m)

1—经常使用的工作冲沙廊道; 2—事故冲沙廊道; 3—渠道

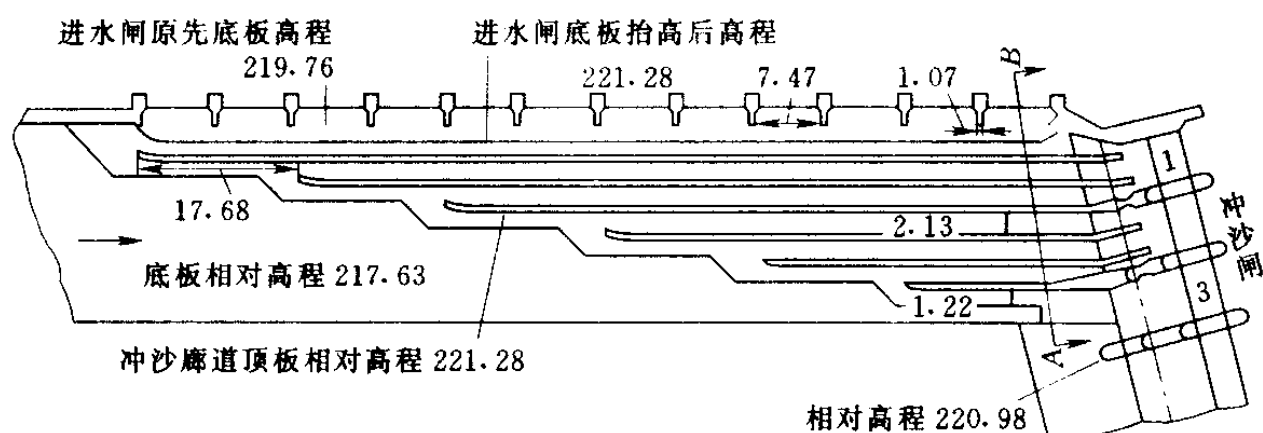


图 3-20 肯凯式冲沙廊道 (单位: m)

移时, 会降低其冲沙效率。特立姆式冲沙廊道 (图 3-21) 的进水口则排列在一条直线上, 它对于行近段水流的偏移十分敏感。最适于河道行近段水流是顺直的情况。在研究分析这两种冲沙廊道优缺点的基础上, 印度又提出了一种混合形式 (图 3-22)。这种形式的廊道进口布置成阶梯形, 它在正向行近段水流条件下可有效工作, 而当进流条件稍有偏移时, 如导水墙的长度合适, 配合沉沙冲沙槽的静水调节, 仍能正常工作, 在廊道进口处所产生的紊流, 仅发生在狭窄的范围内, 对入渠泥沙影响较小。为了适应河道各级流量时取水口的进流条件, 最好通过模型试验确定导水墙的长度和位置, 以及冲沙廊道最佳布置方案。

2) 冲沙廊道的尺寸。冲沙廊道的工作水头为洪水时期拦河闸

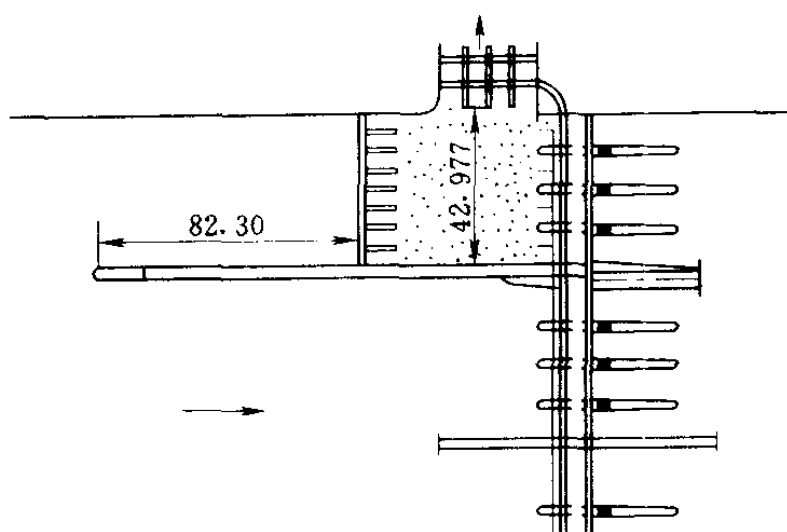


图 3-21 特立姆式冲沙廊道 (单位: m)

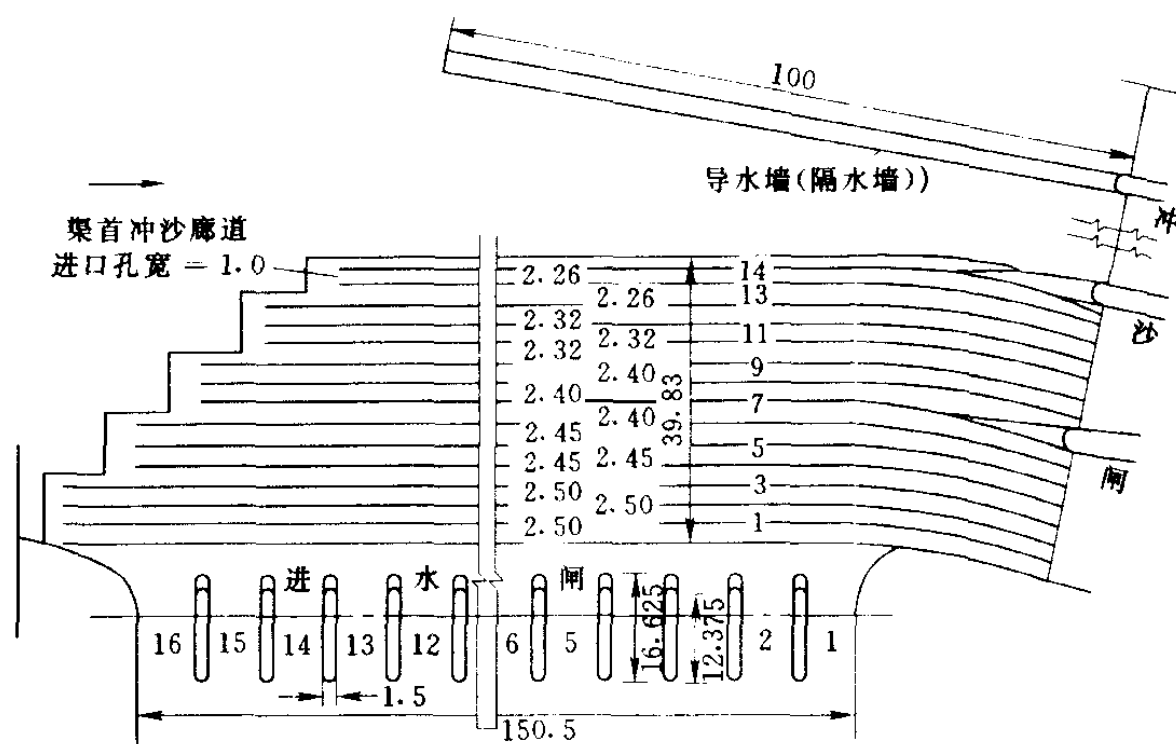


图 3-22 混合式冲沙廊道 (单位: m)

坝上下游水位差。该水头应大于水流经过廊道的水头损失。根据印度经验, 水流经过廊道的水头损失约 $0.6 \sim 1.2\text{m}$ 。冲沙廊道的总宽度为行近段水流的宽度。

在已建成的渠首中, 有的冲沙廊道的总宽度达 $1 \sim 4$ 孔冲沙闸的闸宽 (冲沙闸每孔宽度为 18m), 在正常情况下一般采用一孔冲刷闸的宽度。冲沙廊道的顶板应使水流平顺的进入廊道, 尽可能减少其对水流扰动的影响。其高程一般位于河底以上 ($1/3 \sim 1/4$) 水位处, 并与进水闸闸坎齐平, 如果进水闸的闸坎很高, 则可

做成双层式冲沙廊道。为了减少廊道隔墙对水流的干扰，廊道的顶板应从进口向上游伸出 0.5~0.6m，并将其底部做成椭圆形曲线，其曲线方程为：

$$\frac{x^2}{T^2} + \frac{y^2}{t^2} = 1$$

式中： t 为顶板的厚度； T 为 2~3 倍顶板厚度。

廊道通常用矩形断面，其进口为喇叭口形。因廊道的长度不等，为了使其水头损失相等，则需采用不同的断面尺寸。廊道的截面尺寸应大于 2.0m×3.0m。根据廊道的尺寸和它的总宽度，就可决定廊道的数目。在选择廊道的尺寸和数目时，还需考虑到排沙粒径的大小，应使廊道内的冲刷流速可冲走相应粒径的泥沙。根据经验，对于砾石河段，应保证廊道最大流速为 3m/s，冲积扇河段为 2m/s。廊道的转弯半径一般为其宽度的 10~15 倍。

模型试验表明，廊道的冲沙效率并不与廊道冲刷流量成正比的增加，其冲刷流量一般为引水流量的 20%~30%，在印度的柯西、纳格拉、下萨德及法拉克堰等枢纽设计中，冲沙廊道的冲沙流量分别为干渠引水流量的 20%、22% 和 25%。

3) 下游排沙渠。从冲沙廊道泄出的水流含有高浓度的粗粒泥沙，通过排沙渠排到下游。如果排沙渠纵坡不足以带走这些泥沙，将会在出口处形成沙滩并影响排沙效率。因此，排沙渠的坡度一般较陡，以利排沙。

近数十年来，印度在卵石及冲积河段上修建了冲沙廊道式枢纽工程，一般运行情况正常。如肯凯型冲沙廊道式枢纽运行情况良好。对于粒径大于 0.2mm 的泥沙，其冲沙效果约为 70%；对粒径大于 0.075mm 的泥沙，冲沙效率约为 60%，后因行近段水流偏移，第二排廊道排沙效率不高。其他如特立姆和赛德南两座取水枢纽的冲沙廊道，也是由于行近段水流方向变化，导致排沙效率降低。又如 1976 年建成的纳格拉取水枢纽的冲沙廊道，至今运行良好，在各种流量情况下，廊道的冲沙效率可达 50%~80%，与模型试验的排沙效率 91% 相接近，对于排除 $d_{50}=0.1\text{mm}$ 的细沙

也很有成效。亚玛河枢纽冲沙廊道，能冲走全部粒径大于 13mm 的泥沙，从而大大地减轻了枢纽泥沙的淤积。又如南格尔取水枢纽，采用双层冲沙廊道，一直运行正常。根据观测，这种冲沙廊道能把卵石全部排掉，对于粒径大于 0.2mm 的泥沙也能排走 80%。

(3) 渠道上的冲沙廊道。如上所述，虽然枢纽采取了各种防沙措施，但仍有部分泥沙进入渠道，如果渠道纵坡较缓，输沙能力不足，就会造成渠道的淤积。因此，在渠道上设置冲沙廊道(图 3-23)与枢纽冲沙廊道构成两级防沙措施，对于解决粗颗粒占很大比例的卵石，砾石河段和冲积平原上游河段枢纽首部的泥沙问题是非常有效的。印度第一座渠道上冲沙廊道建在塞勒姆浦支干渠上，可将进入干渠的砾石和卵石全部排走，排沙效果良好，随后，在印度许多渠系上相继修建了一大批渠道式冲沙廊道。这种冲沙廊道的设计原理、顶板位置、高度、形状与枢纽首部冲沙廊道基本相同，但在设计中应注意以下特点。

1) 冲沙廊道与枢纽首部的距离应合适。如果距离过远，则有

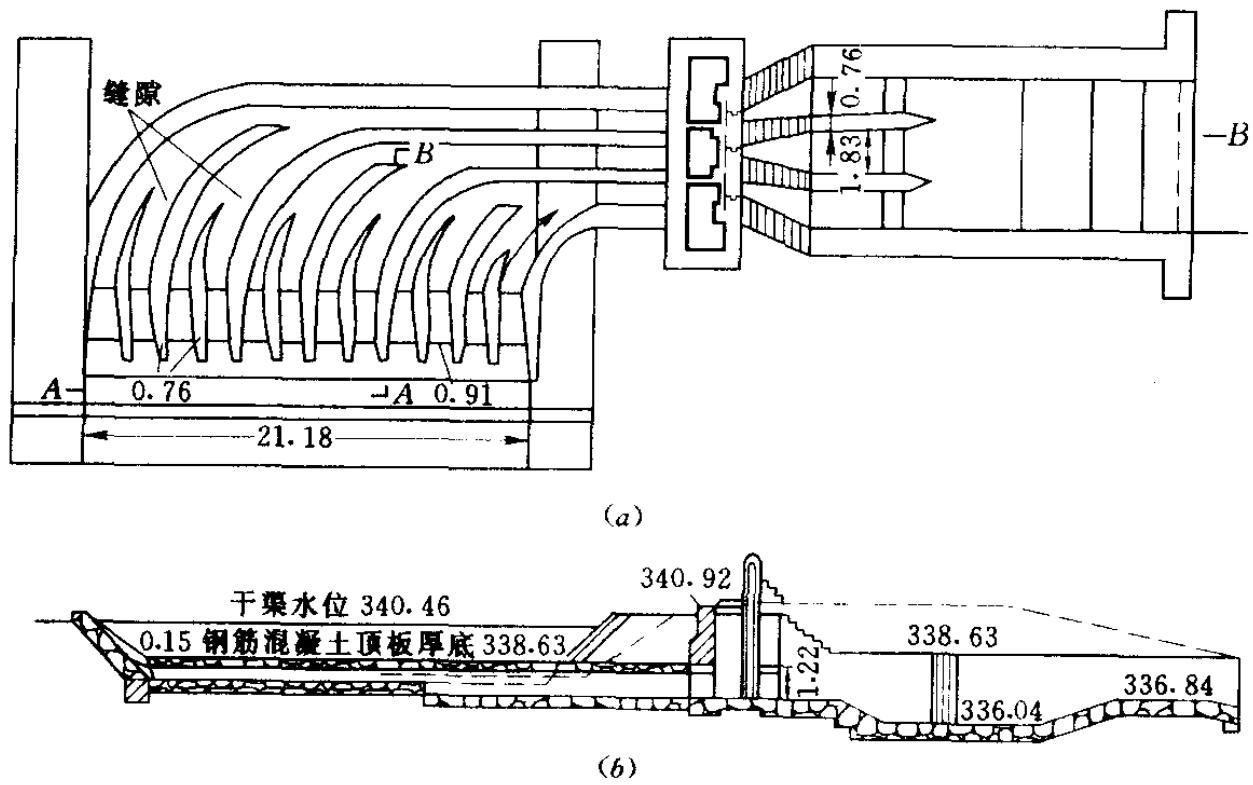


图 3-23 渠道上的冲沙廊道 (单位: m)
(a) 平面图; (b) AB 剖面

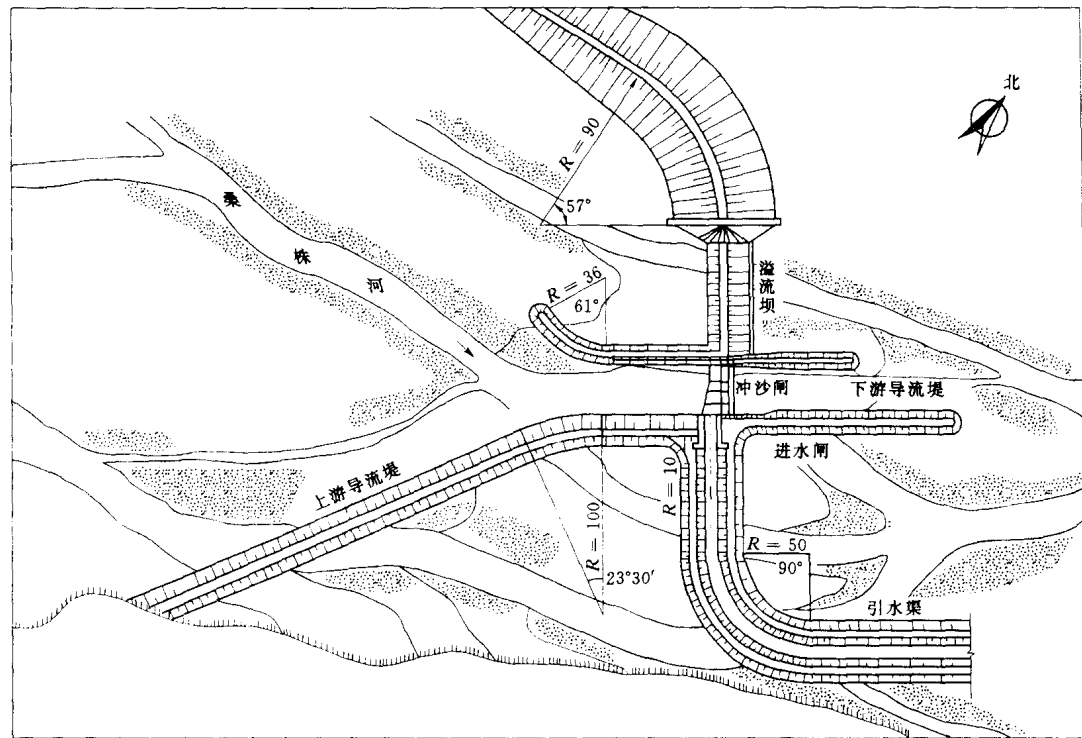
很长一段渠道将发生淤积；如果距离太近，由于闸下水流紊动，水流中的泥沙受到扰动而不能沉淀到底层。适宜的距离应根据流速、水深、需排走泥沙的大小和水流紊流程程度而定。一般情况下，在有漂石的河段，冲沙廊道距枢纽首部闸的距离为 150~300m（约等于 3~4 倍渠道的宽度）。对于冲积层河段，这个距离将增至 500m 或更远。对于细沙河段，常在干渠上修建几个冲沙廊道以增强排沙能力，也可建沉沙池沉沙，用水力或机械方法清除。

2) 廊道的上游渠道应当顺直，使流速和含沙量沿断面均匀分布，否则，泥沙将集中在弯道内侧，而清水则集中在弯道外侧，造成水沙不均匀分布，从而降低冲沙廊道的排沙效率，甚至可能使廊道堵塞。

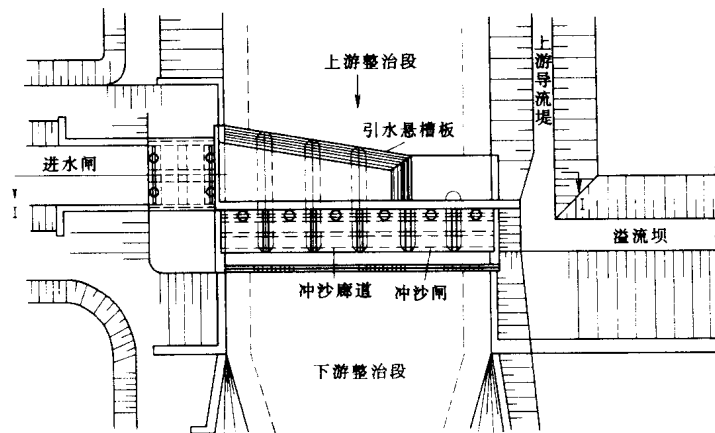
3) 冲沙廊道的冲沙流量约为其下游干渠流量的 20%~25%。如印度的萨德堰干渠、亚玛纳水电站枢纽、埃逊水电站枢纽、柯西堰东岸干渠以及南格尔干渠的冲沙流量分别为其下游干渠流量的 21.5%、21.5%、24%、17%、15% 和 19.5%。

4) 廊道的出口渠应紧接排沙渠。廊道的冲沙水头是干渠与排沙渠首端的水位差。如果枢纽修在山麓河段，由于河道坡度较陡，即使在洪峰期间，也有足够的冲沙水头。若枢纽建在冲积平原河段，由于河道坡度较缓，在发生大洪水时，排沙渠内水位较高，要获得冲沙水头比较困难。在此情况下，冲沙廊道可以工作到中等洪水期，而当大洪水时，则需临时关闭进水闸。排沙渠底应有足够的纵坡，以免排沙渠淤积而导致冲沙廊道堵塞。如亚马纳水电站排沙渠的纵坡最初采用 1.15‰，输沙最大粒径为 150mm，运行一年后，排沙渠淤塞后改用 3‰ 纵坡，排沙渠运行正常。根据印度的经验，排沙渠的纵坡，对于排除大卵石、细砾和沙时，以分别采用 1/300、1/1200 和 1/1800 为宜。

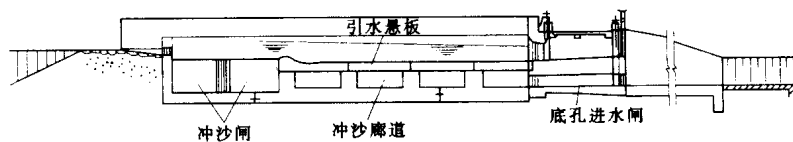
图 3-24 所示为新疆和田地区皮山县桑株河取水枢纽布置示意图。该河属昆仑山北麓前山地带多泥沙河流。河道纵坡较陡，一般在 1/20~1/60 之间，流速为 3~5m/s。河道平均流量为 8.06m³/s，最大为 192m³/s。河流平均含沙量为 1.09kg/m³，最大



(a)



(b)



剖面 I—I

(c)

图 3-24 新疆和田地区廊道式取水枢纽(单位:m)

(a)平面图;(b)冲沙廊道布置图;(c)剖面 I—I

为 215.0kg/m^3 。汛期集中在 6 月、7 月、8 月三个月，河道洪峰流量占全年总径流量 70% 左右。

该枢纽由引水悬板、进水闸（分表孔及底孔两层）、冲沙闸及冲沙廊道、溢流坝、土坝及上下游整治河段组成。进水闸位于右岸，引水流量 $25\text{m}^3/\text{s}$ 。根据水流中泥沙分层原理，闸前设有引水悬槽板，表层河水经悬槽板转 90° 流入进水闸，然后跌入干渠。枯水时期由底孔引水。闸前淤积的砂石，可定期（或连续）从冲沙闸和引水悬槽板下的冲沙廊道排走。悬板的形状为梯形，由 3m 宽逐渐扩大到 6.5m 宽，悬板的下游建 3.2m 高的挡水胸墙。

该枢纽自建成投入运用以来，引水含沙量大为减少。冲沙廊道可将闸前 50m 范围内沙石冲洗干净，冲沙效果显著。这种取水枢纽布置适用于前山区河流的特性。

二、正面引水式渠首

如第一章所述，当从河道侧面引水时，若引水比大于河道流量 50% 时，即使利用弯道环流特性，仍会引进大量泥沙，在这种情况下，采用正面引水和正面排沙的布置形式则是合理的。根据土耳其所做的侧面引水和正面引水在同样条件下的对比试验（图 3-25），可以看出，当引水比为 75% 时，侧面取水入渠的泥沙量为

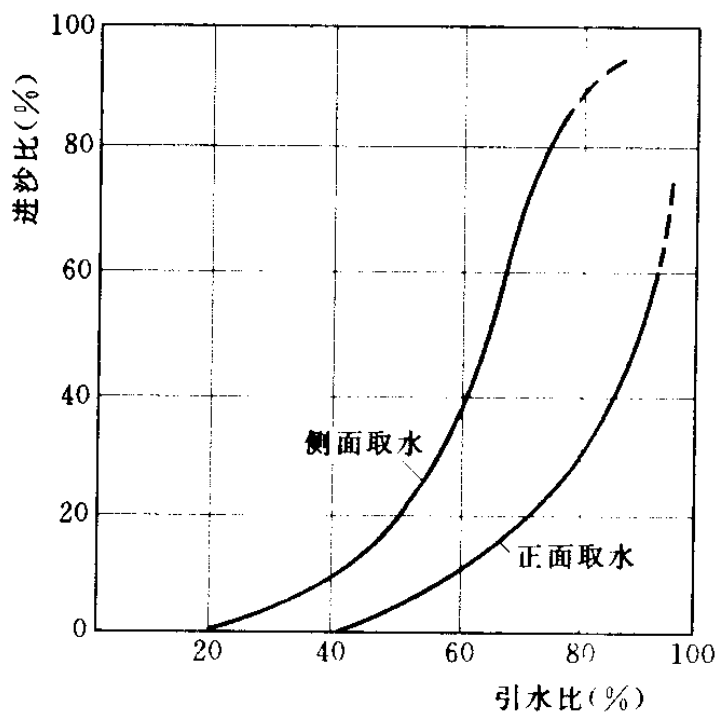


图 3-25 取水口引水比与进沙比关系曲线

河道输沙量的 80%，而正面取水只有 22%，说明正面引水是优越的。

这种渠首由进水闸、溢流坝及冲沙廊道组成。一般进水闸布置在河床内，与溢流坝位于同一轴线上，并与河道流向垂直，因此，进水口水流无弯曲现象。当河道水流流进图 3-26 (a) 所示的闸孔后，可经一段弯道流入干渠。冲沙廊道设在闸底板下面，除了冲洗闸的泥沙外，并能宣泄部分洪水（图 3-26）。其最大优点是可减少入渠泥沙，引水和排沙可同时进行，互不干扰。它的缺点是冲沙流量较大，建筑物结构复杂。

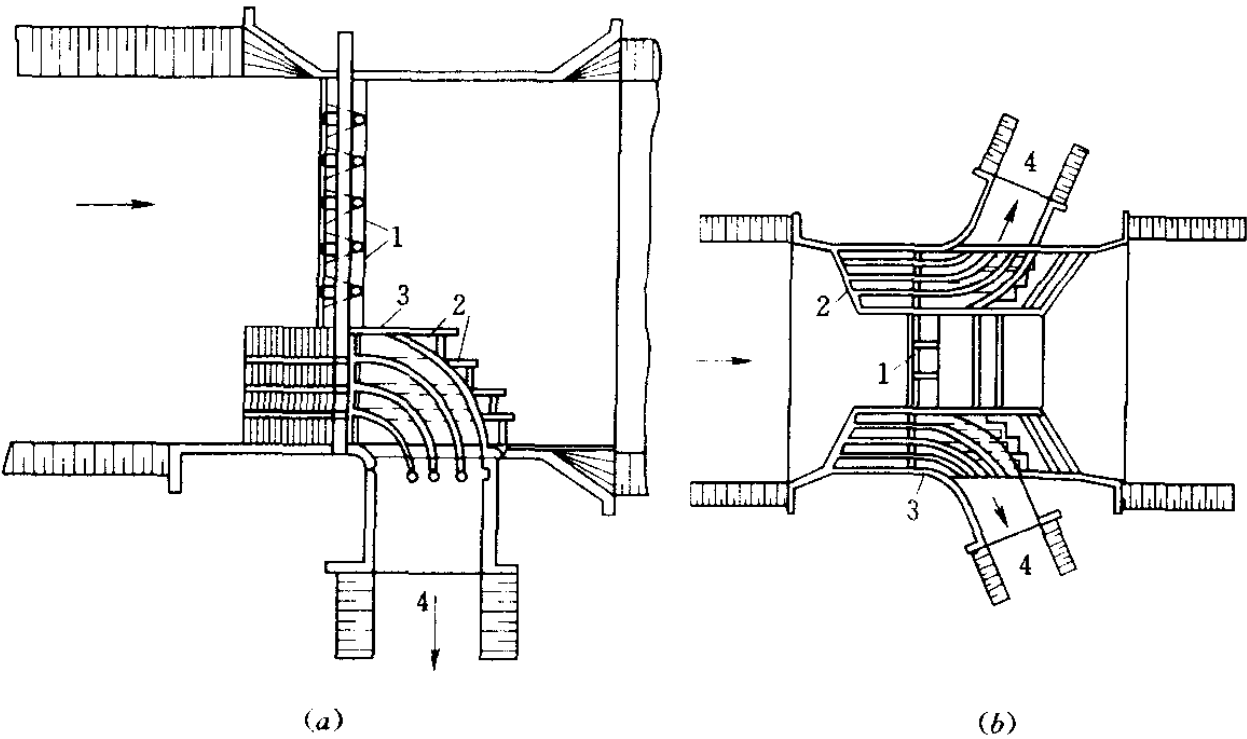


图 3-26 正面引水冲沙廊道布置图

(a) 一岸取水枢纽；(b) 两岸取水枢纽

1—溢流坝；2—冲沙廊道；3—进水闸；4—渠道

第四节 人工弯道式取水枢纽布置^[9、10、11、14]

一、概况

在山溪性多泥沙的河流上，常在河流出口附近，依照天然河弯，将河道整治为弯曲的引水渠，造成人工环流，并在弯道的末

端，按照正面引水、侧面排沙的原则，布置进水闸和冲沙闸，以引取表层较清水流，排走含沙量大的底流，达到引水防沙的目的。

人工弯道式取水枢纽先建于前苏联中亚西亚的费尔干地区，故又称费尔干式取水枢纽。从 1958 年起引入我国新疆地区，先后设计和建造了乌鲁木齐河、八音沟河及呼图壁河等人工弯道式取水枢纽。随后又修建了玛纳斯河、三屯河和玉田河等渠首，至 20 世纪 60 年代末已修建人工弯道式渠首 30 余座。现已成为该地区主要灌溉取水形式之一。由于这种枢纽当时设计时未能结合我国河流水文泥沙特性，在实际运用中，出现了不少问题。如弯道的设计流量过大，宽度过宽，以致水流常年不能满槽，环流作用微弱，造成淤积，导致粗沙及卵石进入渠道；弯道纵坡较大，致使冲沙闸下游排沙比降不足，流速偏小，形成闸下淤积，甚至冲沙闸底板被淤埋；渠道位置的选择不适宜，渠道建筑物高程确定不当，影响了引水防沙效果等。针对这些问题，新疆水利工作者及水利科学研究部门在分析研究的基础上，提出了改进措施，如在渠首中增添了泄洪闸；改进了弯道设计流量和各种建筑物的布局等，使之成为一种新型的人工弯道式枢纽。在 20 世纪 60 年代末应用改进措施而修建的喀什河渠首和古尔图河新枢纽，经过十几年的运用，引水防沙效果显著。

表 3-2 列举了新疆地区部分已建人工弯道式取水枢纽所在河流情况及工程规模，从中可以看出，最小灌溉面积为 8 万亩，最大的达 250 万亩；进水闸的进水流量最小为 $20\text{m}^3/\text{s}$ ，最大可达 $140\text{m}^3/\text{s}$ ；河流泥沙粒径平均为 $2\sim 8\text{cm}$ ，最大的超过了 80cm ；河床比降为 $1/50\sim 1/250$ 。上述统计说明人工弯道式枢纽的适应性强，尤其适用北方干旱地区，而且引水比较高，一般可达 $70\%\sim 80\%$ 以上。其缺点是，河道整治工程量大，工程造价较高。在平原地区多泥沙河流上，由于泥沙颗粒较细，含沙量沿水深分布比较均匀，单靠横向环流来减少入渠泥沙效果不大，因而不宜采用这种形式。

表 3-2 新疆部分人工弯道式取水枢纽河流情况与工程规模

取水枢纽	河流名称	多年平均 径流量 (亿 m ³)	河床比降	引水流量 (m ³ /s)	灌溉面积 (万亩)	河床质粒径 (cm)	
						平均	最 大
三屯河	三屯河	2.35	1/80	65	65	2.0	80
青年渠首	大西沟	1.9~2.4		25	20		780
八音沟河	八音沟河	3.28	1/80	60	48	8.0	40
阿瓦堤	克孜河	19.9	1/167	40	42		15
果子沟	果子沟	1.8	1/50	20	8	4.5	40
玛纳斯河	玛纳斯河	13.17	1/132	105~140	250	8.0	60
金沟河	金沟河	3.21	1/100	52.5	53		30
乾通河	大黑河	0.947	1/220	50~70	27		20
喀什河	喀什河	40.12	1/150	100	100	4~5	65×40×35
格尔木河 (试验资料)	格尔木河	6.57	1/111	30	25	3.2	25
叶尔羌河东岸 (试验资料)	叶尔羌河	63.0	1/250	120~230	161	6.6	30

二、取水枢纽各建筑物的布置

如上所述，人工弯道式渠首由上游引水弯道、进水闸、冲沙闸、泄洪闸、溢洪堰和下游排沙道等部分组成。现分别介绍如下：

(一) 上游引水弯道（即上游整治河段）

其作用是造成弯曲河段，使水流在弯道内形成横向环流，以利引水排沙。应尽可能利用天然稳定的河弯，加以整治作为引水弯道。因天然河弯的曲率半径、河床比降及流速等均符合该河的自然特性，比人工布置的弯道引水防沙性能优越，从已建工程看，凡与天然河弯结合得好，其运用效果就好；反之则差。在布置时，应避免把人工弯道与天然河道布置成 S 形，以免主流冲向引水弯道凸岸，而不按凹岸运行。从而不能在弯道内形成良好的横向环流，不利于引水排沙。

在引水弯道的进口处，一般修建导流堤，并向上游延伸与河道两岸平缓地连接，以便束水导流，使河水平顺地流入引水弯道。

导流堤的形状，可以布置成直线形或曲线形，主要根据地形条件、主流方向以及枢纽的布置形式而定。引水弯道的环流强度对防沙效果的影响最大，故下面着重介绍引水弯道尺寸的确定方法。

1. 根据实践经验确定引水弯道尺寸

(1) 引水弯道宽度的确定。引水弯道的宽度、长度和曲率半径是决定水流在闸前产生稳定环流的主要因素。而稳定弯道的长度和曲率半径都可以用直线河段的水面宽度来表示。因此引水弯道宽度的确定是最基本的因素。我国 20 世纪 50 年代引进这一渠首形式时，均采用前苏联 C. T. 阿尔图宁的经验公式计算。即：

$$B = A \frac{Q^{0.5}}{J^{0.2}} \quad (3-1)$$

式中：B 为河道的水面宽度，m；A 为稳定河道系数，一般选用 0.7~1.2，对于沙卵石河床可用 0.9~1.1；J 为河道纵向水面比降；Q 为造床流量，按 3%~10% 频率洪水流量计算，结合我国情况，误差较大，建议按 50%~100% 的频率洪水流量计算，m³/s。

按上式计算的宽度 B 为弯道直线段水面宽度，而弯曲段的水面宽度由于水流挤向凹岸而缩窄，为使水流满槽，缩窄后的宽度，一般约为直线段水面宽度的 0.5~0.75 倍。

新疆初期设计和建造的人工弯道式渠首，基本上都是采用频率为 3%~10% 的洪水流量作为造床流量。经多年实际运行证明，按此造床流量设计的宽度过宽，是造成弯道淤积的主要原因之一。研究总结认为，引水弯道的宽度以按 50%~100% 频率的流量设计为宜，不应小于灌溉所需流量和冲沙流量之和。由于冲沙流量一般约为进水闸流量的 1~1.2 倍。故弯道宽度的设计流量应大于进水闸流量的 2~2.2 倍。这一设计流量应在 7~8 月份含沙量大的洪水季节经常出现，使弯道内产生较强的横向环流作用，以利排沙。根据实践经验，一般在水量丰富的河道上，引水比不应超过 50%，弯道的设计流量在一年内的历时不小于 20~30 天。在水量小而引水比超过 70%~80% 的河道上，由于引水和冲沙矛盾大，引水弯道的设计流量，以每年出现 2~5 天为宜。若弯道设计

流量小于 2.0 倍的进水闸流量，说明进水闸流量偏大，不能满足冲沙要求，应减少进水闸的流量。若该流量大于 2.0 倍进水闸流量，则用该流量作为引水弯道的设计流量，并加大冲沙闸的设计流量。引水弯道的断面为梯形，边坡为 1:1~1:1.5，其顶部高程等于设计（校核）洪水位加上一定超高。

(2)引水弯道的半径,长度及比降的确定。引水弯道的平面外形是产生横向环流的主要条件之一,其曲率半径一般不小于 $3.5B$ 。引水弯道的半径可以取单一的,也可以选用两种或三种曲率不同的半径,主要决定于河道的平面形态。如有天然河弯可资利用,则引水弯道的半径应尽量与原河弯的平面形态相符。因天然河弯平面形态符合该河的水沙运动规律。新疆几座运用较好的取水枢纽的引水弯道半径与底宽的关系,如表 3-3 所示,可供参考。

表 3-3 引水弯道半径与底宽关系

取水枢纽	引水弯道半径 (m)			引水弯道底宽 B (m)	R/B		
	R_1	R_2	R_3		R_1/B	R_2/B	R_3/B
喀什河	162.5			30	5.41		
阿瓦堤	210	112		22	9.55	5.09	
叶尔羌河东岸 (变半径) (模型试验资料)	310	230	159.78	35	8.86	6.57	4.57
古尔图河新枢纽	132.0	82.5	39.8	12	11.0	4.83	3.3

引水弯道的比降，一般等于或略缓于天然河道的纵向比降。

表 3-4 为新疆几座渠首引水弯道半径与长度及引水弯道比降与天然河道比降的关系表, 可供设计参考。

根据新疆已建成 20 余座弯道式引水渠首的经验,引水弯道的底宽、曲率半径和弯道长度,可采用下列经验公式计算:

$$\left. \begin{aligned} R_{\oplus} &= (5 \sim 6)B \\ L_{\oplus} &= (6 \sim 8)B \\ L_{\oplus} &= (1.2 \sim 1.4)R_{\oplus} \end{aligned} \right\} \quad (3-2)$$

表 3-4 引水弯道长度与半径及引水弯道比降与天然河道比降的关系表

取水枢纽	弯道长度 L (m)	轴线半径 R (m)	$\frac{L}{R}$	天然河道 比 降	引水弯道 比 降
青 年	186	176.25	1.05	1/60	1/67
三屯河	180	150	1.20	1/80	1/150
玛纳斯河	218	295.5	0.74	1/132	1/132
迪那河	75	79	0.95	1/100	1/120
金沟河	148.5	190	0.78	1/100	1/100
巴音沟河	450 (约)	432	1.04	1/80	1/80
阿瓦堤	154	161	0.96	1/167	1/167
叶尔羌河东岸渠首 (模型试验资料)	302	233.3	1.30	1/250	1/300
古尔图河析枢纽	136.4	84.7	1.61	1/51	1/83
喀什河	220	162.5	1.36	1/150	1/150

式中： $R_{\text{中}}$ 为弯道中心线曲率半径； B 为弯道底宽； $L_{\text{中}}$ 为弯道中心线长度。

(3) 弯道环流强度的判别。引水弯道主要是利用横向环流将推移质泥沙推向凸岸，故枢纽运用条件的好坏，主要取决于环流的强弱程度，如能采用环流强度来判别或进行定量评价，则在引水弯道的尺寸确定后，即可校核引水弯道在设计情况下环流的强弱。但目前对环流强度尚无统一的表达方式和比较成熟的方法。下面介绍两种方法仅供参考。

1) 新疆石河子农学院张开泉认为横向环流是离心力引起的横向水流与纵向水流的综合结果，建议用水面横向水力比降 J_r 和纵向水力比降 J 的比值作为判别环流强弱的判别数，并用 C_r 表示。

$$C_r = \frac{J_r}{J}$$

由式 (2-2)，可知 $J_r = \frac{v^2}{gR}$

纵向水力比降 J 按谢才公式计算， $J = \frac{v^2}{C^2 R}$ ，所以

$$C_r = \frac{v^2/gR_0}{v^2/C^2R} = \frac{C^2R}{gR}$$

若用满宁公式计算谢才系数 C ，则上式为：

$$C_r = \frac{R^{4/3}}{n^2 g R} \quad (3-3)$$

式中： v 为断面平均流速， m/s ； g 为重力加速度， m/s^2 ； R_0 为引水弯道轴线曲率半径， m ； n 为引水弯道糙率系数； R 为水力半径， m 。

根据实际工程运用情况统计，当 $C_r \geq 1.0$ 时，说明设计的引水弯道排沙条件较好；当 $C_r < 1$ 时，枢纽可能发生淤积，故要求设计的 $C_r \geq 1$ 。同时，还要求在设计 R 值时，用弯道未壅水时的水力半径。

该式将 J_r 作为整个弯道段的横向比降，经大量实测资料表明， J_r 仅与弯道顶处的横向比降值较为接近，且均大于其他部位的横向比降，用此式作为整个弯道横向比降的值，将大于弯道实际环流强度。

2) 原武汉水利电力大学水利系研究认为^[3]，用弯道水流横向流速 u_r 与泥沙起动流速横向分量 u_{or} 之比作为弯道环流输沙强度的判别数是符合实际的。其表达式为：

$$M_r = \frac{u_r}{u_{or}} \quad (3-4)$$

$$u_r = \frac{5.4 h \bar{u} \lambda}{R_0} \quad (3-5)$$

$$u_{or} = \xi u_0 = \xi \eta_c \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g d} \quad (3-6)$$

式中： M_r 为弯道环流输沙强度判别数； u_r 为弯道环流横向流速； u_{or} 为弯道内泥沙起动流速的横向分量； h 、 $\bar{u}$ 为弯道段计算断面平均水深和平均流速； R_0 为弯道中心曲率半径； λ 为横向断面比例系数； ξ 为起动流速横向分量的比例系数。

将 u_r 及 u_{or} 代入 (3-4) 式，得：

$$M_r = 5.4 \frac{h\bar{u}\lambda}{\xi\eta_c \left(\sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}} g d R_0 \right)} \quad (3-7)$$

η_c 是泥沙实际起动流速系数, 一般没有实测资料, 用长江科学院实测资料反求出 $\eta_c = 1.16$ 代入上式得:

$$M_r = \frac{4.655h\bar{u}\lambda}{\left(\xi \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}} g d R_0 \right)} \quad (3-8)$$

在式 (3-8) 中 λ 与 ξ 值是未知的, 且在弯道段内不同断面上均不相同。但是根据室内模型试验资料统计, 对不同断面的流量和不同的 B/R_0 (B 为弯道宽度), 不同弯道的各断面 λ/ξ 的平均值为一常数, 即 $\lambda/\xi = 2.95$, 将 λ/ξ 值及 $\bar{u} = \frac{Q}{B \cdot h}$ 代入得最终表达式为:

$$M_r = \frac{13.73Q}{R_0 B \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}} g d} \quad (3-9)$$

若用天然泥沙 $\gamma_s = 2650 \text{ kN/m}^3$ 代入上式, 得:

$$M_r = \frac{3.42Q}{(R_0 \cdot B \cdot \sqrt{d})} \quad (3-10)$$

式中: Q 为弯道段设计流量, m^3/s ; B 为弯道段宽度, m ; R_0 为弯道段中心曲率半径, m ; d 为泥沙粒径, m ; g 为重力加速度, m/s^2 ; γ_s 为泥沙容重, kN/m^3 ; γ 为水容重, kN/m^3 。

在弯道设计中, 要求 $M_r \geq 1$, 设计流量 Q 选用频率为 100% 的流量, 式 (3-9) 既包含水流条件, 又反映出上游来沙条件, 其方法是可取的, 应用上式对新疆地区几座人工弯道式枢纽进行验证, 所作出判别结果是符合实际的。

2. 半理论方法确定引水弯道尺寸

(1) 西北水利科研所公式^[12]。引水弯道的尺寸一般按上述实践经验确定, 1981 年 9 月西北水利科学研究所从山区河道的河相

关系,卵石推移质输沙率及水流运动方程和水流连续方程出发,解得引水弯道断面的宽度、水深、流速和比降等关系式,以此即可确定引水弯道的尺寸。

河相关系式仍采用前述的经验公式 (3-1) 计算, 即:

$$B = A \frac{Q^{0.5}}{J^{0.2}}$$

卵石推移质输沙率 G_s 是选用成都科技大学陈远信提出的公式。由于引水弯道已经渠化,故将该式中推移质输沙带宽度 b 作为引水弯道水面宽度 B 。

$$G_s = 2.48 \times 10^{-3} \times v^{5.41} B^{1.94} \left(\frac{D_{cp}}{h} \right)^{0.78} \quad (3-11)$$

水流运动方程及水流连续方程分别为

$$\left. \begin{aligned} v &= \frac{1}{n} h^{2/3} J^{1/2} \\ Q &= v h B \end{aligned} \right\} \quad (3-12)$$

联解式 (3-1)、式 (3-11)、式 (3-12), 则得引水弯道断面尺寸计算公式为:

$$B = \frac{0.52 A^{1.05} Q^{0.71} D_{cp}^{0.085}}{n^{0.41} G_s^{0.11}} \quad (3-13)$$

$$h = \frac{0.55 n^{0.23} Q^{0.48} D_{cp}^{0.076}}{A^{0.57} G_s^{0.1}} \quad (3-14)$$

$$v = \frac{n^{0.18} G_s^{0.21}}{0.286 A^{0.48} Q^{0.19} D_{cp}^{0.16}} \quad (3-15)$$

$$J = \frac{n^{2.05} G_s^{0.55}}{0.037 A^{0.25} Q^{1.05} D_{cp}^{0.45}} \quad (3-16)$$

式中: D_{cp} 为推移质平均粒径, m; h 为断面平均水深, m; v 为断面平均流速, m/s; G_s 为断面推移质输沙率, kg/s; n 为河床糙率; A 为经验系数, 一般选用 0.7~1.3; 对于我国砾石卵石河床 A 值可选用 0.7~1.0 之间; Q 为河流流量, 建议用 100% 频率流量。

(2) 原武汉水利电力大学水利系经研究提出, 人工弯道设计应满足以下要求^[13]:

- 1) 满足横向输沙需要的环流强度;
- 2) 满足纵向推移质输沙率要求, 避免和减少弯道淤积;
- 3) 能使推移质从凹岸输移至凸岸。

根据这三个要求, 导出人工弯道设计的计算公式, 即:

$$R_0 = \frac{14.06Q^{0.22}G_b^{0.195}}{d^{0.256}\xi^{0.83}} \quad (3-17)$$

$$B_k = \frac{0.2433Q^{0.78}\xi^{0.83}}{d^{0.244}G_b^{0.195}} \quad (3-18)$$

$$L_k = 1.14B_k \sqrt{\frac{0.576\xi^{2.33}Q^2}{d_{cp}^{0.67}B_k^{3.17}}} - 0.66g \quad (3-19)$$

式中: ξ 为宽深比, 对山麓地区稳定的蜿蜒性河段, 取值范围在 0.2~2.5 之间; G_b 为断面推移质输沙率, kg/s; d_{cp} 为推移质平均粒径, m; L_k 为人工弯道弧长; B_k 为人工弯道宽度, m; B_0 为人工弯道中心半径, m。

用式 (3-17)、式 (3-18) 和式 (3-19) 对新疆地区十几座人工弯道式取水枢纽资料的验证, 凡原设计值与计算值接近的, 枢纽运行良好, 无泥沙淤积或少量泥沙淤积。由此说明上述的公式对工程设计有一定的实用价值。

(二) 泄洪闸

新疆早期修建的人工弯道式取水枢纽, 大都没有设置专门的泄洪建筑物, 设计洪水通过冲沙闸下泄。渠首建成后, 由于引水弯道淤积, 弯道底部逐渐抬高, 过水能力逐渐减少, 以致造成防洪紧张, 甚至发生导流堤被冲溃事故; 有的不得不进行改建, 在导流堤上建筑侧堰泄洪。但侧堰只能泄表面清水, 留下大量的底沙, 使引水弯道淤积加重, 因此, 近期所建渠首, 如喀什河渠首及古尔图河新枢纽, 都在引水弯道进口旁设置泄洪闸, 用以泄洪排沙, 减少泥沙进入引水弯道, 并使河道主槽靠近取水口。保证引水弯道的良好的进水条件, 在常年洪水季节, 也可局部开启, 泄水排沙, 以减少弯道的进沙量, 平时可关闸壅水, 保证工农业用水。在寒冷地区, 对冰凌的处理也可一并考虑。对于有漂浮物、树

木等的河道，也可由泄洪闸排到下游。

泄洪闸在平面布置上，应使其中心线与人工弯道中心线成 $40^{\circ}\sim 50^{\circ}$ 的夹角。

泄洪闸的设计流量以取每年汛期都能出现的洪水流量为宜。如果泄洪流量较大还可在泄洪闸旁再设溢流堰，用以宣泄超过泄洪闸和冲沙闸所能宣泄的洪水。因此，在经常性洪水出现时，溢流堰应是不溢流的。溢流堰在平面布置上，也可与主流斜交，这样溢流堰除泄洪外，平时还起导流作用，使主流稳定在取水口的一侧，溢流堰堰顶应有一定的侧比降，一般等于或略缓于天然河床比降。

（三）进水闸与冲沙闸

进水闸和冲沙闸设在引水弯道的末端，一般按正面引水、侧面排沙的原则布置。进水闸设在凹岸，其中心线与闸前水流方向一致，并沿引水弯道半径方向布置。冲沙闸设在靠凸岸一侧。在此特定条件下，为了不使它和进水闸的总宽度在流向法线上的投影长度超过引水弯道宽度，可以布置成与引水弯道半径成 $25^{\circ}\sim 30^{\circ}$ 的角度，而进水闸与冲沙闸的中线夹角要求不大于 $30^{\circ}\sim 35^{\circ}$ ，否则冲沙闸各孔就不能均匀排沙，而且靠岸几孔将易于堵塞。

进水闸底板高程一般高出冲沙闸底板 $1.0\sim 1.5\text{m}$ 以上。抬高进水闸底板高程可以减少沙石入渠，并可增大闸前泥沙淤积库容，有利于定期冲沙。进水闸前一般设置曲线悬臂式导沙坎，以增强横向环流作用，将泥沙导向冲沙闸，并阻挡河石进入进水闸，其高度一般与进水闸底板同高，或高出闸底板高程。曲线导沙坎悬臂板末端加宽并一直延伸到冲沙闸的边孔，这样有利于引水防沙，其迎水面边缘，应做成流线型，以免扰动水流。若导沙坎不能加高，而水流中杂草、树枝不多时，为了防止泥沙进入干渠，则可考虑在导沙坎上设拦石栅，这一措施首先在铜厂河渠首采用。现在为不少枢纽所采用。

冲沙闸的设计流量宜稍大于弯道设计流量，以便集中冲沙，并利用洪水冲洗人工弯道。此外还可排除意外的洪水。例如当泄洪

闸操作不及时，或当进水闸因事故停止引水时，将使过多的水量流入弯道，这时可通过冲沙闸下泄，以保证枢纽安全。

冲沙闸底板高程的确定，对保证枢纽正常引水、防止泥沙淤积影响很大。冲沙闸底板高程定得过高，虽可增大闸下冲沙水头，有利于排沙，但却减缓了引水弯道比降，造成弯道淤积。反之，则引水弯道比降加大，虽可增大输沙能力，但闸下冲沙水头减小，引起输沙不畅。因此，冲沙闸底板高程应根据当地河道比降及发展趋势而定。若枢纽处的河床处于下切状态，则岩基暴露，纵坡及水流挟沙能力较大，这时冲沙闸底板高程应与河床枯水平均高程同高或略高；若枢纽建在河流的山前区，河流经过山区到达山前区后，河床开始扩宽，并由下切转向淤积或冲淤平衡。这时，可适当抬高冲沙闸底板高程，以增大排沙水头，排除枢纽上下游淤积的泥沙。根据经验，其抬高值一般为 1.0~1.5m。并使冲沙闸下游排沙道的纵坡调整到 0.015~0.02。

表 3-5 为新疆部分引水弯道进水闸和冲沙闸底板高程与天然河床平均高程的关系，可供设计参考。

表 3-5 进水闸、冲沙闸与天然河床平均高程关系

工程名称	乌鲁木齐青年渠首	玛纳斯河渠首	三屯河渠首	金沟河渠首	巴音沟河渠首
冲沙闸高程与天然河床比较	同 高	同 高	同 高	同 高	同 高
进水闸底与冲沙闸底比较	高 1.0m	高 1.0m	高 1.75m	高 1.0m	高 1.0m
拦沙坎高度	1.0m	1.0m	1.75m	1.0m	1.0m
下游排沙道运用情况	河床下切,坡度陡,达 1/45 左右,淤积不严重	改建前淤积 2.5m,改建后情况良好	下游河床淤积 2.5m	下游河床淤积 4.6m	下游河床淤积 4.0m 以上
备 注		拦沙坎设拦石栅			拦沙坎设拦石栅

续表

工程名称	奎屯河		古尔图河		喀什河渠首
	旧渠首	新渠首	旧渠首	新渠首	
冲沙闸高程与天然河床比较	低 1.0m	高 4.5m	高 1.5m	高 1.0m	同高
进水闸底与冲沙闸底比较	高 1.0m	高 2.5m	高 1.0m	高 2.0m	高 1.5m
拦沙坎高度	1.0m	2.5m	1.0m	2.0m	1.5m
下游排沙道运用情况	下游淤积严重, 报废	运用情况良好	下游淤积严重, 报废	运用良好	运用良好
备 注					拦沙坎上设拦石栅

(四) 下游排沙道

这是泄洪闸、冲沙闸等建筑物的下泄水流与下游河段的衔接段。在人工弯道式枢纽下游, 一般都在泄洪闸和冲沙闸的下游修建导流堤缩窄河道, 形成排沙道, 以使用少量的水, 把泄洪闸和冲沙闸排泄的泥沙输送到下游很远的地方, 以免闸下淤积, 影响枢纽正常工作。导流堤长度一般不小于下游稳定河槽宽度的两倍, 河道输沙量大时, 常增长到 4~5 倍。如长度不足, 可采取逐渐加长方式, 避免一次建造很长, 引起上下游整治段的剧烈冲刷。排沙道应有一定纵坡, 以使其流速控制在 4~5m/s 范围内为宜。例如新疆巴音沟渠首, 在 1963 年将左岸导流堤由原来的 80m 延长到 260m, 但没有缩窄河床, 经过一个汛期, 闸下淤积高达 1.5m。次年, 在冲沙闸 1、2 孔的下游, 修了两条平行的导流堤, 各长 375m, 形成狭窄的排沙道 (底宽 16m, 设计流量 60m³/s), 发挥了很大作用, 当年 7 月只用了大河 30% 的水量, 就冲走 60% 的泥沙。该排沙道现已延长至 700m。又如玛纳斯河枢纽, 由于闸下淤积严重, 已危及到枢纽工程的安全。1963 年将原导流堤延长 60m, 但淤积问题仍未解决。1966 年又在冲沙闸第 2、3 孔之间修建长 169m 的导流堤, 淤积情况大为改善。为了将泥沙输送得更远些,

又于 1970 年将导流堤延长到 529m，使渠首运行情况良好。必须指出，由于河道纵坡和水文泥沙特性不同，枢纽下游河道不一定都要进行整治和缩窄。如喀什河渠首，因河道纵坡大，在枢纽下游未修排沙道。

(五) 曲线沉沙池

人工弯道式枢纽虽有良好的引水排沙条件，但在河流含沙量很大及引水比很高的情况下，特别是在中小洪水期，灌区用水紧张，引水比往往达 100%。因而泥沙进渠现象很难避免。因此，还必须在进水闸后适当距离设置沉沙池，以配合枢纽共同工作，对进入干渠的泥沙作进一步的处理，使水质满足用水要求。表 3-6 为新疆部分人工弯道式枢纽进沙情况。从中可以看出，一般枢纽进沙比较大，所以在新疆所建的这种枢纽，都设有曲线沉沙池，对泥沙进行第二次处理，有关曲线沉沙池的设计详见第八章。

表 3-6 新疆人工弯道式枢纽引水比与进沙比

枢纽名称 引水进沙情况	乌鲁木齐 青年枢纽	玛纳斯河 枢纽	巴音沟河 枢纽	奎屯河 旧枢纽	古尔图 旧枢纽	三屯河 枢纽	古尔图 新枢纽	喀什河 枢纽
多年平均引水比 (%)	64.8	77.4	64.3	62	71.2	80	82.4	43.8
多年平均进沙比 (%)	25	47.5	23~40	39~58	39.3	26	很少	很少

三、布置实例

图 3-27 为新疆古尔图河新取水枢纽^[15]，系建在河流出山口附近，该处河流多年平均径流量为 3.3 亿 m³，其中 50%~80%集中在 7~8 月洪水期，实测最小流量为 2.0m³/s，河流含沙量 1.7kg/m³，年平均输沙量 16 万 m³，其中推移质 2.8 万 m³，最大达 40~50cm。

该枢纽由引水弯道、进水闸、冲沙闸、泄洪排水闸、下游排沙道及曲线沉沙池组成，其平面布置见图 3-27，这是新疆新一代枢纽布置形式，具有以下特点：

- (1) 枢纽位置选在河流出山口处，两岸基岩出露，河道纵坡

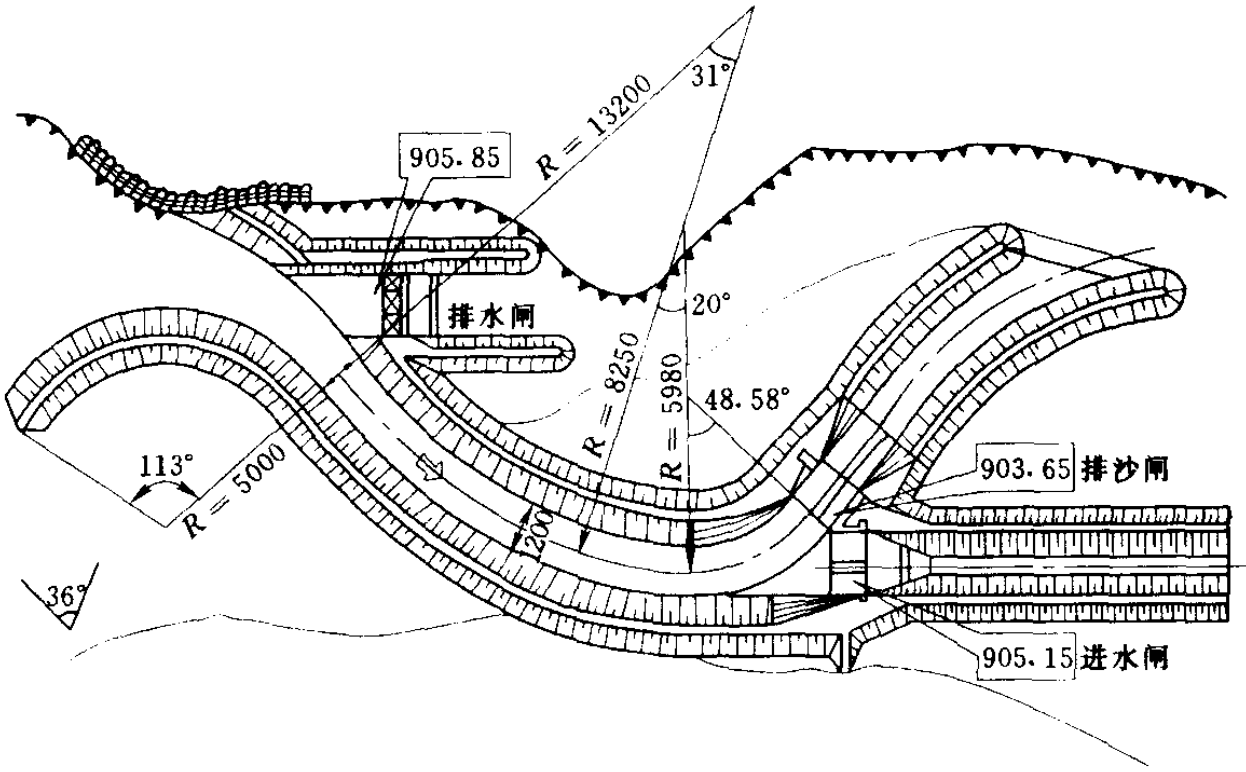


图 3-27 古尔图河新取水枢纽工程布置图 (单位: cm)

陡, 河床稳定, 渗漏量小, 来沙量少, 对引水排沙十分有利。

(2) 人工弯道设计流量采用频率 50% 的洪水流量 ($81\text{m}^3/\text{s}$)。这种流量出现几率大, 弯道环流作用强, 因而工程建成运行后, 上游 100m 范围内泥沙能全部冲走, 至今下游 5~6km 范围内无淤积。

(3) 进水闸设计流量 $60\text{m}^3/\text{s}$, 底板高程高于冲沙闸底板 1.5m, 闸前设拦沙坎一道, 坎高 2.0m, 自枢纽运行以来, 引水比有显著提高, 由 73.9% 提高到 82.4%, 而且进沙也少。

(4) 冲沙闸的最大泄量为 $100\sim 120\text{m}^3/\text{s}$, 冲沙闸中心线与进水闸中心线夹角为 38° , 闸底板较河床抬高 1.5m, 使过闸流速增大, 迄今闸下没有淤积现象。当河道来水量大于 $60\text{m}^3/\text{s}$ 时, 采用连续冲沙; 当河道来水量小于引水流量时, 实行壅水运行, 并采用定期冲沙。

(5) 设置了泄洪闸, 最大泄洪能力为 $104\text{m}^3/\text{s}$, 并用以排水、排沙以及排除河道的漂浮物。

(6) 枢纽防沙措施和沉沙池能有效的配合。一般渠道沉积的

泥沙多，粒径大，冲沙时需水量多；而沉沙池沉沙量少，粒径小，冲沙流量少。根据这一特点，洪水期以枢纽冲沙为主；洪水前后期，流量小、来沙少、颗粒细，为节约用水以沉沙池冲沙为主。

该工程由于位置选择合适，建筑物组成合理，布置紧凑，在十几年运行中，保证了灌溉用水，促进了农业发展，达到了工程预期的目的。

图 3-28 为新疆 1967 年建成的新型人工弯道式枢纽之一，可灌溉农田 120 万亩。枢纽位于喀什山口附近天然河弯处，该处河流分左右两支，中间滩地首端有天然基岩矗立，起鱼嘴分水作用，对于布置弯道式取水枢纽十分有利。该处河流年径流量 39.7 亿 m^3 ，其中 7~9 月多年年平均径流量 29.7 亿 m^3 。悬移质含沙量为 $0.46\text{kg}/\text{m}^3$ ，推移质为 $0.067\text{kg}/\text{m}^3$ ，约 200 万 kg ，占悬移质含沙量的 15%。

该枢纽由泄洪闸、拦污栅、引水弯道、进水闸及冲沙闸等部分组成。泄洪闸位于喀什河的左支河床上，其中心线与河道水流

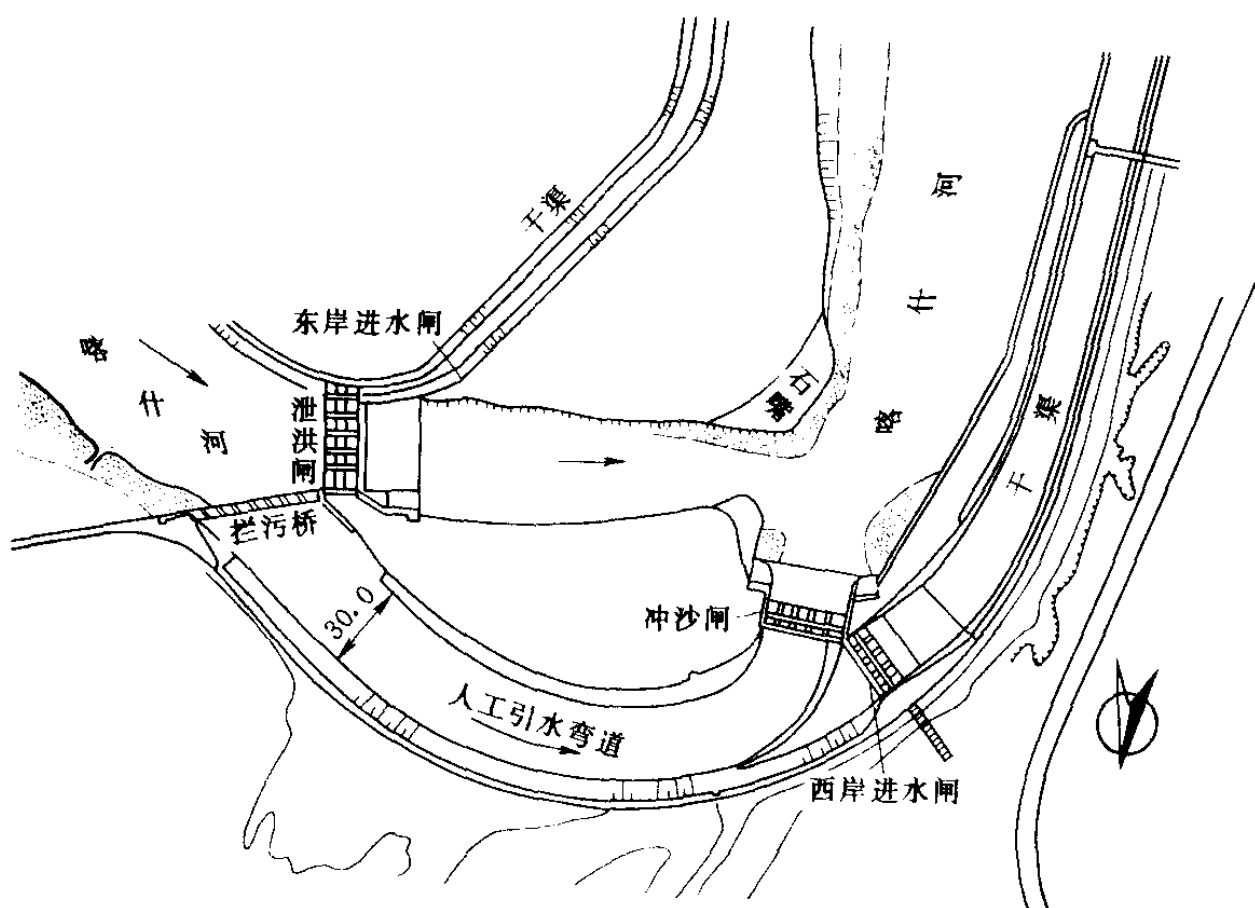


图 3-28 新疆喀什河取水枢纽工程平面布置图（单位：m）

方向成 40° 夹角而与弯道进口中心线成 45° 夹角。闸身净宽 35m，最大过闸流量 $800\text{m}^3/\text{s}$ ，闸底板高程较弯道进口高程低 1.2m，以利侧向排沙。引水弯道建在喀什河支流上，是利用天然河弯加以整治而成。弯道采用单一曲率半径，按频率 100% 的洪水流量 $300\text{m}^3/\text{s}$ 设计， $500\text{m}^3/\text{s}$ 校核。为了防止漂浮物流入弯道，在弯道的进口处，布置拦污栅一道。进水闸位于弯道末端，按正面引水并沿半径方向布置，设计流量为 $100\text{m}^3/\text{s}$ ，闸底高出冲沙闸底 1.5m，在闸前设有悬臂拦沙坎，并延伸至冲沙闸，封闭其第 1 孔，以避免该处泥沙入渠，东岸进水闸引水流量为 $17\text{m}^3/\text{s}$ ，冲沙闸位于靠凸岸一侧，闸底与河床同高，最大泄洪量为 $500\text{m}^3/\text{s}$ 。

该工程建成以来，由于枢纽位置选择适当，建筑物组成和布置均较合理。因此，保证了灌溉用水，促进了农业的增产，每年停水检查均未发现泥沙淤积现象，说明引水防沙效果良好。

第五节 底栏栅式取水枢纽布置^[16,17]

一、概况

在山溪河道上，河床坡度较陡，水流中带有大量的卵石、砾石及粗沙，为防止大量泥沙入渠，常采用底栏栅式枢纽。它的组成建筑物一般有：底栏栅坝、泄洪排沙闸、溢流堰、导沙坎及导流堤等。由于河流水文泥沙条件及引水比的不同，各枢纽除必须设底栏栅坝外，可能还包括一种或几种其他组成建筑物。底栏栅坝是装有金属栏栅，防止推移质进入廊道。这种枢纽的工作特点是，当河水从坝顶溢流时，部分或全部水流经栏栅空隙进入廊道，然后由廊道一端流入渠道。河流中的推移质，除细颗粒随水流进入廊道外，其余的砾石及卵石则随水流由栏栅顶冲向下游，而进入廊道的细砂则由设在干渠上的排沙道或沉沙池排入原河道。在廊道与渠道的连接处，设有闸门，以控制入渠流量。

这种渠首，具有结构简单、施工方便及造价低廉等优点。其缺点是栏栅空隙易被推移质或漂浮物堵塞，经常需要清理；在冬

季流量小、水深浅时，栏栅易为冰屑堵塞或结冰。目前底栏栅式渠首的引水流量多在 $6\sim 10\text{m}^3/\text{s}$ ，最大已达 $35\text{m}^3/\text{s}$ 。由于这种渠首用在山区河流有突出优点，国内外应用较广。我国从 1958 年在新疆修建第一座底栏栅式渠首以来，在西北地区及南方山区的农田灌溉及小水电建设中得到迅速推广。根据新疆、甘肃及陕西等省（区）不完全统计，现在全国已修建了底栏栅渠首 70 余座，其中新疆近 50 座。表 3-7 为新疆部分底栏栅渠首工程技术特性，可供参考。

底栏栅枢纽适用于坡陡 ($1/20\sim 1/50$)，河床为卵石的山溪性河流。一般要求推移质中的细颗粒泥沙不要过多。根据经验，当引水比小于 60% 时，含 6mm 以下的细推移质不超过总量的 20%~30%；如引水比大于 60% 时，则不超过总量的 15%~20%。

二、枢纽布置形式

（一）底栏栅取水枢纽

底栏栅取水枢纽在我国应用较广，因河流水文、泥沙特性、河道地形和地质等条件的不同，而有各种不同的布置形式。以下介绍我国常用的几种。

1. 底栏栅坝横贯全河床的取水枢纽

其特点是，底栏栅坝横贯全河床布置。枯水期引水，洪水期宣泄洪水。这是一种最简单而又经济的取水枢纽。一般用于河道狭窄、洪水流量较小、含沙量不大、泥沙颗粒较粗的小溪或小河。当河床较宽，洪量较大而引水比较小时，可在底栏栅坝端布置溢流段，以增加泄洪宽度，如图 3-3 (a) 所示。这种枢纽一般由底栏栅坝、溢流坝段及沉沙池组成，底栏栅坝位于河床中，溢流坝段布置在它的一端或两侧，沉沙池设在引水干渠上。这是我国南方山区河流常用的一种布置形式。这种布置由于全部或大部洪水经底栏栅坝宣泄，廊道进沙量大，若洪水中带有巨石，可能会破坏栅条。为了减少进入干渠的泥沙，除了设置沉沙池外，有的在底栏栅坝前设置截沙槽 [图 3-3 (c)]，用以减少入栅的泥沙。

2. 设有泄洪冲沙闸的取水枢纽

当河流水流量较大，含沙量较高，引水比较大时，为了提高防沙效果，可在枢纽中设置泄洪冲沙闸。根据底栏栅坝和冲沙闸相对位置的不同，有两种布置形式：

(1) 正引正排式：即坝与闸布置在同一轴线上，并和流向垂直，使水流平顺而均匀地流入引水廊道。冲沙闸布置在底栏栅坝靠河心的一侧，以便泄洪冲沙。由于泄水时，主流折向冲沙闸，在底栏栅坝前易形成死角，沙砾无法排除，造成淤积，使廊道的进沙量增多，为此，在底栏栅坝前修建斜向导沙坎，将水沙导向冲沙闸，从而减少入栅泥沙，如图 3-3 (b)、(d) 所示。当枢纽为两岸引水时，冲沙闸设在河槽中心，两边各修一个底栏栅坝，分别向两岸渠道送水；同时在上游两岸修建导流堤，并在底栏栅坝的上游设曲线导沙坎，将泥沙导向冲沙闸，以减少泥沙进入底栏栅，如图 3-29 所示。

(2) 正引侧排式：这种枢纽应用弯道环流原理，按正面引水，侧面排沙的原则，将底栏栅坝布置在河流的凹岸并与水流垂直，以引取表面清水；冲沙闸布置在靠凸岸的一侧，与水流方向成 $35^{\circ} \sim 40^{\circ}$ 的夹角。新疆的头屯河枢纽、红旗干渠枢纽及甘肃的马营夹山子枢纽（图 3-30）都是采用这种布置形式，引水防沙效果显著。

甘肃马营河夹山子取水枢纽位于马营河的上游峡谷地段（图 3-30），两岸及河床皆为岩石，河床比降为 $1/30 \sim 1/40$ ，推移质大而粗，洪水暴涨暴落，是典型的山区河流。这座枢纽应用弯道环流原理，将河道的行进段整治为弯曲河段。底栏栅坝布置在弯道的凹岸，靠凸岸一侧布置冲沙闸，其中心线与水流方向成 38° 夹角，闸底较坝顶低 2.0m，以便蓄水沉沙。左岸导沙坎与右岸导流堤形成弯道，以利引水防沙。溢流堰布置在右岸导流堤上，高出底栏栅坝顶 0.8m。此外，在导沙坎下面设一发电引水口，最大引水流量为 $3.0\text{m}^3/\text{s}$ ，当引水流量为 $1.0\text{m}^3/\text{s}$ 时，即可满足发电要求。尾水接引水隧洞，水头为 2.5m。这个进水口也可作为枯水时期的引水口。由于该枢纽的上游采用弯道式的布置形式，底栏栅坝引水时，坝顶水流平稳，进水均匀，入栅泥沙大为减少。冲沙

表 3-7

建设在天山山脉各河的

序号	枢纽名称	所在河流名称	多年平均 径流量 (亿 m ³)	河道流量 (m ³ /s)		设计流量 (m ³ /s)		灌溉面积	
				最大	最小	引水	洪水	设计	实际
1	头屯河枢纽	头屯河	2.41	487	0.295	35	250		35
2	精河枢纽	精 河	4.77	251	0.460	16	400	33	10
3	革命枢纽	乌鲁木齐大西河	2.29	161	0.430	8	400		5
4	白杨河枢纽	乌鲁木齐柴窝堡河				5		5	3
5	碧流沟枢纽	奇台碧流河				15	150		9
6	西大龙河枢纽	吉木萨尔河				10	100		11
7	白杨河枢纽	阜康河				14	150		7
8	开根河枢纽	霍城开根沟	1.23			10	557		8
9	大西沟枢纽	霍城大西沟	1.6			12			6
10	卡拉苏枢纽	拜城河	1.8			30	170	20	19
11	红旗北干枢纽	拜城卡布期渡河	6.4			35	218	35	31
12	柯柯亚尔枢纽	阿克苏河	2.0			10			15
13	青年枢纽	托克逊乌斯图沟				10			
14	阿拉沟枢纽	托克逊河				15		6	6
15	大河沿枢纽	吐鲁番大河沿							

部分底栏栅取水枢纽

廊 道			溢洪设备		上游整治	下游防冲	备 注
长 (m)	宽 (m)	排数	闸 (孔×宽)	堰 (m)	(宽×孔)	方 法	
20	2	2	1×6	51		裙板长 3.2m	1962 年建
30	2	2	1×5		30×31	浆砌防冲墙 4.5m	1966 年建
							1977 年改建
10	2	1	1×3			裙 板	1963 年建
							1964 年建
					15×110.7		
12	13	2	1×2		西岸 136.5m 东岸 111.5m	溢流堰鼻坎挑 流式	1965 年建成
8	14	2	1×5		宽 15m		1966 年改建
							1971 年竣工
20	20	2	3×5	100	20×450	浆砌隔墙	1966 年竣工
9	2	2	1×3		14×20	浆砌隔墙深 2.5m	1962 年建成
15	23	2	2×3	侧堰 20m	20×50	浆砌隔墙深 3.5m	1959 年建成 1963 年部分改造
20		1					扁钢栅条 1967 年 建成

序号	枢纽名称	所在河流名称	多年平均 径流量 (亿 m ³)	河道流量 (m ³ /s)		设计流量 (m ³ /s)		灌溉面积	
				最大	最小	引水	洪水	设计	实际
16	塔首朗沟	塔尔廊沟				20		9	95
17	第一人民渠	煤窑沟				25		10	10
18	第二人民渠	煤窑沟				7			
19	黑 沟	吐鲁番黑沟				10			
20	恰尔汉	恰尔汉沟				5		10	83
21	二堂沟	鄯善县二堂沟				20		10	8.3
22	柯柯亚沟	鄯善县柯柯亚沟				25		7	6.5
23	清水沟枢纽	和硕县清水河	1.13	149	0.48				
24	野云沟枢纽	轮台县河							
25	库尔楚枢纽	库尔勒县河				4	300		
26	曲惠枢纽	和硕县河							
27	阳霞枢纽	轮台县河				10	270	40	18
28	库奴尔	轮台县河							
29	开泽渠	和靖县河	2723	3711	1.66	10		10	6
30	达板城枢纽	乌鲁木齐白杨沟							

续表

廊 道			溢洪设备		上游整治	下游防冲	备 注
长 (m)	宽 (m)	排数	闸 (孔×宽)	堰 (m)	(宽×孔)	方 法	
18	2	2	2×4		25×20	浆砌隔墙深 4m, 跌水 1.2 m	1960 年 建 成, 1969 年上移重建
185	2	2	3×5.5		29×20	浆砌隔墙深 3.5m, 跌 水 1.7m	1961 年建成后, 渠道延伸, 1971 年 上移重建
12	13	1			22×10	浆砌隔墙深 3m	1963 年建成圆钢 栅条隙 1.5m
10	18	2	1×4	侧堰 30m	19×30	浆砌隔墙深 3.5m	1971 年建成
12	15	1	1×2		15×20	浆砌隔墙深 3m	1960 年 建 成, 1978 年上移重建栅 条 $\phi 5$ 钢管
19	2	2	2×4	40	26×35	浆砌隔墙深 5m	1962 年 建 成, 1969 年上移重建
19	2	2	2×4	40	26×27	浆砌隔墙深 4m	1962 年建成 1969 年上移重建
12	1	1			导流堤 270m	梢料 30m	1959 年建
12	1.5	1		35		浆砌消力池海 漫 33m	1964 年建
16	1.5	1			74m 导流墙	7m 长防冲槽	1967 年建
14	1.3	1			8×14 干砌防护		1966 年建
25	1.6	1		75	压梢护坡 65m	卵石压梢	1965 年建
6	1	1		50		浆砌石墙 深 2.2m	1963 年建
30	1.8	1			压梢填石 堤长 50m	梢木结构	1960 年建

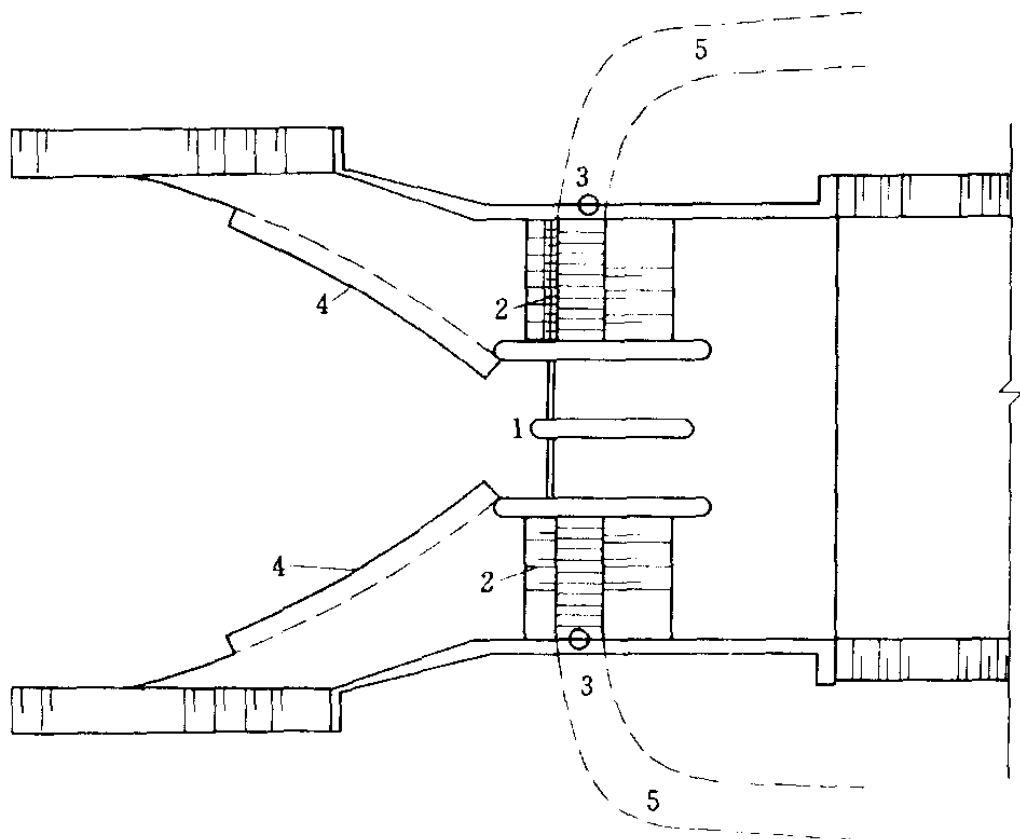


图 3-29 甘肃红山河两岸取水枢纽平面布置图

1—冲沙闸；2—底栏栅坝；3—进水闸；4—导沙坎；5—干渠

闸前的河道为喇叭形，起束水攻沙的作用，每次冲沙历时较短，耗水量较少，排沙效果较好。该枢纽自 1979 年建成投入运行以来，运用正常，引水排沙效果显著。图 3-31 为其纵横剖面图。

在底栏栅的前沿，一般都建有曲线导沙坎，作为导流导沙措施，可将底沙导向冲沙闸，导沙坎具有梯形或 T 形断面，其三角平台与栏栅坝相连时应有一定的坡度，以免平台上淤积。目前有不少枢纽都在导沙坎顶设置竖向拦石栅，不仅可以减少入栅的泥沙，而且还可拦截漂浮物，不使其堵塞栏栅。

（二）冲沙闸

新疆近期建造和改建的底栏栅式枢纽，一般都设有冲沙闸。如前所述，在一岸取水时，冲沙闸位于靠河心的一侧；两岸引水时，冲沙闸布置在两侧栏栅坝的中间。冲沙闸底板高程一般与枯水位平均河床高程同高，考虑到枢纽在运用中，可能出现下游河床淤高，闸底板被淹没的情况，故闸底高程应高出河床 0.5~1.5m。

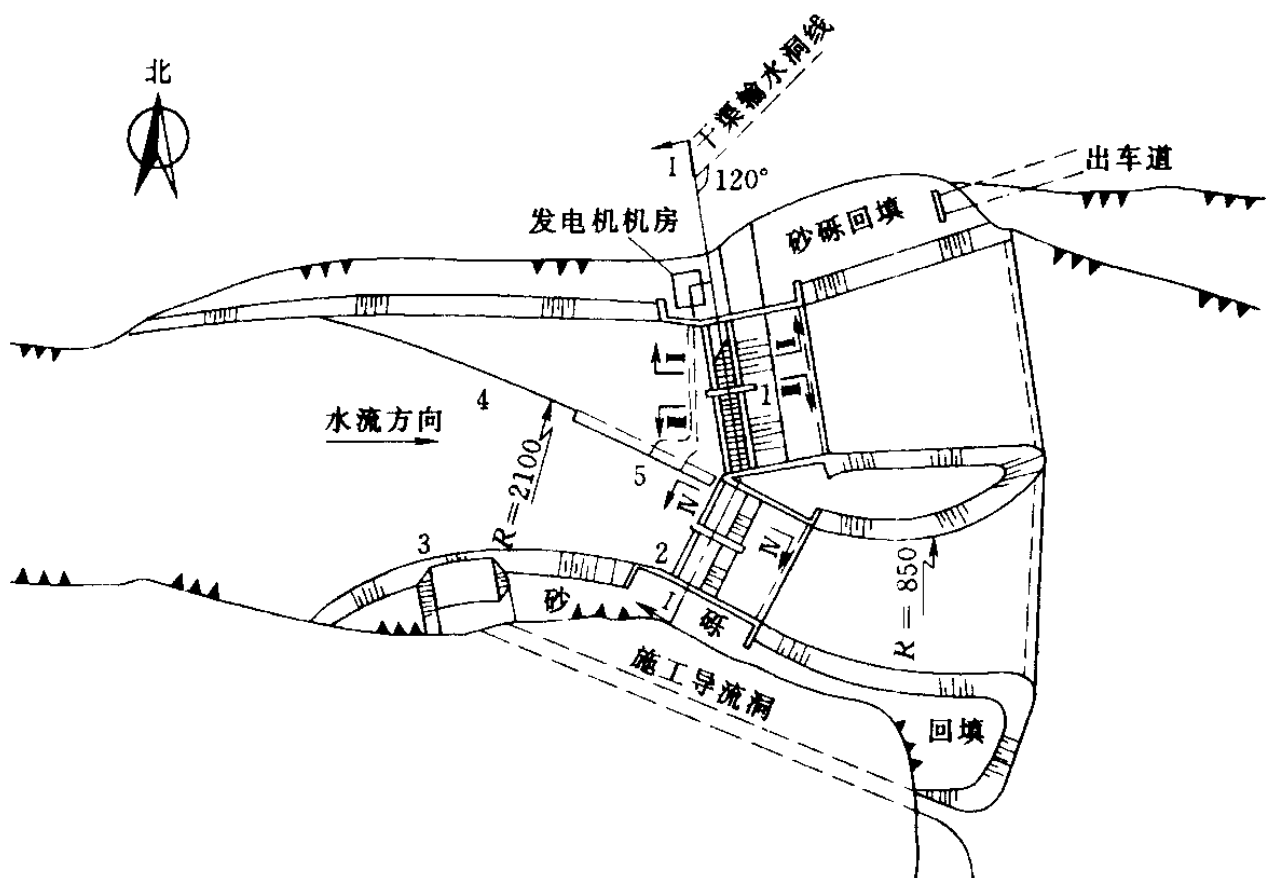
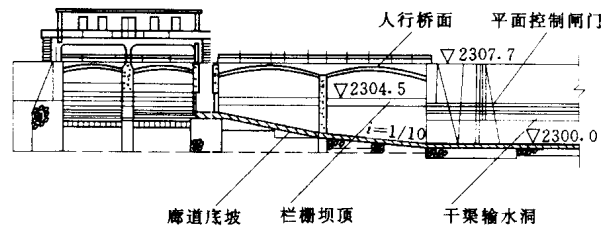


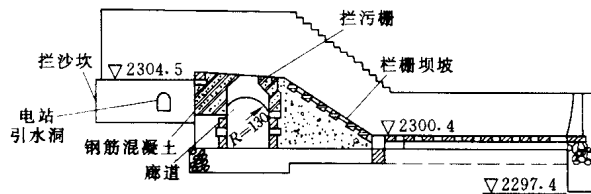
图 3-30 甘肃酒泉马营河夹山子正引侧排式
底栏栅取水枢纽平面布置图 (单位: cm)
1—底栏栅坝; 2—泄洪冲沙闸; 3—溢流堰;
4—导沙坎; 5—发电引水口

冲沙闸在汛期用来泄洪排沙, 稳定主槽位置, 平时则关闭壅水, 使河道上游形成天然沉沙池, 以便沉沙, 待淤满后, 开闸冲沙。当河道流量大于引水流量时, 冲沙闸可局部开启, 进行连续冲沙; 当河道流量小于引水流量时, 则可定期集中冲沙。根据甘肃酒泉地区的经验, 底栏栅枢纽每冲 1m^3 沙石, 需用水 $120\sim 125\text{m}^3$, 而利用天然河弯布置的枢纽, 每冲 1m^3 沙砾, 用水量可减少至 70m^3 , 据新疆头屯河弯道枢纽粗略估计约 20m^3 。说明利用天然河弯或人工弯道的底栏栅式枢纽, 可以节省耗水量。

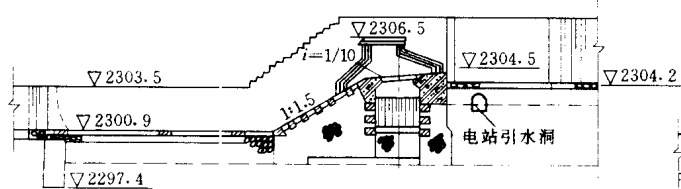
当河道汛期流量很大时, 可增设溢流堰宣泄部分洪水, 以缩窄冲沙闸的宽度, 提高下泄水流的挟沙能力。溢洪堰一般布置在导流堤上, 也可以与冲沙闸并列。根据河道比降, 溢洪堰顶可设计成具有一定横向比降, 以使其均匀泄流。当溢洪堰布置在导流



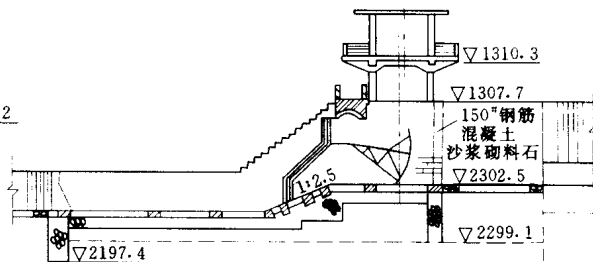
(a)



(b)



(c)



(d)

图 3-31 甘肃马营夹山子取水枢纽纵横剖面图(单位:cm)

(a)剖面 I—I; (b)剖面 II—II;

(c)剖面 III—III; (d)剖面 IV—IV

堤上时，其末端堰顶应高于底栏栅坝 0.5~1.0m，保证底栏栅坝引取最大流量时，溢流堰不溢流。

(三) 上下游河段整治

在较宽的河床上建造底栏栅枢纽时，上、下游需采取整治措施。上游整治工程是在坝的两侧建筑导流堤与河岸连接，以保证主流稳定，集中冲沙。下游导流堤的主要作用是保证水流具有一定输沙能力，以便将推移质尽可能输送到较远的地方，防止闸下淤积。导流堤的布置形式决定于河道地形及主流方向。新疆的底栏栅枢纽采用了直线型和曲线型两种形式，整治范围较长，与原河道主流平顺。一般上游导流堤长度可采用 2~3 倍稳定河宽。

下游导流长度可采用 1~1.5 倍稳定河宽。初期时，下游导流堤不宜过长，以后根据情况逐步延伸，避免冲刷。

(四) 下游消能措施

在山区河流上，河床坡陡流急，水流携带大量泥沙与砾石，尤其在洪水期间，大量的漂石与直径较大的巨石随流而下，消力池

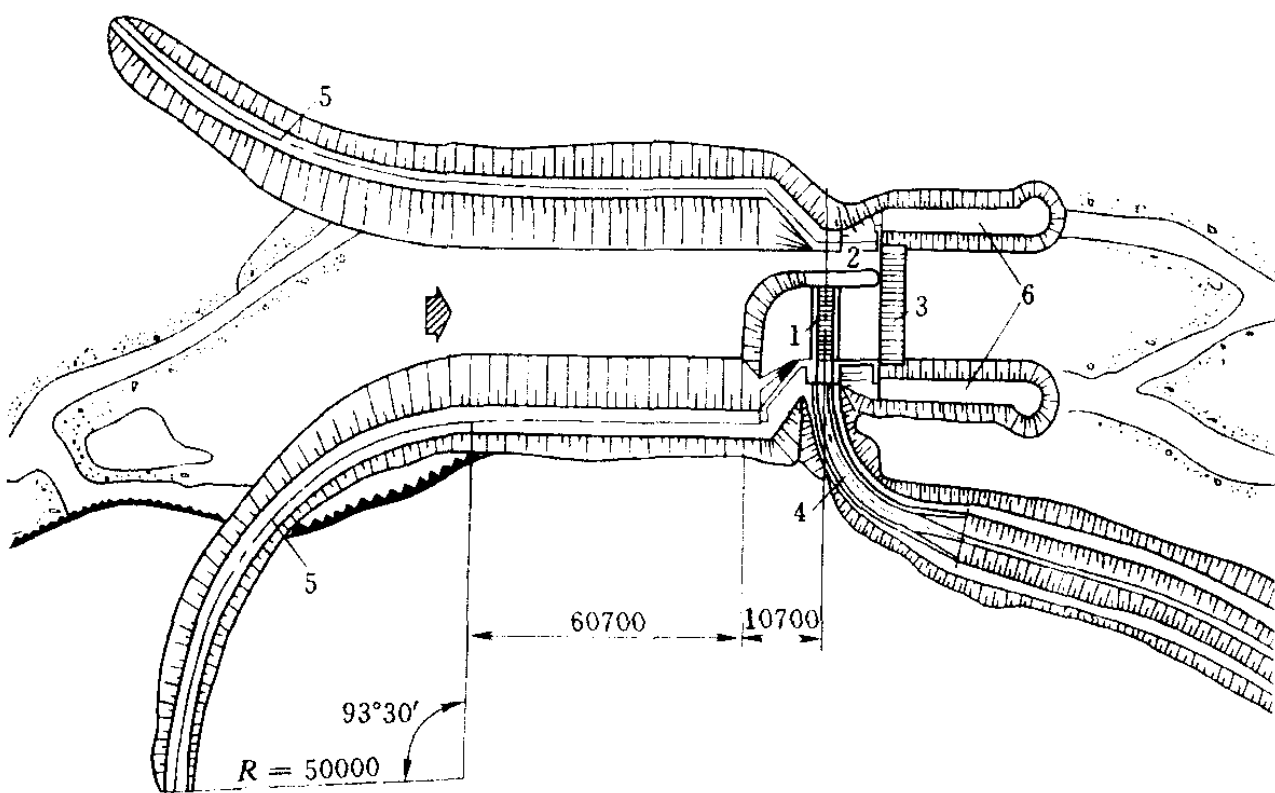


图 3-32 新疆白杨沟底栏栅式取水枢纽平面布置图 (单位: cm)

1—底栏栅坝；2—冲沙闸；3—消能裙板；4—引水干渠；

5—上游导流堤；6—下游导流堤

经常被沙石淤塞而失效，有时甚至被巨石撞毁。因此，下游消能不宜采用消力池。新疆地区多采用防冲板（裙板）和防冲墙相结合的形式，消能防冲效果甚好。其布置是，在底栏栅坝的护坦末端设置防冲墙，墙的底部高程应置于冲刷深度以下 $0.5 \sim 1.0\text{m}$ 。防冲墙后设一向上游略微倾斜的防冲板，当高速水流经过防冲板表面时，在其护坦接缝空隙处形成低压区，产生向上吸力，因而在防冲板下形成漩流，使泥沙堆积在防冲墙前，对防冲墙起保护作用。防冲板向上游略微倾斜，可使射出水流所形成的冲刷坑距防冲墙较远，有利于坝的安全。目前这种消能结构已推广到甘肃、山西等省。除上述形式外，也有采用浆砌石隔墙做成的倾斜护坦形式。

图 3-33 所示为新疆头屯河枢纽下游消能防冲布置图，防冲墙深 $3 \sim 5\text{m}$ ，深入到基岩，并回填大卵石保护。十几年运用表明，最大冲刷坑只有 3m 左右，由于防冲板是用圆木制作，易被大卵石破坏，需要经常更换，消耗木材较多。

（五）引水廊道及栏栅

引水廊道设在坝体内，一般布置 $1 \sim 2$ 排，视引水流量多少而定。每个廊道宽 $1.5 \sim 2.0\text{m}$ ，过宽则影响栅条的纵向刚度。廊道的断面为矩形，为了改善廊道上游边墙的进流条件和增加栏栅的进水面积，可将上游边墙顶部做成 $60^\circ \sim 70^\circ$ 的斜面（图 3-33、图 3-34）。新疆吐鲁番地区及甘肃酒泉地区所建引水廊道，考虑到水流倾斜流入廊道后，部分水流将冲击廊道的下游墙壁，在折回后会影晌栏栅进水，所以廊道的内部一般都用耐磨性较好的花岗岩料石砌面，或用高标号混凝土镶护，以抵抗沙石的磨损。

廊道顶上安装的栅条有圆钢、矩形钢及梯形钢三种。圆钢纵横刚度较差，弯曲变形大，并易于卡石，现已很少采用。矩形钢横向刚度差，易卡石，且不易消除，目前采用也较少。梯形钢刚性及防沙效果较好，不易卡石，堵塞物容易消除，目前采用较多。梯形钢的断面尺寸如图 3-35 所示。

栅条顺水流方向布置，栅面向下游倾斜，底坡为 $0.1 \sim 0.2$ 。栅

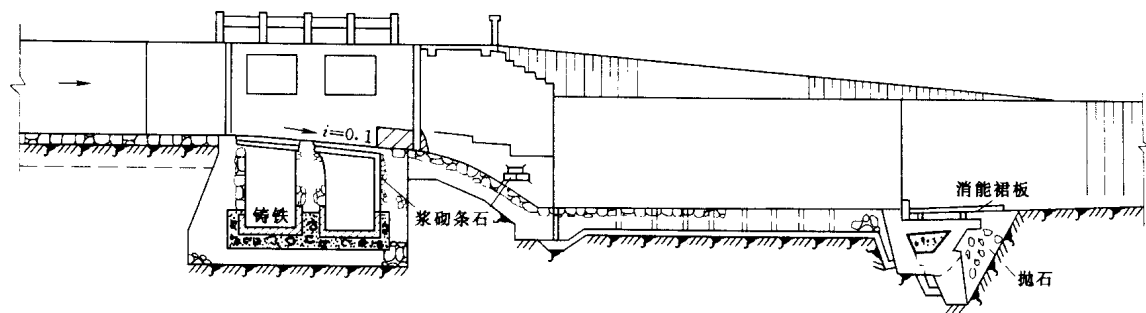


图 3-33 头屯河底栏栅式枢纽下游消能防冲布置图

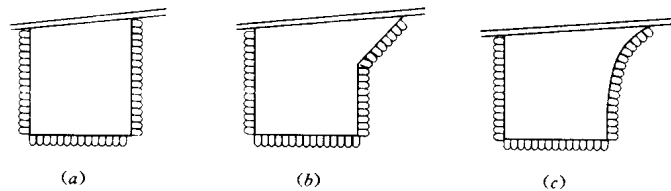


图 3-34 廊道上游边墙面形式图
(a)矩形;(b)矩形切角;(c)矩形砌成弧形

隙(栅条净距)直接决定了进栅泥沙的粒径及进沙量,选用时可根据河道砂砾组成确定,一般为1~1.5cm,为了便于检修和清理,可将栅条做成活动的或分块的,使其可以更换。每根栅条或每个分块的两端用铁件加以固定,各部件的连接处采用螺栓固定,以便安装拆卸和检修(图3-36)。

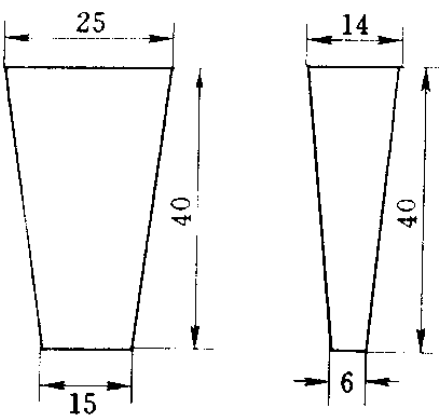


图 3-35 梯形型钢栅条
尺寸图 (单位: mm)

图 3-37 所示为新疆头屯河底栏栅廊道进水口栅条布置图,栅条采用梯形型钢,顶宽 14mm,底宽 6mm,高 40mm。这种栅条易使小于 0.6cm 的泥沙通过,不会卡住栅条而影响进水。在栅条下设纵横钢轨支承以增加栅条刚度。为了便于更换和拆卸修理及有利于固定栅条间距,在栅条两端及中部设齿形支撑槽。在齿形槽上加盖板,盖板有螺栓固定,螺栓用罩加以保护,以免被泥沙磨损。盖板及其他铁件与混凝土接缝紧密齐平,以免干扰水流和被淘刷破坏。

三、底栏栅取水枢纽的改进形式^[18]

上述底栏栅式枢纽多从底层水流引水,导致大部分粒径小于

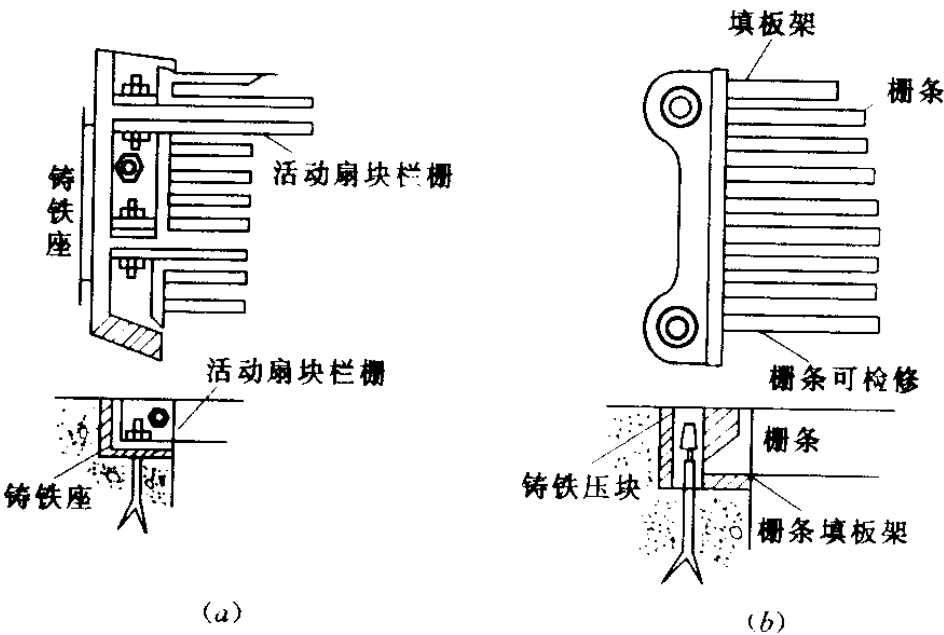


图 3-36 栏栅两端固定图
(a) 活动扇块栏栅; (b) 活动栅条

水栏栅，引取清水，墩上设有闸槽，枯水期闸门关闭，可引取全部水流。洪水期水位上升后，墩顶栏栅进水。墩的高度 h 一般为 $0.3 \sim 0.5\text{m}$ ，墩宽 $2a = 1.0 \sim 1.5\text{m}$ 。

坝顶底栏栅宽度一般等于或小于无底沙区宽度，设 X 为低墩中心线至无底沙区边缘的距离，则坝底栅宽为 $X - a$ 。 X 值可用 H. Φ. 达涅利亚推荐的半经验公式确定：

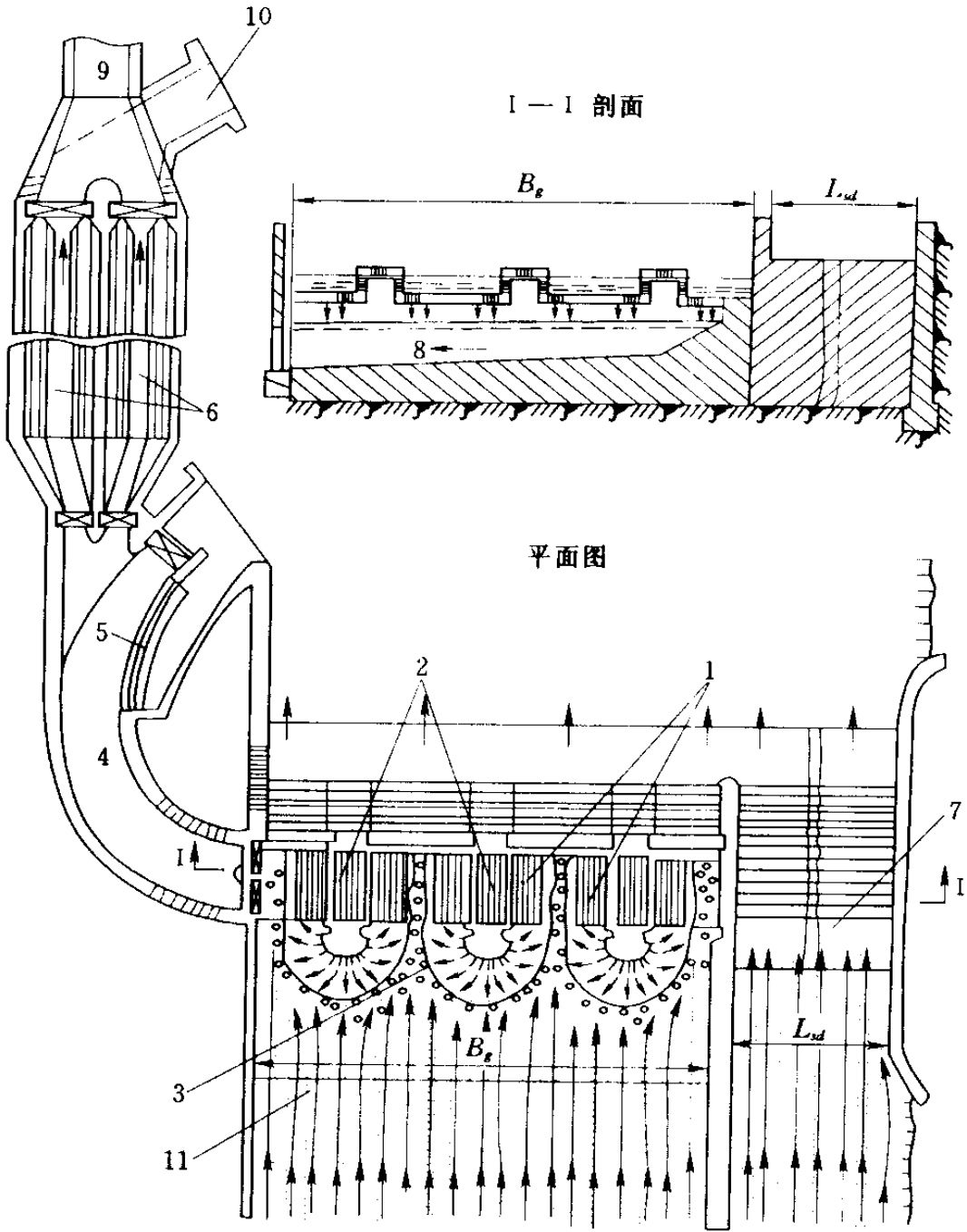


图 3-38 分层式底栏栅取水枢纽

- 1—下层底栏栅；2—上层底栏栅；3—溢流坝坝墩；4—曲线形引渠；
5—调节溢流堰；6—两厢沉沙池；7—溢流堰；8—取水廊道；
9—渠道；10—泄水渠；11—底流及泥沙

$$X = 2A(1 - K_x \sqrt{n})m_x \frac{u_a \sim u_0}{u_0} \quad (3-20)$$

$$\text{墩顶淹没时, } X_r = X - 0.08(H - h) \quad (3-21)$$

式中: A 为墩宽, $A = 2a$; K_x 、 m_x 为系数, 其中 $K_x = 0.85$, $m_x = 0.013$; n 为水流缩窄系数, $n = A/B$; B 为坝前水流宽度, m ; u_a 为实际流速; u_0 为起动流速, $u_0 = 15\text{m/s}$; h 为墩高; H 为坝顶水深。

这种枢纽适用于流量为 $0.2 \sim 500\text{m}^3/\text{s}$, 流速为 $1 \sim 6\text{m/s}$, 纵坡为 $0.01 \sim 0.1$ 的山区河道。一般引水流量为 $0.2 \sim 24\text{m}^3/\text{s}$ 。

2. 引河道表层流的取水枢纽

这种枢纽的特点是引水廊道位置较高, 可引取表层水流, 底流则通过冲沙廊道排走。枢纽的布置形式有以下两种:

(1) 混合式枢纽。如图 3-39 所示, 枢纽由底栏栅坝、沉沙槽、冲沙廊道、泄洪冲沙闸及溢流坝等组成。沉沙槽设于栏栅前, 分两层, 底层为冲沙廊道。河道表层水流经过沉沙槽沉沙后, 流入水平栏栅。沉沙槽的底做成锯齿形 [图 3-39 (b)], 便于泥沙集中, 并通过孔口进入冲沙廊道排走。为了防止枯水时期河水由冲沙廊道流走, 在冲沙廊道内设有控制闸门。在底栏栅下游也装有闸门, 用以调节过栅水流。

(2) 有冲沙廊道的栏栅式取水枢纽。如图 3-40 所示, 枢纽由引水廊道、溢流坝及排沙道组成。引水廊道的栏栅为有较小倾角的竖向布置, 以减少泥沙对栏栅的堵塞。排沙道位于引水廊道下, 由弧形闸门控制。

这种枢纽可引取表层水流, 使含沙量大的底流由冲沙道排走, 使引水廊道进沙量大为减少, 同时也简化了防沙结构。但为了引取表层水流, 必须抬高溢流坝顶高程, 以保证枯水期的引水位。

3. 底栏栅坝内设有排沙设施的取水枢纽

这是前苏联 B. C. 萨拉浩夫提出的新型枢纽。通过工程实践证明, 引水防沙效果良好, 该枢纽最大引水流量已达 $20\text{m}^3/\text{s}$ 。

图 3-41 (a) 所示为这种枢纽平面布置图。由曲线人工整治河

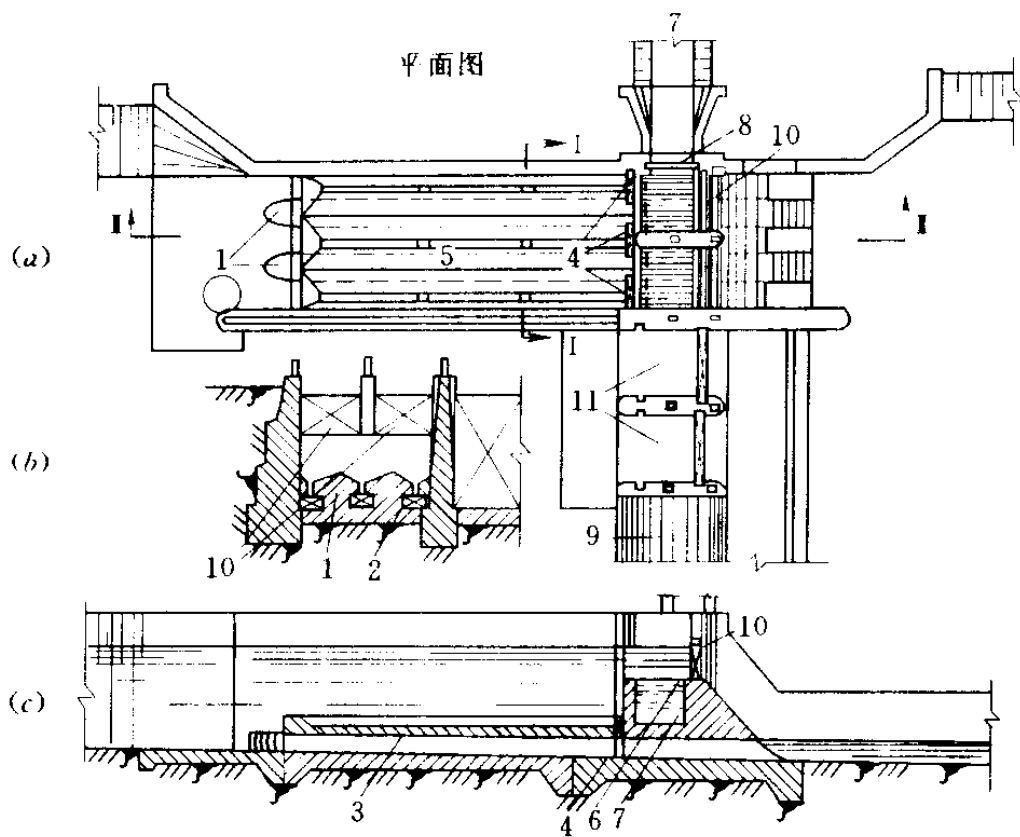


图 3-39 混合式底栏栅式取水枢纽

1—冲沙槽隔墙；2—冲沙廊道；3—排沙孔口；4—冲沙廊道闸门；
5—引水廊道；6—底栏栅 7—引水渠；8—引水廊道闸门；
9—溢流坝；10—控制闸门；11—泄洪冲沙闸

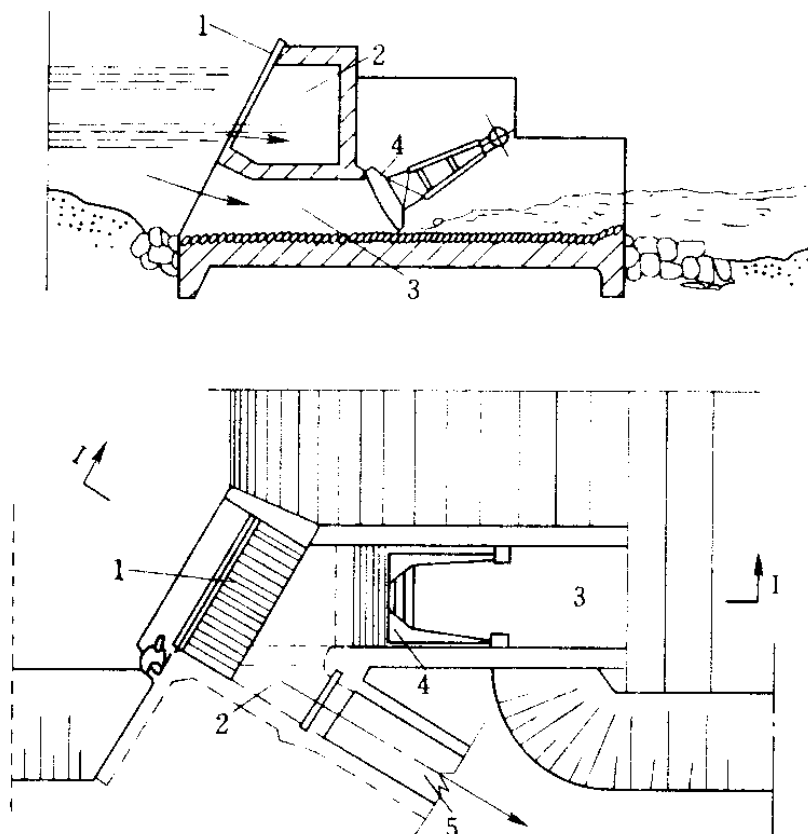


图 3-40 有冲沙廊道的栏栅式枢纽

1—进水栏栅；2—取水廊道；3—冲沙廊道；
4—闸门；5—渠道

床、冲沙闸、枯水期用的引水冲沙室、底栏栅坝、曲线导沙坎和下游整流坎等结构构成。其中底栏栅坝的内部组成如图 3-41 (b) 所示。由半圆柱形导流墙、进水栏栅、引水廊道、均流栅、水沙分离室、圆锥形冲沙管道及进水格栅等部分组成。

当水流进入底栏栅后，经过有圆形孔洞的格栅，使水流以相同的速度流入水沙分离室，然后升起。由于水流上升速度小于小

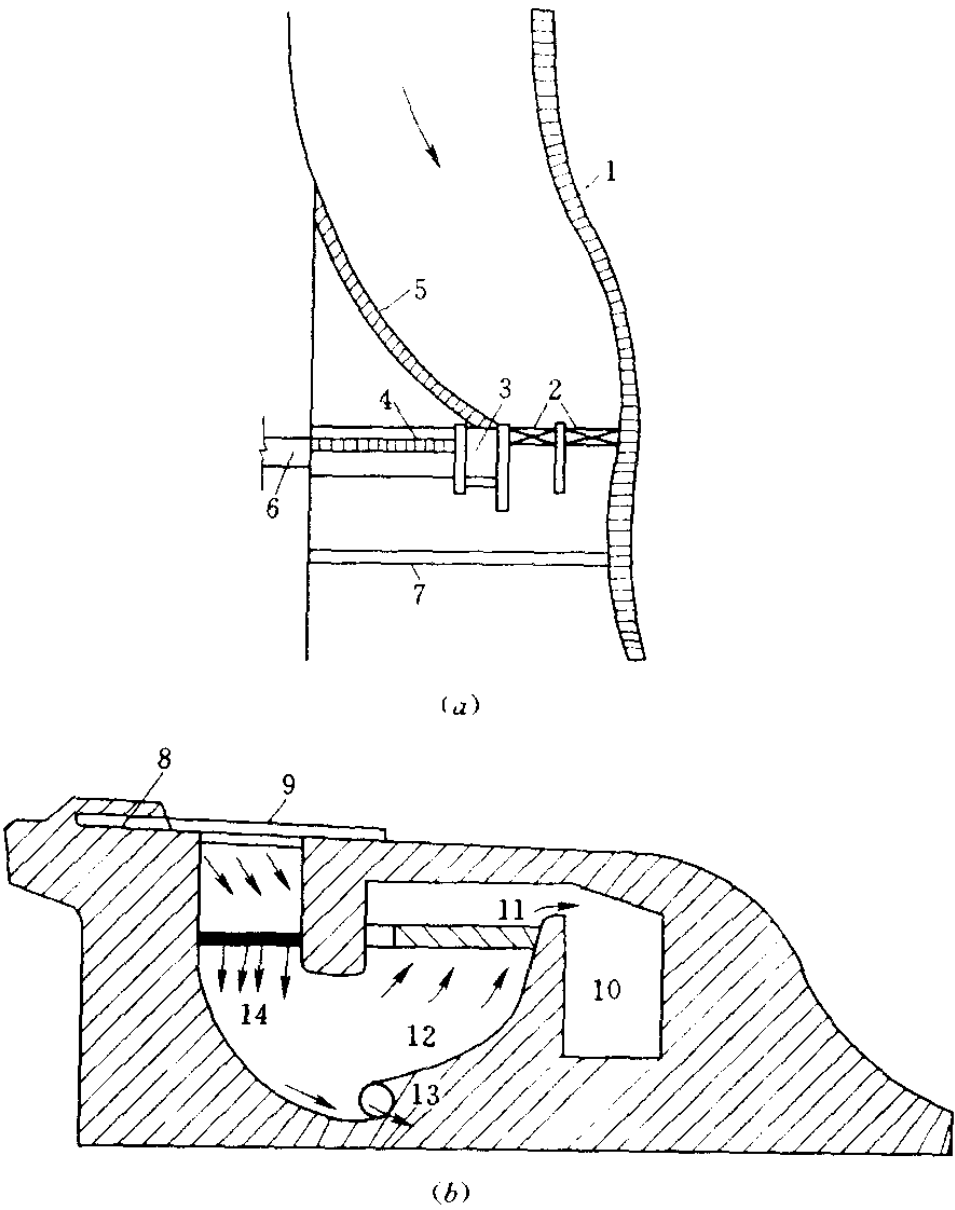


图 3-41 坝体内设有排沙设施的取水枢纽

(a) 平面布置图；(b) 底栏栅坝横剖面图

- 1—曲线导流堤；2—冲沙闸；3—枯水期用的引水冲沙室；4—底栏栅坝；5—曲线导沙坎；6—干渠；7—防冲齿墙；8—半圆柱导沙墙；9—进水栏栅；10—引水廊道；11—均流栅；12—水沙分离室；13—圆锥形冲沙管道；14—进水格栅

颗粒泥沙下沉速度，使水流中泥沙沉积在分离室，并由圆锥形冲沙管道所产生的螺旋流排走。上升水通过均流栏栅，漫过溢流侧墙，然后流入引水廊道。底栏栅前设有一些半圆柱形导水墙，用来阻挡推移质泥沙进入底栏栅，当推移质沿半圆柱表面运动时，滚到相邻导墙间的集沙槽，然后经过底栏栅斜槽排到下游。这样，进入栏栅的水流已排除大颗粒泥沙，从而减少了栏栅堵塞几率。

低水位和枯水期引水时，通过引水冲沙室〔图 3-41 (a)〕的边墙进水闸门引水进入引水廊道，在该室上游面装有叠梁闸门，用以引取上层水流；下游面装有冲沙闸门，用来定期冲刷沉淤在闸室中的泥沙。

这种枢纽在前苏联已建 5 座，引水防沙效果良好。试验表明，引水廊道的含沙量约为排沙管道水流含沙量的 0.2%。其缺点是，由于坝体内设置了水沙分离室，使得坝体体积较大，结构复杂。

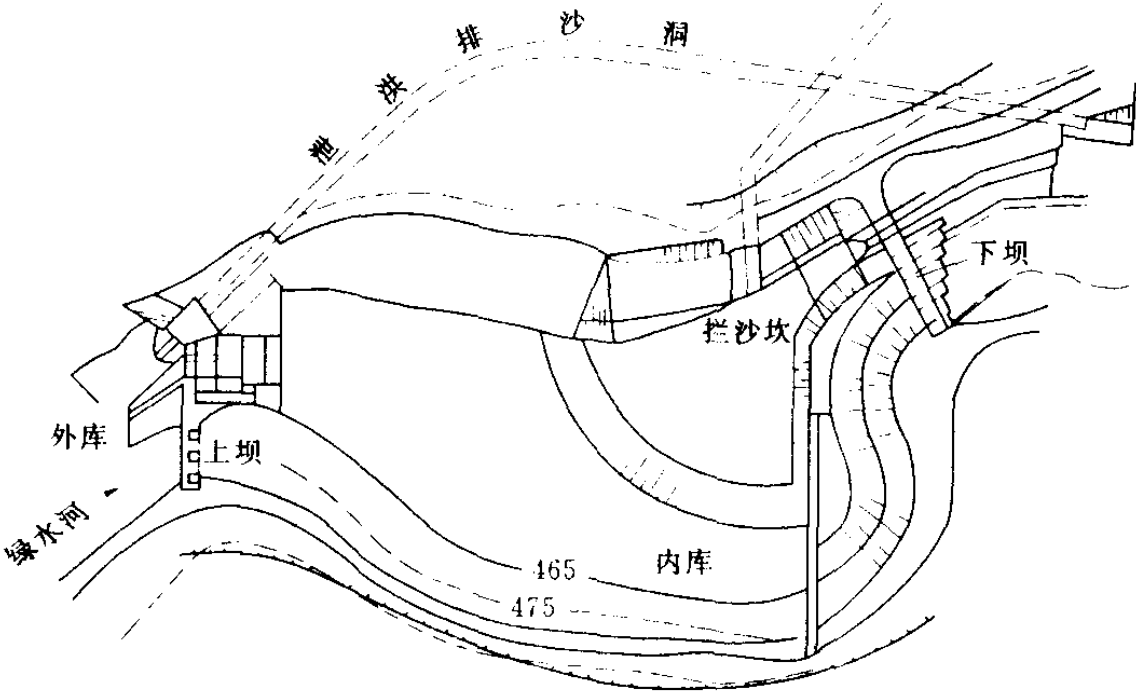
第六节 拦沙坝式取水枢纽布置^{〔19、20〕}

在云南的山区，有许多中、小河流，河谷狭窄，河床比降很陡，水力资源甚为丰富，但河流推移质较多，粒径很大，给水电站的正常运行造成了威胁。因此，云南省在修建引水式电站时，为了解决引水防沙问题，根据不同的地形、地质及水文特性，电站首部枢纽采用了不同的布置形式和防沙措施，取得了良好的效果。现选其中几种，介绍如下，作为设计参考。

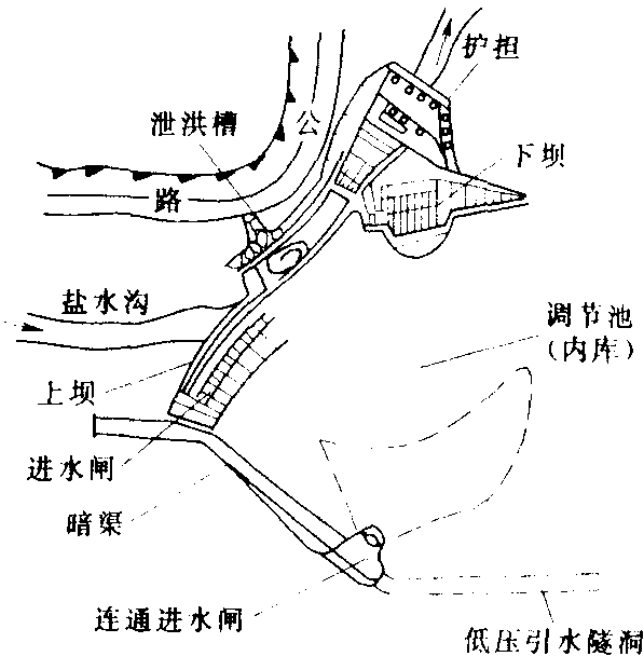
一、双坝式取水枢纽

在山区河道上，遇有河湾地形可资利用时，可在弯道的进口和出口处各修建溢流坝一座，形成内外库（图 3-42）。外库用来拦截推移质，并由布置在坝侧的泄洪排沙洞（或泄洪道）排到下游；内库用来沉积悬移质中粗颗粒泥沙，并进行日调节。电站的进水口一般建在内库的岸坡上，设有拦沙及拦污设施，以防漂浮物及有害泥沙进入水电站。

图 3-42 为云南绿水河电站首部枢纽布置图。由上、下坝及泄洪排沙洞和电站取水口等建筑物组成。上坝最大坝高 13m，设有溢流孔两个及底孔一个，表层较清水流通过溢流孔进入内库，枯水时期开启底孔向内库泄水，保证内外库水位差不超过 1m，使水



(a)



(b)

图 3-42 双坝式电站首部取水枢纽布置图
(a) 云南绿水河电站首部取水枢纽布置示意图；
(b) 云南小江电站首部取水枢纽布置示意图

流平稳。下坝最大坝高 20.5m，设有溢流段及大底孔一个，以便宣泄较大洪水。沉积在库内的泥沙，可以在库空时用高压水冲洗，平时则用挖泥船或水力吸泥机清除。

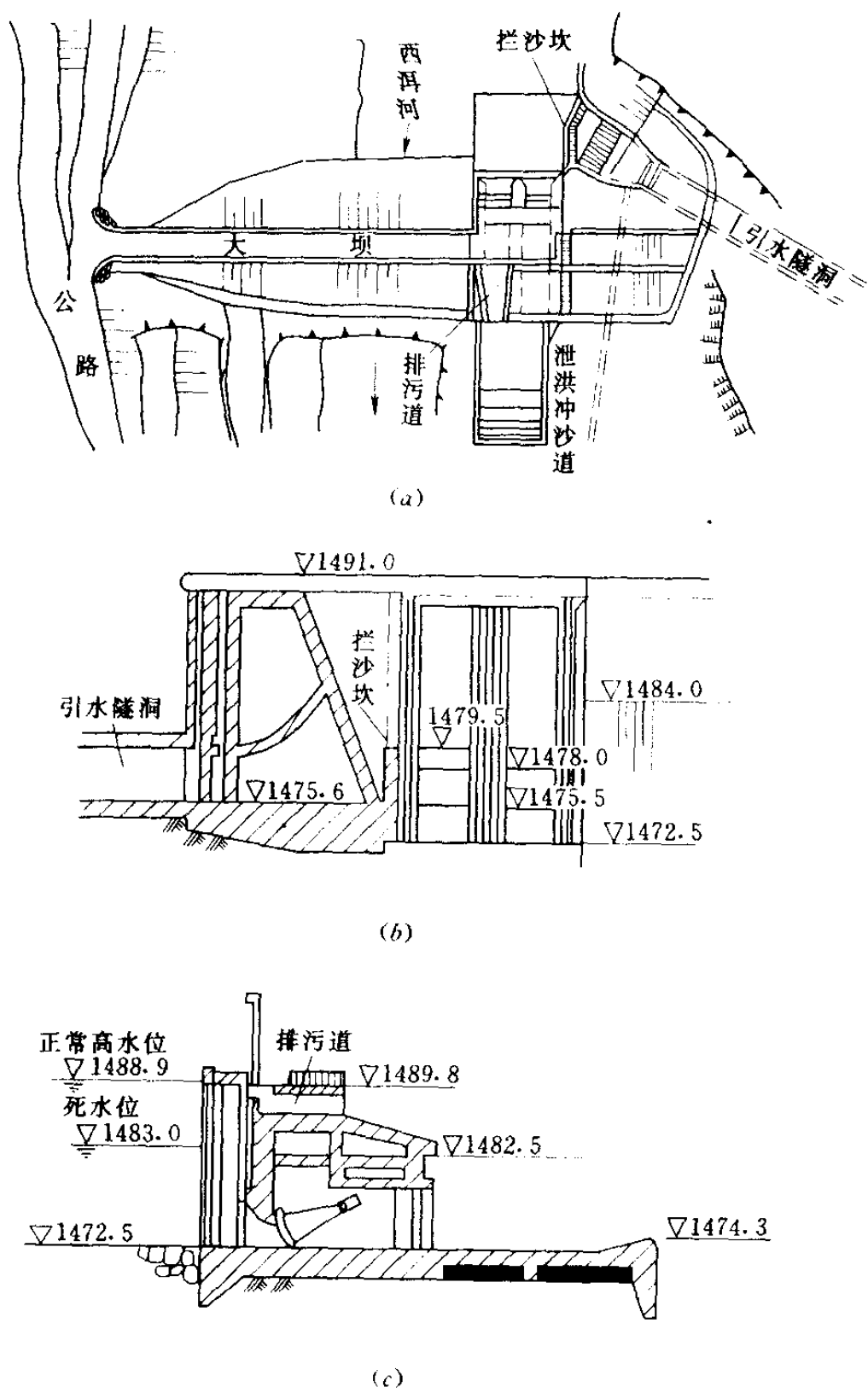


图 3-43 大底孔式取水枢纽布置图
(云南省西洱河四级电站首部取水枢纽)
(a) 首部枢纽平面布置图；(b) 进水口剖面图；(c) 泄洪道剖面

泄洪排沙洞布置在左岸，其进口底部高程略低于河床。闸门后接无压隧洞，洞内流速约 12m/s ，能使推移质泥沙顺利地排往下游。沉积在外库的部分推移质泥沙，在电站检修需放空水库时，也可通过泄洪洞排往下游。该水库建成运行后，曾对内库沉积物进行颗粒分析，其结果表明推移质基本没有进入内库。电站取水口布置在左岸，距下坝约 30m ，取水口前设粗、细格栏栅各一道，拦沙坎设在粗拦污栅下，防止漂浮物及粗颗粒泥沙进入水电站。

该取水枢纽建成后，经几年运行考验，说明其布置是合理的，能有效地防止推移质进入电站，并提高了引水比，防沙效果良好。

二、大底孔排沙式取水枢纽

在坡陡流急的山区河流上修建引水式电站时，一般采用低坝式取水枢纽（图 3-43）。由拦河坝、大底孔及电站进水口等部分组成。拦河坝用来蓄水拦沙；底孔紧靠进水口，用来泄洪排沙，其泄洪能力与天然河道相当，可宣泄设计及校核洪峰流量；电站进水口设有拦污栅和高拦沙坎，使取水质量满足电站的要求。从云南省西洱河几座引水式电站多年运行情况来看，这种取水防沙布置是行之有效的，不但能保证取水质量，而且也能排沙保库。这种布置在放空水库冲沙时，电站需要停止运行，但该河的三级电站的布置因利用渠首将上一级尾水与其取水口相连，故在泄水冲沙时，仍能继续发电，这种布置形式可以使冲沙与发电互不干扰，一般用于梯级电站。

第七节 两岸引水式枢纽布置

以上介绍的枢纽布置都是用于一岸引水情况。当两岸均有灌溉要求时，宜采用两岸引水式枢纽。在我国工程实践中，这种枢纽有以下三种布置形式。

一、坝两端建有沉沙槽式枢纽

根据两岸农田灌溉要求，分别在溢流坝两端建造沉沙槽，图

3-44 所示为其典型布置。这种枢纽布置简单，造价较低。在我国西北、华北地区，陕西及山西等省采用较多，但实践证明，在多泥沙河流上，由于主流摆动，经常有一岸引水条件恶化，常为泥沙淤塞，以致引水不畅，有时不得不用人力清淤，否则不能保证正常引水。故这种布置一般适用于稳定的河道或河床狭窄、河水满槽的情况，或者河道水量丰富，有足够的冲刷流量，使两岸取水口前的河床均能借冲刷闸形成深槽，保证引水畅通。

为了解决多泥沙河流存在的上述问题，使两岸灌溉得到保证，也可以从一岸集中引水，通过坝内或河床内埋设的管道将水送到对岸。如陕西省的汉惠渠，在南岸进水闸的闸墩上设进水口引水，然后通过埋设在坝内的混凝土倒虹吸管送到北岸（图 3-8）。此外，该省在建造田惠渠时，先从一岸集中引水，然后在干渠及河床内埋设涵管将水输送到对岸。而新疆马纳斯河枢纽则是从一岸集中引水后建造跨河渡槽将水输送到对岸。

这种由一岸集中引水后，向对岸输送的方式，虽然结构复杂但运用情况良好。不但引水得到了保证，而且有利于水量调配，也便于管理。

二、拦河闸式两岸引水枢纽

在两岸引水渠首中，若将溢流坝改为拦河闸，则既可蓄水灌溉，又可泄水排沙，使上游河道保证稳定，有利于两岸引水。图 3-45 为新疆塔里木河拦河闸式两岸引水渠首平面布置图。该枢纽由拦河闸、南北进水闸及其上下游导流工程组成。为了减小拦河闸前中部淤积沙洲的面积，以利两侧引水及冲沙，并使过闸水流向河槽中部适当集中，以减轻对下游岸边的冲刷，同时也为了便于布置，拦河闸采用弧形布置在河道主槽内，闸底高程为中、枯水期河床平均高程。该闸共 32 孔，每孔净宽 6.0m，全长 223m，其中两侧各 5 孔为冲刷闸，中间 22 孔为泄洪闸，按百年一遇洪水量 $1330\text{m}^3/\text{s}$ 设计，千年一遇洪水量 $1690\text{m}^3/\text{s}$ 校核。南北进水闸各为 7 孔，每孔净宽 3.0m，闸坎比拦河闸底板高 0.5m，设计引水流量各为 $60\text{m}^3/\text{s}$ ，加大流量为 $80\text{m}^3/\text{s}$ ，近期可灌田 151

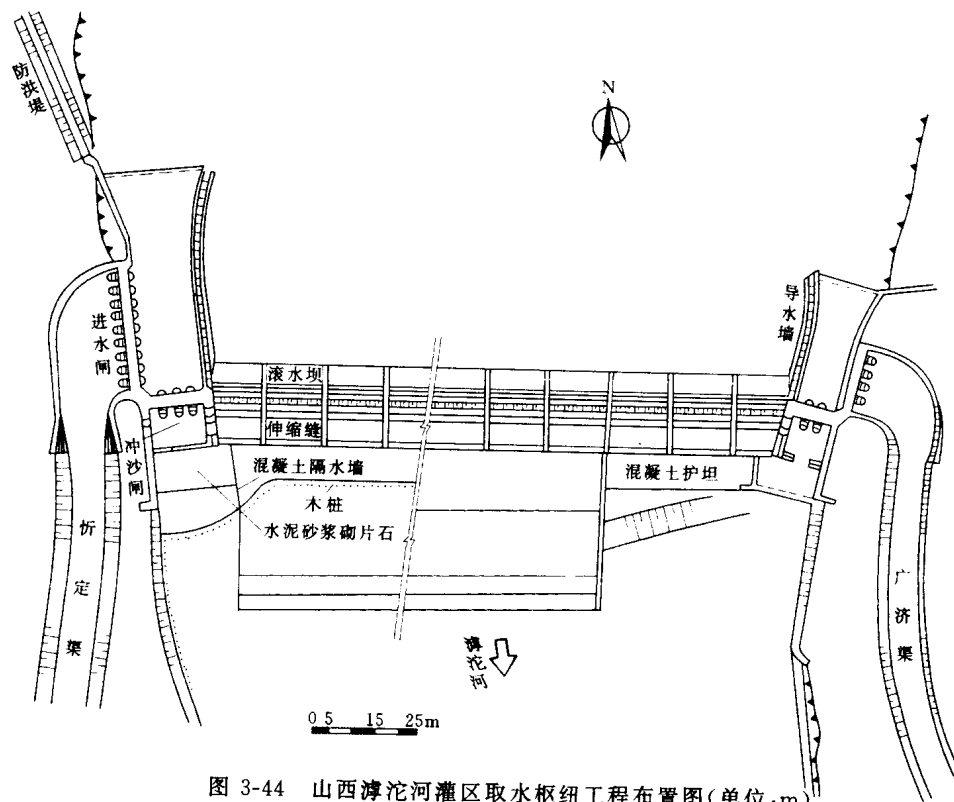


图 3-44 山西薄沱河灌区取水枢纽工程布置图(单位:m)

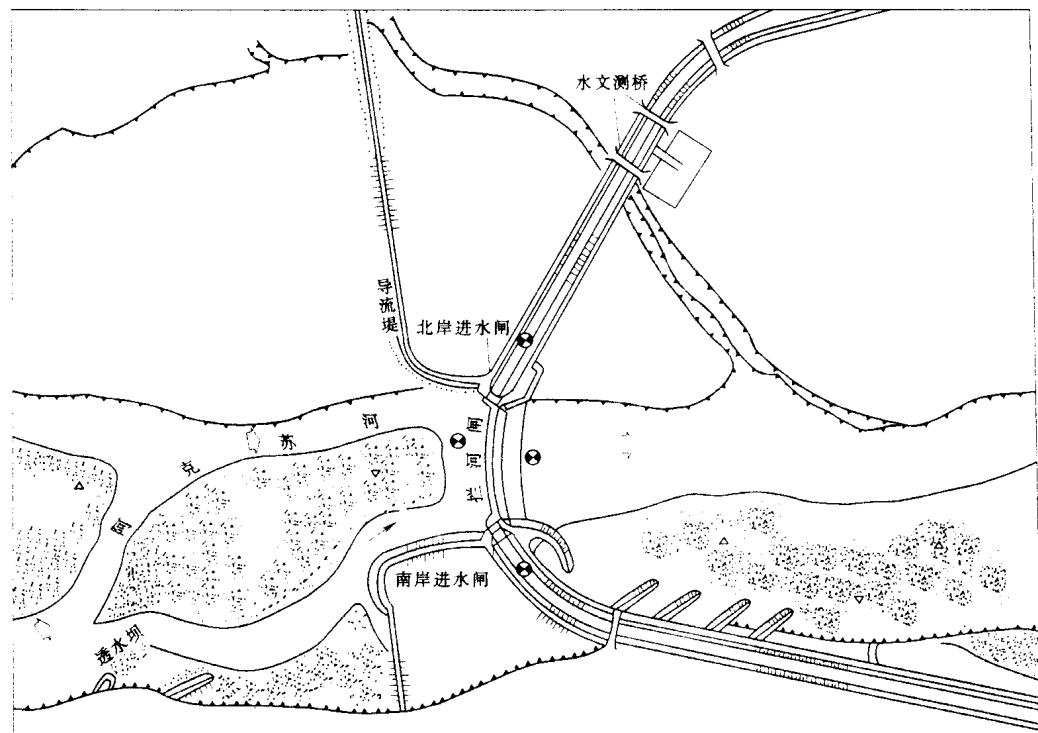


图 3-45 新疆塔里木拦河闸式两岸取水枢纽平面布置图

万亩。

该枢纽布置紧凑，管理运行方便，南北水调节灵活，建成后基本上达到了设计要求。

图 3-46 为辽宁省大清河两岸引水的枢纽工程平面布置图。枢纽建筑物包括拦河闸、冲沙闸及浑沙和浑浦进水闸。该工程建成后基本上满足灌溉和排涝任务的要求(设计最大面积 88.2 万亩)。除了左岸浑沙进水闸前由于未建沉沙冲沙槽而在进水口及拦河闸下游发生淤积外，其余引水防沙效果良好。

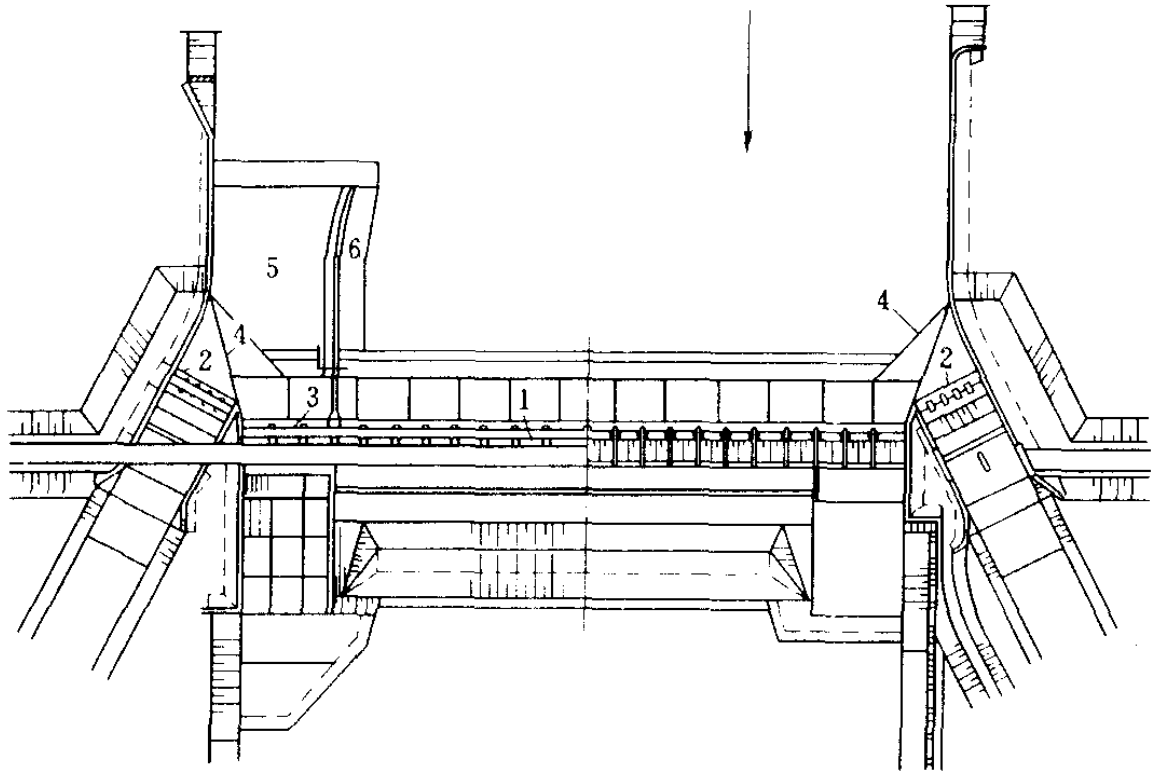


图 3-46 浑河两岸引水式取水枢纽工程布置图

1—拦河闸；2—进水闸；3—冲沙闸；4—拦沙坎；5—沉沙槽；6—导水墙

三、斜坝式两岸取水枢纽（图 3-47）

这种枢纽是结合河流的弯曲形式将溢流坝倾斜布置，除了溢流外，并起导流作用，使河道形成 S 形河弯。两岸进水闸分别布置在上、下弯的凹岸，冲沙闸布置在斜坝的两端，水流借河道整治建筑物先流至上取水口，再流往下取水口。这种布置既能防沙入渠，又可保证两个进水闸具有相同的取水条件，引水防沙效果良好。一般适用于河道具有稳定 S 形河势的情况。

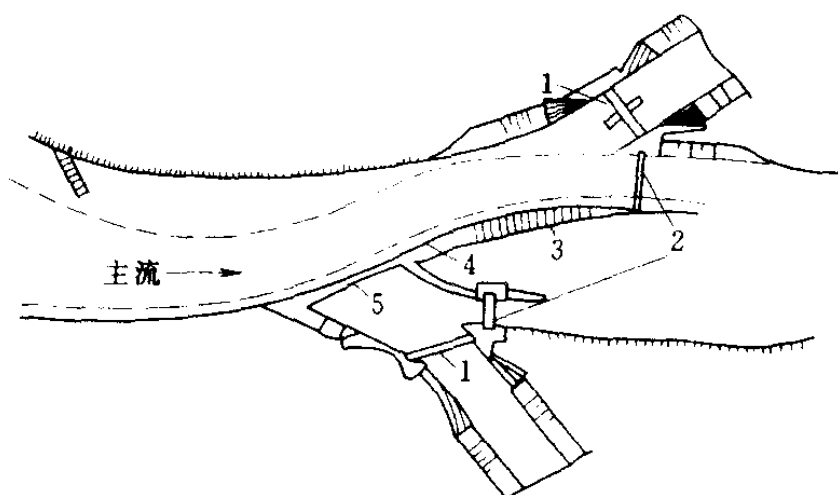


图 3-47 斜坝式两岸取水枢纽工程

1- 进水闸；2- 冲沙闸；3- 导流堤；4- 溢流坝；5- 拦沙坎

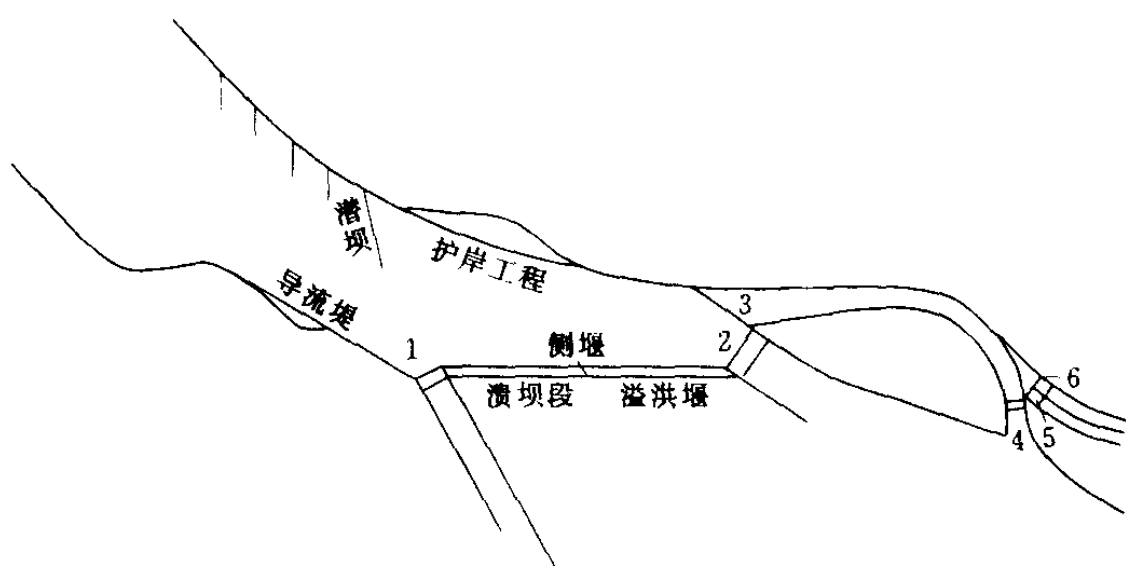


图 3-48 新疆卡群两岸取水枢纽平面布置示意图

1- 东进水闸；2- 泄洪闸；3- 悬臂式导沙坎；
4- 冲沙闸；5- 灌溉进水闸；6- 电站进水闸

图 3-48 为新疆卡群两岸引水枢纽布置示意图。该枢纽采用了斜坝布置形式，使河道形成微 S 形河弯，将取水口布置在上、下弯的凹弯，以引取河流表层清水，河道泥沙通过泄洪闸及冲沙闸排到下游。该枢纽由溢洪堰、进水闸、泄洪闸、冲沙闸、人工弯道及整治建筑物等组成，其中东进水闸布置在上弯道的凹岸，设计引水流量 $300\text{m}^3/\text{s}$ ，在闸前设双槽式导沙坎，利用水流入槽时产生的水平方向的螺旋流把泥沙带走，减少入渠泥沙。西岸灌渠及

电站进水闸布置在人工弯道的末端，全长 520m，设计泄流量 $3990\text{m}^3/\text{s}$ 。堰顶起点高程为 1453.00m，按纵坡 1/400 上延。泄洪闸位于溢洪堰的西端，其中线与人工弯道轴线夹角为 41° ，闸底高程为 1449.84m，设计泄量为 $2130\text{m}^3/\text{s}$ 。在闸前设两道直线导沙坎，其高程与人工弯道进口拦沙坎同高，闸后建隔水墙两道，以便束水攻沙。

西岸采用人工弯道引水，弯道进口的直线段长 292m，圆弧段长 290m，底宽 40m，弯道半径 320m，比降为 1/250，进口高程比泄洪闸底板高程高 1.5m，前沿设曲线悬臂拦沙坎一道，坎前另设两道直线导沙坎，将进水口前泥沙导向泄洪闸。在弯道末端，紧临进水闸设有冲沙闸一座，用以排除弯道的泥沙，冲沙闸前设有曲线分流墩，以减少闸前淤积和排除泥沙。

整治建筑物包括挑流潜坝、导流堤及护岸工程，前两者的作用是使河道断面缩窄，水流集中。即使主流趋向东岸进水闸，又使上游水位普遍升高，从而使东岸进水闸引水得到保证。

第八节 山区河流水电站取水枢纽工程^[21]

山区河流流态及水文特性均较复杂，一般坡陡流急，岩石裸露，径流系数大，汇流时间短，平时流量小，水流清澈，汛期洪水暴涨暴落，持续时间短。流量和水位变幅大，通常洪水量为枯水流量的几十倍或数百倍，甚至超过千倍。洪枯水位相差几米至几十米。水面比降一般大于 1/1000。

山区河流含沙量视流域地面覆盖层情况而定。对于岩石风化不严重而植被较好的地区，含沙量较小；反之，在岩石风化严重，植被差的地区，不但含沙量大，而且在山洪暴发时，甚至还会发生泥石流。南方一些山区河流含沙量为 $0.025\sim 0.5\text{kg}/\text{m}^3$ ，也有高达 $7\sim 8\text{kg}/\text{m}^3$ 。山区悬移质多为细沙和粘土，推移质为卵石和粗沙，随流速变化呈间歇运动。南方河流悬移质平均粒径为 $0.02\sim 0.05\text{mm}$ ，推移质为 $40\sim 80\text{mm}$ ，年推移质输沙量占悬移质输沙量

的 10%。

由于径流特性，我国修建的引水式水电站，针对不同河流泥沙情况，采取不同的防沙措施，效果显著。现介绍逊科西引水式水电站防沙措施，作为设计参考。

逊科西电站位于尼泊尔王国逊科西河上游高山峡谷地段，坡陡流急，两岸山溪多泥石流，是河道沙石主要来源。逊科西河枯水流量仅 $3.0\text{m}^3/\text{s}$ ，汛期平均流量为 $220\text{m}^3/\text{s}$ ，悬移质输沙量 600 万 t，悬沙 $d_{50}=0.025\text{mm}$ ，推移质 $d_{50}=84\text{mm}$ 。

该电站主要工程包括首部枢纽、输水渠和厂房。首部枢纽由泄洪闸 4 孔（每孔宽 12.0m ）、泄水冲沙闸 2 孔（每孔宽 6.0m ）、进水闸、沉沙冲沙槽等建筑物组成，枢纽布置见图 3-49，因其对水质要求较高，故在首部采取以下防沙措施。

(1) 第一道防沙措施为沉沙冲沙槽。为了稳定进流流态，设置较长束水墙，墙的上游做成喇叭口形，槽内设 5 条弧形导沙坎，其剖面为矩形，4 条高 0.5m ，最里一道高 1.0m ，各坎宽 0.8m ，间距约为坎高的 5 倍。其作用是将槽内沙石吸引在各坎之间，让其不靠近引水口，并沿束水墙方向下泄。

(2) 引水渠做成弯道，末端设截沙槽及排沙廊道，这是处理底沙第二道防线。根据试验，泥沙经冲沙闸下泄后，进水口的分沙比小于 1%，截沙槽可排沙 70%，所余底沙再经沉沙池处理，底沙基本上不进入电厂。

(3) 设置沉沙池。主要沉淀悬移质泥沙，这是处理泥沙的第三道防线。

(4) 管理措施。电站首部枢纽分两级水位运行，当河道来水流量小于 $120\text{m}^3/\text{s}$ 时，泄洪闸全关，冲沙闸局部开启，水位壅高至 808.6m ，这一时间上游来沙量较少，全部泥沙淤积在库区内，当来流量大于 $120\text{m}^3/\text{s}$ ，冲沙闸全开，继而打开泄水闸，上游水位降至 807.6m ，泄水冲沙。但该站建成后，实际采用高水位运行，利用低荷时集中冲沙。

该站经过多年运行考验，防沙设施工作状况十分良好。

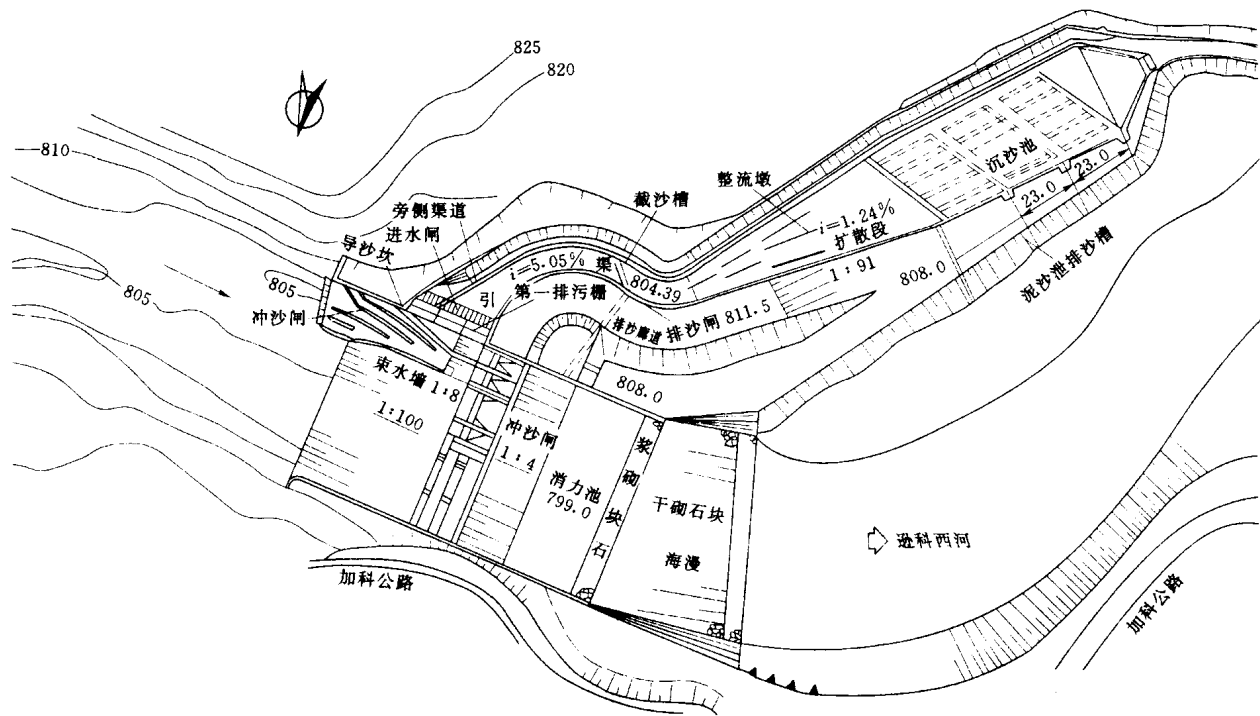


图 3-49 逆科西水电站首部取水枢纽布置图

第九节 少沙河流综合利用枢纽布置

一、工作特点及各建筑物对布置的要求

在我国南方山区及平原地区河道上，多修建综合利用枢纽工程，以满足灌溉、航运、筏运、发电或渔业的要求。因此，这类枢纽建筑物的组成，除进水闸和溢流坝外，根据用途的不同，还要修建一种或几种专门的水工建筑物。如船闸、筏道、电站或鱼道等，以满足国民经济发展的需要。

由于枢纽的建筑物较多，每个建筑物的布置是否合理，直接影响到枢纽的造价、施工及管理运行等各方面，所以研究它们的相互位置及布置是枢纽设计的一项重要内容。因其影响因素较多，涉及面较广，故需从设计、施工、运用管理、技术经济等方面进行全面论证，综合比较，最后通过方案比较，选择最好的布置方案。必要时，应通过模型试验验证。现仅根据运用方面的要求介绍灌溉进水闸、船闸、电站及筏道等建筑物的布置原则。

1. 灌溉进水闸

进水闸位于灌溉的一岸，以方便引水。它可与其他水工建筑物布置在同一轴线上，也可单独布置，或者与其他专门的水工建筑物布置在一起。在运用上发生干扰时，可把进水闸布置在坝轴线的上游。进水闸与船闸应分别布置在两岸，避免进水闸引水时影响船只进出船闸，但当总干渠有通航要求时，进水闸与船闸必须位于同一河岸，这时，船闸应靠岸布置，以利交通和便于装卸货物。如果地形允许，也可将船闸布置在河岸内，另辟航道与灌溉干渠相连。

2. 船闸

船闸应靠岸布置，以便运用管理。船闸的上游应避开横向水流。船闸与码头应位于距溢流坝较远的地方，以免船被吸向溢流坝，造成事故。否则，应做好防护堤，保证船只安全进入船闸。船闸的下游引航道应有足够的航行水深，并与下游河道主槽平顺

地连接,其交角限制在 $15^{\circ}\sim 20^{\circ}$ 以内,并保证船只不受溢流坝泄水的影响。

如遇弯道,通常将船闸布置在水深较大的凹岸,以利航行,并可避免引航道的淤积。若河床较宽,通常将船闸的上闸首布置在坝轴线上,闸室设在坝轴线的下游,以减少闸墙所受的侧向水压力,对闸墙结构有利。但若有交通要求,采取这样的布置在技术经济方面不合理或有困难时,也可将闸室布置在坝轴线的上游,当河床宽度有限,不能容下所有建筑物时,如地形允许,也可将船闸设于河岸内。

电站与船闸应分别设于不同河岸上,以免在运行时互相干扰。若因条件限制而必须位于同一河岸时,则电站应位于靠河的一侧,船闸则靠岸或切入岸内,视具体地形条件而定。这样布置,既保证电站取水要求,又可避免船闸工作人员来往经过电站,发生意外。我国不少综合枢纽采用了这种布置,运用良好。

3. 电站

电站的位置必须保证能引取所需的水量,上游引水平顺,水头损失最小;下游水流通畅,避免溢流坝下泄水流在电站尾水附近形成回流。一般电站与闸、坝应布置在同一轴线上。

电站最好位于主要用户的一侧,对外交通便利,以利器材的运输。电站附近还应有足够的场地,以便设置变电所。此外电站的位置应选在地基较好,并便于提前施工的地方,以便提早投入运行。

4. 筏道

当枢纽上游有浮运木材要求时,则应考虑建筑筏道。筏道的平面布置应选在上游有绑扎木筏的停泊区;下游应有直而深的河段,使木材能平稳地浮运。一般筏道均设在岸边,并与电站分别布置在两岸,避免影响电站安全运用。

对于通航河道,一般可利用船闸来流放木筏,不需另建筏道,只有当航运量过大或木材浮运很大时,才专设筏道,以免影响航运。

以上仅根据运用要求提出各建筑物布置的原则,但在少沙河

流上，仍应考虑泥沙淤积对枢纽各个建筑物的影响，例如广东省在鉴江上修建了几座综合利用枢纽，一般由溢流坝、船闸及灌溉进水闸或水轮泵站组成。由于大多数把船闸布置在微弯河段凸岸滩地上，船闸进口偏离原河道深水河槽，处于回流淤积区，而枢纽中又无排沙冲淤措施，以致引航道发生严重淤积，不能保证正常通航。图 3-50 所示为鉴江上修建的江边村综合利用枢纽，由于船闸布置在左岸台地上，引起泥沙淤积而废弃，枢纽不得不重新改建。

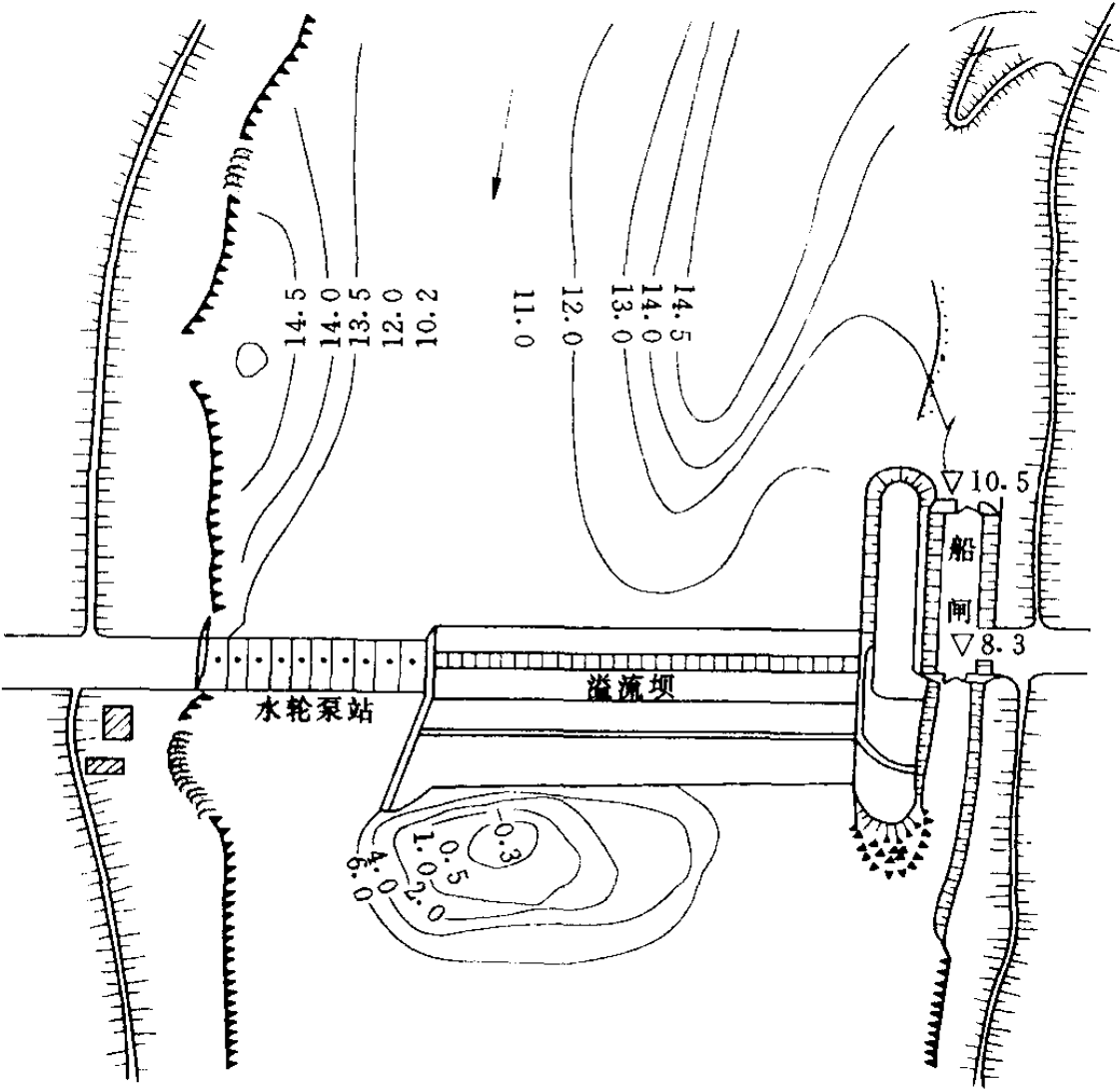


图 3-50 广东鉴江边综合利用枢纽淤积图

二、综合利用枢纽布置实例

1. 取水航运枢纽

这种枢纽包括溢流坝、进水闸及船闸等建筑物，若河床较宽，还需建非溢流坝的挡水建筑物。图 3-51 所示的综合利用渠首是取

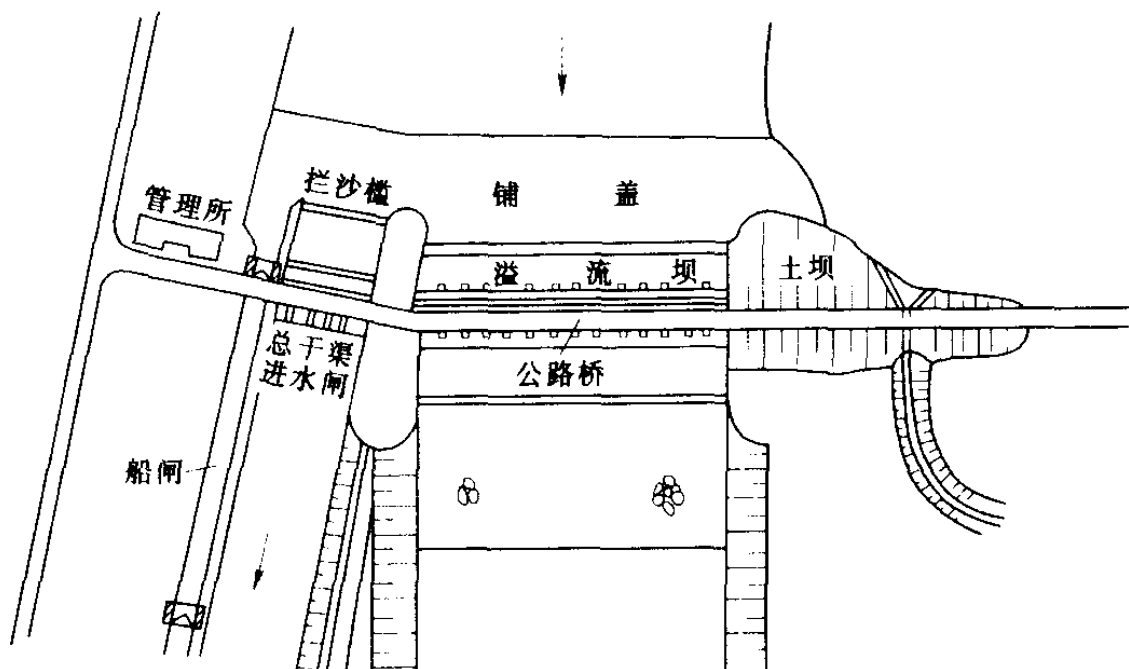


图 3-51 安徽汐口综合利用枢纽布置图

水及航运枢纽。进水闸引水流量 $200\text{m}^3/\text{s}$ ，灌溉农田 146 万亩；总干渠常年可通航 100~200t 的船队；此外，还利用总干渠落差发电 5 万 kW，并向城镇供水，以满足城镇人民生活用水的需要。

该枢纽由溢流坝、土坝、总干渠进水闸、船闸及左岸涵洞式进水闸等建筑物所组成。溢流坝位于河床中，高 7.6m，为钢筋混凝土框格坝。总干渠进水闸设在溢流坝右侧的石英砂岩上，船闸布置在进水闸的右侧，紧靠河岸，临近公路，交通便利，并可使船只平顺地进出闸室，保证船只行驶安全。土坝位于左岸，靠近料场，施工便利。坝内设有涵洞式进水闸，可引水灌溉农田 120 万亩。

该枢纽建成后，运行正常。由于局部地区配套工程还未全部建成，灌溉效益尚未完全发挥。

图 3-52 所示为浙江上浦综合利用枢纽工程布置图。该工程主要用于御咸蓄淡，引水灌溉和发展航运。枢纽建筑物主要由水闸、船闸、溢流堆石坝及进水闸等组成。枢纽处河道有一沙洲，将曹娥江分为主支二江。泄水闸布置在支江上，共 17 孔，长 150m。船闸位于泄水闸轴线上。溢流堆石坝位于主江上，长 180m，最大坝高 6.1m。进水闸布置在主江上游的右岸，该工程建筑物组成及布

置合理，引水通航互不干扰。自 1979 年完工投入运用后，经较大洪水考验，迄今运行正常。

2. 取水、航运及发电水利枢纽

图 3-53 所示为韶山综合利用枢纽。该枢纽的任务是以灌溉为

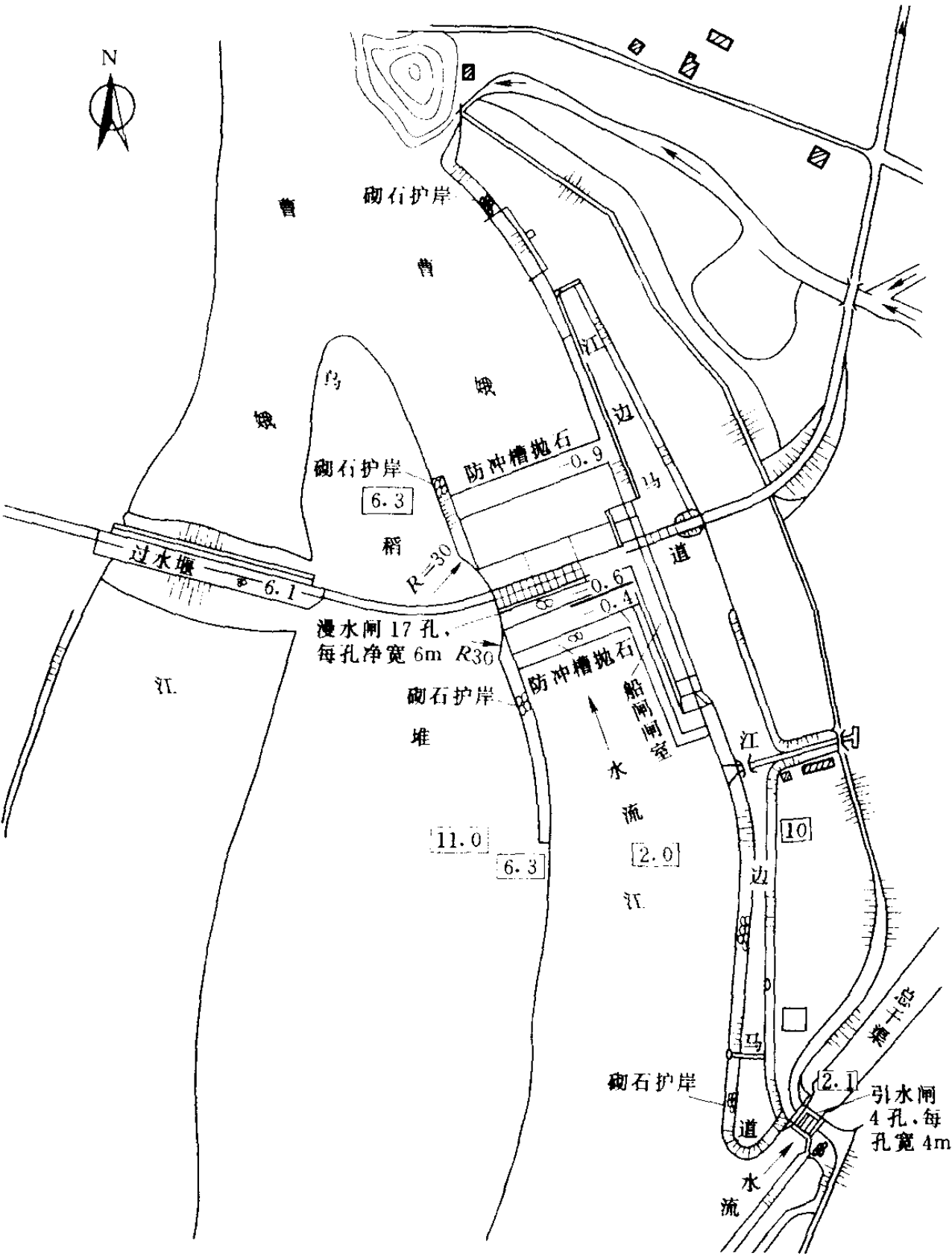


图 3-52 浙江上浦综合利用枢纽工程图

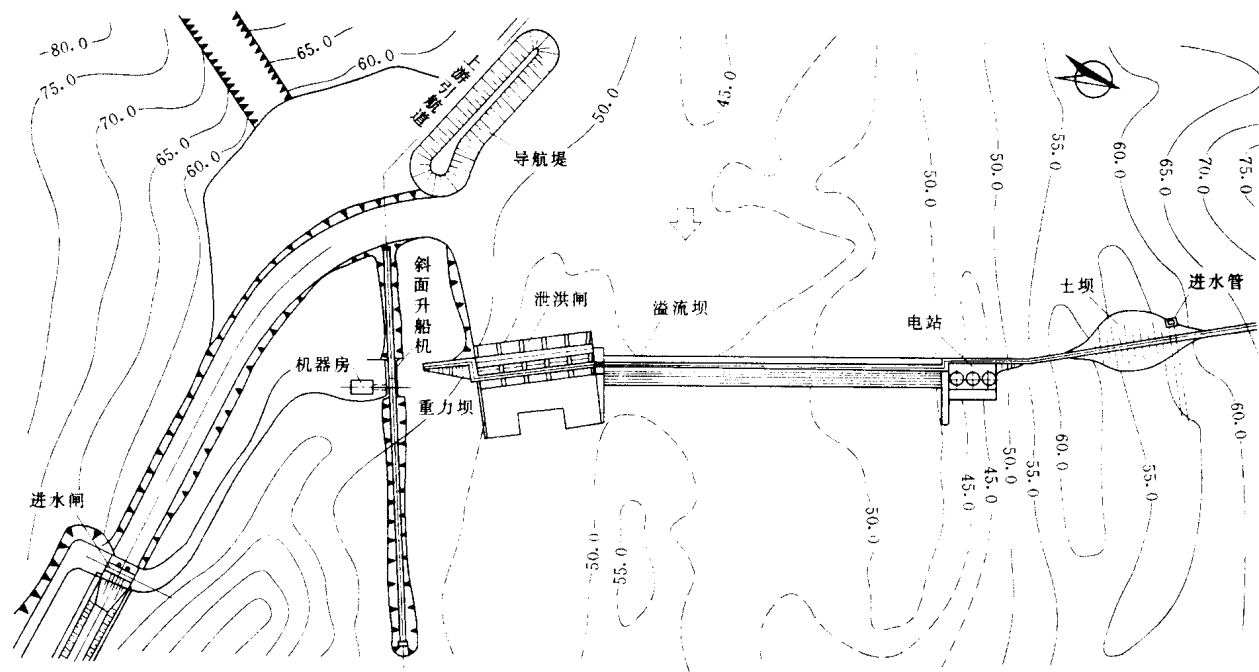


图 3-53 韶山综合利用枢纽布置示意图

主，兼有防洪、发电、航运及给水之利。枢纽主要建筑物有：溢流坝、泄洪闸、土坝、水电站、斜面升船机及进水闸等。溢流坝建在河床深槽中，高 14.0m，长 176m。在左岸山坳中建高 9.0m 的均质土坝，坝内设涵管，引水灌溉左岸农田。为了减少土坝上游汛期淹没损失，在溢流坝的右侧还建有泄洪闸，以增大泄量，降低洪水位。水电站装机 3.87 万 kW，布置在溢流坝左侧。为了解决航运问题，在右岸岸坡上设斜面升船机，可通过 20~30t 木船。进水闸布置在右山冲内，距坝趾 300m，设计引水流量 $44.5\text{m}^3/\text{s}$ 。

该枢纽建成后，灌溉农田 86 万余亩，为工业用电提供了廉价的动力，便利了航运交通，发展了渔业，并解决了工业用水。对韶山区的工农业生产发挥了巨大作用。

3. 航运发电水利枢纽

图 3-54 为某江第三级渠化工程，由溢流堆石坝、船闸、电站、泄水建筑物及冲沙闸组成。枢纽水位为 8.17m，坝轴线长 250m，最大坝高 13.4m，设计单宽流量 $45.8\text{m}^3/\text{s}$ ，船闸闸室有效长度 160m，有效宽度 12.0m，门槛最小水深 2.5m，闸门孔宽 8.0m（必要时可扩建 12.0m），年通货 300 万 t。电站由两台 2500kW 的机组组成，引水流量 $80\text{m}^3/\text{s}$ 。

枢纽布置见图 3-54。船闸布置在右岸，其主要优点：①主要石料来源在右岸，便于施工运输；②右岸河滩开阔，便于节省施工场地；③在右岸漫滩上建船闸，可减少施工围堰和排水工程；④避开左岸下游的深水区，减少下游引墙工程量。但也存在一些缺点，如开挖工程量大，右岸小沟位于坝轴线上游，处理麻烦；船闸位于凸岸容易落淤，故炸除上游挑石嘴，改善水流条件，以免洪水过后，引航道落淤。

由于右岸下游有一宽 1.5m，深 17m 卵石深槽，若布置船闸，则其基础处理较困难，工程量亦大，故将闸室布置在坝轴线的上游，并根据地形条件，将闸坝轴线布置成 88° 交角，以减少挖方。

电站位于左岸砂岩上，地质条件好，与船闸互不干扰，岸上交通便利，泄水闸紧靠电站，操作方便。该枢纽建成后，运行正

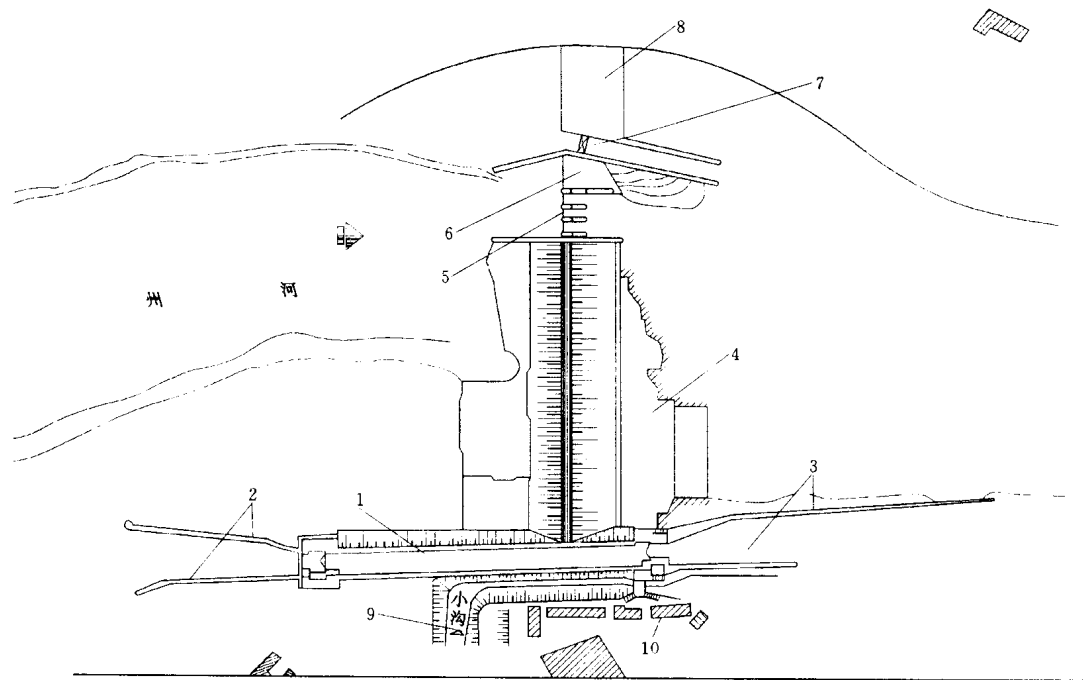


图 3-54 舵石鼓枢纽总体布置

- 1—船闸；2—上引墙；3—下引墙；4—溢流堆石坝；5—泄水闸；6—坝台；
7—冲沙孔；8—电站；9—挡土墙护岸；10—船闸管理所

常,只是船闸外墙长期承受水压力,渗透严重,经灌浆处理后,情况良好。

第十节 其他形式取水枢纽布置

一、竖井式枢纽

这种枢纽的特点是根据水流含沙量沿垂线的分布规律,即含沙量随水深增加而加大,粗沙和推移质大都集中于底层的特点,采用正面引水,正面排沙的布置形式,利用竖井引取表层较清水流,粗沙和推移质则经泄洪冲排到下游,枢纽建筑物包括:引水竖井、廊道、泄洪冲沙闸、溢流侧堰、枯水进水闸及上、下游整治段。图 3-55 为新疆和田地区的努尔河取水枢纽,即采用了这种形式。

引水竖井是利用泄洪闸两个伸长的中墩和两侧边墙开孔引水的。当泄洪冲沙闸前水位超过竖井高度后,水由竖井引入,并经廊道输送到渠道(图 3-56)。为了预留一定的空间沉积沙石,竖井高度定为 1.5m,除保证引水外,为了造成一个狭窄的冲沙道,以便束水攻沙,竖井还向上游延伸 6.0m。此外,为了避免在中小水量时,闸前因壅水过高而造成泥沙淤积,又在闸前左岸边墙上设置了进水闸,用于枯水时期引水。

泄洪冲沙闸共三孔,拦河建造,用以泄洪和冲洗闸前淤积的沙石,以免进入廊道,闸底高程一般比原河床高 0.5~0.7m,以免造成闸下淤积,并影响到上游整治。实践证明,这种布置冲沙效果显著,一般冲沙流量约为引水流量的 3~4 倍。上游冲沙流速大约控制在 2.5~2.8m/s,闸下最大流速控制在 3.0~3.5m/s。泄洪冲沙闸闸门开启后,能将闸前泥沙冲到下游 800m 以外。溢洪侧堰布置在河道的右侧,靠近闸室。侧堰高 2.5m,长 75m。考虑到在闸的上游淤积后,水平的堰顶不能保证竖井的进水,故堰顶的倒坡应与上游整治段坡度一致。

上下游整治段的宽度应按造床流量设计,过去按 3%~10% 频率的流量设计,宽度偏宽,从而造成上游河道淤积。实践证明,

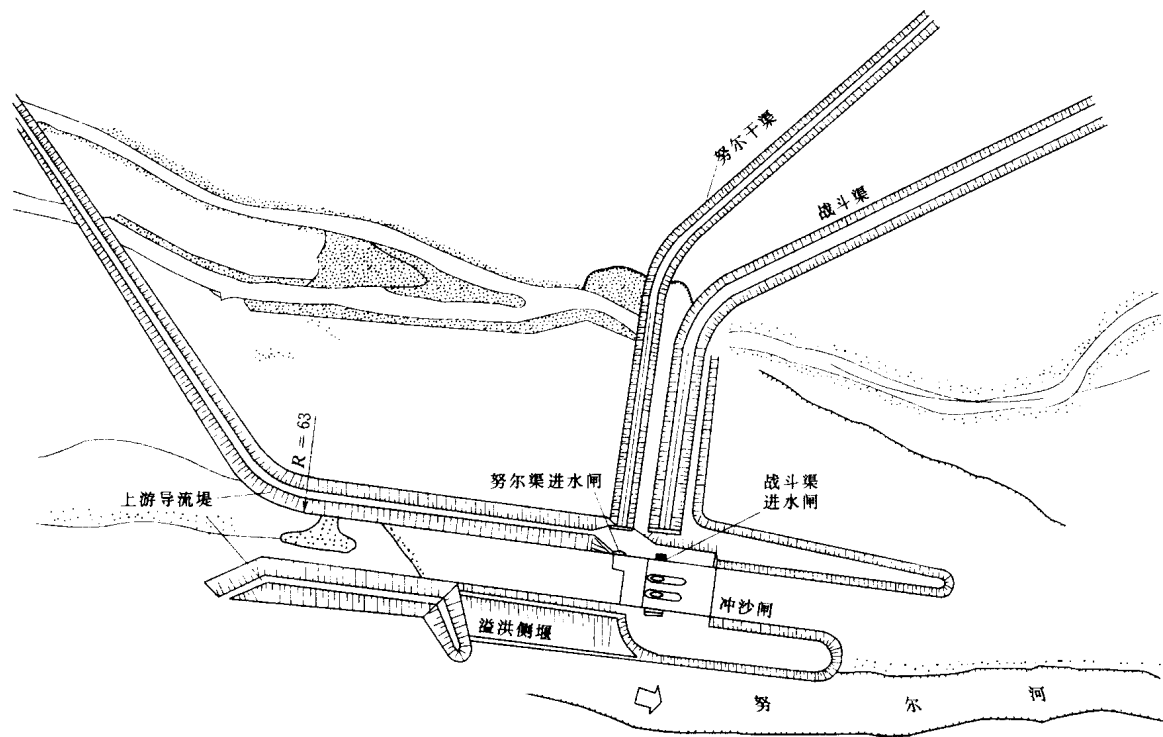


图 3-55 新疆和田地区努尔河枢纽平面布置图

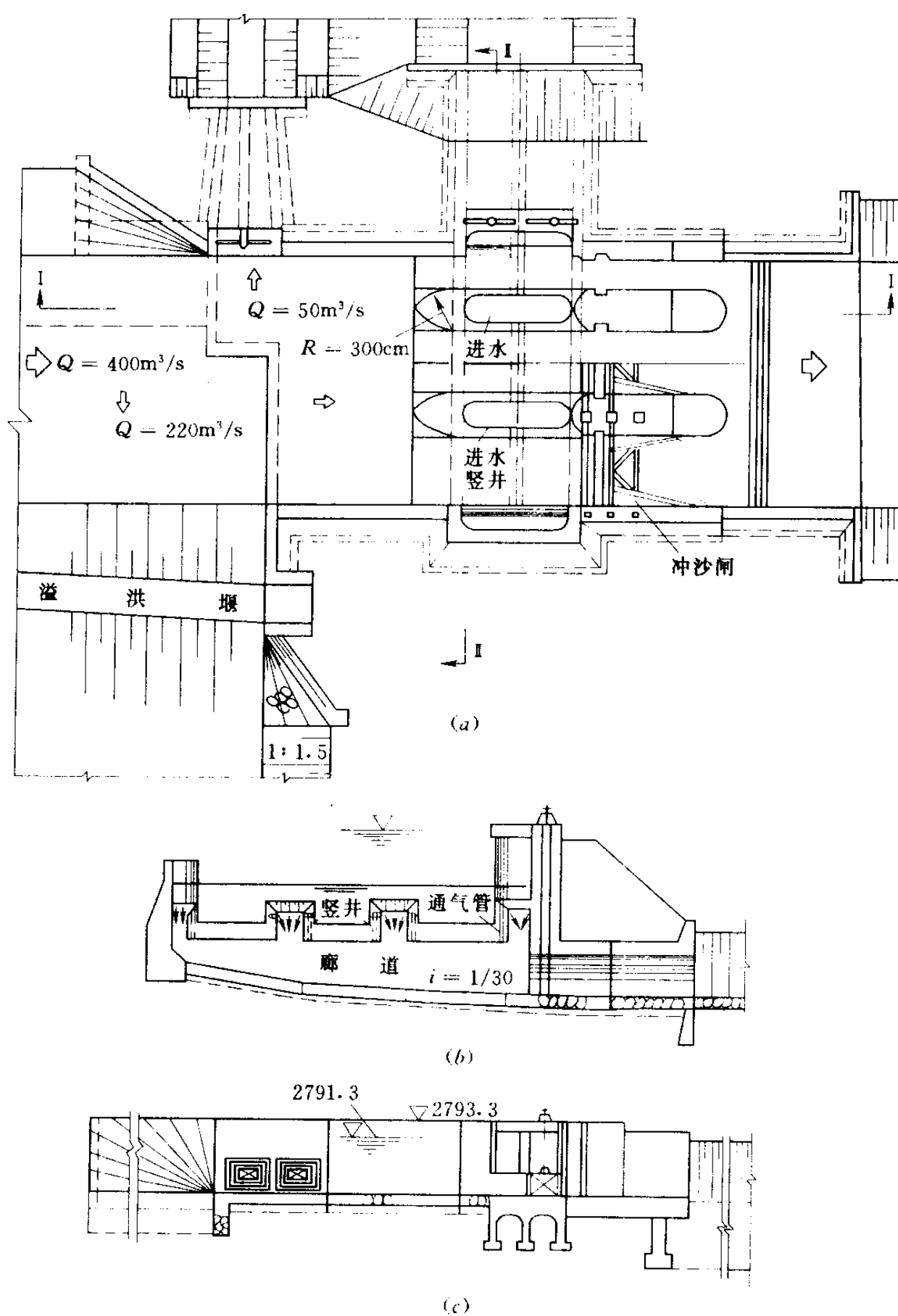


图 3-56 新疆和田地区努尔枢纽进水竖井布置图
(a) 进水竖井平面布置图; (b) 剖面 II - II; (c) 剖面 I - I

采用河道常年洪水来确定整治段的宽度，对束水攻沙和防止上游淤积均有利。

该渠首布置合理紧凑，结构美观，引水防沙效果显著，为山区河流引水防沙主要形式之一。其缺点是竖井前泥沙容量小，易淤平。如果管理中不及时冲沙，将导致沙石入渠。此外，廊道开挖工程量和混凝土工程量均较大。

二、弧形溢流坝式枢纽^[22,23]

贵州省在建造都匀电厂取水渠首时，创造了侧面引水，侧面排沙的布置形式。该枢纽的平面布置如图 3-57 所示。其特点是按河流弯道的水流特性，将坝高 1.3m 的溢流坝建在主河槽内，并向上游倾斜，呈弧形布置，相当于弯道的凸岸，而对岸进水闸所在的河段就成为凹岸。由于溢流坝的泄流和冲沙闸闸墩的局部壅水，使坝上游的水面形成较大的横坡，将坝上游水面 150m 的顺直河段水流造成弯曲的流态，利用弧形溢流坝造成的这一横向环流，使含推移质的底流流向溢流坝，越过坝顶滚向下游，而表层较清水流则流向进水闸。斜向上游的弧形溢流坝除了起弯道凸岸作用外，并与进水闸构成喇叭形的冲沙槽，槽的入口正对主流，相当于正面取水的取水口，槽宽由 18m 渐缩到 9.9m，使槽内流速由低到高，以便冲走冲沙槽内的泥沙。在冲沙槽末端建有三孔冲沙闸，设有净宽 2.5m、高 1.5m 自动翻板闸门，并附有人工启闭机，闸门开启后，可将冲沙槽内的泥沙排到下游。

该枢纽建成投入运用后，经过 16 年的考验，证明引水防沙效果显著。目前这种布置形式又应用到该省盘县电厂取水枢纽，经水工模型试验验证，在防沙及防漂方面，都达到了设计要求。

三、弯道凸岸引水式取水枢纽^[22,23]

在弯道上建造取水渠首时，一般都遵循弯道水流特性，把取水口布置在凹岸，迎主流引取表层清水。而四川省玉溪河大型引水灌溉工程的取水口，却布置在弯道的凸岸，与一般取水口布置原则相反。但在工程上采用了多道冲淤排沙措施，取得了满意的效果。这种取水口的布置是凸岸引水的一个特例，现介绍

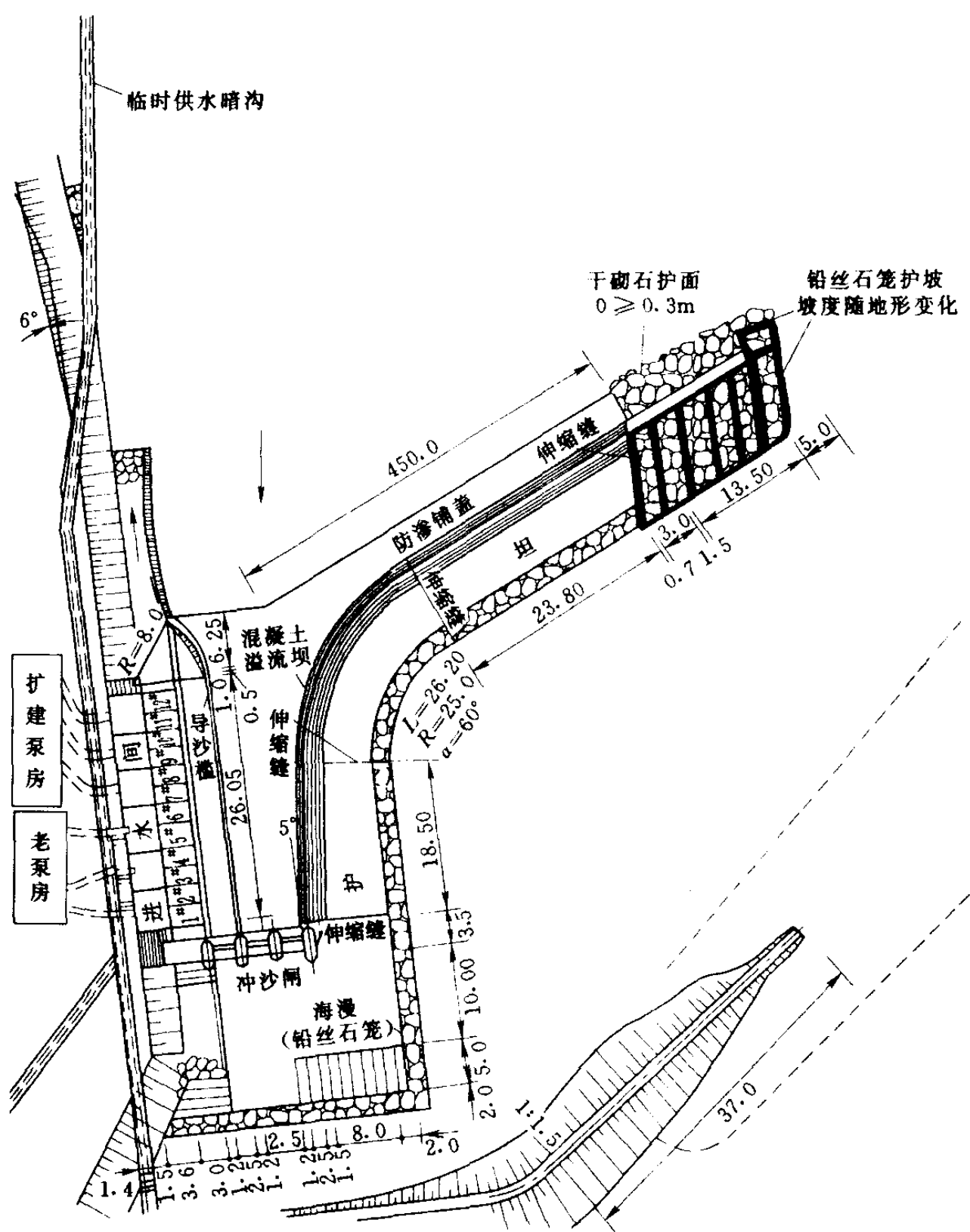


图 3-57 都匀电厂取水枢纽平面布置图

如下。

该枢纽由泄洪排沙闸、非溢流坝、溢流坝、冲沙闸、进水闸及各种防沙措施组成，其平面布置如图 3-58 所示。枢纽的防沙措

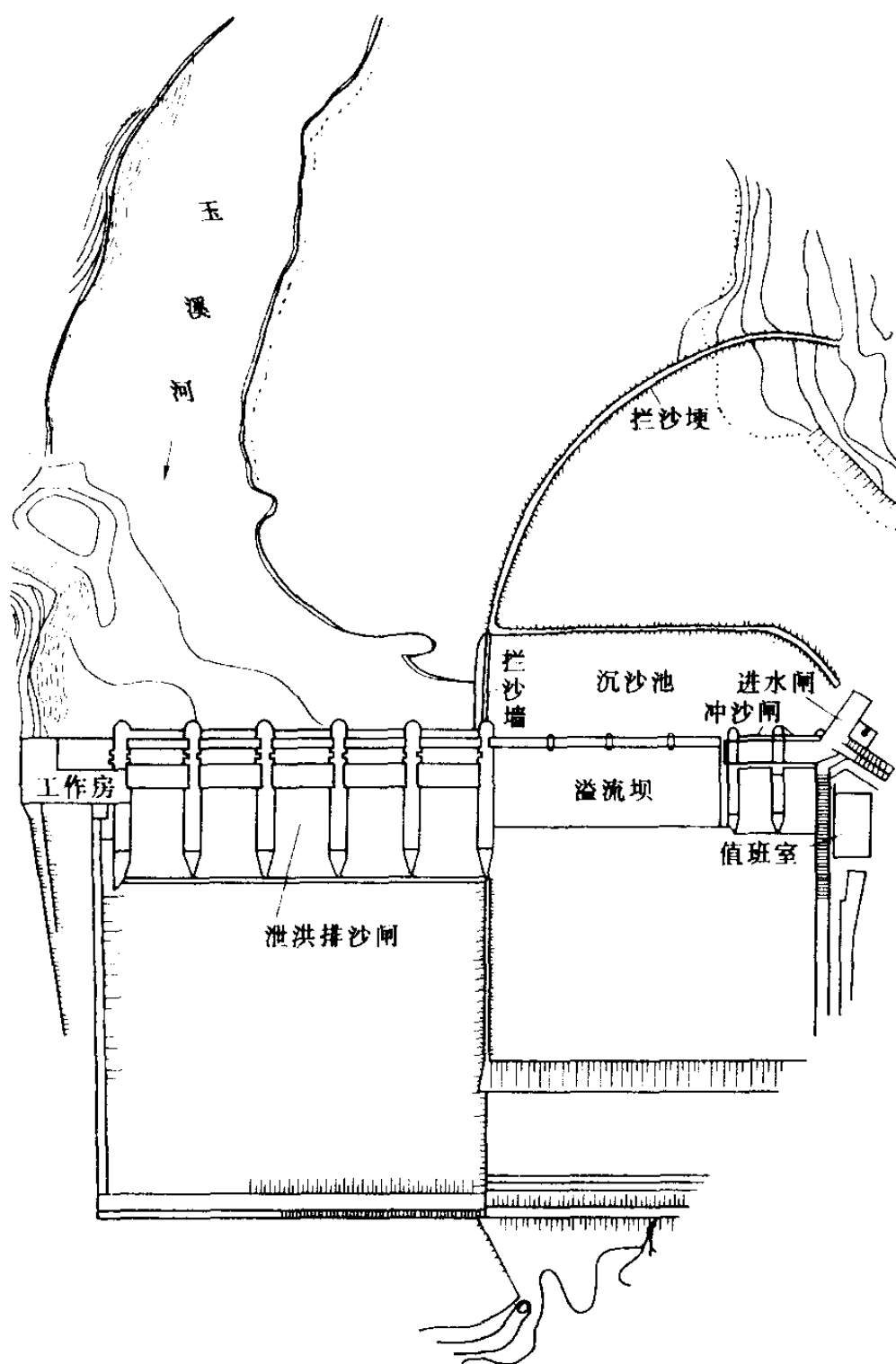


图 3-58 四川玉溪河灌溉取水枢纽布置图

施有泄洪排沙闸、冲沙闸、拦沙墙、拦沙埂、沉沙池及拦沙坎等，现分述如下：

1. 泄洪排沙闸

该闸建在河道主槽内，计 5 孔，每孔净宽 10m，闸孔采用实用堰形式。堰顶高出闸底板 13.5m，可宣泄大部分洪水和泥沙。其中 4 号、5 号闸孔正对凸岸沙洲淤积的最大部位。洪水期开启排沙，利用闸前的大流速使泥沙在沙洲的尾部不能沉淀，并通过闸孔排到下

游,保证 5 号闸孔前 15~20m 范围内为不淤带。拦沙墙即布置在这个不淤带处。这是解决取水口前泥沙淤积问题的主要措施之一。

2. 拦沙墙及拦沙埂

拦沙墙布置在泄洪闸 5 号闸孔的左侧,垂直于坝轴线,墙顶高出堰顶 4.0m,使底沙在 4.0m 深水中流动,而 4.0m 以上的凸岸表层水流则越过墙顶进入沉沙池。拦沙埂依左岸台地布置,呈弧形,其顶高出河滩 1.0m,与河底有 5.0m 的高差,防止高水位时上游泥沙漫溢。

3. 沉沙池

沉沙池设在拦沙墙后,沿溢流坝上游侧的台地开挖而成,长 47.3m,宽 15m,用以沉淀越过拦沙墙的部分粗沙及高水位时由上游越过拦沙埂而进入的泥沙。此外,在进水闸后隧洞的出口处还设有长 144m,宽 12m 的沉沙池,沉淀进入水闸的泥沙,使清水流入渠道。

4. 冲沙闸

布置在溢流坝左侧,位于沉沙池末端紧靠进水闸处。共设 2 孔,用以冲洗沉沙池中的泥沙。

5. 拦沙坎

拦沙坎建在进水闸前沿,坎顶高出沉沙池底 4.8m,拦截沉沙池中的泥沙进入闸孔。此外,在闸孔前还建有拦污设施。

该枢纽自 1976 年建成后,在运行过程中,由于泄洪闸 4 号、5 号闸孔经常开启,使左岸沙洲未能延伸,保持了拦沙墙的“门前清”。每年汛后,沉沙池内淤积的泥沙颗粒均较细,不到一刻钟就可将其冲洗干净。进水闸后的渠道没有淤积现象。由此可见,泄洪冲沙闸 4 号、5 号闸孔及拦沙墙的防沙作用较显著,沉沙池进沙较少,冲沙闸效果好,拦沙坎高度适宜。这说明枢纽的综合防沙措施是可行的。除了闸堰溢流面遭沙卵石磨损严重,后用钢板及锰铸铁板衬护外,渠首运行正常。但该枢纽尚未经过上游最高洪水水位的考验,在最高洪水水位时,上游来的泥沙,对进水闸引水影响的程度尚待实践验证。

第十一节 低坝取水枢纽防冰措施

在我国北方寒冷地区修建的取水枢纽工程,除了取水防沙外,还应解决冬季防冰问题,如甘肃河西走廊东大河取水枢纽系两岸取水工程(图 3-59),除供农业用水外,还向金川峡水库输水。枢纽所在河段气候寒冷,10月下旬开始出现冰情,12月初封冰,翌年二月初开始解冰,冰厚 1.0~1.2m,一般冰块尺寸为 0.6m×0.6m×0.04m,最大冰块为 3m×3m×0.8m,该枢纽除了采用拦河闸壅水,形成 4000m³泥沙库容外,并在每闸墩前设置长 35m、高

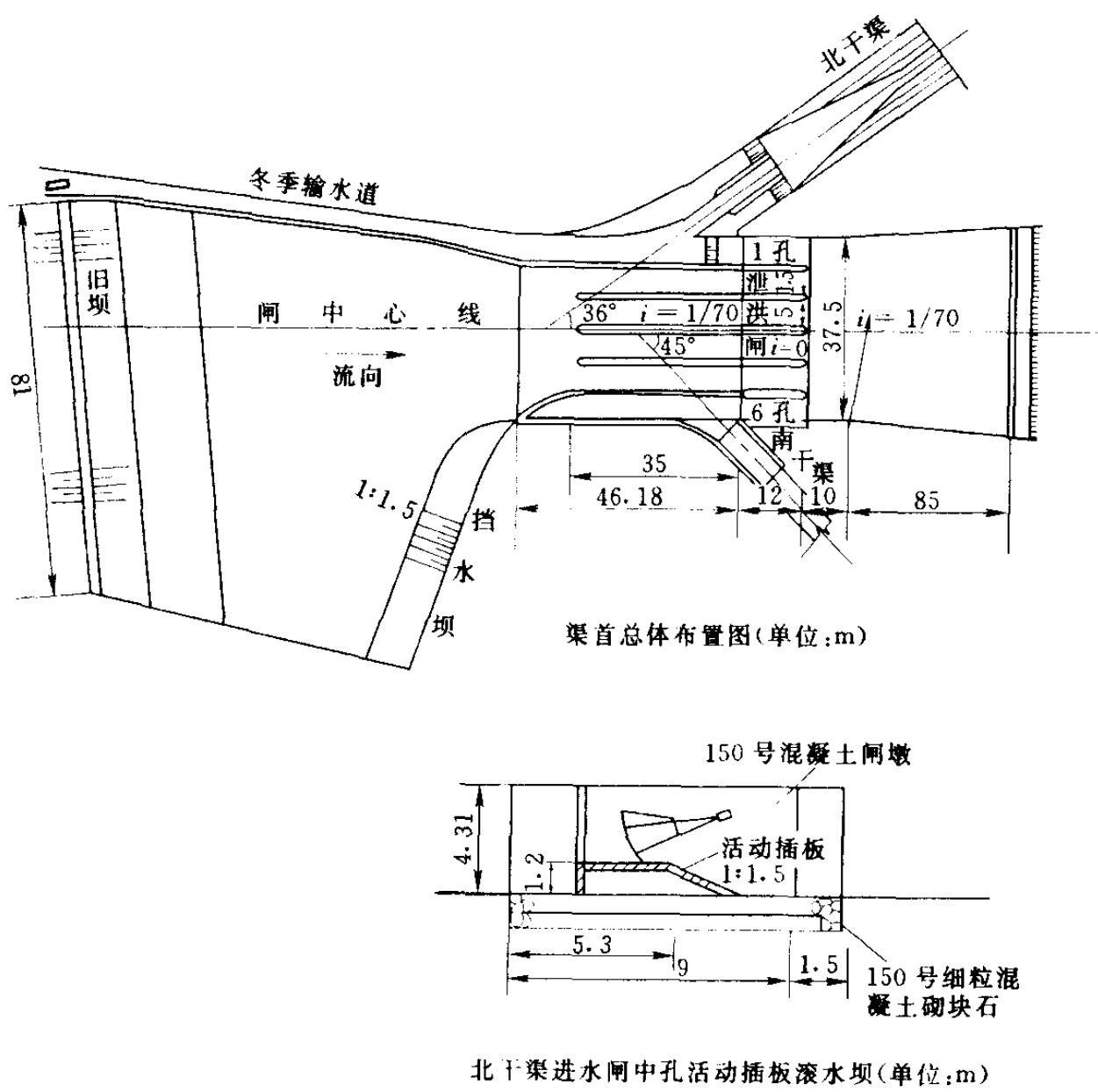


图 3-59 甘肃东大河拦河闸式取水枢纽排冰布置图

1.2m 的分水墙及导沙坎等防沙设施。为了解决冬季引水防冰问题，枢纽还设置了冬季输水排冰道，长 140m，宽 4.0m，比降为 1/60，设计流速 1m/s。为了冬季排冰，进水闸中孔底板降低 1.2m，汛期安装活动插板滚水坝，以防止冲沙槽内的推移质进入干渠，冬季将插板取掉，以引冬水。

根据该枢纽冬季运行经验，进水闸的冬季引水排冰道，一般应满足以下条件：①水流流向要顺直，渠线少作弯道，以避免回流聚集冰花，达到排凌顺畅；②应有适当流速，使大部分冰花浮于水面，又能防止产生冰盖，一般流速应大于 0.8m/s；③应有足够水深，以免产生底冰，一般水深不小于 0.7m。

根据上述排冰经验，对于有坝取水枢纽来说，沉沙槽式取水枢纽，可以利用冲沙闸正向排冰，而人工弯道式取水枢纽，因其工程布置是正向取水，侧向排沙，不能利用冲沙闸正向排冰。因此，就必须在冲沙闸增设导凌筏和挑冰木，把冰凌导向冲沙闸（图 3-60），顺利地排到下游。

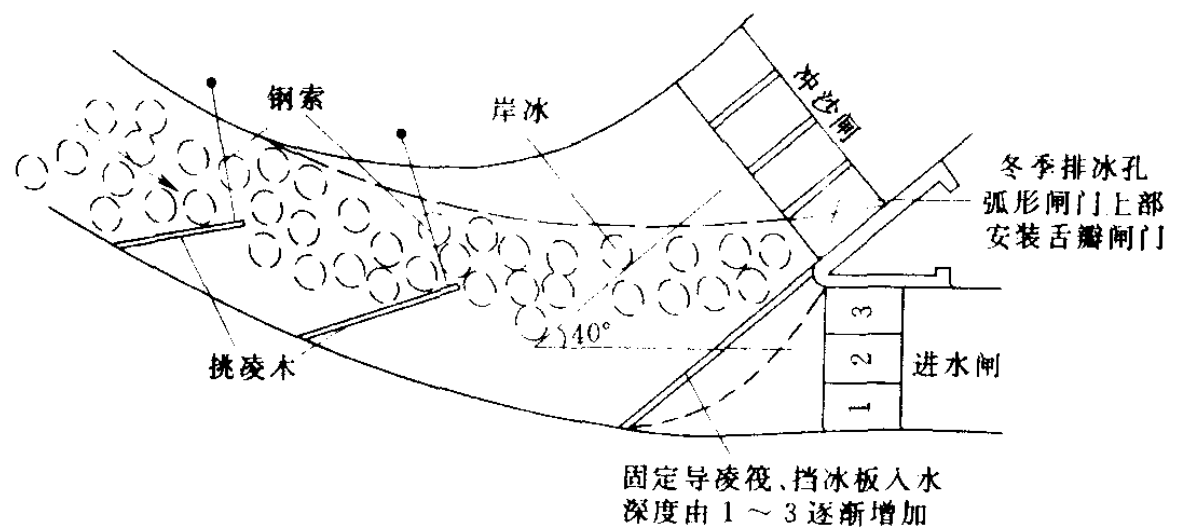


图 3-60 人工弯道式取水枢纽排冰示意图

第四章 泵站取水建筑物与 泵站枢纽布置

第一节 泵站取水建筑物布置

泵站取水建筑物按取水水源及取水位置可分为岸边取水建筑物、河床取水建筑物、水库和湖泊取水建筑物、海水取水建筑物等几种形式。下面主要介绍这些建筑物的位置选择及布置,有关这些建筑物的构造详见《泵站工程》分册。

一、泵站取水建筑物的位置选择^[39, 28]

泵站取水建筑物位置的选择,直接影响取水的水质、水量、取水安全可靠、投资、施工、运行管理以及河流的综合利用,因此正确选择泵站取水建筑物的位置是设计中一个十分重要的问题。应根据取水河段的水文、地形、地质及卫生等条件全面分析,综合考虑,既要满足当前工业和生活用水的需要,又要考虑到将来的发展,应提出几个可能取水位置方案,进行经济比较,从中选择最优的方案,必要时,还应进行水工模型试验。

选择泵站取水建筑物的位置时,应考虑以下基本要求。

(1) 取水建筑物的位置尽可能选择在弯曲河道的凹岸,以防止泥沙和漂浮物进入取水建筑物。具体位置的确定见无坝取水一章。

(2) 在顺直河段取水时,应选在主流靠岸,河宽较狭,流速较大,河岸稳定的河段。

图 4-1 所示为广西某取水建筑物,布置在柳江顺直河段上,最枯水深 2.5~3.0m。该处两岸较陡,边滩不发育,基岩裸露,流域两岸植被良好,河道稳定,河宽 450~550m,最大水深 3.0m。主流偏取水岸一侧。此外,柳江枯水期偏长,河水清晰,洪水期

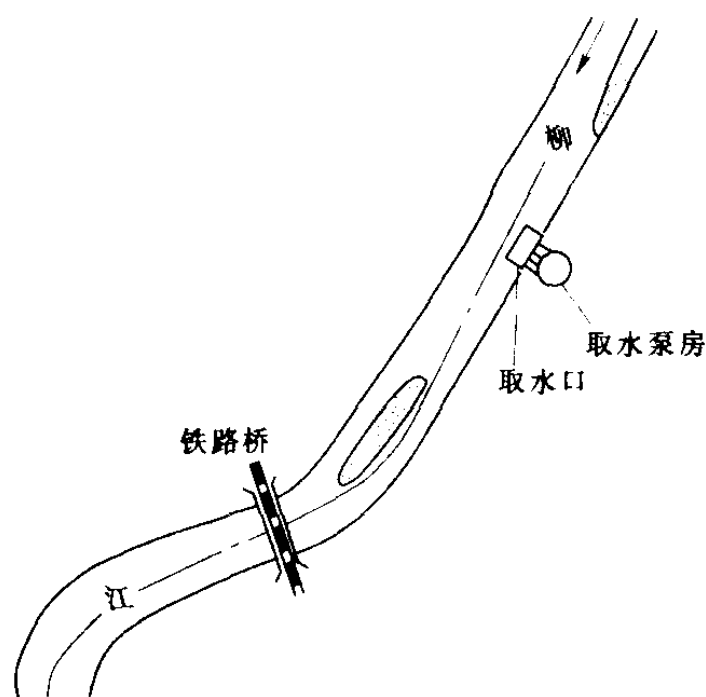


图 4-1 顺直河段取水口位置图

漂浮物较少。该工程自 1961 年以来，自流管未发现淤积现象。

(3) 在有支流汇入的河段上，由于干、支流涨水的幅度先后不同，容易形成壅水，致使支流泥沙大量淤积。相反，支流水位上涨，干流水位不涨时，又将沉积的泥沙冲刷下来，使支流含沙量剧增，结果在支流入口处，因流速降低，泥沙大量沉积，形成泥沙堆积锥。因此，取水口应离开支流入口处上、下游有足够的距离，见图 4-2。

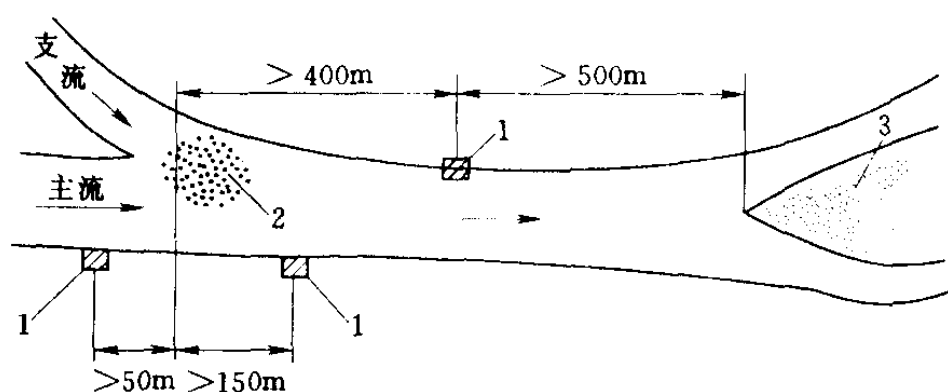


图 4-2 两江（汉）汇合处取水口位置示意图

1—取水口；2—堆积锥；3—沙洲

(4) 在分汊河道上，取水口位置应选在较稳定或发展的汉道上，不应选在衰亡的汉道上。

(5) 河流上人工建筑或天然障碍物对取水建筑的影响。河流上常见的人工建筑物有桥梁、码头、丁坝、拦河闸坝、污水排出口等，天然障碍物为矾头、石包等，它们将引起河流的流速、流向、水深的改变，从而使河床发生冲刷或淤积，或使水质污染，故在选择取水建筑物位置时，应尽量避免人为和天然的各种不利因素。

1) 桥梁。桥梁一般建在河道最窄处和比较顺直的河段上，在桥梁的上游由于水位壅高，流速减缓，易造成河床淤积。在桥梁的下游，流速增大，易发生冲刷。再往下游，水流又恢复到原来的流速，冲刷的泥沙便在此落淤。因此，取水建筑物可设在桥前 0.5~1.0km 或桥后 1.0km 以外的地方。如福州水厂取水建筑物在大桥下游 1.7km 处，无落淤的影响，运行正常。

2) 丁坝、码头。丁坝是整治河道常用的水工建筑物。由于丁坝将主流挑向对岸，在丁坝附近形成淤积区，见图 4-3。因此，当取水建筑物位于和丁坝同岸，应设在丁坝上游，并与坝前浅滩有一定的距离（岸边式取水建筑物不小于 150~200m，河床式取水建筑物可以小些）。取水建筑物不宜设在丁坝下游，因主流已偏离，容易产生淤积。

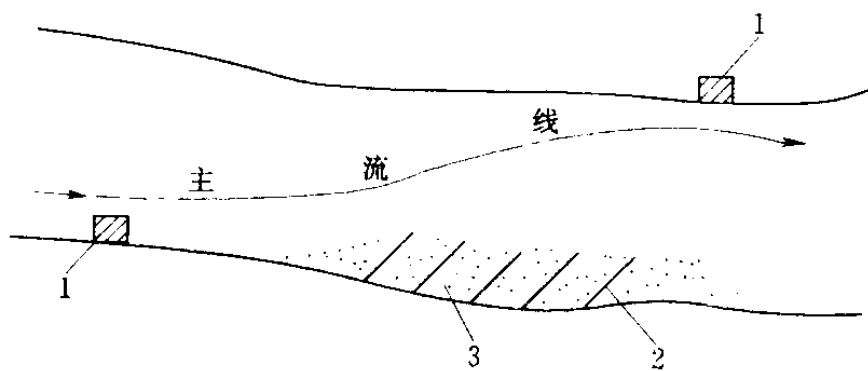


图 4-3 取水口与丁坝布置示意图
1—取水口；2—丁坝系统；3—淤积区

突出河岸的码头，如同丁坝一样，会阻滞水流，引起淤积，而且码头附近卫生条件较差，水质受到污染。因此，取水口最好远离码头一定距离，如必须在码头附近取水时，最好采用江心取水，既可引取好的水质，又可避免淤积。如上海某水厂的取水口，建

在两码头之间，淤积严重，自 1957 年以来，每年都需要疏浚，给水厂管理带来许多困难。同时在码头附近取水时，还应考虑船舶进出码头的航行安全，以免撞击取水建筑物，取水建筑物距码头最小距离，应征得航运部门的意见。

3) 拦河闸坝。拦河闸坝上游河流流速减小，设置取水建筑物时，应考虑到泥沙淤积及河床抬高的影响。在闸坝的下游由于泄洪或排沙时，河床可能受到冲刷和泥沙增多，故取水建筑物宜设在其影响范围以外的地段。

4) 陡崖、石嘴。突出的陡崖、石嘴对河流的影响与丁坝类似，在其上下游形成一定淤积区，取水口应设在淤积范围以外。

图 4-4 所示为湖南某厂取水工程，位于湘江中杨梅洲尾部凹岸处，河岸地形虽然适宜，但在取水头部上游有一陡崖，从岸边突入江中，把河道主流挑向对岸，水流在陡崖处受到压缩，流过陡崖又扩散开来，在取水口附近形成漩涡区，洪水季节含沙量大

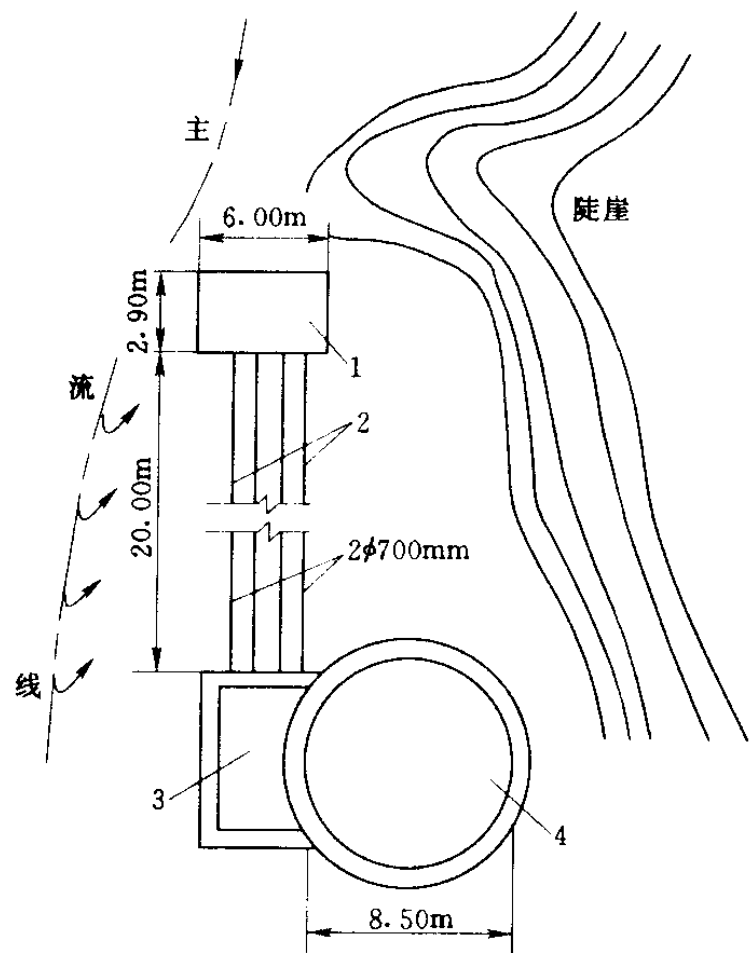


图 4-4 陡崖、石嘴下游某厂取水工程示意图
1—进水头部；2—自流管；3—吸水井；4—泵房

的水流到此区后，因流速骤减而沉积，恶化了取水条件，吸水井泥沙严重堵塞，须经常清淤，增加操作运行困难。

(6) 冰凌的影响。在北方寒冷地方的河道建造取水工程时，应考虑冰凌的影响。一般取水口应设在急流、水穴、水洞及支流入口的上游河段。对于有流冰的河道，取水口尽量避免设在流冰容易堆积的浅滩沙洲、回流区和桥孔附近。对冰凌较多的河流，取水口不宜设在冰水混杂的地段，而应设在冰水分层地段，以便从冰层下取水。

(7) 河水水质及卫生条件良好的地段。取水工程应位于城镇及工业企业上游清洁的河段；污水排放口的上游约 100~150m 以上，避免设在污水排出口、码头、弃渣场、尾矿坝及垃圾场等的下游，如果岸边水质较差时，则应从江心取水。

对于生活用水，要求水质符合《生活用水卫生标准》，企业用水应满足《工业企业设计卫生标准》的要求。

在沿海地区一些河流建造取水建筑物时，应避免潮汐引起咸水倒灌或污水回流，使水质恶化。

二、岸边式取水建筑物布置

直接从河流岸边取水的建筑物，称为岸边式取水建筑物。由进水间和泵站组成。适用于河岸较陡、主流靠近河岸，并有一定的水深，水位变幅不太大，水质及地质条件较好的情况。

按照进水间与泵站合建或分开建筑，岸边取水建筑物分为合建式和分建式两类。当岸边式取水建筑物从堤坝建筑的斗槽内取水时称斗槽式取水建筑物，这种形式用得较少。

(一) 岸边式取水建筑物的基本形式

1. 合建式岸边取水建筑物

合建式岸水取水建筑物是进水间与泵站合建在一起，设在岸边，河水经过进水孔进入进水间的进水室，再经过格网进入吸水室，然后由水泵抽送至水厂或用户，在进水孔上设有格栅，用以拦截水中粗大的漂浮物。设在进水室的格网用以拦截水中较细的漂浮物。

合建式的优点是布置紧凑，占地面积小，水泵吸水管路短，运行管理方便，因而采用广泛。但合建式结构复杂，施工较困难。

当地基条件较好时，进水间与泵房基础可以建在不同高程上，呈阶梯式（图 4-5），以减少泵房部分埋深，便于施工。但水泵启动需要抽真空。

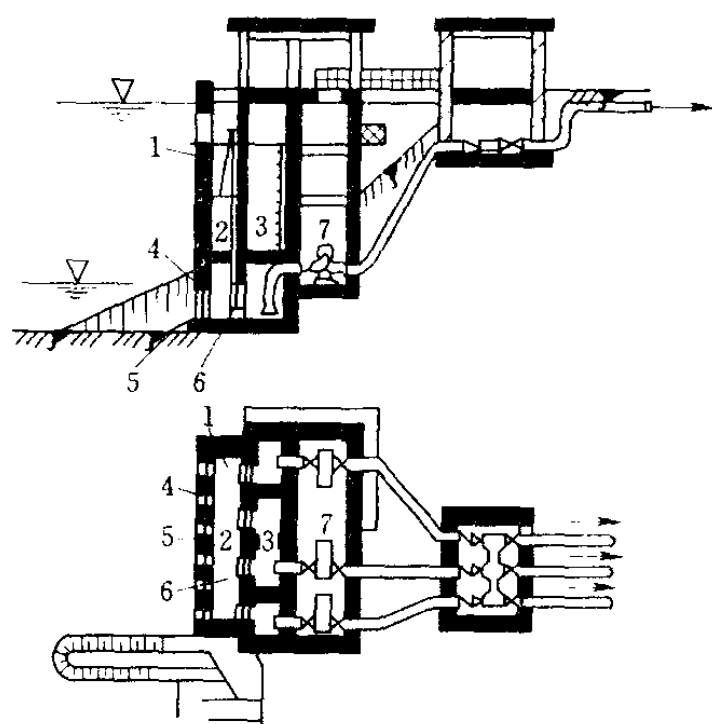


图 4-5 合建式岸边取水建筑物

1—进水间；2—进水室；3—吸水室；4—进水孔；5—格栅；6—格网；7—泵房

当地基条件较差时，为了减少不均匀沉陷及水泵需要自灌启动，则将进水间与泵房的基础布置在同一高程上。但泵房较深，土建费用增加，通风及防潮条件较差。

2. 分建式岸边取水建筑物

当岸边地质条件较差时，进水间与泵房分开建筑，进水间设于岸边，泵房建在岸内，但不宜过远，以免吸水管过长（图 4-6）。进水间与泵房交通，可采用引桥，有时也可采用堤坝连接，分建式土建结构简单，施工容易，但操作管理不便，吸水管路较长，水头损失较大，运行安全不如合建式。

（二）斗槽式取水建筑物

当岸边式取水建筑物从由堤坝建筑的斗槽内取水时，称为斗

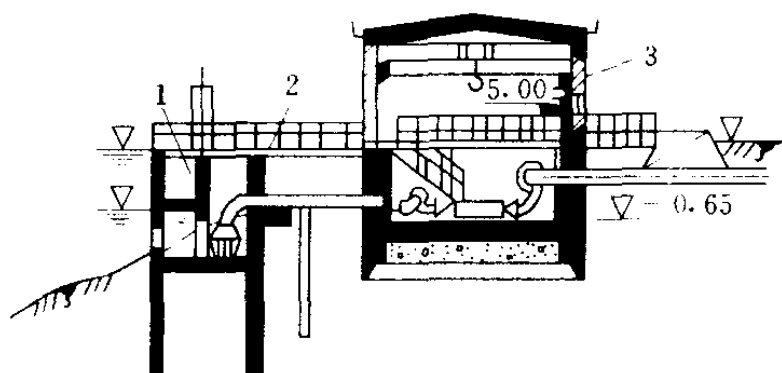


图 4-6 分建式岸边取水建筑物
1—进水间；2—引桥；3—泵房

槽式取水建筑物。由于斗槽内流速较小，水中泥沙易于沉淀，水内冰易于上游，并在水面迅速形成冰盖，从而改善取水条件。因此，它适用于取水量较大，河流含沙量大，冬季冰情严重，地形条件合适的情况。

按照水流进入斗槽的流向，斗槽式取水建筑物可分为顺流式、逆流式和双流式。如图 4-7 所示。

顺流式斗槽 [图 4-7 (a)] 中水流方向与河水顺向基本一致。由于斗槽中的流速远小于河水流速，一部分动能转化为位能，在斗槽进口处产生壅水和横向环流，所以进入斗槽的水流主要是河

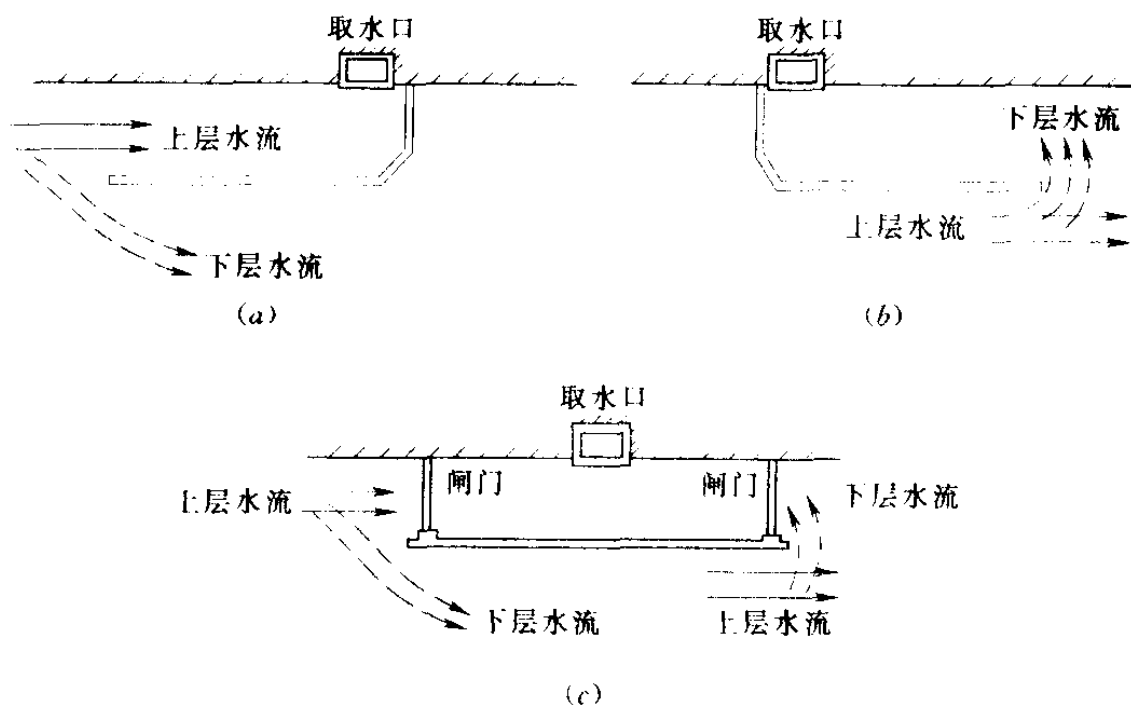


图 4-7 斗槽式取水建筑物
(a) 顺流式；(b) 逆流式；(c) 双向式

流的表层水流，水流含沙量较少，含冰凌较多。因此，顺流式斗槽适用于水流含沙量较多，而冰冻不严重的河流。

逆流式斗槽 [图 4-7 (b)] 中水流方向与河流水流方向相反。在斗槽进口处产生抽吸作用，使进口处水位低于河水位，产生与上述情况相反的环流。因此，进水斗槽的水为底层水流。所以逆流式斗槽适用于冰冻严重而含沙量不大的河流。

双向斗槽 [图 4-7 (c)] 是由顺流式和逆流式组合而成，故其有上述两斗槽的特点，适用于含沙量大及冰冻严重情况。当夏秋洪水期，含沙量大时，可开上游端闸门，顺流进水，当冬季冰冻时，可开下端闸门逆流式进水，一年四季都可取得水质较好的水。

三、山区河流低坝式岸边泵站取水建筑物

山区河流坡陡、流急，流量和水位变幅较大，水位暴涨暴落，枯水期内流量很小，水深较浅，甚至断流。暴雨后，山洪暴发，洪水量约为枯水流量数十倍，甚至数百倍。

山区河流洪水期水质浑浊，推移质较多，漂浮物亦多，枯水期水流清晰见底，在寒冷地区，水面不易形成冰盖。

由于枯水期流量较少，水深较浅，需要筑坝抬高水位和拦截所需的水量，以满足取水要求，为了排除坝上淤积的泥沙，一般在坝旁建冲沙闸。取水建筑物可采用岸边式取水建筑泵站（图 4-8）或建进水闸，用明渠引水，或采用底拦栅取水枢纽（详见第三章）。

图 4-9 为西北某水厂采用低坝式泵站取水枢纽工程。引取西川河水。该河属于山区河流，河水浑浊度高、河面宽、水浅、河道游荡、径流变化大、泥沙量变化大、漂浮物多，冰冻情况严重。为了取得足够的水量，稳定水流，抬高水位，防沙防冻，采用低坝与渠道相结合的取水枢纽。由滚水坝、冲沙闸、进水渠道及泵站组成。该枢纽有三条引水渠道，1 号和 3 号为沉沙渠道，中间 2 号为引水渠道，1 号、3 号渠道可以同时运行，或单独运行。沉沙渠道的进口设有拦污栅和格网，网后设置投药穿孔管（聚丙烯酰胺）设施，尾部设有侧堰，并设二道格网，进水渠道的水经过沉

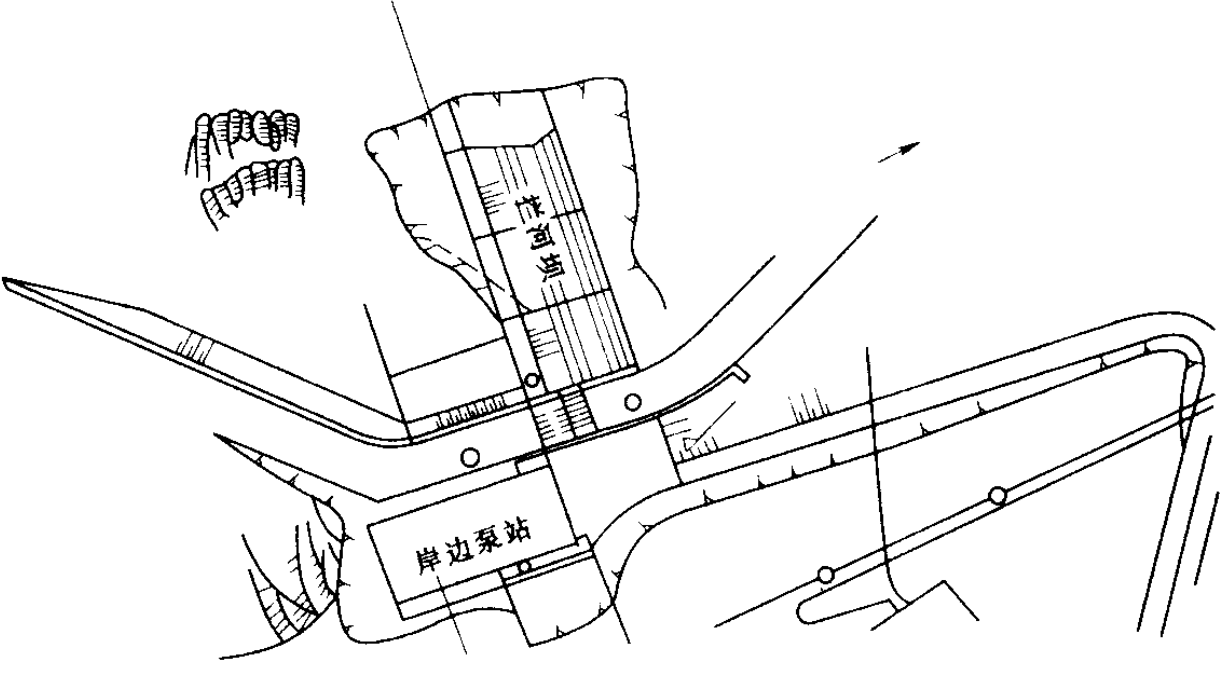


图 4-8 低坝式岸边泵站取水建筑物

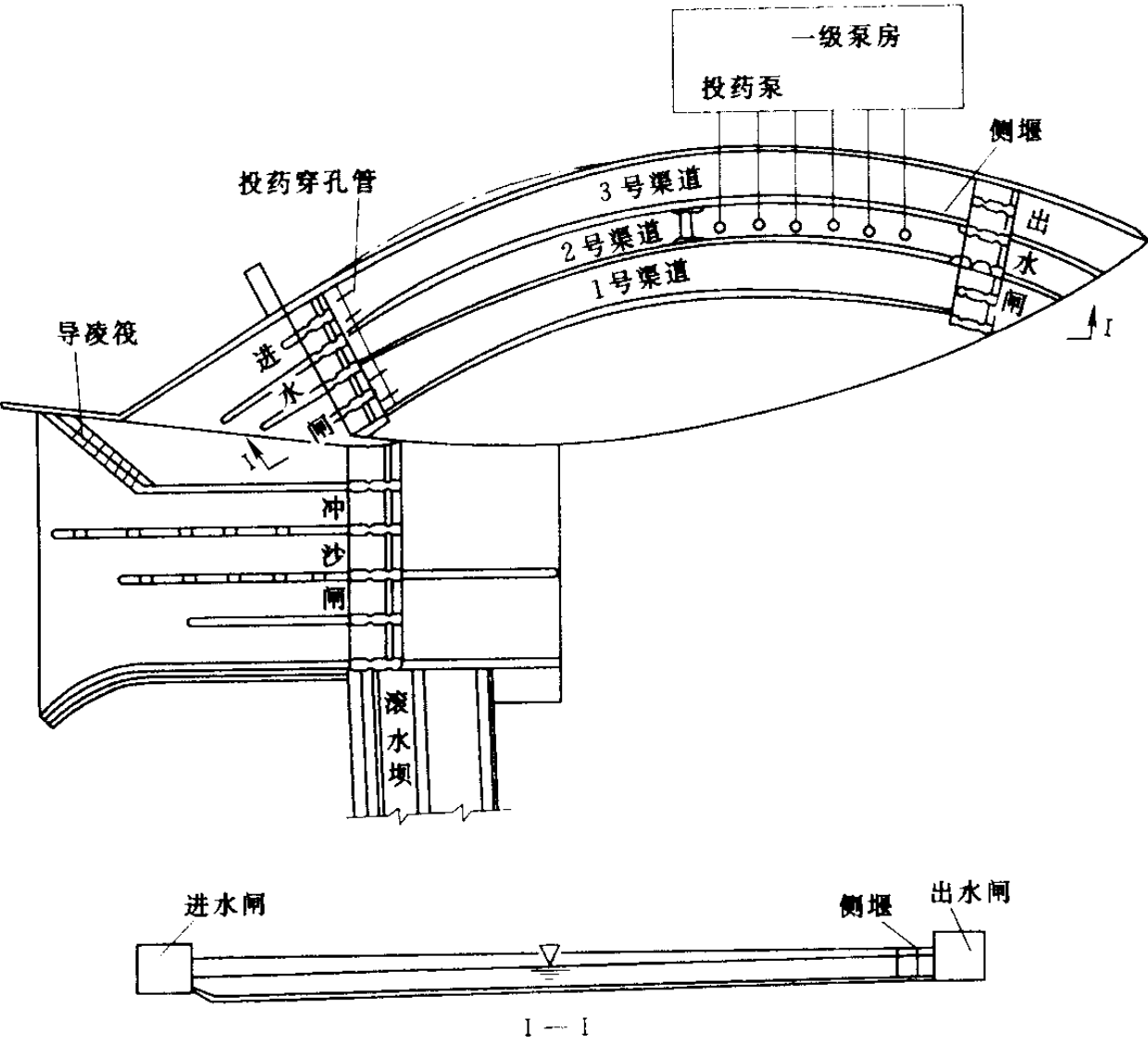


图 4-9 西北某水厂低坝式泵站取水枢纽

沙后，溢流至引水渠道，供泵站抽水。当沉沙渠道冲洗时，关闭侧堰，开启泄水闸，进水冲洗，仅需平水时，即可冲洗。当河水含沙量达 $50\text{kg}/\text{m}^3$ ，经投聚丙烯酰胺混凝后，出水含沙量降到 $2\sim 3\text{kg}/\text{m}^3$ ，可以正常操作。

图 4-10 为昆明某化肥厂采用岸边式取水建筑物。取水点设在河道凹岸主流靠岸，由于该江枯水期水深不够，所以在取水口下游 50m 处筑坝抬高水位，以保证在枯水期坝前水深达 $1.7\sim 2.0\text{m}$ ，坝上设有活动闸门，利用洪水冲洗坝上游淤积的泥沙，进水闸内设有高压冲洗水，在排沙时搅动底部的积沙，利用水流冲到下游，进水口前沿密度方向设置用浮筒作成的一排活动的挡草栅条，用以拦截漂浮物。

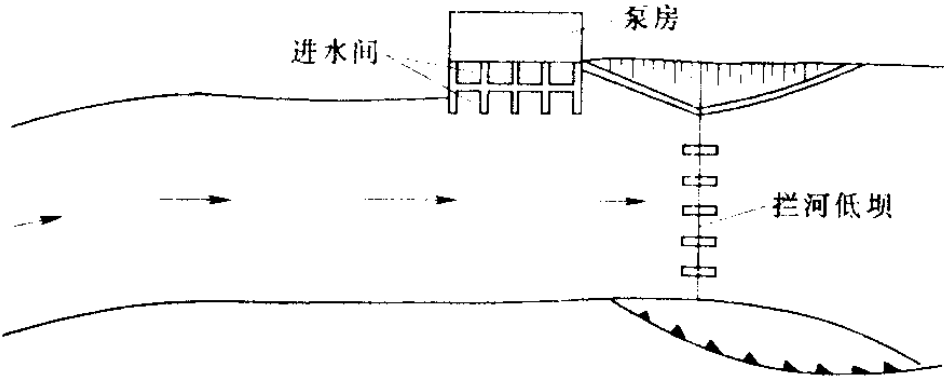


图 4-10 昆明某化肥厂取水工程示意图

四、河床式取水建筑物

在河床稳定，河岸平坦，枯水期主流远离河岸、岸边水深较浅或水质不好，而河心水深及水质均能满足取水要求时，可采用深入河心的河床式取水建筑物。

河床式取水建筑物与岸边式取水建筑物基本相同，只是用伸入河心的进水管及其头部来代替岸边式的进水孔。因此，河床式取水建筑物系由取水头部进水管、集水间（或称集水井）和泵房组成。河水经取水头部上的进水孔，沿进水管流入集水间，然后由水泵抽水，送往用户。一般情况下，在取水头部进水孔和集水间内分别设格栅和格网。

河床式取水建筑物集水间与泵房可以合建（图 4-11），也可以

分建（图 4-12），无论合建或分建的河床式取水建筑物，其进水管可分为自流式、虹吸式（图 4-13）两类。为便于清洗自流管，一般自流管以一定坡度坡向集水间或头部。如水位变幅较大，则自流埋设深度亦大，施工困难。如采用虹吸管可减少管道埋深，但采用虹吸管时，必须设置抽真空设备。

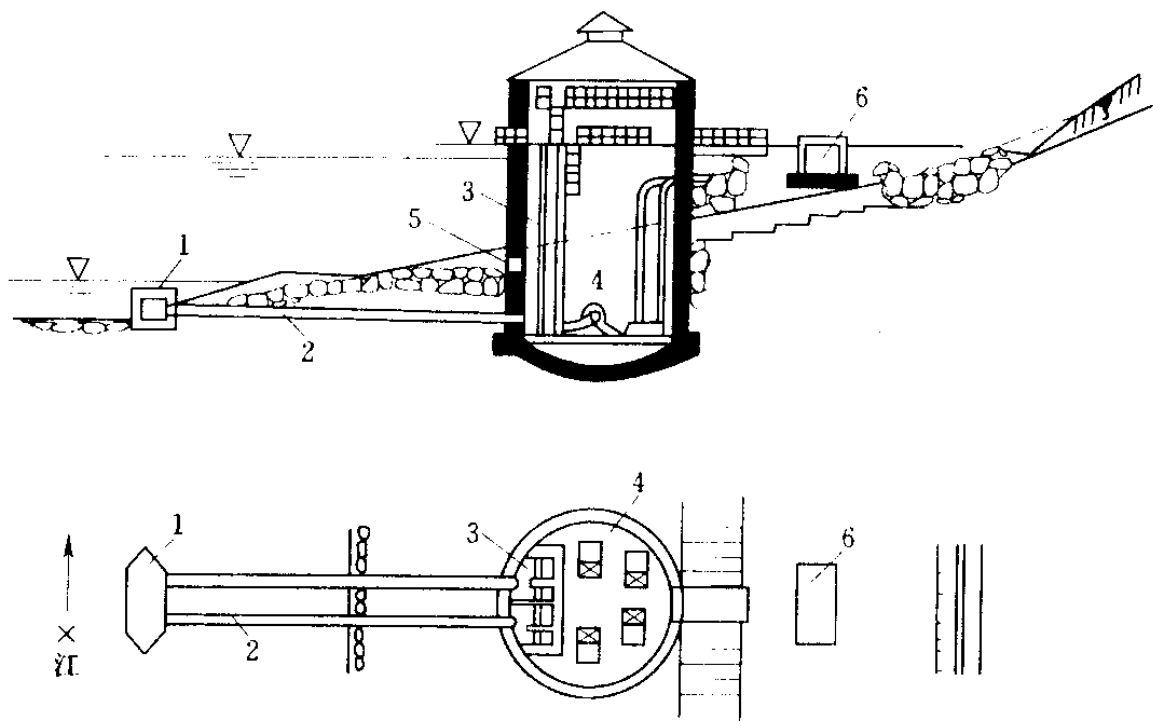


图 4-11 河床式取水建筑物（合建式）

1—取水头部；2—自流管；3—集水间；4—泵房；5—进水孔；6—阀门井

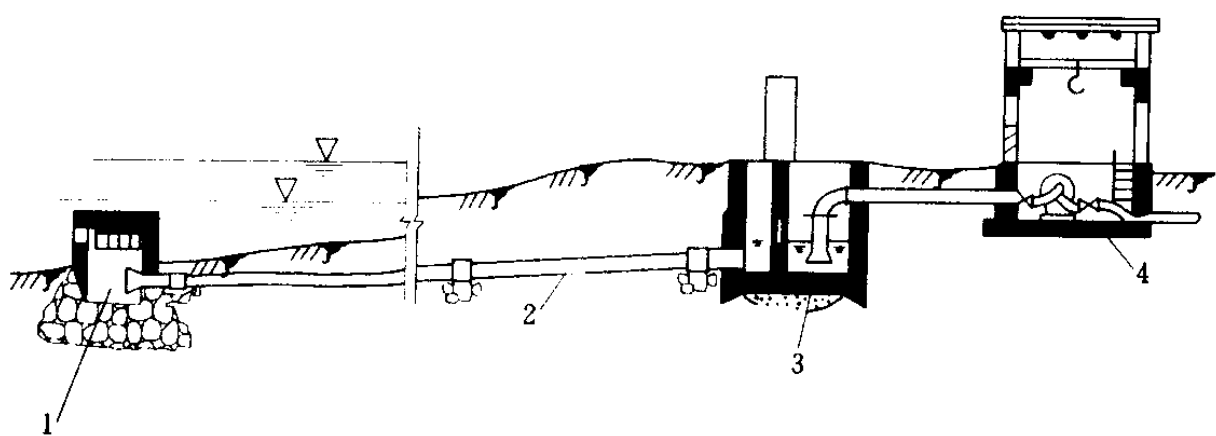


图 4-12 河床式取水建筑物（分建式）

1—取水头部；2—自流管；3—集水间；4—泵房

当河流水位变幅较大，洪水期历时较长，水中含沙量较多时，为避免引入底层含沙量的水，可在集水间外墙壁较高部位开设较高水位的取水口或再埋设一层自流管。

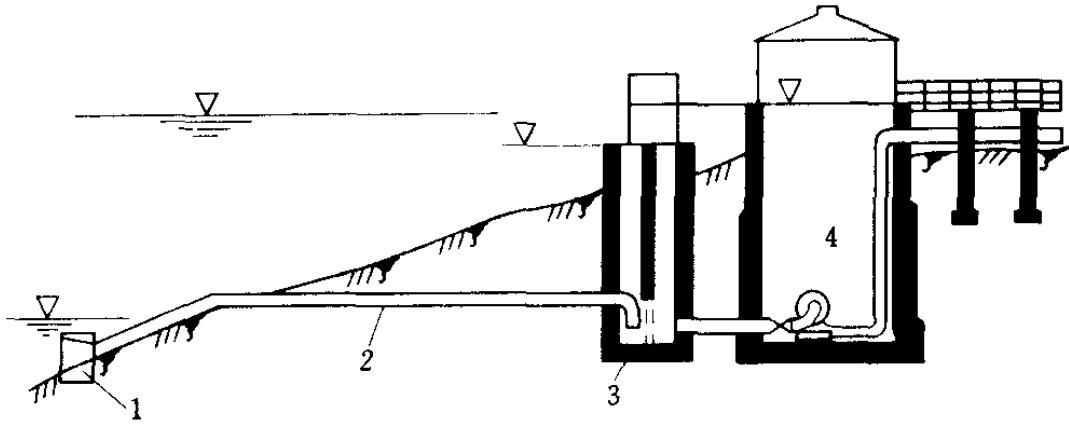


图 4-13 虹吸管式取水建筑物

1—取水头部；2—虹吸管；3—集水间；4—泵房

在中小型取水泵站中，如果漂浮物不多，吸水管不长时，也可采用水泵直接吸水的形式，见图 4-14，可省去集水间，减小泵房深度，故结构简单，施工方便，造价较低。

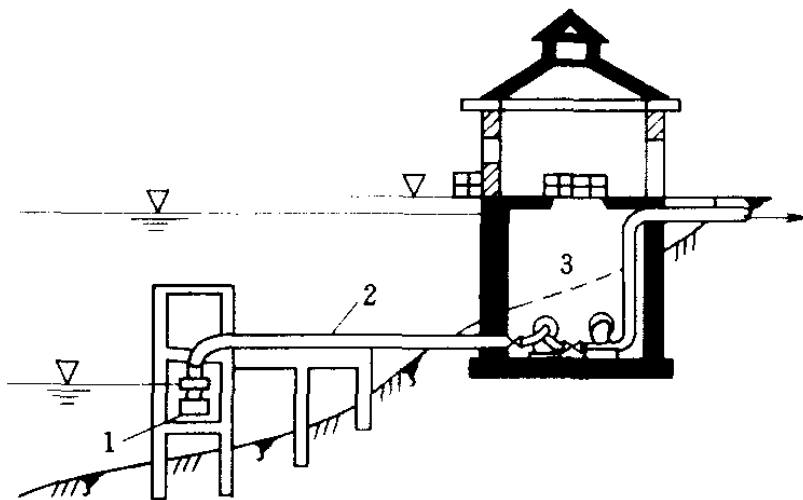


图 4-14 直接吸水式取水建筑物

1—取水头部；2—水尖吸水管；3—泵房

五、水库和湖泊泵站取水建筑物

(一) 水库和湖泊取水特征

水库、湖泊是天然大型沉沙池，水质浑浊度一般较小，变化幅度较小，水质比较稳定。在湖泊及水库取水有以下特征。

1. 水生物多

在阳光照射下，表层水温高，水中含有大量养分，夏季常有大量浮游生物繁殖，使水质浑浊度增高，并产生大量臭味。浮游生物的种类和数量，一般近岸比湖心多，浅水区比深水区多，无

水草区比有水草区多。

除浮游生物外，还有漂浮生物，如漂浮在水面的小浮萍，水底生物，如芦管、蒲草、浮莲等。因此，取水口不应设在浅水区和夏季主导风的下方，以免附近聚集浮游生物和水草，影响水质和造成堵塞。例如太湖某水厂的吸水管，运行 5 年后，管壁上附着丁螺达 100mm 厚，不得不更换吸水管。

2. 水的含盐量

由于水面蒸发，水中矿物盐不断浓缩，使水的含盐量增多，通常深底层水的矿化度比上层多，故一般表层水的含盐量少，而底层含盐量多。水的含盐量太大，对用户不利。为了减少水的含盐量，应定期从底部泄水孔排放一部分含盐较高的底层水。

3. 水库和湖泊的淤积

水库和湖泊的水流缓慢，河水的泥沙大量沉积，其淤积速度随着流域范围的固体径流而定。为了避免淤积，取水建筑物应选在靠近坝址处，取水口的高程应高于淤积的高度。

防淤措施：①注意水土保持，防止水土流失；②在坝体中设置泄水建筑物，定期排除泥沙，或采用挖泥船。

4. 风浪和塌岸

湖泊、水库水面宽广，在风力作用下，常会产生较大的风浪，易使河岸产生崩塌现象。因此，选择取水建筑物的位置和取水的高程时，应考虑上述影响，并考虑必要的护岸措施。

(二) 水库取水建筑物

可分为从水库上游取水和从水库下游取水两种情况，现分述如下：

(1) 从水库上游取水的泵站，因受水库水位变幅较大的影响，一般采取移动的缆车式或浮船取水。

缆车式取水泵站枢纽由泵车、泵车轨道、输水斜管和牵引设备组成。见图 4-15。其特点是泵车随着库水位的涨落，通过牵引设备，沿岸坡上轨道上、下移动吸水，它适用水库水位变幅在 10~35m，涨落速度小于 2.0m/s。同时，岸坡稳定，岸坡倾角在

10°~28°之间。如果岸坡较陡,所需牵引设备过大,移车较困难。如果坡度过缓,则吸水管太长,容易发生事故。

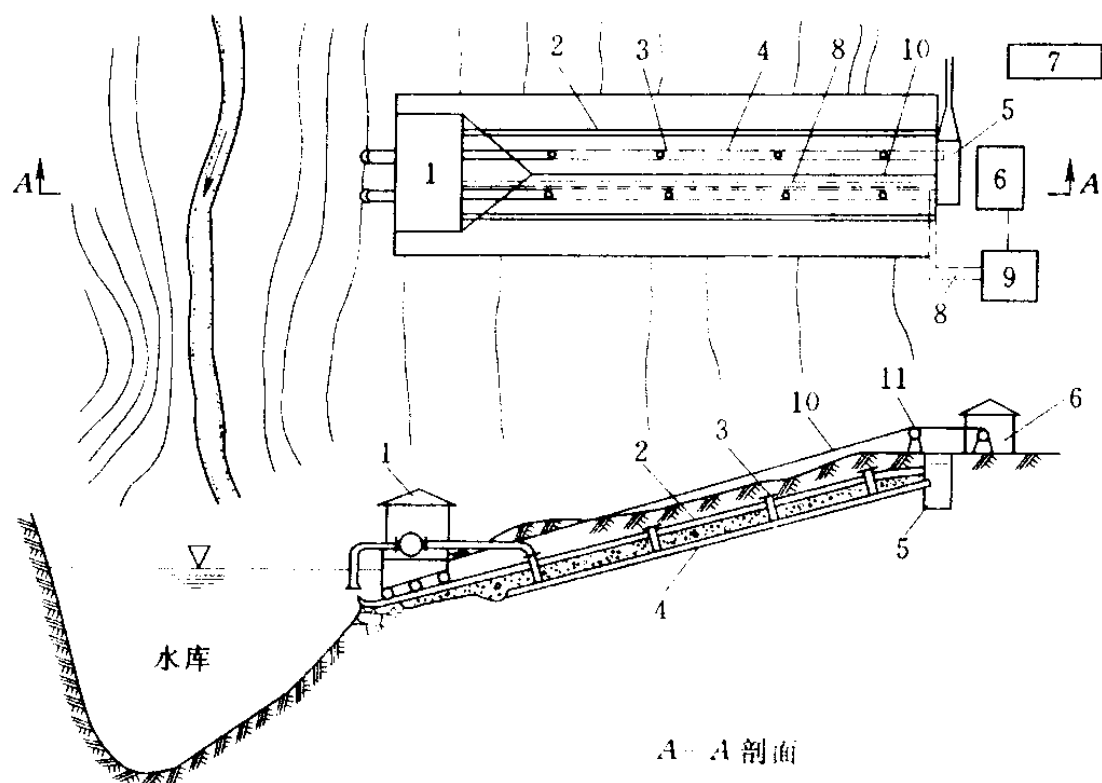


图 4-15 缆车式泵站枢纽布置图

- 1-泵车; 2-轨道; 3-三通管; 4-固定水管; 5-出水池;
6-绞车房; 7-管理间; 8-电缆沟; 9-变电站;
10-钢丝绳; 11-导向轮

浮船式取水泵站由浮船、联络管及输水管等部分组成。见图 4-16, 它适用水库或江河水位变幅在 $10\sim 40\text{m}$ 或更大, 水位变化速度不大于 2.0m/h , 取水地点有足够的水深, 停泊条件好, 岸坡倾角为 $20^\circ\sim 30^\circ$ 。因无水下工程, 投资省、上马快, 有较高的适应性, 但船体受风浪影响大, 管理不便, 安全性差。

(2) 从水库下游取水的泵站，一般有明渠引水和有压引水两种方式。明渠引水是将水库的水通过放水洞放入下游明渠中，水泵直接从明渠中取水，这与从河流、湖泊中取水的泵站相同，如图 4-17 所示。有压取水是将水泵吸水管与坝后压力放水管直接连接，吸水管的水为压力流，这样，可利用水库的压能减少泵站动力机的功率。这种引水的特点是泵站不设进水池，而在每个吸水管装设阀门，并在水库放水管下游建控制闸，闸的下游设消能建

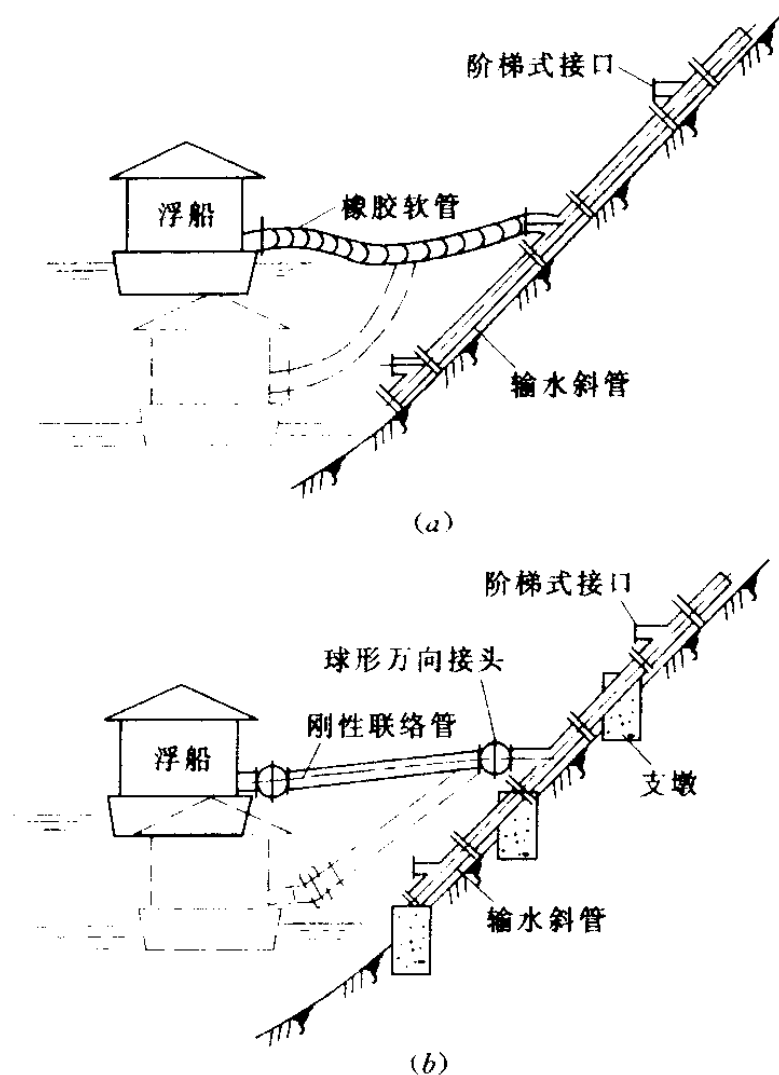


图 4-16 浮船式泵站枢纽布置示意图
(a) 柔性联络管连接；(b) 刚性联络管连接

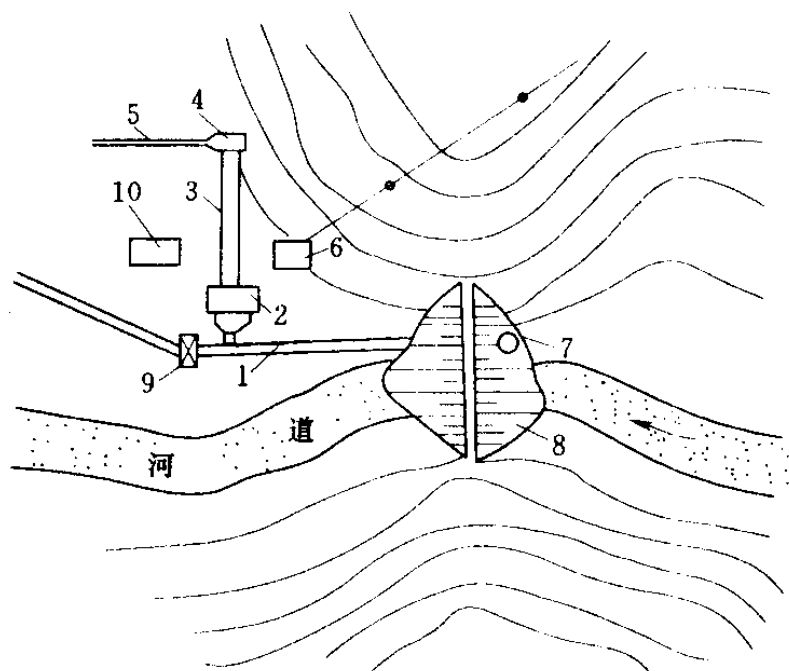


图 4-17 水库下游明渠引水泵站枢纽布置示意图
1—放水明渠；2—机房；3—压力管；4—侧向出水池；
5—输水渠；6—变电站；7—放水塔；8—土坝；
9—控制闸；10—管理间

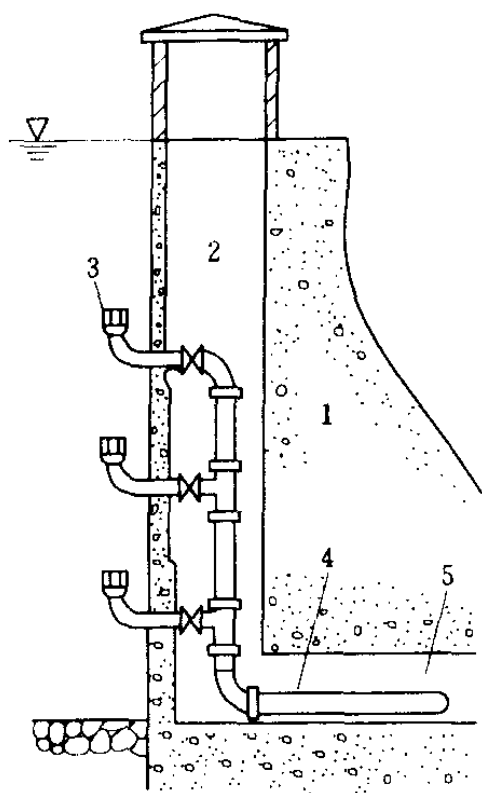


图 4-19 取水塔与坝身合建

1—混凝土坝；2—取水塔；
3—喇叭进水口；4—引
水管；5—廊道

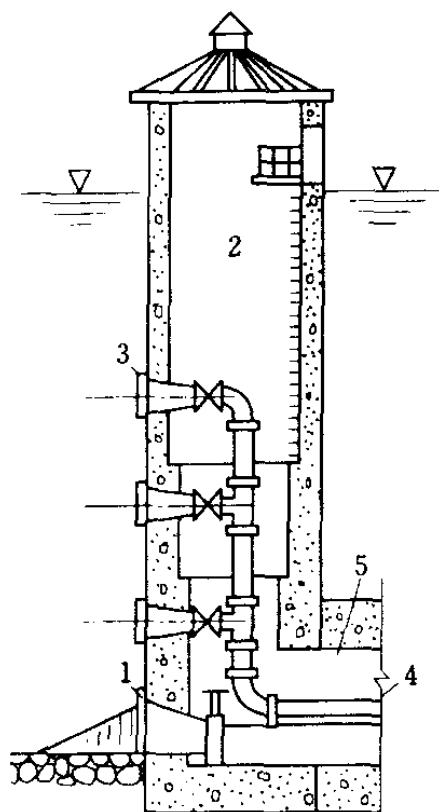


图 4-20 取水塔与底部
泄水孔合建

1—底部泄水孔；2—取水塔；
3—喇叭管进水口；4—引
水管；5—廊道

取水量较小时，多用河床式，取水量大时可用岸边式。由于湖水比较平静，河床式取水头部多用喇叭管或箱式。对于大而深的湖泊，其水面常受风的影响，波动较大，岸坡常受波浪冲刷，水质较浊，此外在北方由于冰冻情况较严重，因此，一般采用河床式湖心取水。

对于大而浅（小于 10~20m）的湖泊，一方面水面波动剧烈，岸坡受波浪冲击，近岸水质不良；另一方面又无水质较好深层湖水，故宜自湖心取水，由此，可用一般河床式取水建筑物。

图 4-22 为自流管合建式泵房，图 4-23 为虹吸管分建泵房。

六、海水取水建筑物

我国海岸线漫长，随着沿海地区工业的发展，淡水资源已不能满足要求，广泛利用海水作为冷却用，因此，需要了解取用海水的特点及取水方式。

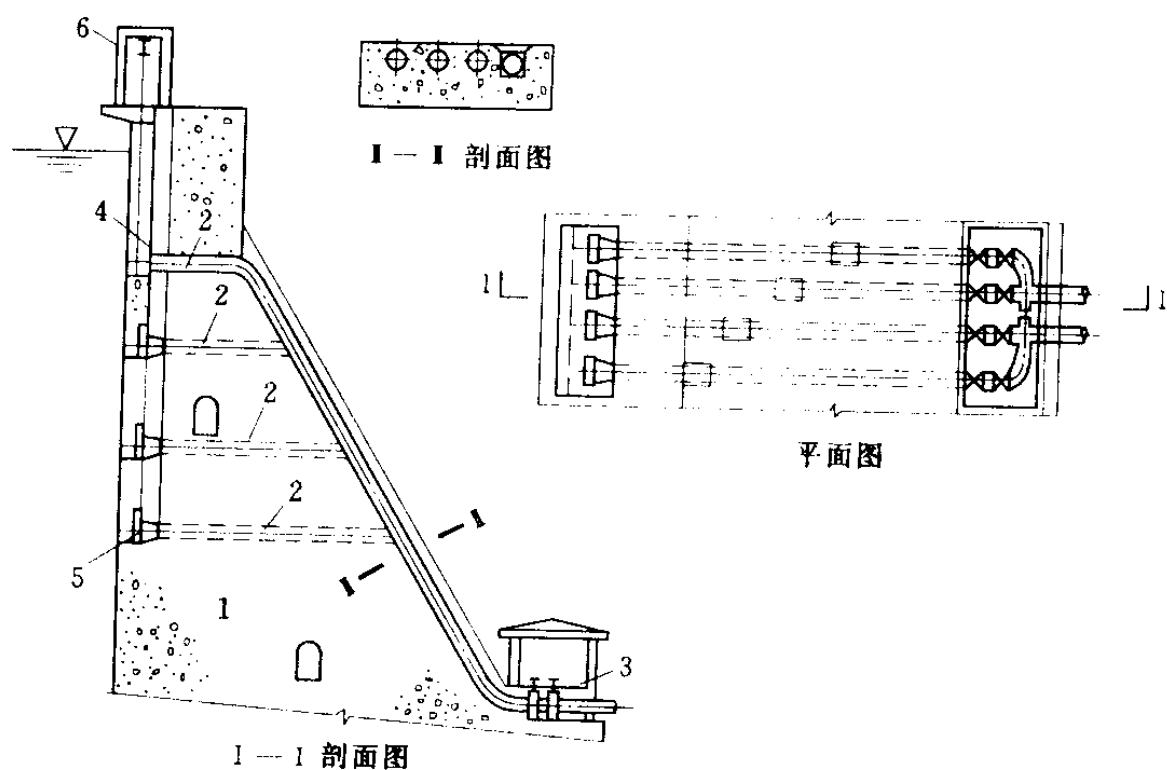


图 4-21 引水管埋于坝体内

1—混凝土坝；2—引水管；3—闸阀室；4—格栅；
5—平面钢闸门；6—启闭机架

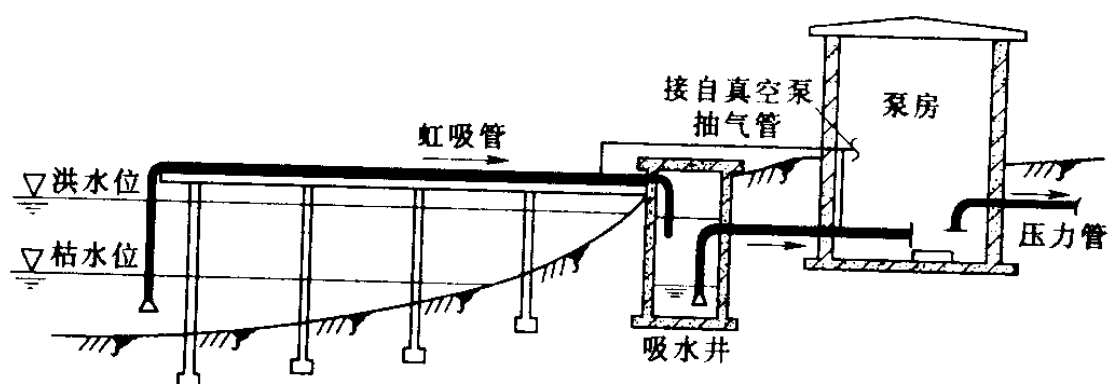


图 4-22 自流管合建式泵房

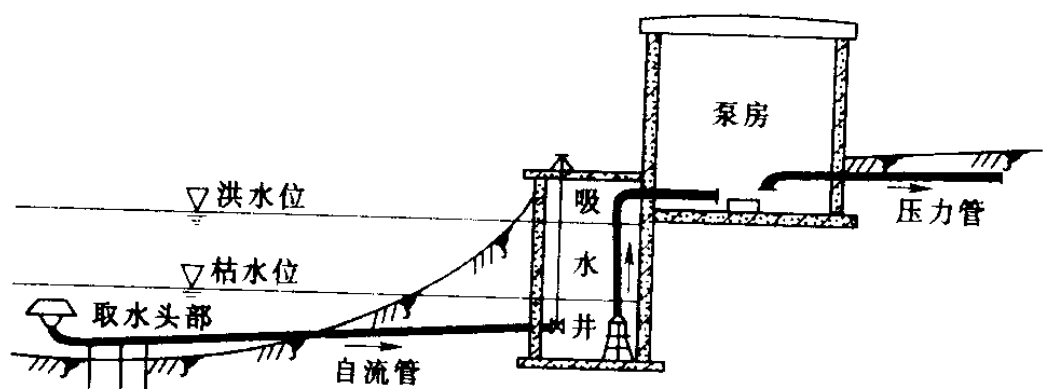


图 4-23 虹吸管分建式泵房

(一) 海水取水特点

1. 海水含盐量及腐蚀

我国沿海地区海水含盐量较高,一般为 32%,其中渤海因有许多大河注入淡水,故其含盐较东海、黄海为低,约在 30%以下,因为长江口同样有许多大河注入淡水,其含盐量也在 30%以下。

海水中盐分主要是氯化钠,其次是氯化镁和少量硫酸钙等,故海水腐蚀性强,硬度高,不利于应用。

海水对碳钢腐蚀性高,对铸铁腐蚀性小,因此,取水建筑物管道宜采用铸铁管和非金属管。防止海水侵蚀措施有:①水泵叶轮、阀门丝和密封圈等用耐腐蚀的青铜、镍铜、太和钢制作;②管道内涂防腐涂料,如酚醛、清漆、富锌漆、环氧沥青等;③采取阴极保护,防止海水对混凝土腐蚀,宜采用高强度等级的抗硫酸盐水泥或用普通水泥混凝土,表面涂防腐剂。

2. 海生物的影响

海水中的生物为海红(紫贻贝)、牡蛎、海蛭、海藻等,这些生物的大量繁殖,使取水头部、格网、管道堵塞,影响安全用水,其中尤以海红大量粘附在管壁上,使管径缩小,降低输水能力。例如,在青岛、大连等地,海红在管内壁堆积厚度每年达 5~100mm。

防止和清除海生物的方法有:加氧、加热、机械刮除、密封窒息、含毒涂料、电极保护等,其中以加氧法采用较多,效果较好。一般将水中余氯保持在 0.5mg/L 左右,即可抑制海生物繁殖。

3. 潮汐和波浪

潮汐每隔 12h 5min 出现一次高潮,在高潮后 6h 12min 出现一次低潮,我国沿海地区大潮高度不同,渤海一般在 2~3m 之间,长江口到台湾海峡一带在 3.0m 以上,南海一带在 2.0m 左右。

海中的波浪是由风力而引起的,如风速大,历时长,常在海中产生巨浪,产生很大的冲击力和破坏力,对取水建筑物的安全有很大的影响,取水建筑物应设在避风的位置。

4. 泥沙淤积

海滨地区,特别是淤泥质海滩,漂沙随潮汐而流动,常会形

成淤积。因此，取水口应避开漂沙的地方，最好设在岩石海岸、海湾或防波堤内。

(二) 海水取水建筑物

海水取水建筑物与河流取水建筑物的情况相似，主要有：自流管渠式、岸边式、斗槽式、潮汐式等。

1. 自流管渠取水建筑物

当海岸岸坡比较平缓，岸边水质、地质条件较差时，多采用这种形式。图 4-24 为某厂海底自流管取水建筑物。自流管两根，直径为 3.5m 的钢筋混凝土管，长 1450m，用盾构法建造。每根自流管设 6 个主管式进水口（取水头部），其上设塑料格栅。

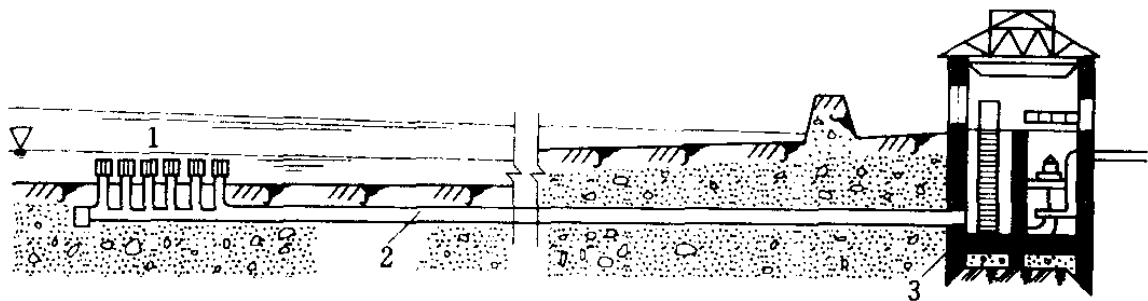


图 4-24 海水自流管渠取水建筑物
1—主管进水口；2—自流管；3—取水泵站

2. 岸边式取水

当岸边地质条件较好，海水深、风流较大，泥沙较少时，可考虑建岸边式取水建筑物，从海岸边取水，或采用水泵吸水管直接伸入海岸边取水。

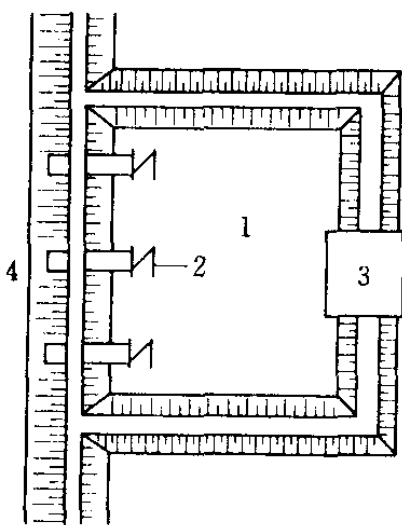


图 4-25 潮汐式取水建筑物
1—蓄水池；2—潮门；
3—泵房；4—海湾

3. 潮汐式取水

图 4-25 为潮汐式取水建筑物，在海边用围堤修筑蓄水池，在靠海岸的池壁上设置若干潮门。涨潮时，海水推开潮门，进入蓄水池。退潮时，潮门自动关闭，泵站自蓄水池取水。这种取水方式投资省、耗电少，但池中沉淀的泥沙需要清除。有时蓄水池可兼作冷却水池，在退潮时引入冷

却水，可减少蓄水池的容积。

第二节 泵站枢纽工程布置^[24,25]

为了将低处水提送到高处，以达到灌溉、排涝、城镇供排水、工业用水、航运、发电等目的而兴建的以泵站为主体的建筑物综合体称为泵站枢纽。组成这种枢纽的建筑物类型，因枢纽任务和工作条件而有所差别，但多以泵站及水闸为主体。

泵站枢纽布置的任务就是根据泵站枢纽所承担的任务并综合考虑地形、地质、水文、施工、运用等各种条件和要求，确定建筑物种类，合理布置其相对位置并处理好相互关系。根据泵站工程所承担的主要任务，常用的泵站枢纽有灌溉泵站、排水泵站及排灌结合泵站。下面分别加以叙述。

一、灌溉泵站枢纽布置

(一) 灌溉泵站站址的选择

灌溉泵站站址选择，一般与灌区划分同时进行，站址选择是否恰当，关系到泵站枢纽布置及运行、管理的安全。选择站址时，应考虑以下各点：

(1) 水源。水源有江河湖泊、水库、地下水等，无论何种水源，其水量、水质、水温均应满足灌溉及其他用水部门的要求。若从天然河道取水时，站址的选择与无坝取水工程位置的选择基本相同。若从感潮河流取水，站址应选在水量充沛、含盐量低的河段。从水库取水时，站址应选在库区泥沙淤积的范围以外。

(2) 地形。为了便于控制灌溉区及其他供水区的面积，站址应选在受益区的上游河段。地形地势便于布置泵站枢纽建筑物，并能发挥已有工程的作用。

(3) 地质。站址应选在坚固地基上，应避开淤泥、流沙所在地段，以减少地基处理工程量和费用。

(4) 电源。站址应选在靠近电源的地方，以减少输电工程投资。

(5) 交通。站址应处于交通便利的地方，以减少材料和设备的运输费用。

(二) 灌溉泵站枢纽布置形式

灌溉泵站枢纽工程由取水、进水建筑物、泵房、出水建筑和附属设施等组成。取水建筑物包括进水闸、引水渠（或引水涵洞）。当从多泥沙河道取水时，还应在引水渠段设置沉沙池及冲排沙建筑物。进水建筑物有前池、进水池和进水流道。泵房包括主泵房和辅助设备。出水建筑物包括压力水管、出水池（或压力箱、涵管）。辅助建筑物视需要而定，一般包括变电站、管理间、仓库、修理间等。

根据水源的类别、地形及地质条件等因素，灌溉泵站枢纽有如下布置形式。

1. 有引水渠的泵站枢纽布置

当河道岸坡较缓、水位变化不大，而出水池又距岸边较远时，常采用有引水渠的布置形式。根据地形条件，尽可能把泵站靠近出水池，以减少压力水管的长度，减少工程投资。这种布置引水渠较长，维修、清淤工程量大，而且厂房位于挖方中，不利通风散热，见图 4-26。

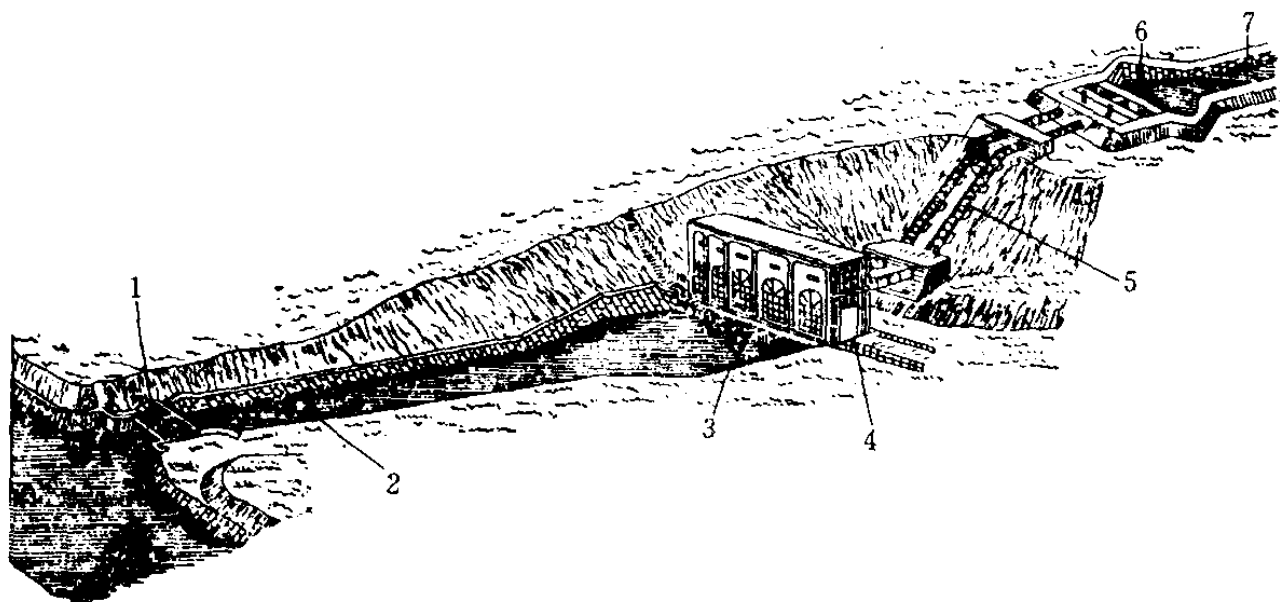


图 4-26 有引水渠泵站枢纽布置

- 1—进水闸；2—引水渠；3—进水池；4—机房；
5—压力水管；6—出水池；7—灌溉干渠

2. 无引水渠的泵站枢纽布置

当河流岸坡较陡、水位变化不大时，可不建引水渠，将泵站建在进水闸后（图 4-27）。这种布置，进水闸应具有防洪要求，以保证泵房的安全。

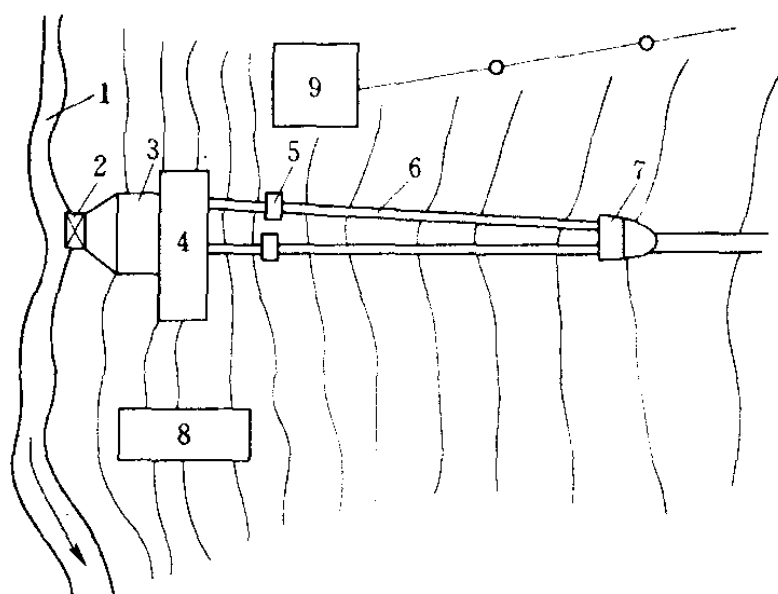


图 4-27 无引水渠泵站枢纽布置图

- 1—河流；2—进水闸；3—前池与进水池；
4—泵房；5—镇墩；6—压力水管；
7—出水口；8—管理间；9—变电站

3. 多泥沙河流灌溉泵站枢纽布置^[27]

在多泥沙河流建造的泵站，为了避免渠道淤积和泥沙对水泵叶轮的磨损，根据实践经验，可采用一级泵站与二级泵站的布置形式。一级泵站为低扬程水泵，因其转速低，泥沙对水泵叶轮基本无磨损和汽蚀。过泵泥沙沉落在输水渠道，故对高扬程的二级水泵磨损和汽蚀有所改善，但沉落在输水渠道的泥沙，仍需要清除。为了解决泥沙问题，最好在一级泵站与二级泵站之间设置沉沙池，一般一级泵站设在岸边，在其出水池后建造沉沙池，处理泥沙问题。二级泵站的布置根据沉沙池后地形而定。若沉沙池后为临塬坡脚，即在沉沙池后布置二级泵站；若沉沙池后地形平坦，则应在沉沙后布置输水渠道，在输水渠道所到适宜地点（塬坡脚）处，设置二级泵站，沉沙池淤积的泥沙，可用水力冲洗。

在黄河中、下游地区一些泵站，如禹门口及邛山等泵站均为这类枢纽的布置形式。

(1) 禹门口泵站。禹门口泵站的一级泵站，设在黄河岸边，扬程 14.4m，提水流量 $26\text{m}^3/\text{s}$ 。由进水闸、一级泵站、输水渠、沉沙池及二级泵站组成。枢纽布置如图 4-28 所示。在一级泵站后约 300m 处黄河滩上设沉沙池，沉积的泥沙用水力冲洗排沙，较清的水经长 1490m 输水渠道送往扬程 100m 的二级泵站。

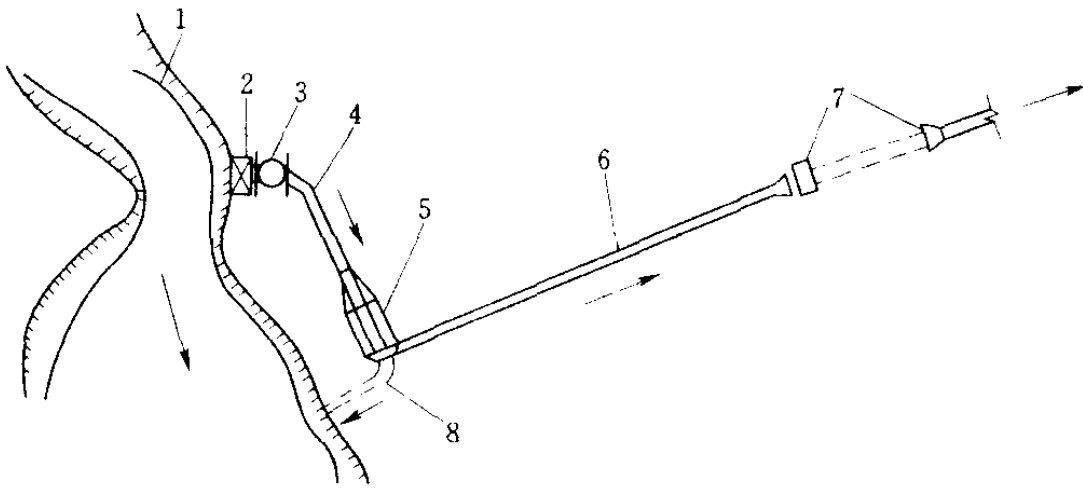


图 4-28 禹门口泵站枢纽布置示意图

- 1—河道；2—临河进水闸；3—一级泵站；
4—输水渠；5—沉沙池；6—输水渠；
7—二级泵站；8—沉沙池的排沙渠

(2) 邛山泵站。邛山泵站的一级泵站，设在黄河滩的枯水岸边，扬程为 5.5m，提水流量 $10\text{m}^3/\text{s}$ ，在一级泵站的滩地上建湖泊或沉沙池，池后紧接扬程为 55m 的二级泵站，沉沙池的泥沙用挖泥船清淤，泵站的枢纽布置见图 4-29。

二、排水泵站枢纽布置

(一) 排水泵站站址的选择

排水泵站站址的选择，应根据排水区划分的要求，在需要建站的地方建站，并应满足灌溉泵站选址的 (3)、(4)、(5) 项要求。此外，根据排水的特点，还应满足以下要求。

(1) 以排涝为主的泵站，站址应选在排水区域内地势较低，流程较短的排水干河出口处，以利迅速汇集涝水，及时排出，并应充分结合原有排水系统，以节约电能。

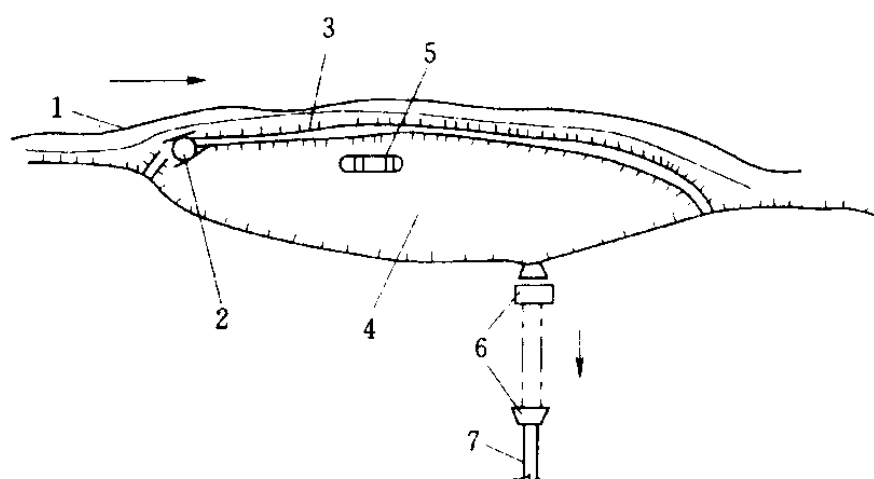


图 4-29 邛山泵站枢纽布置示意图

1—河道；2—一级泵站；3—沉沙池围堤；
4—湖泊式沉沙池；5—挖泥船；
6—二级泵站；7—输水渠道

(2) 站址应选在外河水位较低处，以减少提水扬程，并尽可能满足正向进水、正向出水的要求。

(3) 要充分考虑能自排的地形，既能布置排水泵站，又可布置自排的泄水闸，两者尽可能靠近，以便统一管理。

(4) 对排灌相结合的泵站，站址的选择，应同时考虑灌溉取水口应位于高处，并能满足取水口建筑物布置的要求。

(5) 在选择泵站站址时，应考虑与公路、船闸结合的问题。最好泵站与公路分建，不能合建，因来往车辆轰鸣，尘土飞扬，污染严重，影响泵站值班人员工作，但可以与泄水闸或渠道进口拦物栅结合。

泵站与船闸结合时，也应采用分建形式。因泵站进出口水流流速较大，将影响船只的安全。

(二) 排水泵站枢纽布置形式

1. 单纯排涝的泵站枢纽布置

这类泵站的枢纽布置比较简单，一般在排水渠的末端，靠近河道，选择地形、地质条件好的地方，布置泵房及其附属设备，如图 4-30 所示。该图为湖北螺山泵站，主要排除监利螺山地区渍涝灾害。装机 $6 \times 1000\text{kW}$ ，泵站建在新开挖排水渠的末端，为正向

进水，正向出水的布置形式，水流顺畅，变电站布置在泵站右侧，公路与泵房合建，紧靠上游端，枢纽建成后，运行正常，惟一的缺点是公路桥靠近泵房，干扰大。

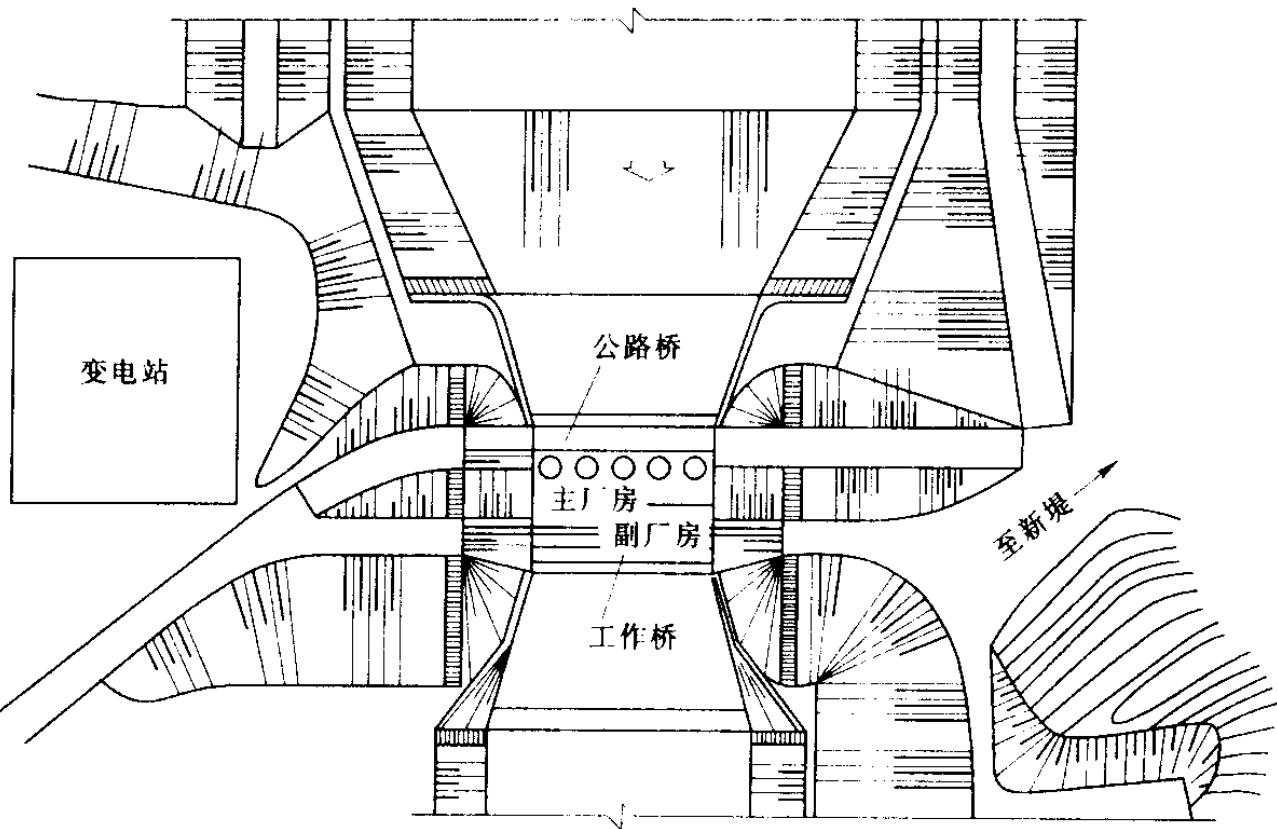


图 4-30 螺山泵站枢纽布置图

2. 提排结合自排的布置形式

这种布置形式多在外河水位较低，利用已建排水闸自排，而当汛期外河水位较高时，利用泵站提排；当已建排水闸规模偏小，或根本无排水闸时，则应结合泵站施工，进行扩建或增建，单纯依靠泵站提排，将增加泵站的装机和人民负担。

按照排水闸与泵站相互关系位置，排水泵站可分为分建式和合建式两种。

(1) 分建式。这种布置是泵房与排水闸、站分开建造，当汛期外江水位较高时，不能利用原有排水闸解决内涝问题，要在原排水闸附近，另建泵站提排，泵站进、出水流均采用正向布置，保证水流通畅。见图 4-31。

(2) 合建式。在新建中、小型泵站中，一般将排水泵站与自排闸并列在一起，拦河建造，如图 4-32 所示。当内河水位高于外

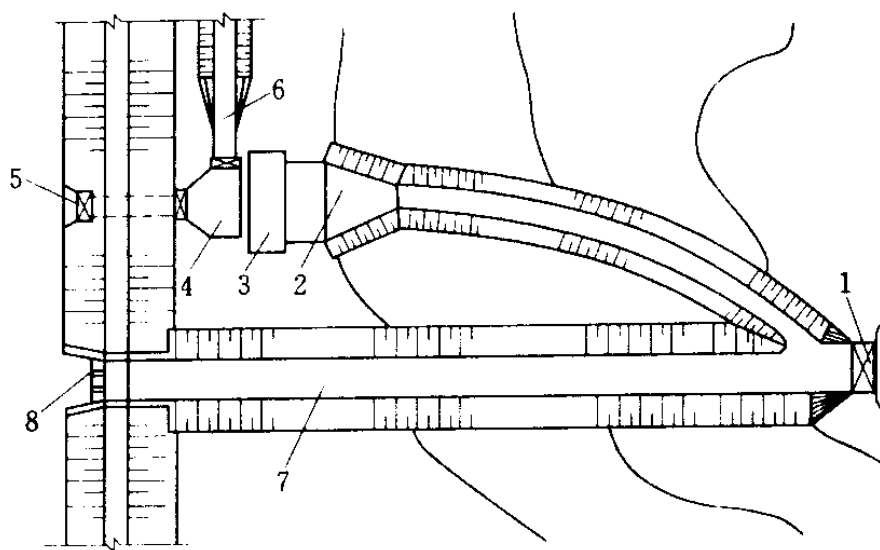


图 4-31 分建式泵站枢纽布置图

1—节制闸；2—前池；3—泵房；4—压力
水箱；5—泄水闸；6—灌溉渠；
7—排水河；8—排水闸

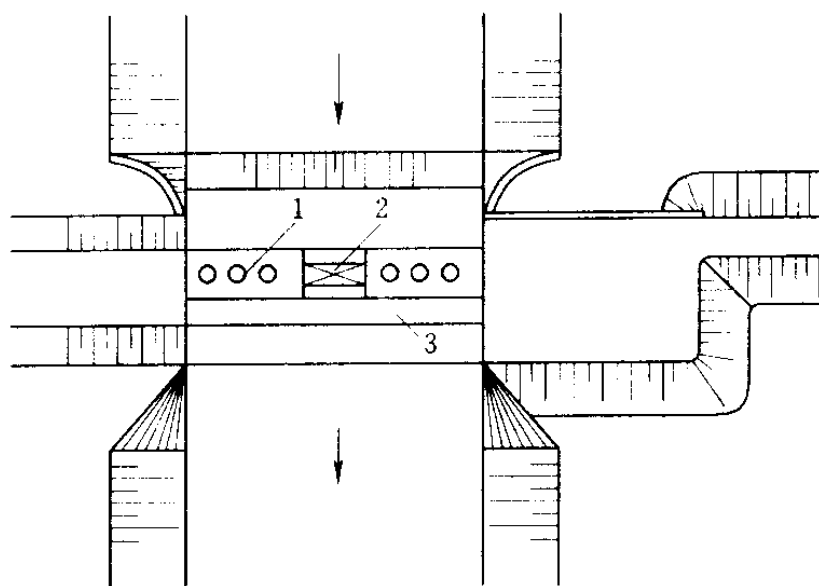


图 4-32 合建式泵站枢纽布置图

1—泵房；2—自排闸；3—交通桥

河时，开启闸门，自流排水；当内河水位低于外河而需要排水时，则关闭闸门，由泵站提排。这种布置比较简单，节约投资，管理也方便。

(3) 布置实例。图 4-33 所示为湖北凡口泵站枢纽工程，是分建式的典型布置。该泵站装机 $4 \times 1000\text{kW}$ 。泵站布置在原有大闸的左侧，大闸与船闸合建，船闸位于大闸的右侧，为避免交通干

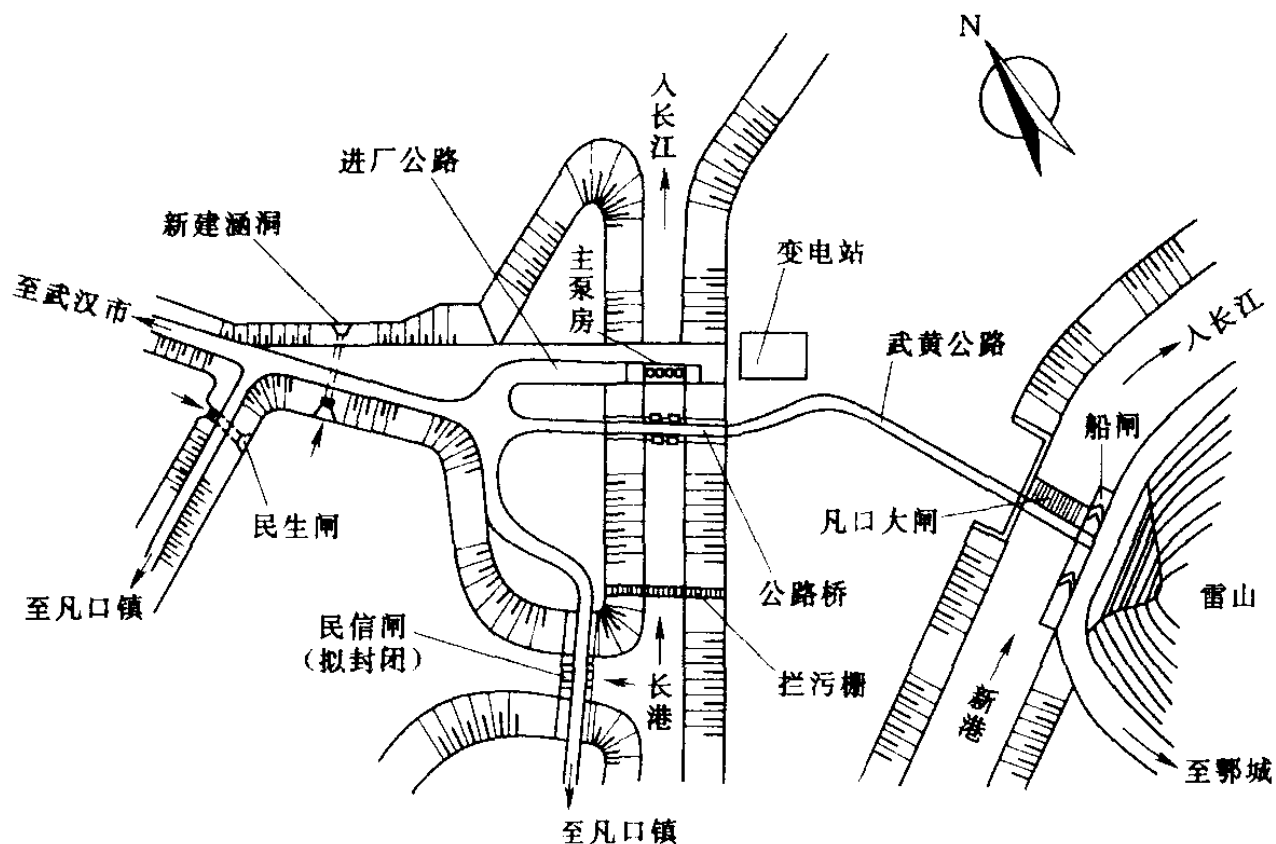


图 4-33 凡口泵站枢纽布置图

扰，将公路桥布置引水渠道上，并设拦污栅二道，以拦截污物。排水渠系利用原民信闸的长港，进口段平直，为正向进水，水流通畅。出水渠为新开河道长约 300m，与大闸河道汇合，流入长江。工程建成后，运行正常。

三、排灌结合泵站枢纽布置

在平原湖区，当外江水位较高时，必须通过提排来排除排水区内渍水，但当排水区内出现旱情时，又要引外河水自流灌溉或提内河水灌溉。泵站枢纽布置时，往往把二者结合起来，既能提排、提灌，又能自排、自灌，结合方式较多，下面分别介绍。

1. 以提排为主，结合提灌、自灌的布置形式

泵站以提排为主，兼有灌溉任务的布置形式很多，而且全国各地在生产实践中有许多创新和发展，现选择几种典型布置介绍如下。

(1) 图 4-34 为圩区常见的泵站枢纽布置形式，属于分建式。由于排水流量大于灌溉流量，故在布置时要求排水通畅，使泵站

进、出水建筑物位于同一轴线上，并垂直于岸堤。一般利用已建涵闸，挡住外江洪水，新开渠道作为泵站进水渠道，泵站布置在渠道末端，排涝时打开泄水闸和灌溉控制闸，关闭引排涵闸、灌溉闸，水流经过进水渠道，流入前池和进水池，提排入出水池，经泄水闸排入外河。灌溉时，打开引排涵闸及灌溉闸，其余关闭，水流由外河流入进水渠道，提水入出水池后进入灌溉渠。当有自排条件时，水流可由引排渠直接排入外河。

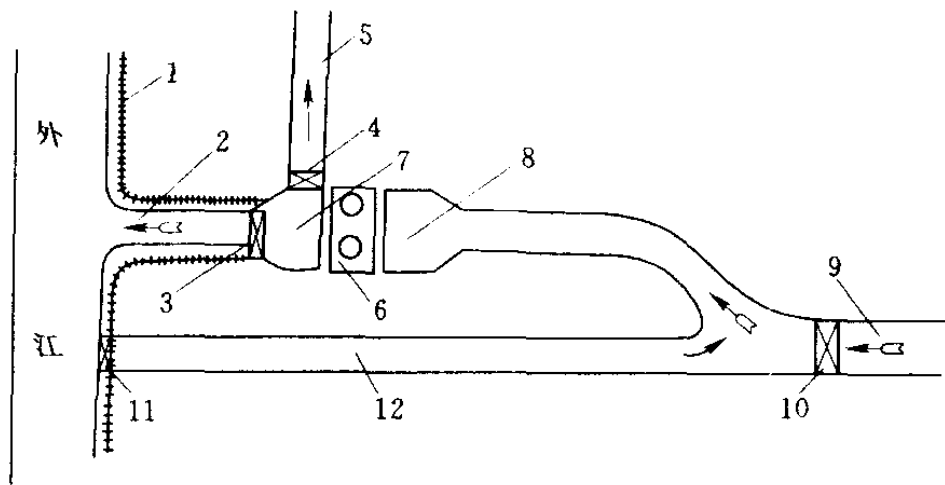


图 4-34 排灌结合泵站枢纽布置

- 1—圩堤；2—泄水渠；3—泄水闸；4—灌溉闸；5—灌溉渠；
6—泵房；7—出水池；8—前池及进水池；9—排水干沟；
10—灌溉控制闸；11—引排涵闸；12—引排渠

(2) 图4-35 为湖北南高套沟泵站枢纽布置图。该枢纽采用闸、站使用同渠道的布置形式，能提排、提灌及自灌。装机 $4 \times 1000\text{kW}$ ，提排流量 $78\text{m}^3/\text{s}$ 。它利用原涵闸挡住外江洪水，泵房建于老涵闸之前，闸、站之间形成一较大的出水池，在池的两岸布置灌溉取水口，公路与原排水闸相结合，远离泵房，避开干扰，汛期可利用泵站提排内湖渍涝。当外江水位较高时，开启涵闸，自流灌溉，当外江水位较低时，亦可提内湖水灌溉。由于泵站截断了原有渠道，排水闸不再起自排作用。这种布置可大大节省工程量和投资，但应注意两点：①出水池应有足够的容积，以免池内水位垫高，扬程增加，损失电能，对运行不利；②排水闸的排水能力应与泵站提排流量相适应，否则泵站提排时将使扬程损失大为增加。

2. 提排提灌结合，并考虑自排自灌的枢纽布置形式

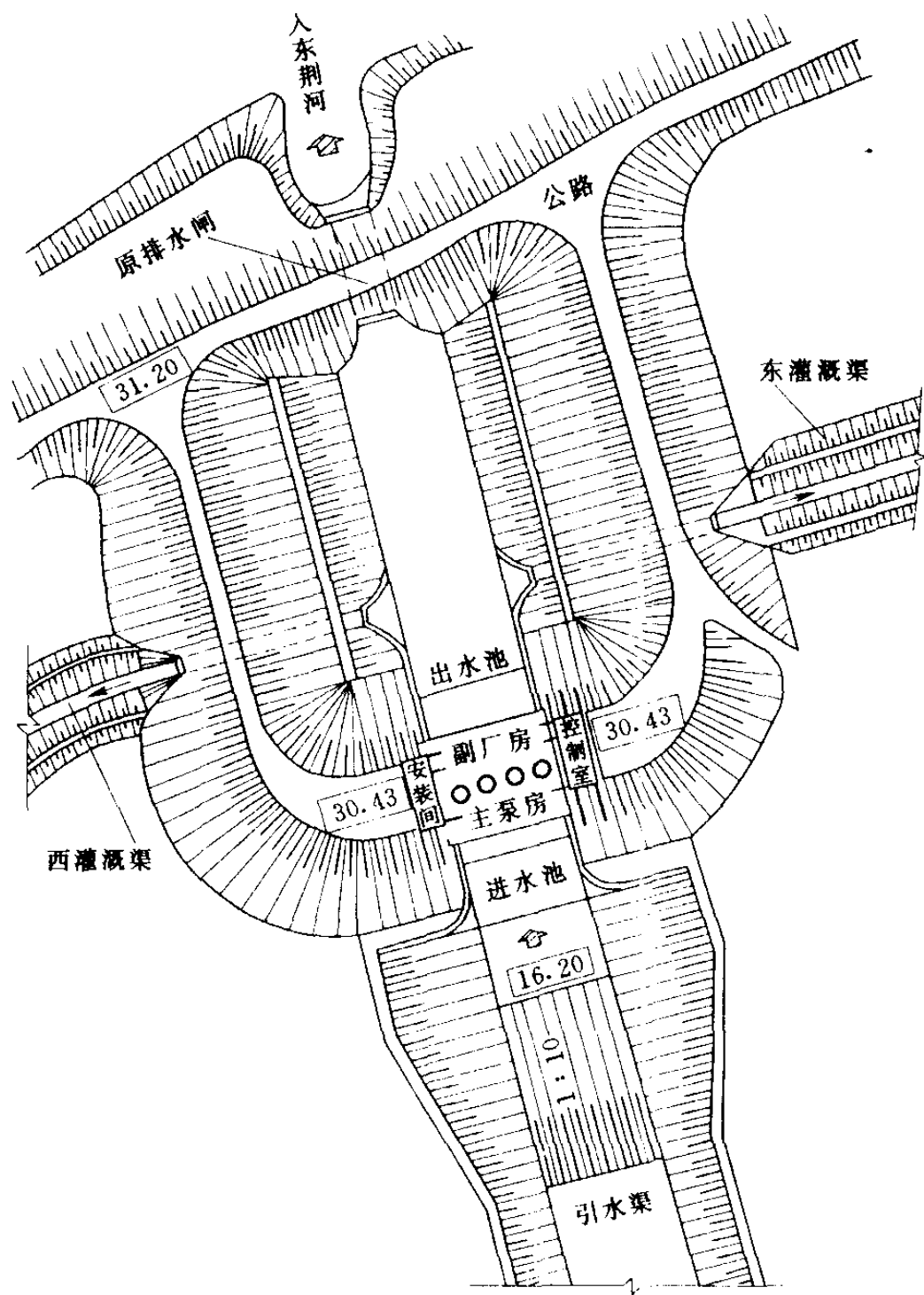


图 4-35 南套沟泵站枢纽布置图

这一类形式，因其所承担的任务甚多，布置时必须以泵房为主体，充分发挥附近建筑物作用，以达到排、灌多目标结合，如江都排灌站、淮安抽水站，以及湖北监利新沟嘴泵站等，就是这类形式的典型布置。

(1) 江都排灌站。江都排灌站是以 9 个泵房为核心，一字形排列于新通扬运河，站与站间距 250m，均由新通扬运河侧向引水，

进水渠道长约 100m。由于进水渠与新通扬运河成直角正交,无论是提灌,或排涝,在进水渠内均产生回流,并造成淤积,使机组效率大大降低,甚至有的机组被迫停止运行。针对这种布置上的缺陷,通过模型试验,在距离泵站 95m 处建立一组导流墩,使进水渠水流流态大为改善。

该排灌站配合 12 座节制闸、12 个船闸及 2 个涵洞,形成一个能灌、能排、能引、能调、能发电、能通航的综合利用水利枢纽。它既是江苏省江水东引北调的取水口,也是我国计划兴建的南水北调东线工程的起点。该站装机 33 台,设备总量 49800kW。设计提水流量 $400\text{m}^3/\text{s}$,连同备机总提水 $473\text{m}^3/\text{s}$ 。灌溉时,打开江都西闸,通过芒稻河,引长江水,然后提水向北送水,经过邵仙闸,进入大运河 $400\text{m}^3/\text{s}$,通过修建在大运河堤上的涵闸,可以自流灌溉两岸的农田。在灌溉季节还可开启江都东西闸,将长江水 $400\text{m}^3/\text{s}$ 经通扬运河送至里下河地区,进行灌溉,该站各种情况灌溉线路,详见图 4-36。

当提水排涝时,打开芒稻河闸、江都东闸、宜陵闸和宜北闸,关闭江都西闸和邵仙闸,里下河地区涝水经新通扬运河提水入芒稻河然后排入长江。

(2) 淮安泵站。图 4-37 为淮安抽水站枢纽布置示意图。泵站主要任务为提水灌溉兼排白马湖地区涝水。主要建筑物有两座泵站,一座发电站,成一字形排列,亦系侧向进水,其运行情况与江都排灌站相似。该泵站装机一站为 $8 \times 8000\text{kW}$,二站为 $2 \times 5000\text{kW}$,发电机为 $10 \times 200\text{kW}$ 。灌溉时,关闭新河北闸,开启沙庄引水闸,引水入进水渠,然后提水入灌溉总渠,向北送水;排涝时,关闭沙庄引水闸,开启新河北闸,引白马湖地区涝水,提排入灌溉总渠,经运东闸入海,或由运南闸入长江。

(3) 监利新沟嘴泵站(图 4-38)。该泵站为排灌合建的泵站枢纽,由泵房、压力箱、底洞、穿堤涵洞组成。其中压力箱及穿堤涵洞均为出水建筑物,在压力箱出口处设上、下两扇闸门。泵站自排时,将闸门提起,封闭压力箱,涝水由底洞,经穿堤涵洞,泄入外

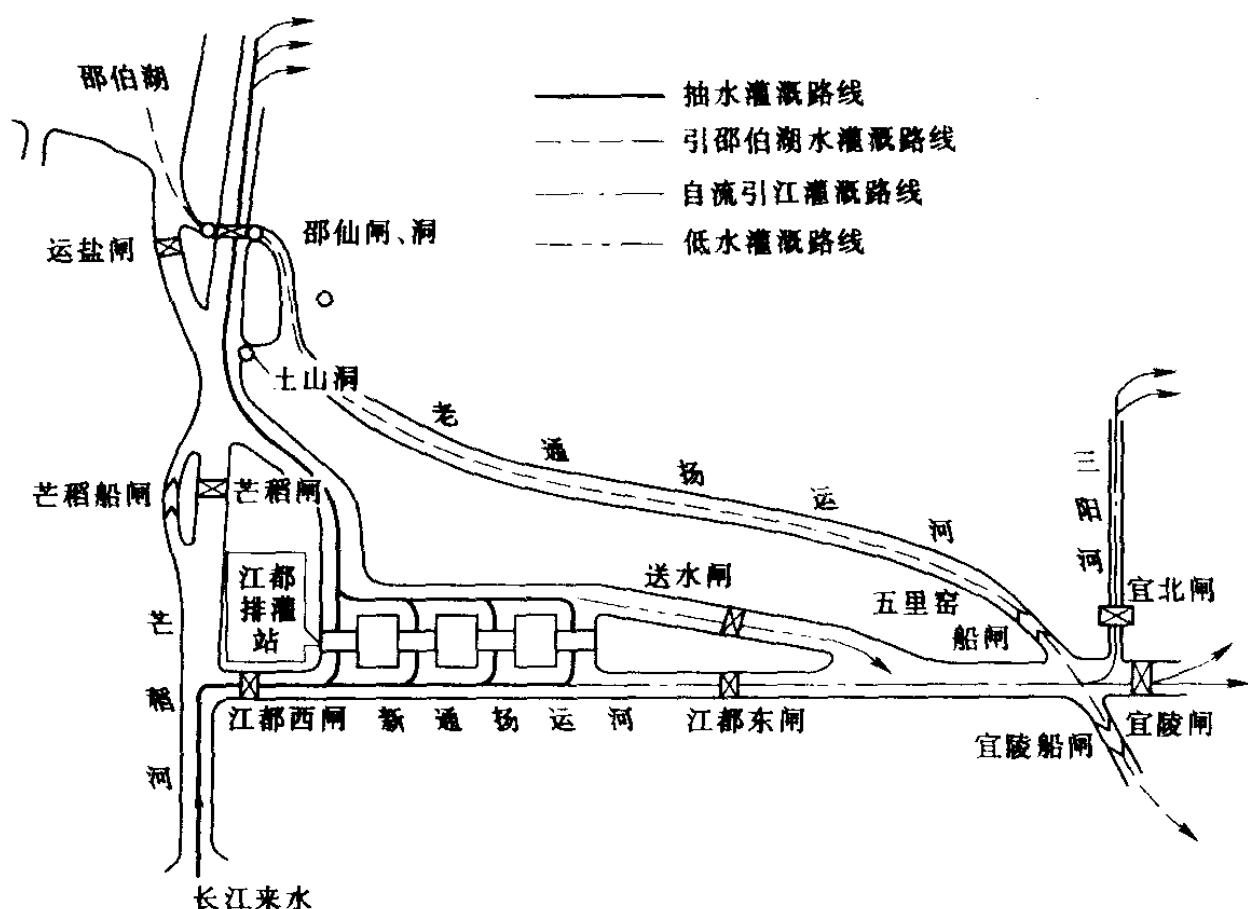


图 4-36 江都排灌站灌溉路线示意图

河。当提灌时，打开下闸门，外河水经穿堤涵洞，引入进水室，再由水泵抽至压力箱，进入灌溉渠道。自流灌溉时，落下下闸门，打开防洪闸，开启灌溉闸门，引水灌溉。这种泵站枢纽一般适用扬程较低或内外水位变幅较小，安装中、小型轴流泵的情况。

3. 在出水流道上分水以解决排灌结合的布置形式

以上介绍排灌结合的泵站，均需要建筑许多附属建筑物，不仅工程量大，土地挖方也大。有些地区在兴建大型泵站时，为了节约投资，创造了出水流道上设置压力箱或开叉，以解决排灌结合问题。湖南磊石山泵站及湖北余码头泵站就是这一类型的实例。

(1) 磊石山泵站。该泵站是在出水流道上设压力水箱的布置形式。泵站位于湖南汨罗县境内，装机 $4 \times 800\text{kW}$ ，提排流量 $55\text{m}^3/\text{s}$ ，系由引渠、前泄、进水流道、泵房、压力水箱、涵管、防洪闸、公路桥等建筑物组成。泵站正选在紧接原自排涵洞的进口，并将进口改建为压力水箱，位于出口流道的末端，自排涵洞侧向

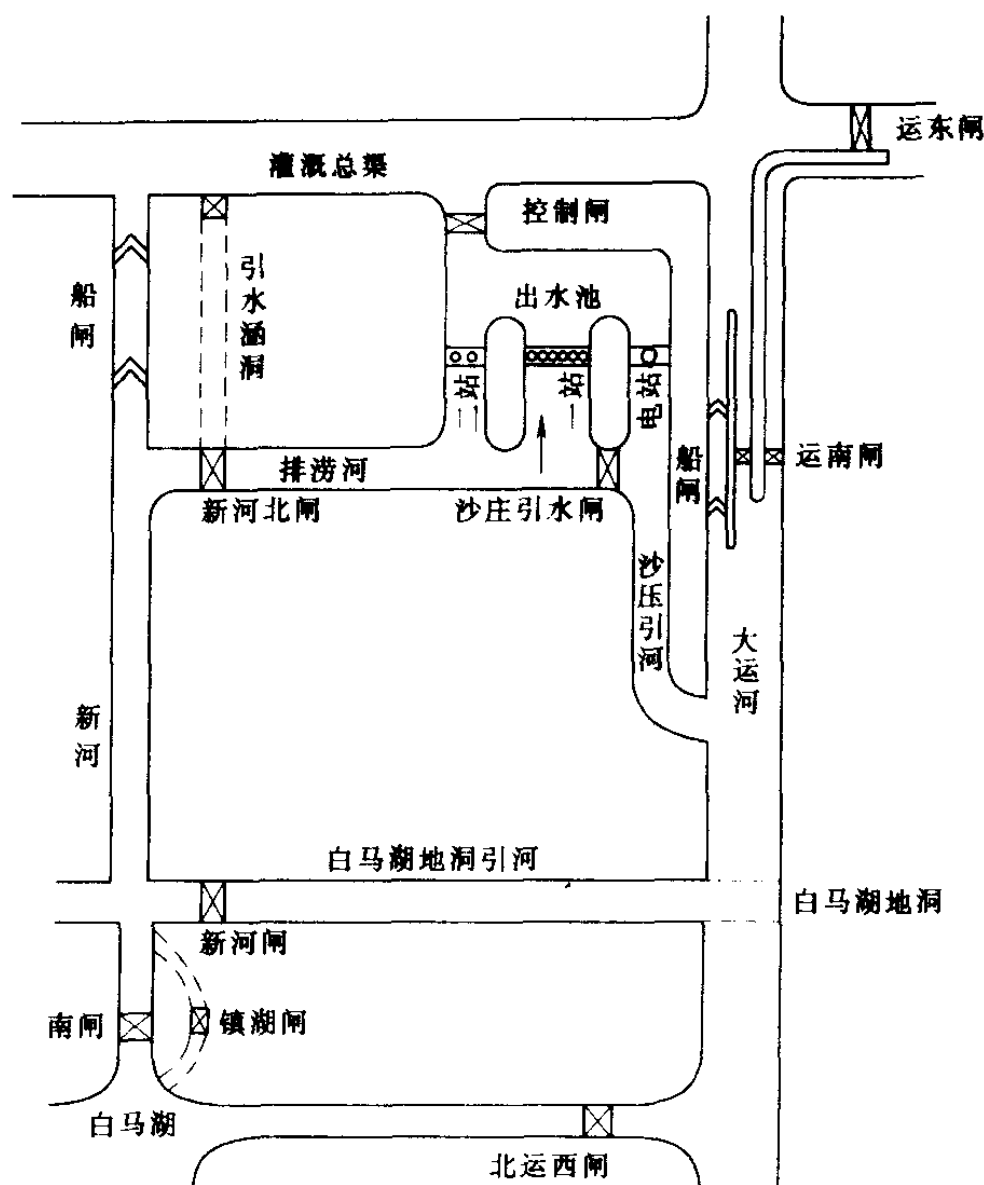


图 4-37 淮安抽水站枢纽布置示意图

与其相连接，并围绕泵房两侧伸至进水池。为缩短压力水宽度，以减少工程量，故将出水流道布置成向中间弯折的形式。因原自排涵管有许多裂缝，故在洞内另设圆形压力管道与压力水箱相连接，在压力管道出口处，设防洪控制闸。枢纽布置见图 4-39。

该工程在布置上的主要特点：①用压力水箱解决了提排和自排问题，省去附属建筑物，大大地节约投资，是一种较节约的布置形式；②出水流道采用屈膝式，以便较好地与压力水箱衔接；③利用敷设在泵房两侧的涵洞，与原自排涵洞相结合，仍发挥自排作用；④公路桥设在拦物栅处，既避免干扰，又节约投资；⑤引水渠与泵房成 18° 斜交，进流条件较差。

(2) 余码头泵站。该泵站是采用在出水流道上开叉分水的布

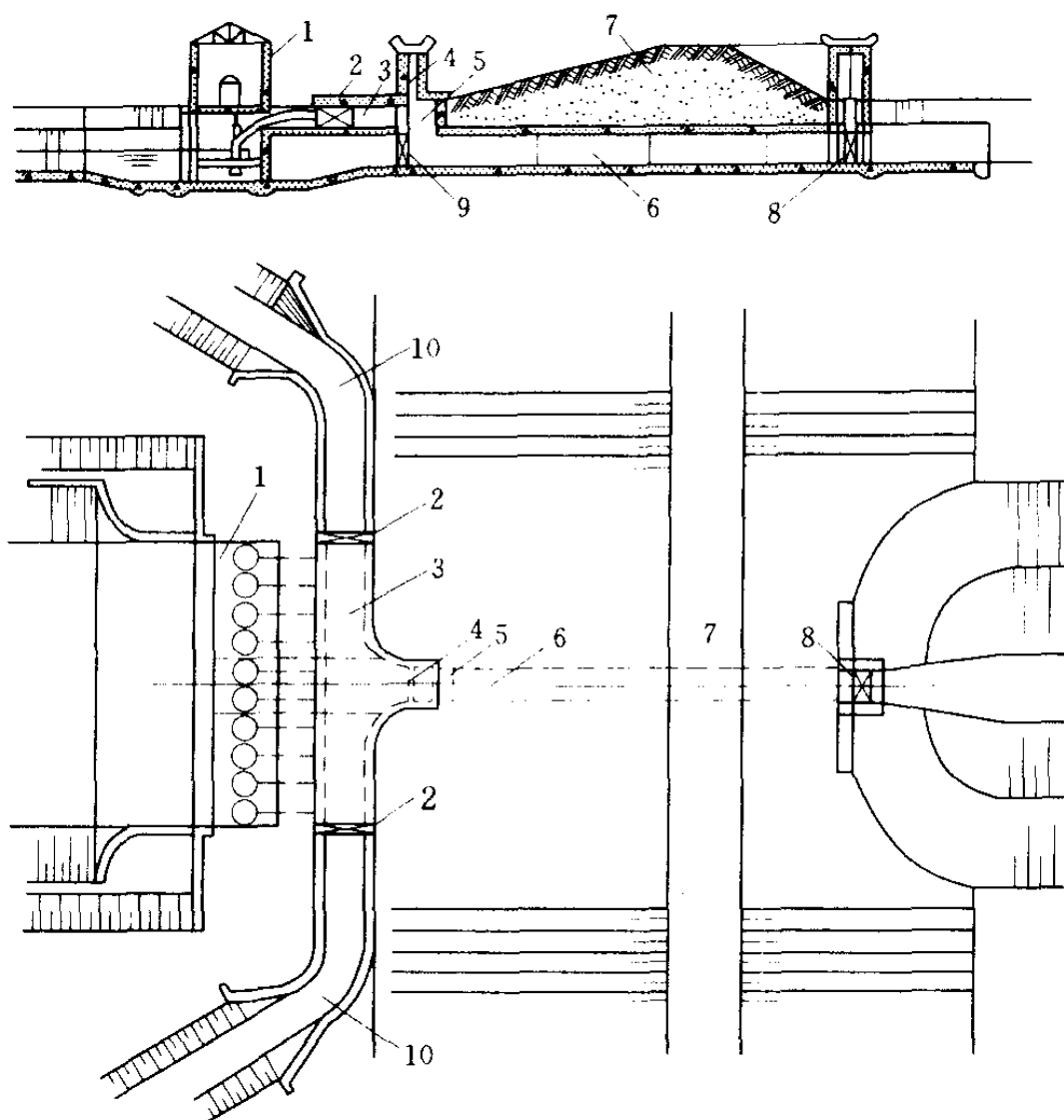


图 4-38 排灌结合泵站枢纽布置

1—泵房；2—灌溉闸；3—压力箱；4—竖井；5—底洞；6—穿堤涵洞；7—大堤；8—防洪闸；9—排灌共用闸门；10—灌溉渠

置形式，是排除西凉湖地区渍水的枢纽工程（图 4-40）。装机 $8 \times 800\text{kW}$ ，提排流量 $64\text{m}^3/\text{s}$ 。泵站位于原排水闸的右侧，进口开引水渠与原排水河相连，出口开挖排水渠入江。在泵站出水流道上开叉分水灌溉。其运行方式：当长江水位较低时，由余码头大闸排水入江；汛期由泵站提排湖水入江。需要灌溉时，打开分水口闸门，引水灌溉。故该工程为结合已建涵闸，解决自排及提排并兼顾灌溉的综合性枢纽工程。

本工程的特点：利用泵站出口流道上开口引水灌溉，省去灌溉节制闸及其有关附属建筑物，节约了投资。由于引水渠较短，并与余码河交角过大，水泵进流条件较差。

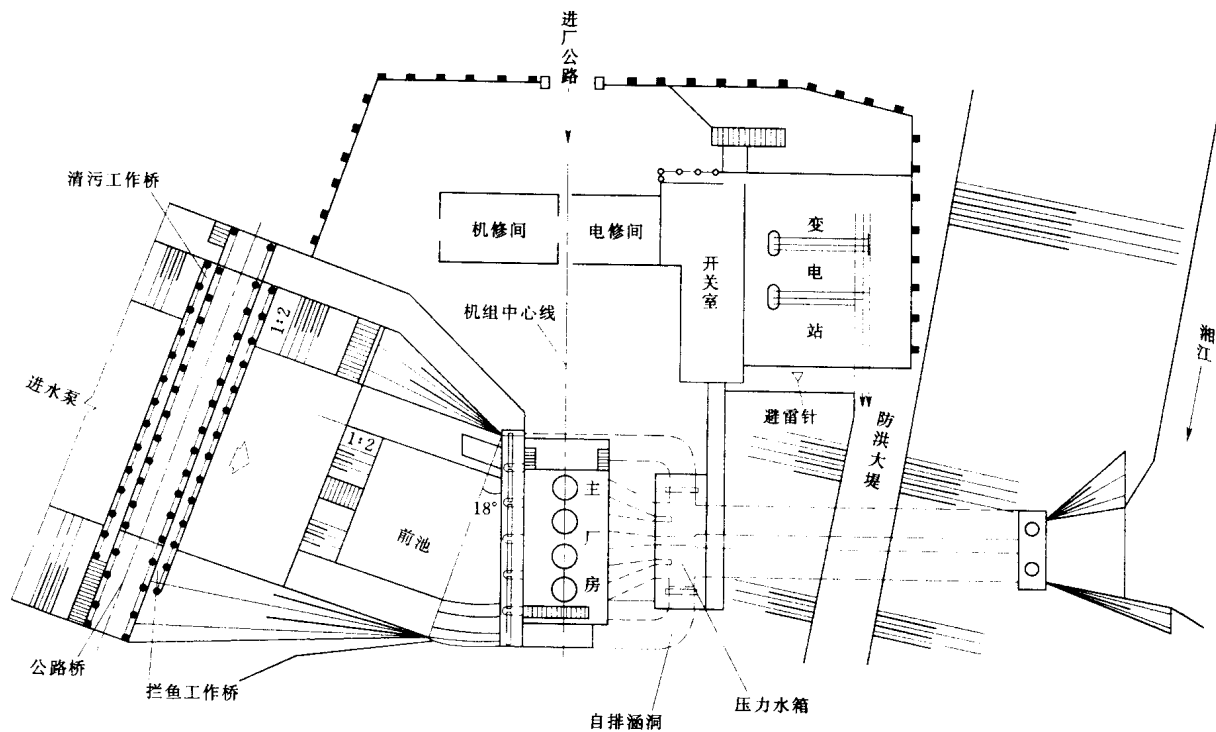


图 4-39 磊石山泵站枢纽布置图

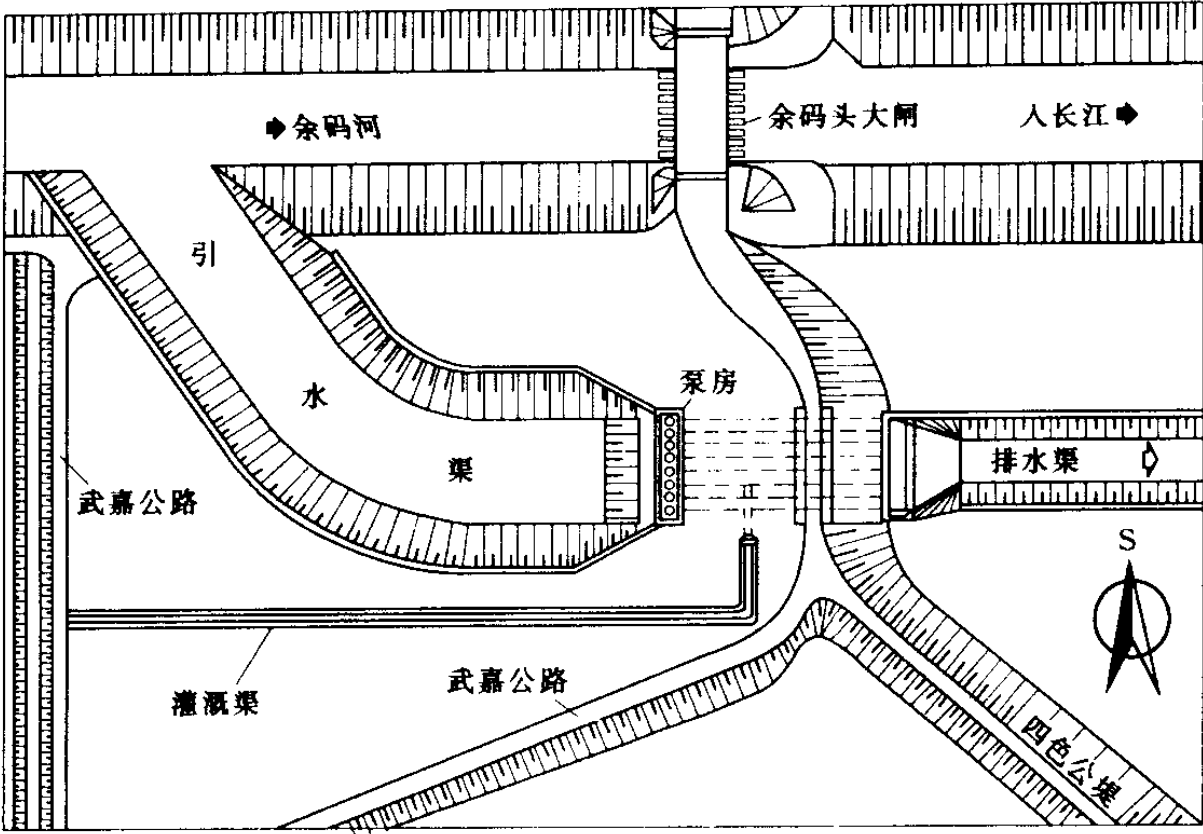


图 4-40 余码头泵站枢纽布置图

第五章 取水工程河段的整治

第一节 概 述

一、整治的目的和原则

取水口附近河道的演变，对取水口能否正常工作关系极为密切。枢纽的运用情况表明，在很多情况下必须对其附近的上下游河道进行整治，才能按计划供水和减少入渠泥沙。

取水口河道整治的目的为：

(1) 使河道主流靠近取水口，并能维持所需的水位，以便取其所需的水量。

(2) 通过河道整治，使水流弯曲，造成取水口良好的取水防沙条件。

(3) 保证枢纽建筑物不受水流冲击或淘刷而破坏。

整治河道的原则首先是全面规划、综合治理；其次是因势利导，重点整治，就地取材。所谓因势利导是指时间、河势及其影响而言。在实际工程中，河势的变化可能有三种情况：①河势正处在对取水有利的时机，这时应采取措施将其固定下来；②河势目前虽然对取水并不十分有利，但正在朝着有利方面加速发展，这时可稍为等待或采取措施促其向有利方向加速发展，然后把它固定下来；③河势的发展对引水口不利，则应采取各种措施，限制其向不利方面的发展，并引导其向有利方面发展。

河道整治的措施应视河流具体情况而定，为使河道主流经常靠近取水口，一般采取的措施有临时性的、永久性的和临时与永久相结合三种。临时性措施主要是各种挖泥措施及疏通取水口前汉道等，以达到顺利取水的目的。永久性的措施是在取水口的上游建筑丁坝及顺坝，束窄河床，调整河道主流方向或堵塞汉道，以

增加主槽流量；修建各种形式的导流堤，使水流顺利地流入主槽，以利取水防沙。为了防止水流对凹岸的冲刷，常用护岸工程加固河岸。

二、河道演变及河相关系

天然河流在一定条件下其挟沙能力是一定的，当水流含沙量大于或小于挟沙能力时，河道将发生淤积或冲刷，从而使天然河道河床的平面形状及纵、横剖面发生变化，这种河床的变化称河道演变。天然河流的河床在水流与河床长期相互作用下，必须形成相对稳定的河床形态。这种形态与来水、来沙和河床组成（地质）等因素之间的关系称河相关系。在进行河道整治时，应尽量满足河相关系，以保持稳定的河床形态。

我国过去对长江和黄河的河床进行过研究，提出了稳定河宽、平均水深与流量、比降、泥沙粒径的关系式。但因大江大河的流量变幅、河流比降、河床土质及泥沙特性等都与中小河流不尽相同。因此，所采取的研究成果很难应用到中小河流上。所以对于每一河流应根据具体情况，求出稳定河床与河相关系。

在研究河相关系时，常常采用造床流量这一概念。造床流量是指其造床作用与多年流量过程的综合造床作用相当的某一特定流量。它对塑造河床形态的作用极大。

（一）河相关系

国内外提出了许多稳定河床与河相关系的经验公式，现将前苏联 C. T. 阿尔图宁的研究成果介绍如下，作为设计参考。

1. 平均河宽与平均水深的关系式

$$\frac{B}{H} = \alpha \quad (5-1)$$

式中： B 为相当于造床流量的平均河宽，m； H 为相当于造床流量的平均水深，m； α 为系数，山区河段 $\alpha=10\sim16$ ，下游河段壤土河岸 $\alpha=3\sim4$ ；沙土河岸 $\alpha=8\sim10$ ；山麓河段 $\alpha=9\sim10$ ；中游河段 $\alpha=5\sim9$ ， α 的综合平均值为 10； m 为指数，变化于 0.5~1.0 之间；山区河流 $m=0.8\sim1.0$ ；平原河段 $m=0.5\sim0.8$ 。

2. 河宽与造床流量及比降的关系式

$$B = A \frac{Q^{0.5}}{J^{0.2}} \quad (5-2)$$

式中： B 为稳定河段的水面宽度， m ； Q 为造床流量，相当于频率为 $3\% \sim 10\%$ 洪水流量， m^3/s ； J 为河床比降； A 为系数，按表 5-1 选用。我国的观测资料为：长江的荆江蜿蜒性河道 $A=0.64 \sim 1.15$ ；黄河高村以上游荡性河道 $A=2.23 \sim 5.41$ 。

表 5-1 A 值

河床情况	山区河段	近山区河段	中游河段	下游河段	
				沙土河岸	沙粘土河岸
河底为被冲刷土质 而河岸坚实	0.75	0.90	1.0	1.1	1.3
河底河岸均为易被 冲刷的冲积层	0.90	1.0	1.1	1.3	1.7

必须指出，式(5-2)是阿氏在前苏联中亚细亚河流上研究所得的结构，式中没有反映泥沙情况，表中系数 A 不一定能符合不同河道的情况，应用时如能测出各河流的 A 值，则求得的河宽 B 值才比较符合实际。应用上式求出河宽 B 值后，应与实际河宽相比较，如实际河宽大于 B 值，说明该河道可能会出现滩洲，使河道分汊，并会交替变化，没有固定主槽。

3. 河道弯曲半径与河宽关系

河道弯曲段的河相关系一般以弯曲半径表示。根据 C. T. 阿尔图宁在冲积河道上研究得出的稳定的河弯由几段不同的圆弧组成 (图 5-1), 其曲率半径分别为

$$R_1 = (7 \sim 8)B; \quad B_2 = (5 \sim 6)B; \quad B_3 = 3.5B \quad (5-3)$$

式中： R_1 为紧接过渡段曲率半径，m； R_2 为中间弧的曲率半径，m； R_3 为弯顶处最小曲率半径，m； B 为水面宽度，m。

上式中的曲率半径系指河道中心线的曲率半径,见图 5-1。河道弯段河宽 B_k 较直线段河宽 B 为小,两者之间的关系式为:

$$B_k = (0.5 \sim 0.75)B \quad (5-4)$$

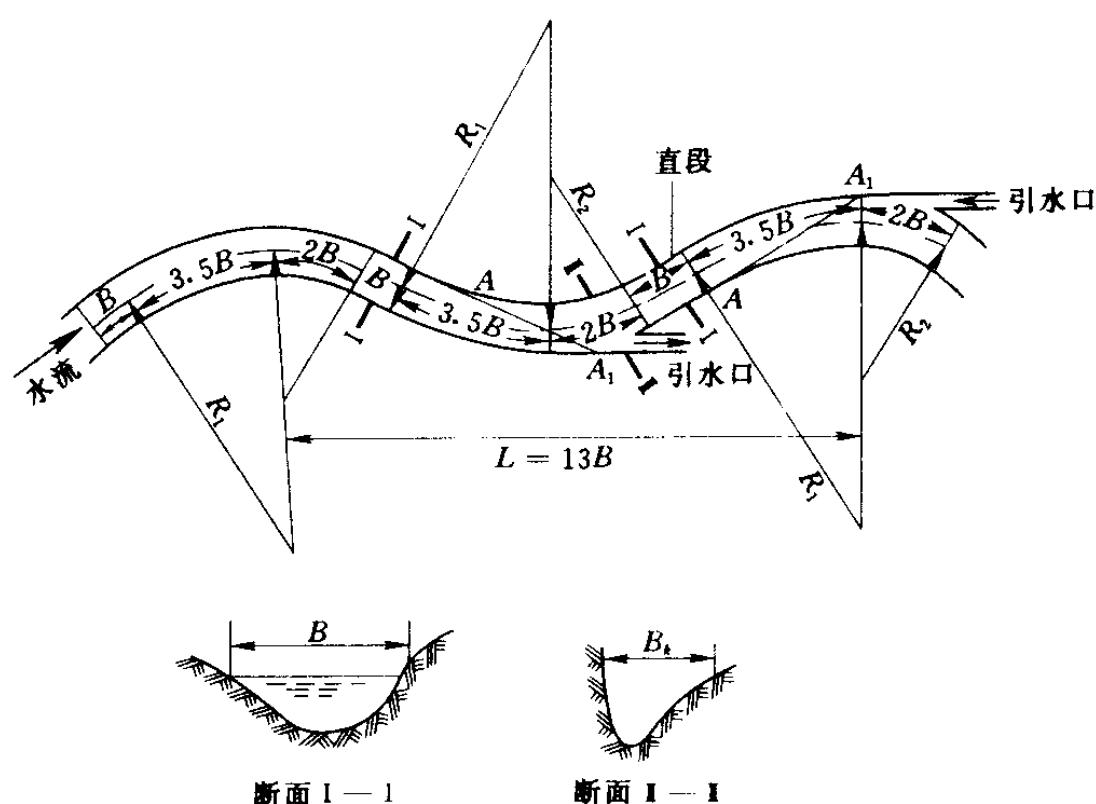


图 5-1 弯道河相关系图

(二) 枢纽河段上、下游河床的演变

在多泥沙河流上修建有坝取水枢纽后，破坏了水流泥沙运动规律，引起原有河床的变形。如上游发生淤积，形成汉道，影响枢纽的正常工作，严重时甚至引起工程失事；下游河道发生冲刷，影响建筑物的安全。按照枢纽所在河道的特点，其上、下游河床的演变，可分为三个阶段。

第一阶段，当有坝枢纽建成投入运用之后，由于上游水位壅高，水深增加，水流流速减小，挟沙能力降低，故河道泥沙淤积在坝的上游，一般悬沙淤积在坝前，底沙沉积在壅水曲线的末端，由于上游河床不断淤高，水位随之抬高，沙丘逐渐向坝前扩展，从而形成不稳定的河床。当沙丘开始形成时，只是沉积小粒径的底沙，而较大粒径的泥沙需在河床纵坡和水流输送能力增加时，才可能沿形成的河床沉积下来。

由于上游淤积，下泄水流含沙量减少，水流较清，具有很大的冲刷能力，使坝下游河床发生局部强烈冲刷和普遍冲刷现象。局

部强烈冲刷会影响建筑物的安全，普遍冲刷会使水位降低，纵坡逐渐减小，对下游两岸引水工程不利。

对于上游来说，在第一阶段结束时，可以认为水流所挟带的悬移质几乎全部输向下游，并开始输送底沙过坝；对于下游来说，第一阶段结束时，即是停止局部强烈冲刷和普遍冲刷的时刻。

[图 5-2 (a)] 为壅水曲线形成时的情况；该图 (b) 为悬移质沉淀后，壅水曲线末端向上移动，由 $BB \rightarrow B_1B_1$ ，水面坡降 i_r 增大，淤积悬沙层坡降小于天然河床坡降， $i_{n.b.} < i_{n.g}$ ；该图 (c) 为悬沙及底沙沉积在上游河床后，壅水曲线向下移动，由 $B_1B_1 \rightarrow B_2B_2$ ； $i'_s < i_e < i_{n.s.}$ ， $i_{e.b.} < i_{n.b.}$ ；该图 (d) 为第一阶段结束，上游河床演变的情况 ($B_1B_1 \rightarrow B_2B_2$)， $i_e < i_{n.s.}$ ， $i_{e.b.} < i_{n.b.2}$ 。 $L_x < (1.2 \sim 1.5) \times \frac{\Delta H}{i_{n.b.}}$ 。

图中符号： $i_{n.s.}$ 为天然水面坡降； $i_{n.b.}$ 为天然河底坡降； i_r 为壅水曲线坡降； i'_s 为悬移质沉积后水面坡降； i_m 为淤积悬移质的表面坡降； i_e 为河床演变后水面坡降； $i_{e.b.}$ 为河床演变后河底坡降； L_r 为壅水曲线长度； L_s 为淤积悬移质后壅水曲线长度； L_e 为河床演变长度。

第二阶段 (图 5-3)，在上游，底沙继续沉积，其粒径大小沿流向逐渐递减，悬沙全部输向下游。这时河底增高，河床演变向上游扩展，水流坡降及输沙能力增大，泥沙沉积减少，输向下游的底沙逐渐增多。因而，在下游又出现了河床增高，水流坡降和流速增加及水深减小的现象。第二阶段结束时应该是被泄到下游的水流及泥沙使河床恢复到天然河床的状态。因此，这是一个在下游恢复冲刷河床，在上游河床继续抬高的阶段。

第三阶段 (图 5-4)，这是上游河床演变结束的最后阶段。这时粗粒径的底沙又沉积在上游，但其强度比第一、二阶段减弱了。本阶段结束时，上游逐渐形成新的河床，其河底高程抬得更高，河底坡度及水位更增大，使得全部底沙和悬沙输向下游，尤其是上游大量引水后，则下游水流所挟带的泥沙比自然情况下更多。这

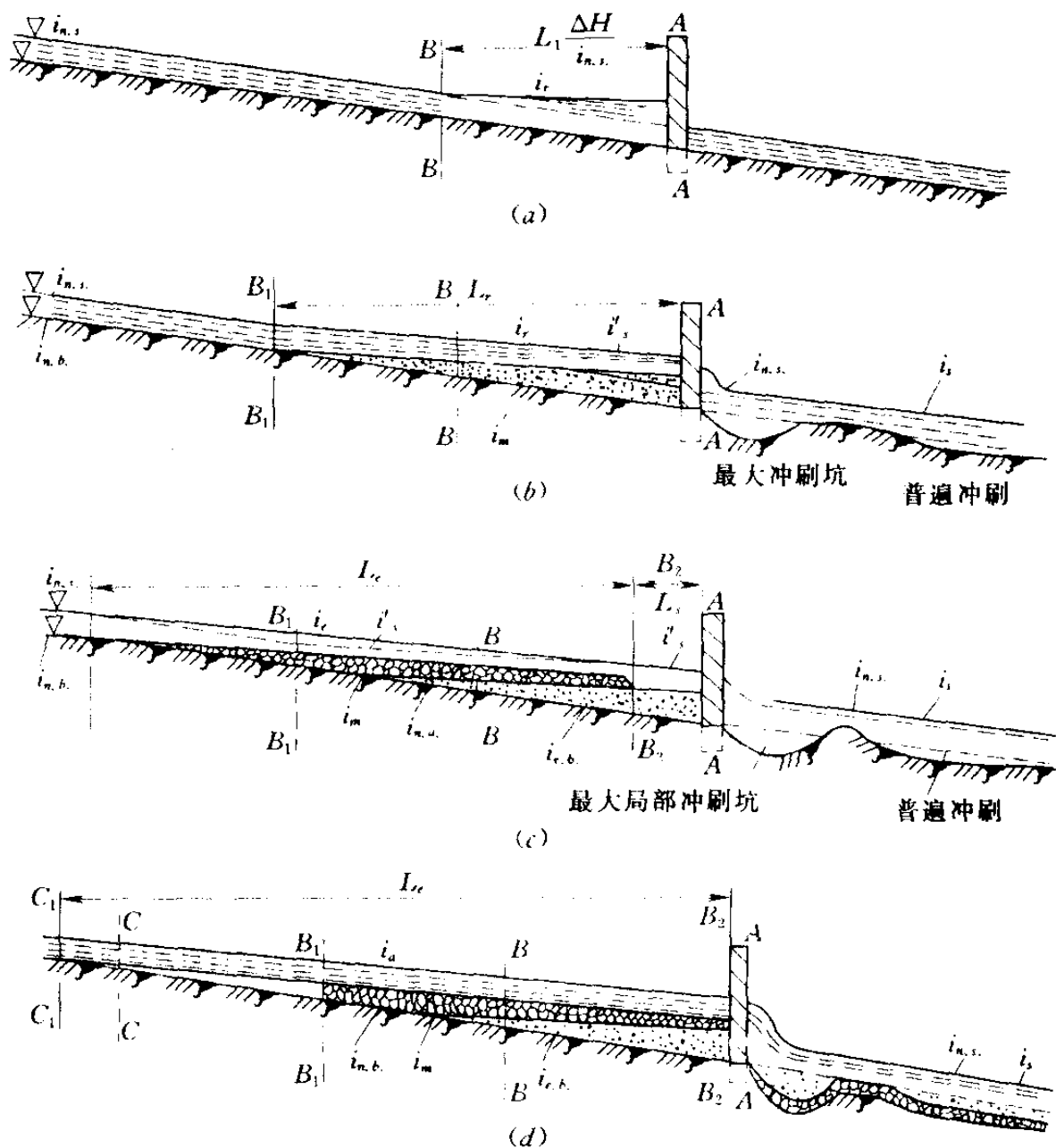


图 5-2 第一阶段河床演变

(a) 壅水曲线形成时；(b) 悬移质沉积后，

壅水曲线末端向上移动由 $BB \rightarrow B_1B_1$ 。

水面坡降 i'_s 增大。淤积悬移质沙层坡降小于天然河床坡降 $i_m < i_{n.b.}$ ；

(c) 悬沙及底沙沉积在上游河床后，壅水曲线向下移动由 $B_1B_1 \rightarrow B_2B_2$ ，

$$i'_s < i_e < i_{n.s.}, i_{e.b.} < i_{n.b.};$$

(d) 第一阶段结束，上游河床演变 ($B_1B_1 \rightarrow B_2B_2$)， $i_e < i_{n.s.}$ ， $i_{e.b.} < i_{n.b.}$ 。

$$L_e = (1.2 \sim 1.5) \frac{\Delta H}{i_{n.b.}}$$

$i_{n.s.}$ —天然水面坡降； $i_{n.b.}$ —天然河床坡降； i_e —壅水曲线水面坡降；

i'_s —悬移质沉积后水面坡降； i_m —淤积悬移质的表面坡降；

i_e —河床演变水面坡降； $i_{n.b.}$ —河床演变后的河床坡降；

L_e —壅水曲线长度； L_s —悬移质淤积后壅水曲线长度；

L_e —河床演变长度； i_s —冲刷后水面坡降； $i_{n.s.}$ —保证输送泥沙的新坡降

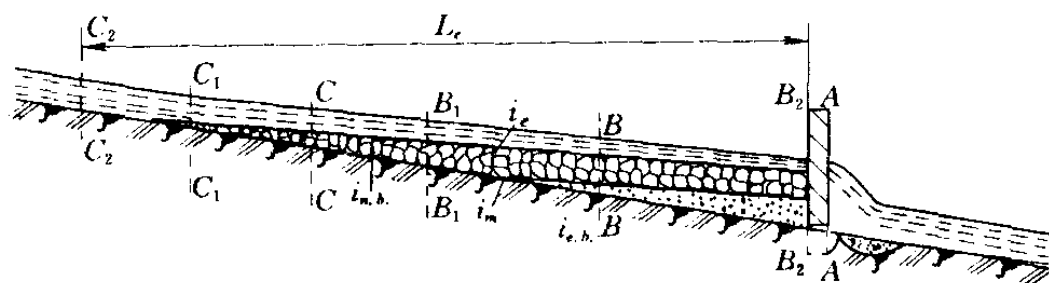


图 5-3 第二阶段河床演变

$$i_e < i_{n.s.}; i_{e.b.} < i_{n.b.}; L_e = (3.4 \sim 4) \frac{\Delta H}{i_{n.b.}}$$

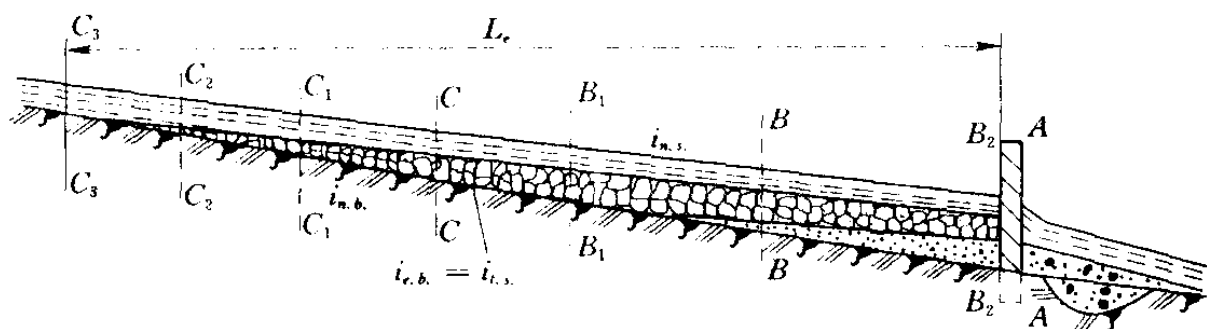


图 5-4 第三阶段河床演变

$$i_{e.b.} \leq i_{n.s.}; i_{t.s.} \leq i_{n.b.}$$

些泥沙沉积在下游冲刷区，并恢复到原来未筑坝前的状态，河底甚至淤得更高，严重时，坝将被埋设。如陕西省织女渠取水枢纽，溢流坝已大部分埋入沙内。因此，在设计冲沙建筑物的高程时，应考虑这种情况。

对下游来说，第三阶段结束是指从上游运下的泥沙不沉积而继续输往下游的时刻。因此，上游和下游的第三阶段的持续时间常常是不一致的。

根据前苏联实践证实，建筑在山区及丘陵地区的枢纽，第三阶段河道上游的沉积长度及水位壅高值，可用下列 C. T. 阿尔图宁公式初步计算：

$$L_e = K \frac{\Delta H}{i_{n.b.}} \quad (5-5)$$

式中： $i_{n.b.}$ 为枢纽处天然河道的坡降； ΔH 为枯水期坝前水头，m；

K 为经验系数, 第一阶段取 $1\sim 2$; 第二阶段取 $2\sim 5$; 第三阶段取 $5\sim 8$ 。

从实际观察可知, 壅水坝淤满的时间是很短的, 有的工程在 $1\sim 2$ 年内, 甚至一次洪水, 即可将坝顶淤平。一般山区河流, 推移质多为砾石及大块石, 坝前淤积往往高于坝顶。如陕西梅惠渠, 坝前淤积就高出坝顶 2m 。平原地区河流, 泥沙颗粒较细, 坝前淤积略低于坝顶, 洪水过后, 坝前的河床常常出现多支叉道, 没有固定主槽, 对枢纽取水产生以下不良的影响。

(1) 溢流坝前淤平后, 即失去对水流的控制作用, 进水闸处于无坝引水状态。当河流来水量等于、小于进水闸的设计流量时, 由于河流分汊, 枢纽取水便得不到保证。为了保证灌溉用水, 有时不得不采取临时开挖引河, 或临时加高坝体截取水, 或增建整治建筑物, 使主流趋向进水闸等措施。例如陕西原渭惠渠因冲刷闸尺寸偏小, 故不能使上游河道在进水闸前形成稳定的深槽, 主流摆动到对岸后, 形成了弯曲的河道。在枯水时期, 部分河水从溢流坝顶流走, 不能保证灌溉取水。因此, 曾用草麻袋临时加高坝体来保证灌溉取水。此外, 还在土坝的上游面及坝下游左岸分别建筑了丁坝群, 保证土坝及下游河岸免受水流冲刷。

(2) 造成河道主流摆动。当上游河岸不够坚固时, 易受水流冲刷而倒塌, 甚至使主流改道, 招致工程失事。

(3) 上游河床淤高后, 引起回水范围内水位抬高, 在研究上游防洪问题时, 应考虑这一影响。

(4) 坝的上游淤平后, 溢流坝泄水则类似宽顶堰, 流量系数减小, 泄水能力降低。

(三) 渠道上游淤积计算简图

以 1m 宽度的矩形河床为例来研究其演变过程。假设河道流量和底沙含沙量均不变。由于山区和丘陵区河道的上游主要借底沙形成河床演变, 故图 5-5 所示的淤积简图不考虑悬沙的影响, 假设在所研究的时刻, 棱柱体沙丘为 $a\delta c$, 其长度为 l , 沙丘高度为 h , 坡降 $i = Ki_{\infty}$ 。

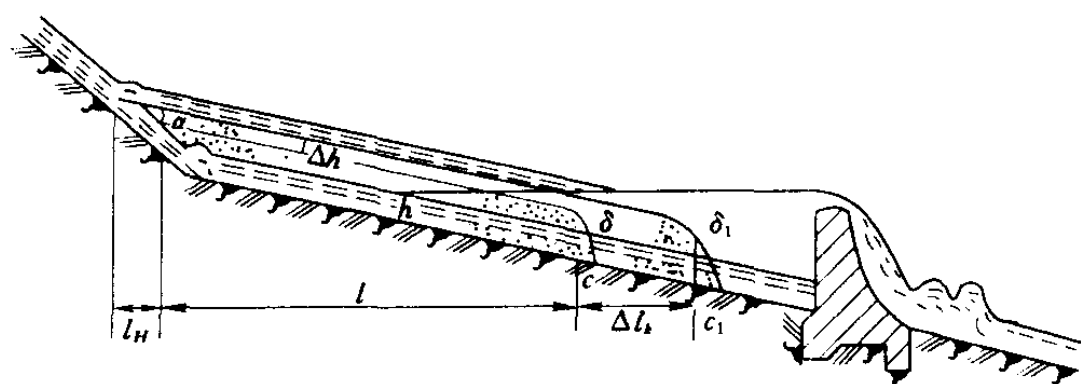


图 5-5 坝上游泥沙淤积计算简图

在时段 Δt 内, 沙丘向下游推移的长度为 ΔL_k , 淤积扩展的高度与原来沉积面近于平行, 为 $\Delta h = Ki_e \Delta L_k$, 向上游扩散的长度为 l_H , 则在 Δt 时段内, 淤积段的体积为:

$$\Delta W = (l_H + l) \Delta h + (h + \Delta h) \Delta L_k$$

以 $Ki_e \Delta L_k$ 代入 Δh 值后, 得:

$$\Delta W = [h + Ki_e(l + l_n + \Delta L_k)] \Delta L_k \quad (5-6)$$

式中: K 为经验系数 ($K \leq 1$)。

如取 $K=1$, $l_H=0$, 则得:

$$\Delta W = [h + i_e(l + \Delta L_k)] \Delta L_k \quad (5-7)$$

泥沙在河段中淤积的体积等于从上游输往该河段的泥沙量, 即:

$$Q_b \Delta t = \Delta W = [h + Ki_e(l + l_H + \Delta L_k)] \Delta L_k \quad (5-8)$$

每秒泥沙输沙率 Q_b 可直接量测或按公式计算。

当已知每秒底沙输沙量 Q_b 时, 则可按下式计算上游淤积的时间 (图 5-6)。

$$T = \frac{HH_{cP}B}{(i_{cP} - i_{ycl})Q_B} \quad (5-9)$$

式中: B 为河道宽度, m; i_{cP} 为坝与河床演变末端断面之间天然河床的平均坡降; i_{ycl} 为上游已形成的河床宽度, 保证稳定输送泥沙的新坡降; H 为正常水头, m; H_{cP} 为在长度 L 范围内, 河底平均

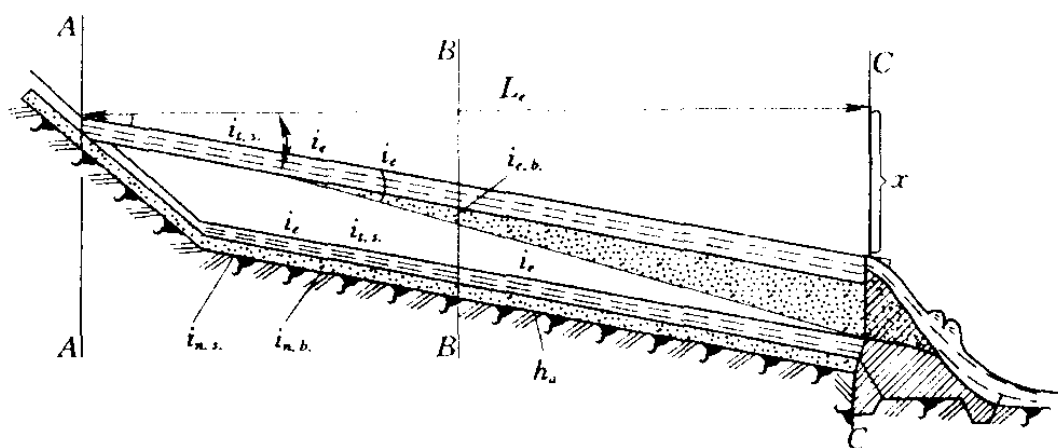


图 5-6 坝上游河床演变图

增长高度，m； L_e 为该河段上游淤积长度，m。

因为：

$$L_e = \frac{H + X}{i_{eP}} = \frac{X}{i_{ey}}$$

所以：

$$X = \frac{Hi_{yct}}{i_{eP} - i_{yct}}$$

则得：

$$L_e = \frac{H}{i_{eP} - i_{yct}}$$

第二节 枢纽河段整治建筑物布置

一、无坝渠道附近河道的整治

无坝取水附近河道的整治措施视河道具体情况而定，有的采用导流装置，有的采用临时措施，疏通汊道，以便顺利地引水；有的建筑永久性建筑物，如丁坝和顺坝，束缩河床，调整水流，使主流趋向取水口；还有的堵塞汊道，增加主槽流量。现分述如下。

1. 河道主流轴线的调整

当取水口的上游河岸，因受水流的冲刷而坍塌变形时，常使河道主流轴线方向改变，偏离取水口，出现脱溜现象。这时可在受冲刷处采用简单的局部整治措施，如建筑丁坝和顺坝等，使主流靠近渠首，见图 5-7。

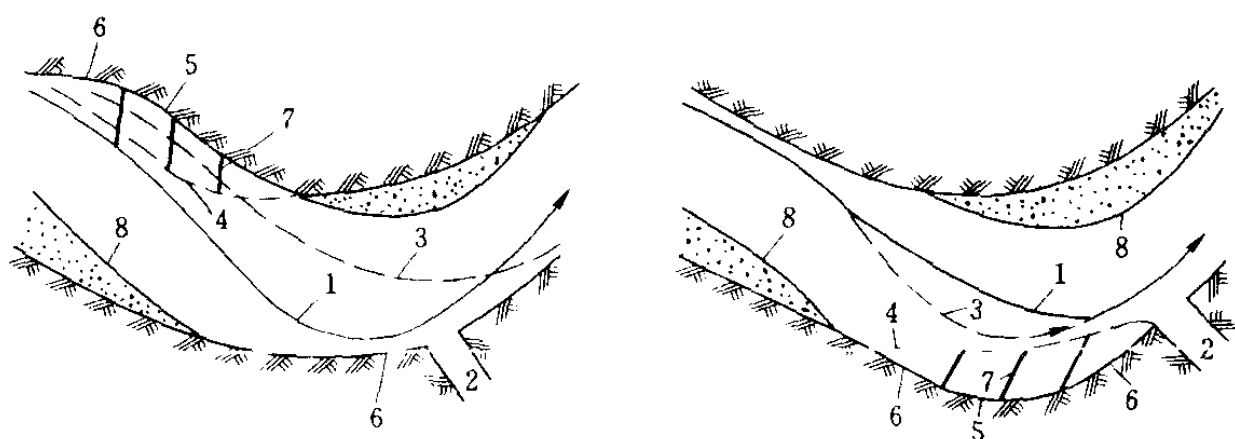


图 5-7 河道主流轴线调整图

1—正常主流轴线；2—引水口；3—偏移主流轴线；4—原河岸线；
5—冲刷河岸线；6—护岸；7—丁坝；8—浅滩

图 5-8 所示为滦河岩山取水枢纽^[21]，位于河北省滦县城岩山脚下，是开发滨海基地和滦河下游灌区的取水工程。进水闸 4 孔，各宽 9.0m，闸底高程 19.0m，闸顶高程 22.0m，设计流量 $34.0\text{m}^3/\text{s}$ ，相应闸前水位 20.27m，校核流量 $100.0\text{m}^3/\text{s}$ ，相应水位 21.20m。

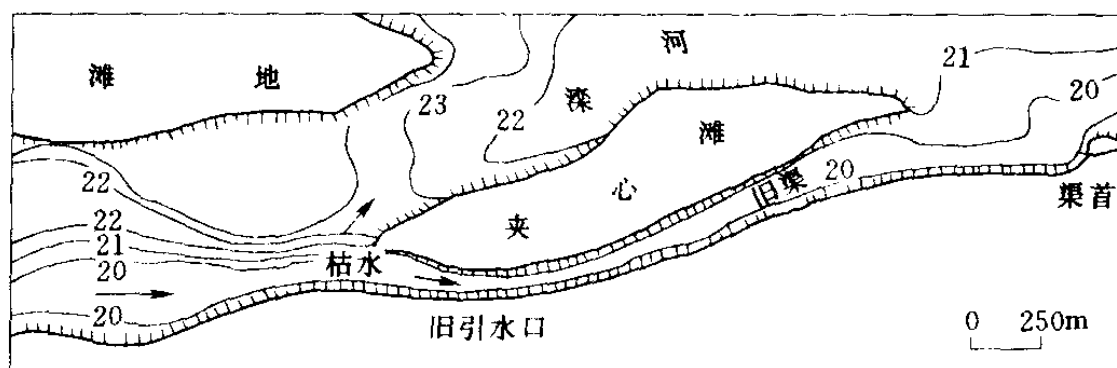


图 5-8 岩山取水枢纽附近原河道形势

该工程建在滦旧渠道（汉道）的下游，旧渠道宽 150.0～250.0m，河道主槽在夹心滩左侧，宽 3～4km。因旧渠道河底较深，故在枯水期（流量 $150.0\text{m}^3/\text{s}$ ），主河道无水，全部水流由旧渠道通过，直达进水闸。

该闸于 1957 年建成，经过汛期行洪后，闸前右侧出现大片淤

滩，滩顶高出闸底 2.5~3.0m，引水发生困难，靠人工挖槽引水。1958 年汛后淤滩面积增大，主流远离进水闸，见图 5-9。

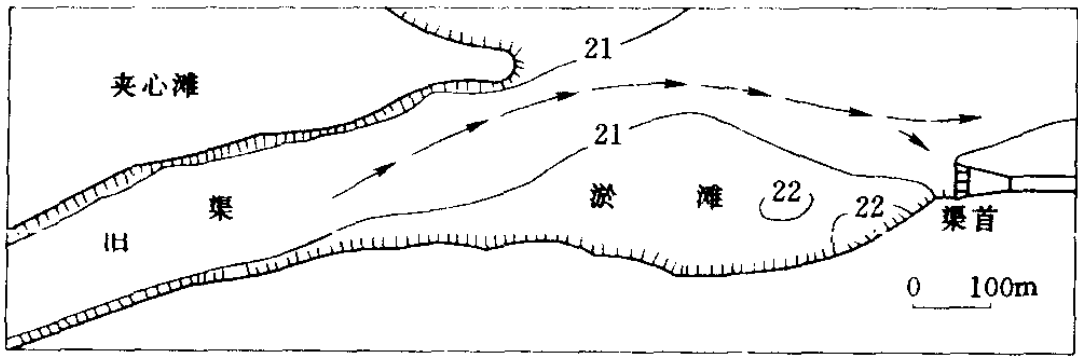


图 5-9 岩山渠首建闸后河势

1959 年按照模型试验，从夹心滩的尾部，修建丁坝及导流顺坝，直达进水闸。该顺坝与闸前右岸弧形岸边，形成一个弯道，使河水沿弯道流动，闸前出现横向环流，把闸右侧淤积的泥沙带到闸下游左岸，淤积在导流坝的背后，实践证明，导流坝起了束水攻沙稳定河床的作用，闸前河床稳定，亦无淤积现象，取水通畅，进沙也少，见图 5-10，但河道经过汛期洪水后，淘刷较深，致使枯水期取水又发生困难，渠道取水明显不足。因此在 1963~1965 年曾采用临时草袋截流，但耗资多，也不安全。为了保证取水和泄洪，最后于 1973 年，在进水闸左侧，修建了 17 孔总宽 54m 插板或潜洪闸，闸的左岸与导流坝相连，闸轴线与进水闸垂直。至此，岩山渠首已成有坝取水枢纽，见图 5-11。实际运行表明，兴建潜洪闸，既控制河床冲刷，又保证了进水闸取水，也不影响泄洪，且没有改变原河道的河势，引河内冲淤平衡，河槽基本稳定。通过实践，说明岩石取水枢纽河道整治，采取丁坝，导流坝稳定河床，潜洪闸控制冲刷和调节水位的措施是成功的。

图 5-12 所示为紫荆关原建取水枢纽工程，系由溢流坝、冲沙闸、进水闸、引水渠等建筑物组成。该工程自 1973 年扩建后，可以全年取水，提高了取水保证率。但运行后，由于冲沙闸尺寸偏小，又不定期开启冲沙，不能把主流控制在进水闸前，致使河道主流北移，水流需转直角才能流向进水闸，上游来沙淤积在闸前，

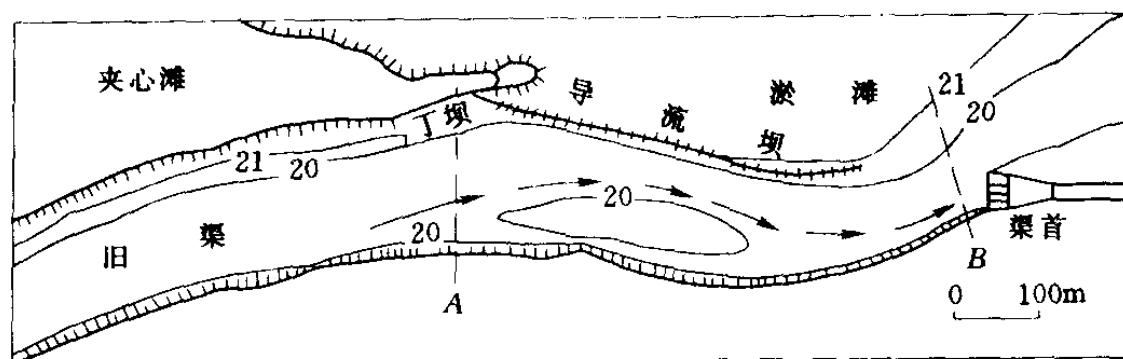


图 5-10 岩山渠首建导流坝后河势

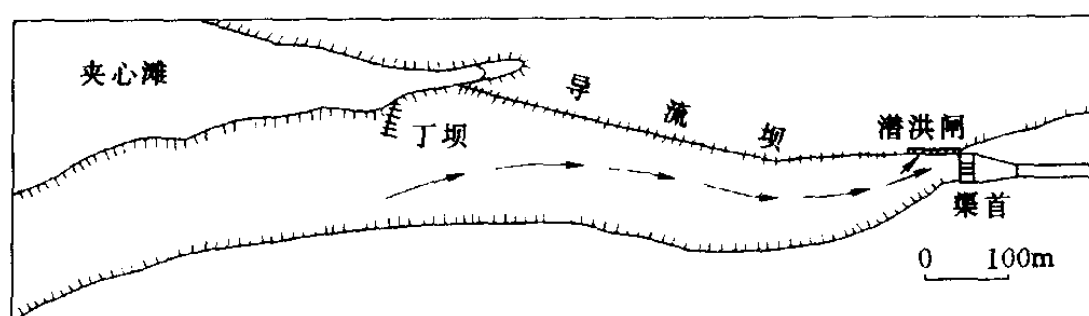


图 5-11 岩山渠首建潜洪闸后河势

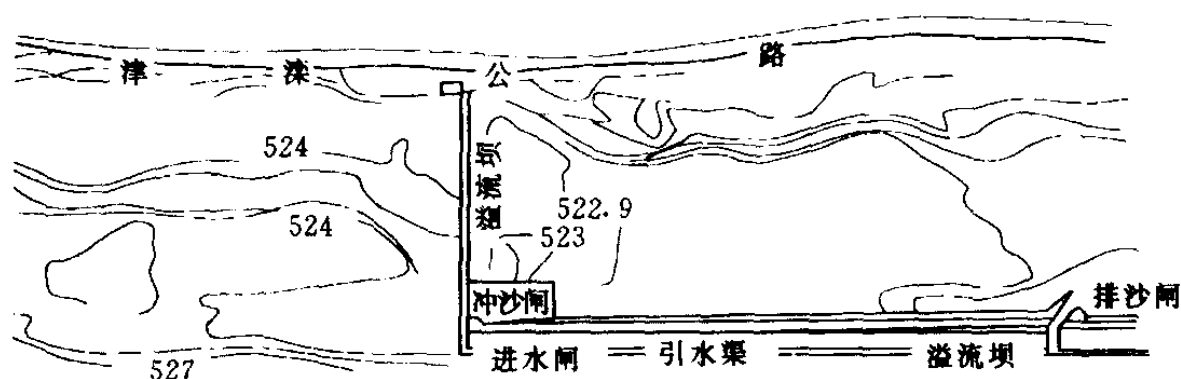


图 5-12 紫荆关原建引水枢纽总体布置图

影响取水，而且进水闸又无防沙措施，取水时又引进大量的泥沙，造成渠道淤积。枯水期间，取水更为困难。

根据试验方案,1989 年对河道进行了整治,并对枢纽建筑物也进行了大规模的改进,即在左岸建斜向导流坝,坝轴线与水流成 60° 夹角,在进水闸修建三角形平台拦沙坎,冲沙闸由 2 孔扩大为 4 孔,修建潜没式分水墙,并与三角形拦沙坎间形成冲沙槽,在

溢流坝顶上增设 45 孔叠梁闸，将引水渠扩大为沉沙渠，并在渠的末端设溢流坝和排沙闸，处理进入渠内的细沙，见图 5-13。

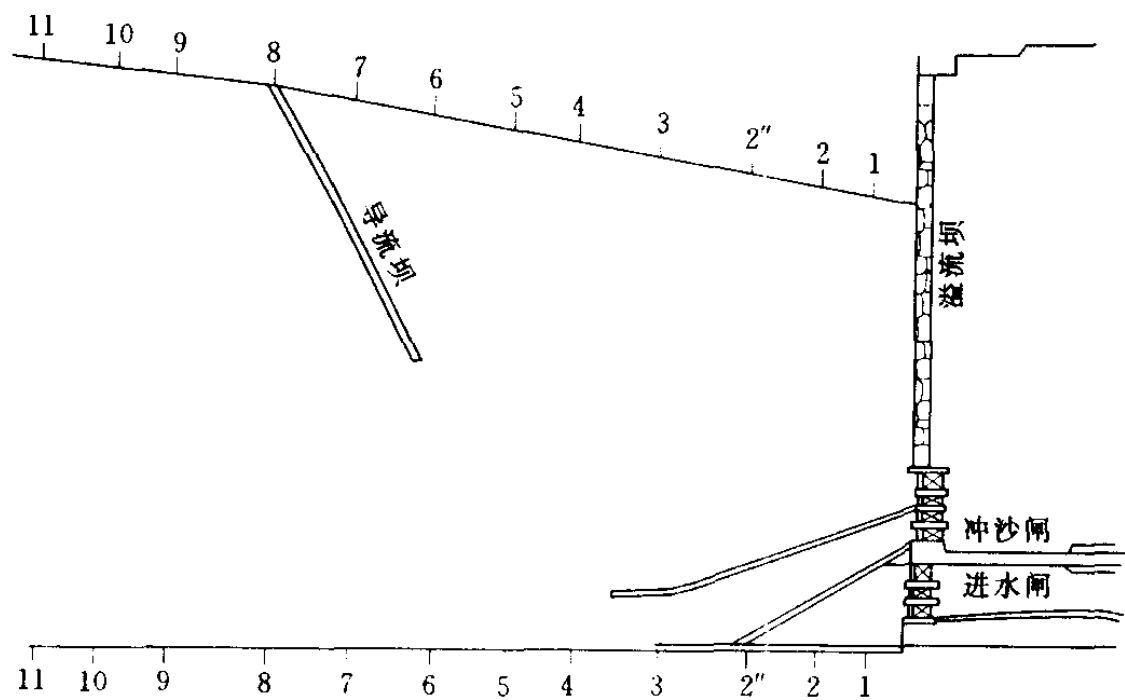


图 5-13 紫荆关改建后取水枢纽工程布置图

该枢纽改进后，效益显著，首先河势得到了控制，中小水时期，水流沿导流坝流向进水闸，大水时漫顶行洪后，水流仍流向进水闸，导流坝背后已淤成大片沙滩。其次，根据试验制定冲沙闸闸门开启程序，控制了闸前淤积，使进水闸前始终保持引水深槽，从而保证了闸前设计水深，渠道淤积明显减少。第三，发展了电力，因由紫荆关到安桥庄水库，山势陡峻，总落差达 280m 之多，渠首工程改建后，水量大幅度增加，为电力开发创造了有利条件。

2. 消除取水口处的凸出体

当取水口有硬土堆或石礁妨碍水流时，必须清除，以免导致主流偏离取水口，见图 5-14。

3. 堵塞河汉

若取水口处河道很宽，在枯水时期形成几股汉道，在洪水过后，河槽位置经常改变，使枯水期取水困难，可采用当地材料修建导流堤，截断各条汉道，将水流导向取水口，见图 5-15。导流

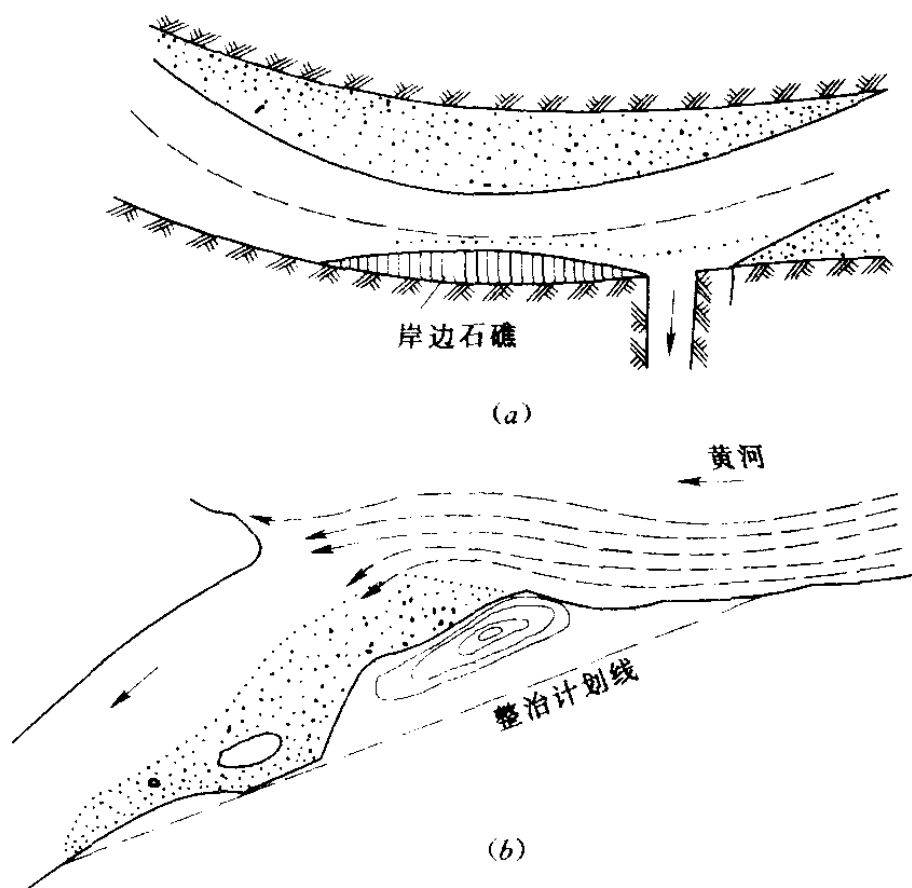


图 5-14 取水口处凸体切除及未切除前水流示意图

(a) 取水口石礁切除示意图；

(b) 取水口前硬土堆未切除前水流示意图

堤顶应略高于枯水位，以便在汛期让洪水漫顶溢流，避免将全部洪水导向取水口，引起对取水口的冲刷。

4. 弯道整治的综合措施

为了使取水口上游河段具有稳定的弯曲外形，一般需要对河床、河滩及河岸采取综合整治措施，例如采用丁坝、顺坝束窄河床，调整水流；建筑潜坝堵塞汉道，增加干道流量；采用护岸工程对河岸加固等，图 2-12 所示引嫩江渠首工程，曾对取水口上游河道采取了综合整治工程，使河道具有稳定的 S 形河道，其具体措施是：①在黄林套子东支汉道上修建高 1.5m 的潜坝，以增西支流量；②疏浚黄林套子西支河

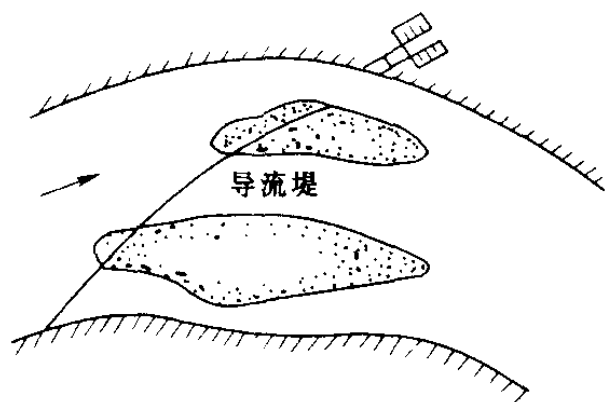


图 5-15 堵塞河汉

例如采用丁坝、顺坝束窄河床，调整水流；建筑潜坝堵塞汉道，增加干道流量；采用护岸工程对河岸加固等，图 2-12 所示引嫩江渠首工程，曾对取水口上游河道采取了综合整治工程，使河道具有稳定的 S 形河道，其具体措施是：①在黄林套子东支汉道上修建高 1.5m 的潜坝，以增西支流量；②疏浚黄林套子西支河

床,切除河岸凸出部分及凹岸加固砌护工程;③堵塞黄林套子、三江口等滩地及汉道和跑溜口等工程,预防大水改道。该枢纽由于整治措施完善,枢纽建成后,运行正常。

图 5-16 所示为渭河东方红无坝取水枢纽的河道整治工程布置,该工程建在弯道凹岸下游处,设计取水流量为 $32\text{m}^3/\text{s}$,加大取水流量 $41\text{m}^3/\text{s}$,主要灌溉渭河下游 128 万亩农田,取水口处河床比降为 $1/3800$,河床为沙质,建闸前主流大都靠近取水口,但根据工程修建前 40 年的资料分析,曾几次变迁,故存在主流偏离取水口的不利河势。因此,修建工程时,对引水段河床进行了整治。整治工程按 12 年一遇洪水流量为 $7660\text{m}^3/\text{s}$ 设计,50 年一遇洪水流量 $10800\text{m}^3/\text{s}$ 校核。主要工程措施如下:

(1) 在取水口对岸的汉道修建沙土混合坝三道,并在对岸垂直河道修土坝两道,用以固滩,锁槽,防止取水口附近河道主流变迁。

(2) 对中小河槽采取块石护岩,并修建一定数量的丁坝、潜坝等护岸工程,用以巩固取水口对岸中水河槽嫩滩,所建丁坝和潜坝在平面上构成 S 形的中水河槽治导线,使中水不出槽,稳定河势,保证引水。丁坝间距按坝长的 2~4 倍确定,坝轴线大体垂直水流方向,坝头高程按汛期经常出现的洪水流量 $1000\text{m}^3/\text{s}$ 水位设计,坝根高程略低于坝头,按洪水流量 $2000\text{m}^3/\text{s}$ 水位确定。

(3) 在进水闸对岸修建潜丁坝 7 道,巩固嫩滩,固定枯水河槽。潜丁坝坝顶高程与滩面一致,坝根部分略高出滩面,与丁坝连成一整体。

该工程于 1963 年建成投入运用后,河道主流一直靠近取水口一侧,经过洪水流量 $5310\sim 6250\text{m}^3/\text{s}$ 的考验,达到了洪水不改道,枯水不离闸,保证取水,防止泥沙危害的目的。

二、有坝取水枢纽河段整治

为了保证取水口处河床的稳定,对枢纽段上下游河道应整治成不分汉、不淤积的人工稳定河床。河床稳定宽度 B 可按式(5-2)计算。整治措施如下:

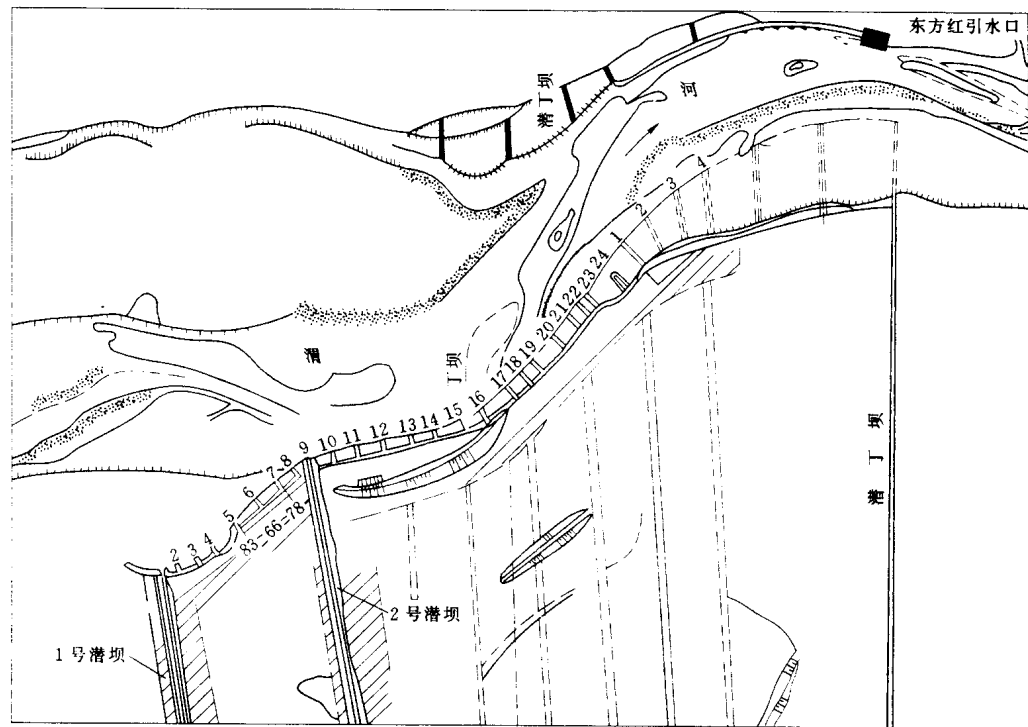


图 5-16 东方红无坝取水整治工程平面布置图

(1) 在枢纽上游一侧或两侧建造丁坝群，缩窄河道断面，使主流趋向取水口。

如图 3-6 所示的原渭惠渠，1937 年建成后，主流靠近取水口，引水平顺。由于上下游河道未进行整治，当坝前淤平后，河床拓宽，比降变缓，引起上游水势变化，先后于 1937 年、1947 年和 1954 年三次将南土坝冲决，河势不断南移。引水时，水流与坝轴平行；小水时，坝顶即溢流，进水闸引水困难。因此，曾用草袋加高坝顶，用以挡水。其后除了对工程改建采用有效防沙措施外，并在土坝上游面设置丁坝群，控制河段长 800 多米，可保证土坝免受水流冲刷，迫使主流向北移 200 多米，使引水条件有所改善；在渠首的下游亦建造丁坝群，防止折冲水流冲刷岸坡。

(2) 修建各种形式的导流堤。在山溪性河流上修建的取水枢纽工程，如前面介绍的人工弯道式取水枢纽和底栏栅式取水枢纽，一般都在枢纽两侧的上、下游建筑导流堤，上游导流堤多与河道两岸相连，拦截河汉，使水流集中地流入整治的河床，根据不同的河道地形和河势，导流堤的平面布置形式有平行线形、扩散形及曲线形三种，如图 3-30 和图 3-32 所示。

图 5-17 所示为内蒙古兴建的大型引黄灌溉工程，枢纽建筑物的组成如图所示。由左右导流堤形成弯道，产生横向环流，减少入渠泥沙。在库容小、来沙量大的情况下，由于枢纽上下游河道采取了整治工程和管理运用措施，其泥沙比原无坝取水工程引水时减少 60%，提高了引水保证率，为该地区工农业发展起到重要作用。

图 5-18 为印度在冲积性河道上修建的枢纽工程附近的河道整治工程布置图，可供参考。图中溢流闸坝的泄水长度 L 按拉塞 (Lacey) 稳定河宽公式 $L=4.83Q^{1/3}$ 计算，式中 Q 为最大设计洪水流量。为了避免斜向水流对导流堤的冲击，应使水流进入导流堤的倾角不超过 30° 。根据印度的经验，导流堤的平面形状分为直线形、椭圆形及平行线形三种 (图 5-19)。其中扩散形适用于斜向水流，但在上游容易出现浅滩。缩窄形易使导流堤首部遭受冲击和

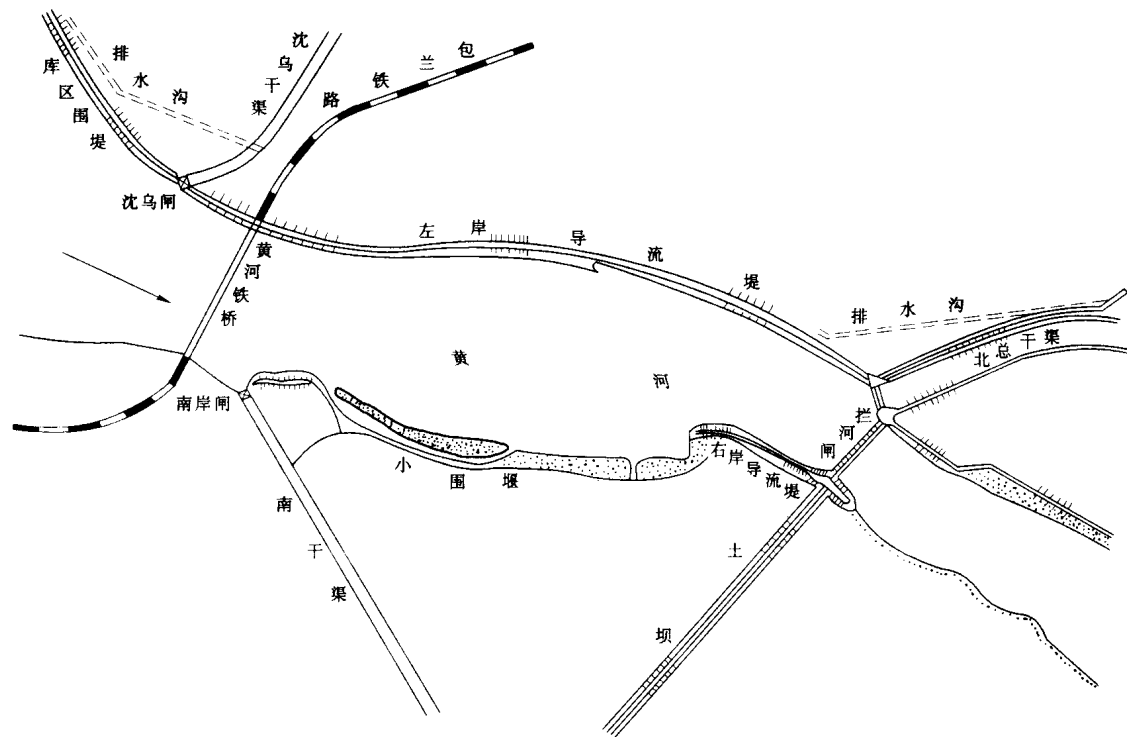


图 5-17 黄河三盛公取水枢纽工程河道整治图

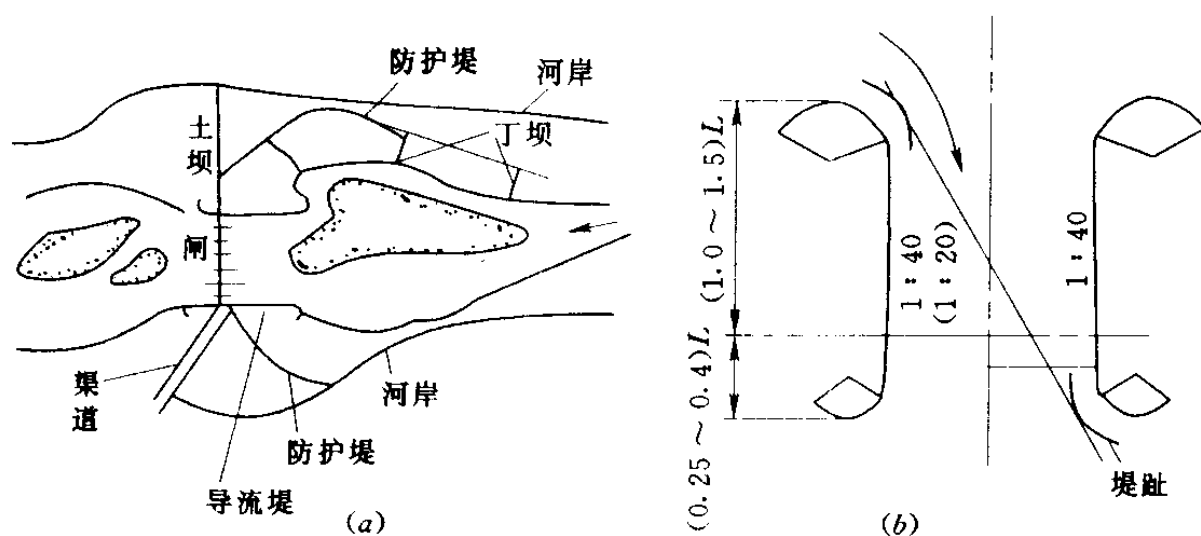


图 5-18 印度取水枢纽附近河道
整治工程布置示意图

(a) 平面布置；(b) 水流斜向交角

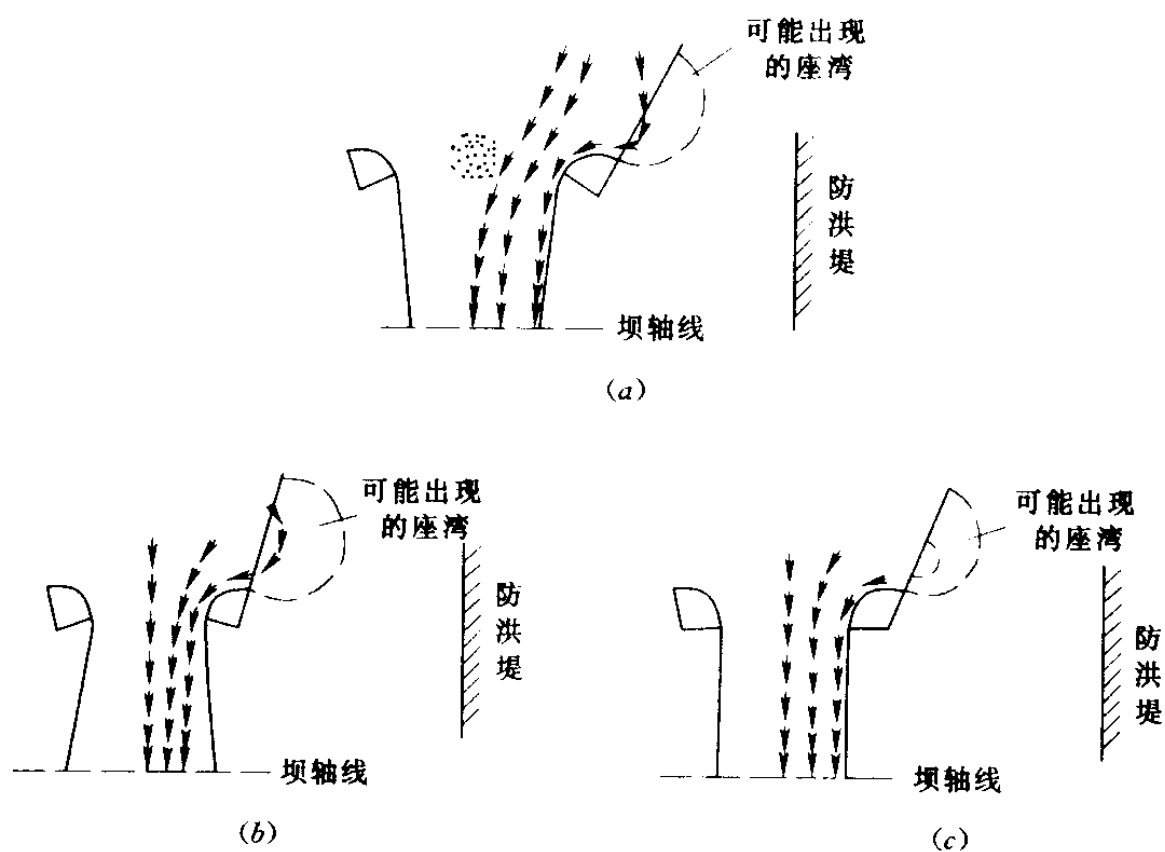


图 5-19 导流布置形式

(a) 直线形；(b) 椭圆形；

(c) 平行线形

严重冲刷，并在靠近闸坝处出现浅滩。因此，一般很少采用。平行线形能使水流均匀地流入溢流闸坝，是通常采用的形式。按照导流堤的几何形状，导流堤还可分为直线形及椭圆形两种（图 5-20）。后者水流条件较好，能使河道底流远离进水闸，对减少入渠泥沙有利。

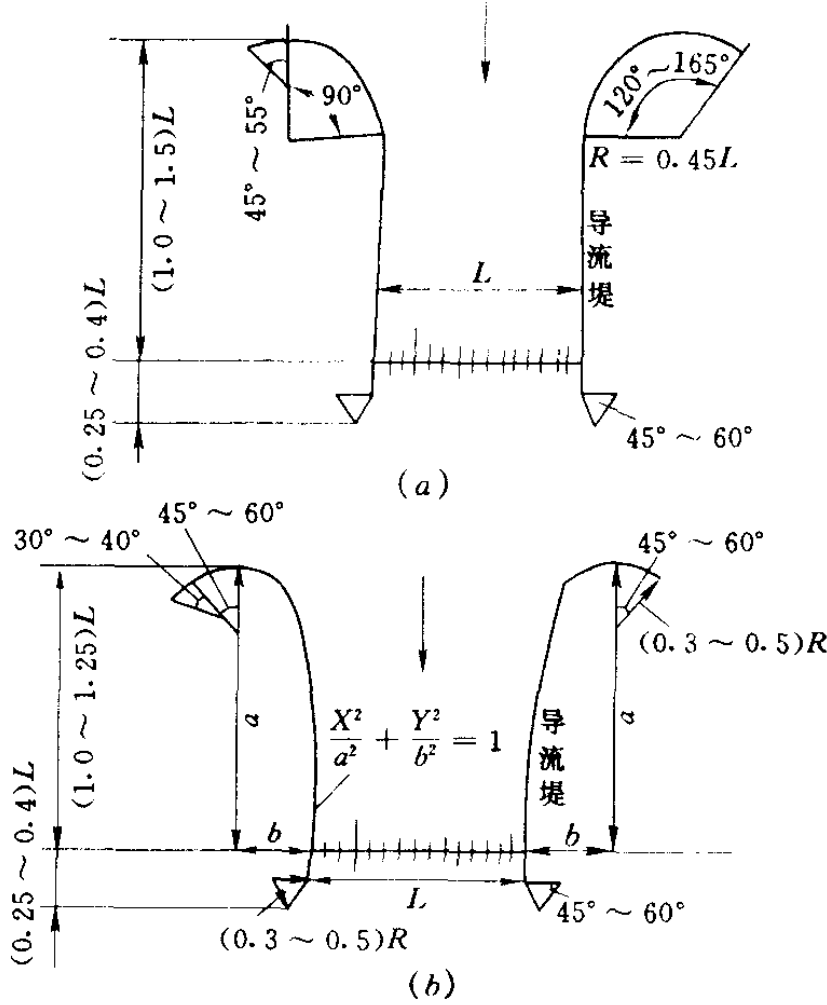


图 5-20 导流堤几何形状
(a) 直线形；(b) 椭圆形

在土耳其修建的渠首工程，一般在渠首上游靠取水口的一侧修建曲线形导流堤，使其与曲线导水墙相结合，造成水流弯曲，使表层水流进入取水口，而让含大量泥沙的底流流向溢流闸坝，如图 5-21 所示。为了进一步控制底流，有的也在导流堤及其对岸增设导沙坎，将底流导离取水口，以利引水防沙，见图 5-22。导流堤的曲率半径及导沙坎布置的位置、间距、高度和数目均由水工模型试验确定。

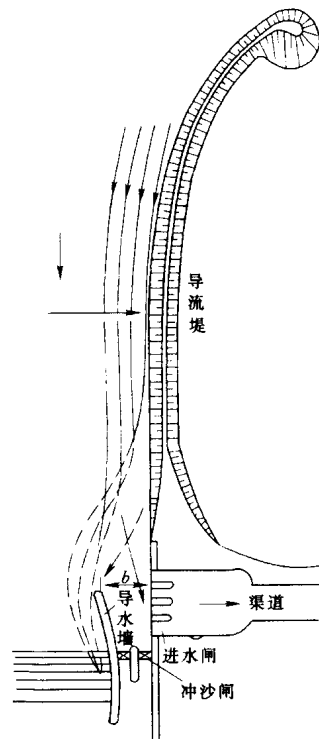


图 5-21 控制泥沙的导流堤

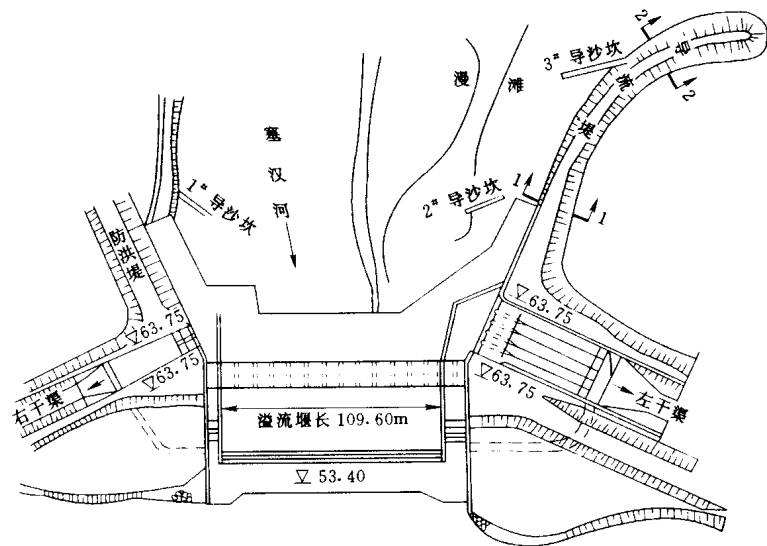


图 5-22 土耳其塞河上取水枢纽附近河道整治工程图

第三节 整治建筑物

整治建筑物的种类较多，包括丁坝、顺坝、锁坝，护岸工程以及导流装置等，其中导流装置已在第二章介绍，本节不再阐述。

一、丁坝

丁坝是由坝头、坝身及坝根三部分组成的。在平面上呈丁字形（图 5-23），故名思义。它是用来调整河宽、控制和缩窄水流，防止河床淤积变形，保护河岸不受水流冲刷的结构物。

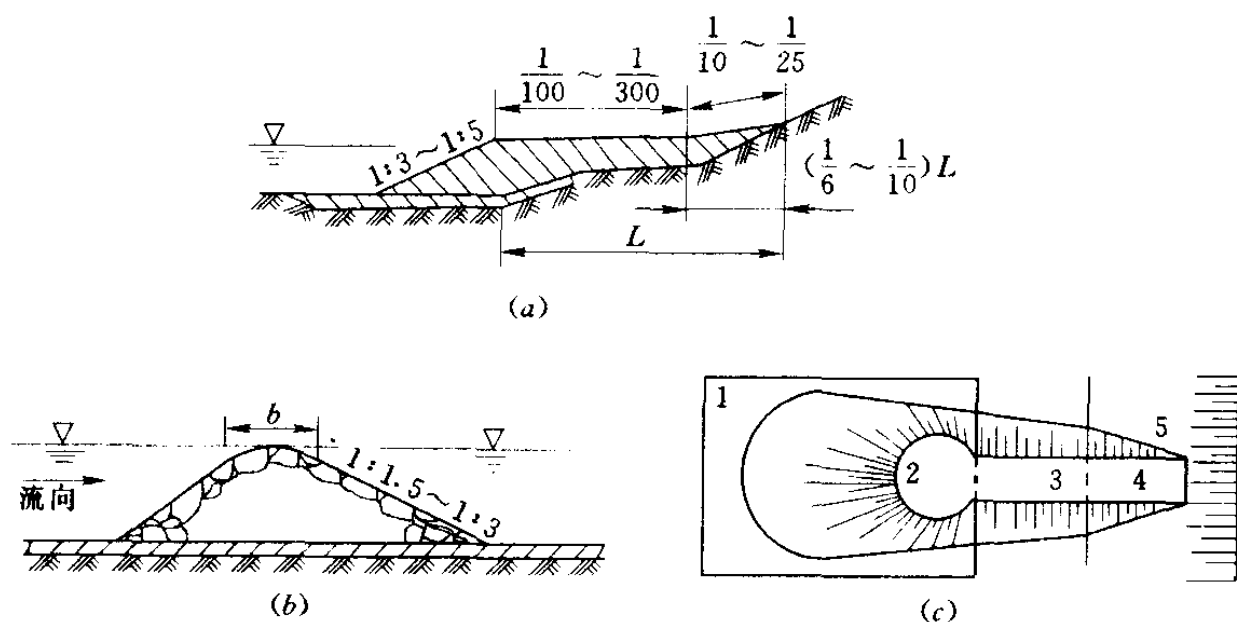


图 5-23 丁坝组成

(a) 纵剖面图；(b) 横剖面图；(c) 平面图

1—沉排；2—坝头；3—坝身；4—坝根；5—河岸

(一) 形式及布置

按照丁坝对水流影响程度，丁坝可分为长丁坝及短丁坝两种（图 5-24）。根据 C. T. 阿尔图宁的研究：坝长 $l > 0.33B\cos\alpha$ ，能将动力轴线移向对岸的，称为长丁坝。当坝长 $l < 0.33B\cos\alpha$ ，只能引起局部水流横向缩窄而不影响对岸的，称为短丁坝。上式中的 B 为稳定河宽 (m)， α 为丁坝轴线与水流方向的夹角。

按照丁坝轴线与水流方向的夹角，丁坝又可分为上挑式 ($\alpha = 30^\circ \sim 50^\circ$)、下挑式 ($\alpha = 115^\circ \sim 120^\circ$) 和正挑式 ($\alpha = 90^\circ$) 三种。上

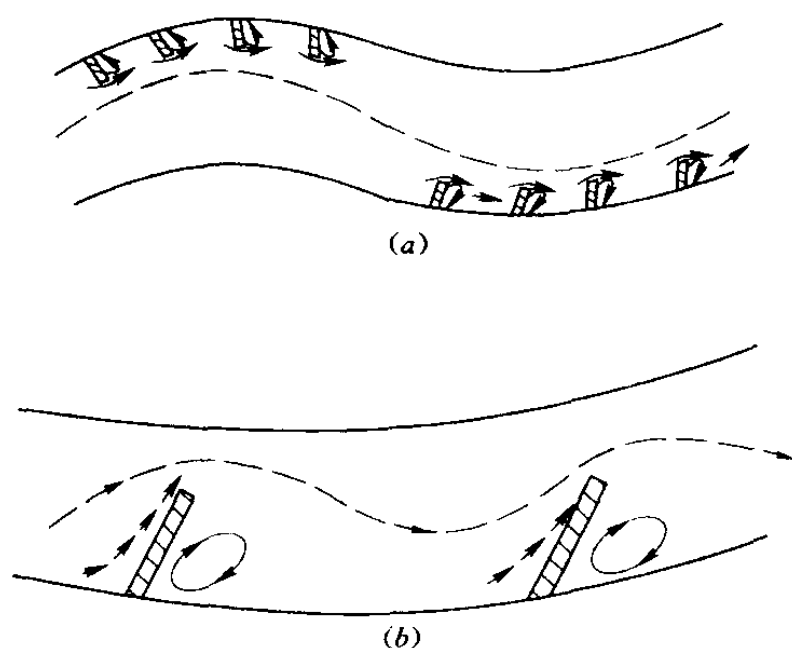


图 5-24 长丁坝和短丁坝

(a) 短丁坝；(b) 长丁坝

挑式用于顶淹没情况，因当坝顶不淹没时，堤头冲刷坑深而大，但当坝顶淹没后，漫过坝顶的水流分成面流及底流两股水流，其中面流垂直于坝轴线指向河心，冲刷河床；而底流则平行于坝轴线与横轴旋流配合形成螺旋流，将冲刷的泥沙带向河岸淤积 [图 5-25 (a)] 有利于岸坡稳定。对于下挑式，则情况恰恰相反，用于坝顶不淹没的情况。这时，坝头冲刷坑浅而小。但当坝顶淹没后，面流指向河岸，冲刷坝闸，甚至破坏河岸，冲刷的泥沙由坝下螺旋流带向河心淤积 [图 5-25 (b)]。正挑丁坝的流态介于上述二者之间，适用于河口水流流态正反交替变化的感潮河段。

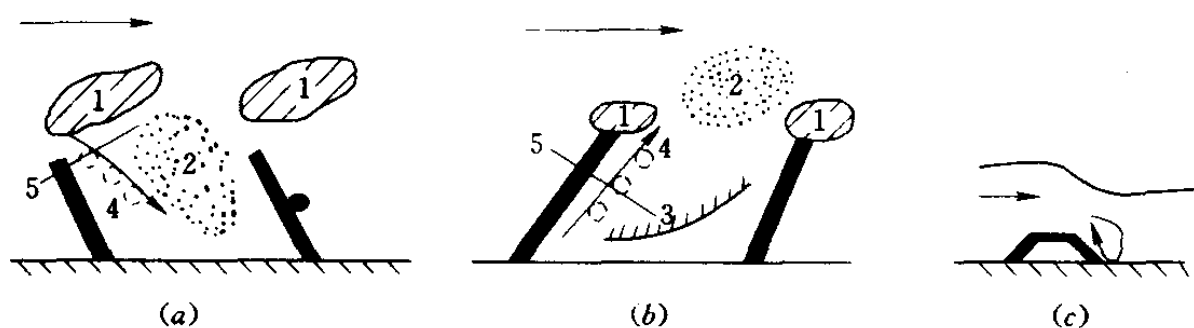


图 5-25 丁坝冲淤情况

(a) 上挑式丁坝；(b) 下挑式丁坝；(c) 丁坝下游横轴旋流

1—坝头冲刷坑；2—坝间淤积；3—坝间冲刷；4—底流；5—面流

丁坝的间距不能过大，但也不能过密，如间距过大，则丁坝群的各个丁坝的作用将与单个丁坝一样，不能防止其所在河岸遭受冲刷 [图 5-26 (a)]；丁坝间距过小，就会耗费过多的建筑材料。其适宜的间距应使下游丁坝的壅水刚好淹没上一个丁坝，以免在上游丁坝的下面发生水面跌落现象。

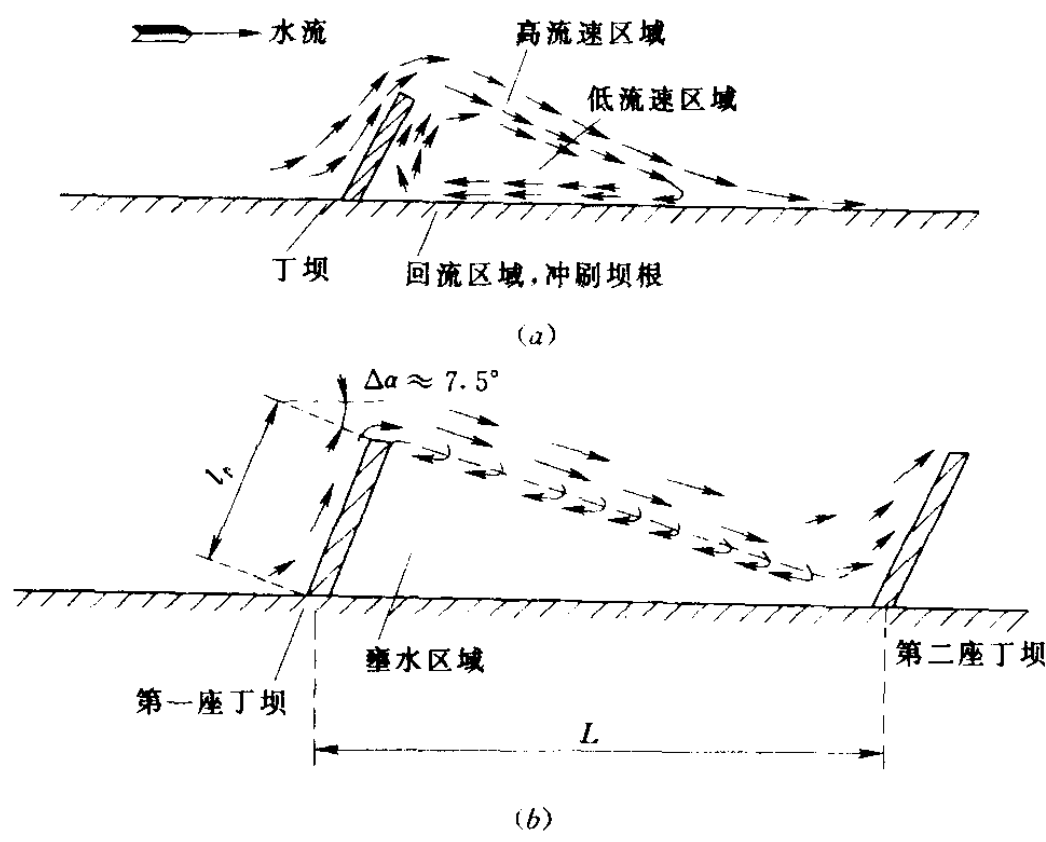


图 5-26 丁坝间距
(a) 丁坝未被下游丁坝壅水淹没时水流情况；
(b) 丁坝被下游丁坝壅水淹没时水流情况

对于呈平行流动的水流，其在丁坝之间的流动和扩散是由水流扩散角 $\Delta\alpha$ 所决定。丁坝之间的极限间距，根据图 5-27 所示情况，由下式计算：

$$L = l_p(\cos\alpha + \sin\alpha \operatorname{tg}\Delta\alpha) \tag{5-10}$$

前苏联 C. T. 阿尔图宁等建议，当 $\Delta\alpha=7.5^\circ$ 和 $\operatorname{tg}\Delta\alpha=\frac{1}{6}$ ^❶，则

❶ 当 $\Delta\alpha=7.5^\circ$ 时， $\operatorname{tg}\Delta\alpha=\frac{1}{7.6}$ ，而不是 $\frac{1}{6}$ 。

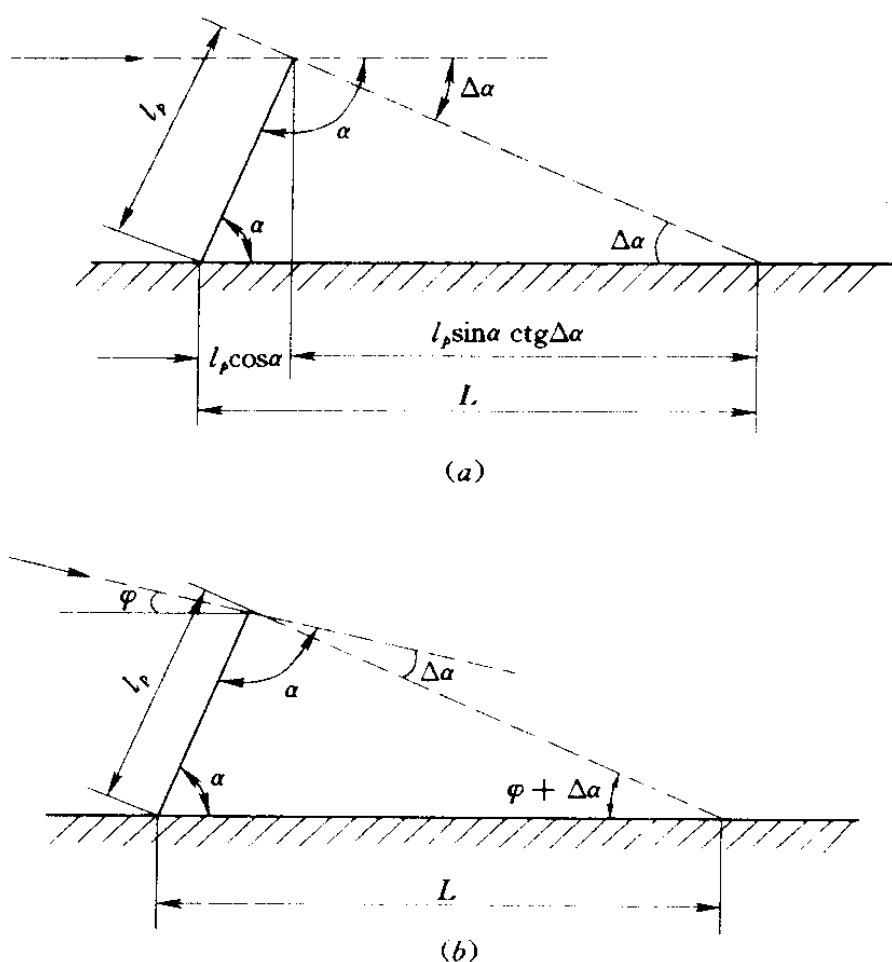


图 5-27 丁坝间距计算图

(a) 水流与河岸平行；(b) 水流与河岸成 φ 角

上式按下述近似公式计算：

$$L \approx 6l_p$$

如丁坝有效长度 $l_p = \frac{2}{3}L$ ，则上式为：

$$L = 4l_p \sin \alpha$$

当 $\alpha > 75^\circ$ 时，则：

$$L \approx 4l_p$$

假如水流与河岸不平称，而成某一角度 φ 时，则丁坝极限间距按下式计算：

$$L = l_p \operatorname{cosec}(\varphi + \Delta\alpha) \quad (5-11)$$

根据我国的经验，丁坝间距一般为： $L = (1.0 \sim 2.0) l_p$ ，常用 $1.5l_p$ (l_p 为丁坝有效长度)。

在凸岸，丁坝间距应该大些， $L = (2.0 \sim 3.0) l_p$ ；凹岸间距

应当小些, $L=1.0l_p$, 顺直河段介于二者之间。

丁坝常用的坝型有抛石丁坝及土心丁坝两种，现简介如下：

(1) 抛石丁坝。这种丁坝系用乱石抛堆,表面用砌石或大块石防护。在沙质河床常用沉排护底,其防护范围见图 5-28。抛石丁坝坝顶宽度一般为 $1.5 \sim 2.0\text{m}$,上、下游边坡均可采用 $1:1.5 \sim 1:2.0$,坝头边坡应放缓到 $1:3 \sim 1:5$ 。坝根与河岸连接时尺寸如图 5-29 所示。为了使水流集中于整治线范围内,并使被整治河段横断面面积随水流涨落而均匀变化。丁坝坝顶常做成斜向河心的纵坡。

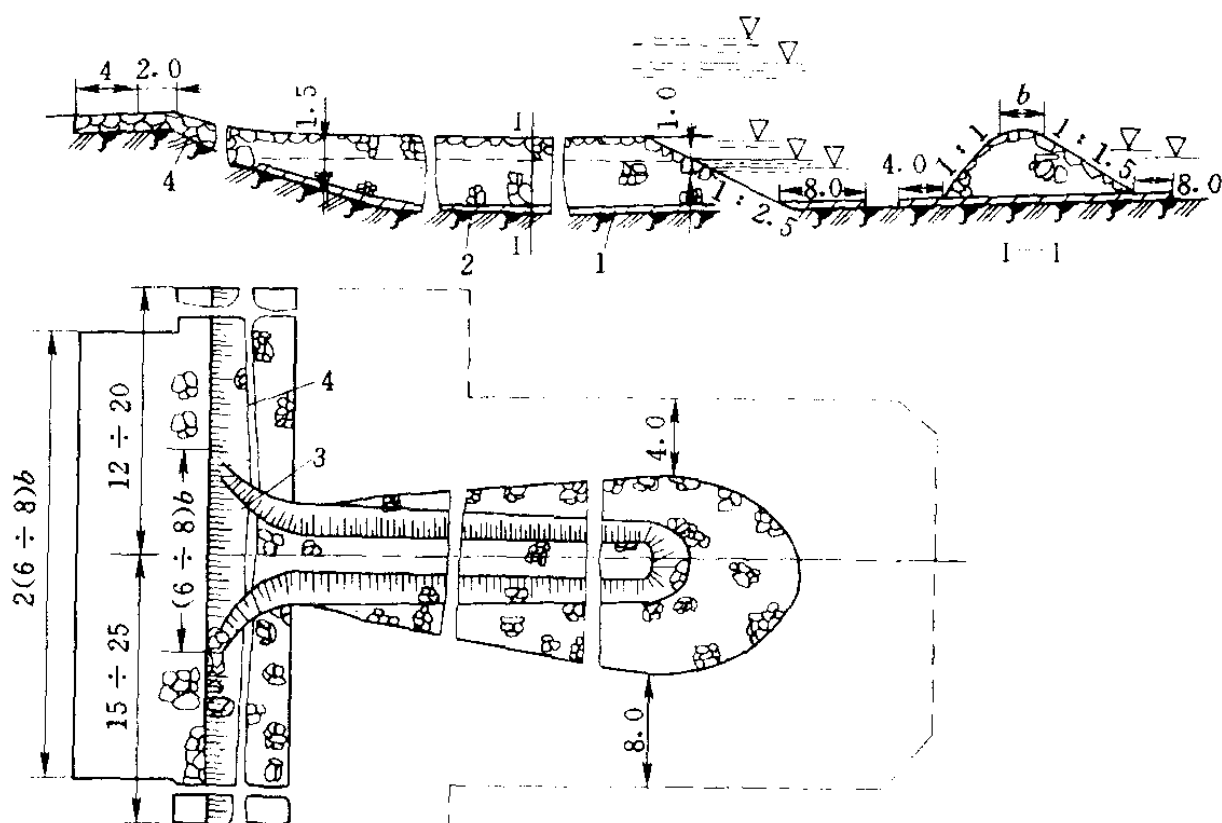


图 5-28 抛石丁坝 (单位: m)

1—护底沉排；2—抛石；3—根部；4—根部接头处护岸

(2) 土心丁坝。土心丁坝采用沙土或粘性土作为坝体，用块石护坡，头部全用块石抛护，并用堆石棱体护脚。沙质基础须用沉排护底。如为淹没式，尚需护顶。坝顶宽度一般为 $3\sim 5\text{m}$ ，上下游边坡一般采用 $1:2\sim 1:3$ ，坝头边坡应大于 $1:3$ 。它的根部与河岸衔接长度为顶宽的 $6\sim 8$ 倍，见图 5-29。

(二) 丁坝的计算

1. 丁坝壅水高度计算

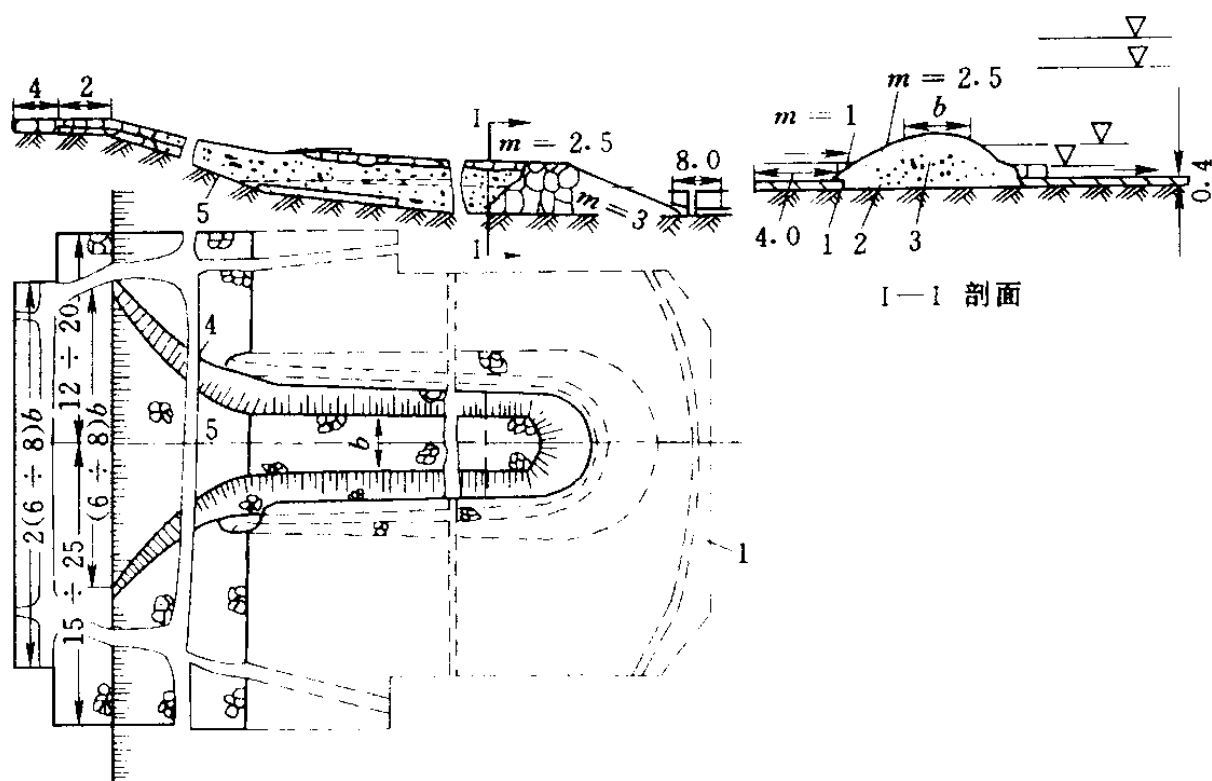


图 5-29 土心丁坝 (单位: m)

1—护底沉排; 2—抛石棱体; 3—块石护面;
4—根部衔接处护岸; 5—根部

丁坝修建后, 其上游水位壅高值 ΔZ 可用下列宽顶堰公式计算 (图 5-30):

$$\Delta Z = \frac{Q^2}{2g(\varphi \epsilon B h)^2} - \frac{v_0^2}{2g} \quad (5-12)$$

式中: Q 为通过丁坝孔口的流量, m^3/s ; φ 为流速系数, 对垂直向丁坝 $\varphi=0.75 \sim 0.85$, 与流向成锐角的丁坝, $\varphi=0.85 \sim 0.90$, —

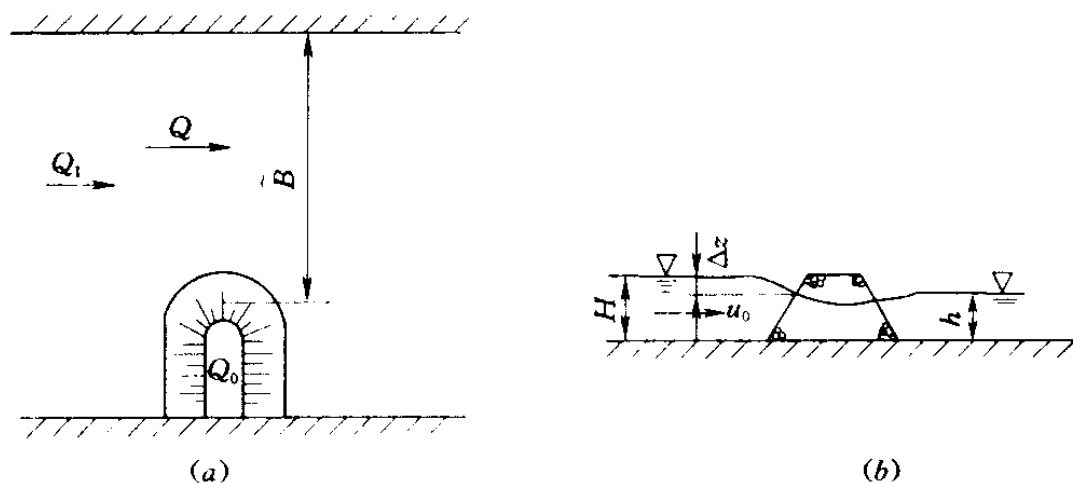


图 5-30 丁坝壅水计算

般用 $\varphi=0.85$; ϵ 为侧收缩系数, 与丁坝缩窄断面比及坝头形状有关, 一般可取 $\epsilon=0.8$, 缩窄显著者, $\epsilon=0.8$; B 为丁坝孔口平均宽度, m; h 为孔口处的平均水深, 可近似地采用下游水深计算, m; v_0 为行近流速, m/s, 其流速水头 $\frac{v_0^2}{2g}$ 很小时可忽略不计。

2. 丁坝孔口流速校核

(1) 一岸修建的丁坝孔口流速校核:

$$\text{孔口平均流速: } v = \frac{Q}{\epsilon B h} \quad (5-13)$$

$$\text{孔口最大流速: } v_{\max} = \frac{v}{\alpha} \quad (5-14)$$

式中: α 为流速换算系数, 一般取 $\alpha=0.8$; 设计要求 $v_{\max} < v_p$, 式中 v_p 为通航允许流速; 其余符号意义同前。

(2) 两岸修建的对口丁坝的孔口流速校核:

对口丁坝孔流速 (m/s) 为:

$$v = \frac{Q}{HB \left(1 - \frac{\Delta Z}{H} \right)} \quad (5-15)$$

式中: H 为丁坝上游河道水深, m; ΔZ 为上游水位与孔口中部断面的水位差与 $\frac{\Delta Z}{H_0}$ 有关, 可由图 5-31 查得, m; B 为丁坝孔口平均宽度, m。

由图 5-31 中另一条曲线, 还可查出流量系数 m , 从而可用公式 $Q = mB \sqrt{2gH^{3/2}}$ 计算流量。

3. 丁坝抗滑稳定计算

校核丁坝抗滑稳定时, 可取单位长度计算, 作用在坝体上的力有动水压力、冰块撞击力、坝体自重等, 现分别介绍如下 (图 5-32)。

(1) 动水压力:

$$P_1 = \xi h \gamma \frac{v^2}{2g} \sin \theta \quad (5-16)$$

式中: θ 为坝轴线与水流方向的夹角; v 为丁坝上游的行近流速; γ

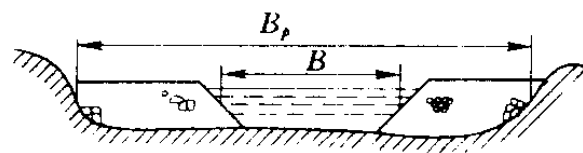
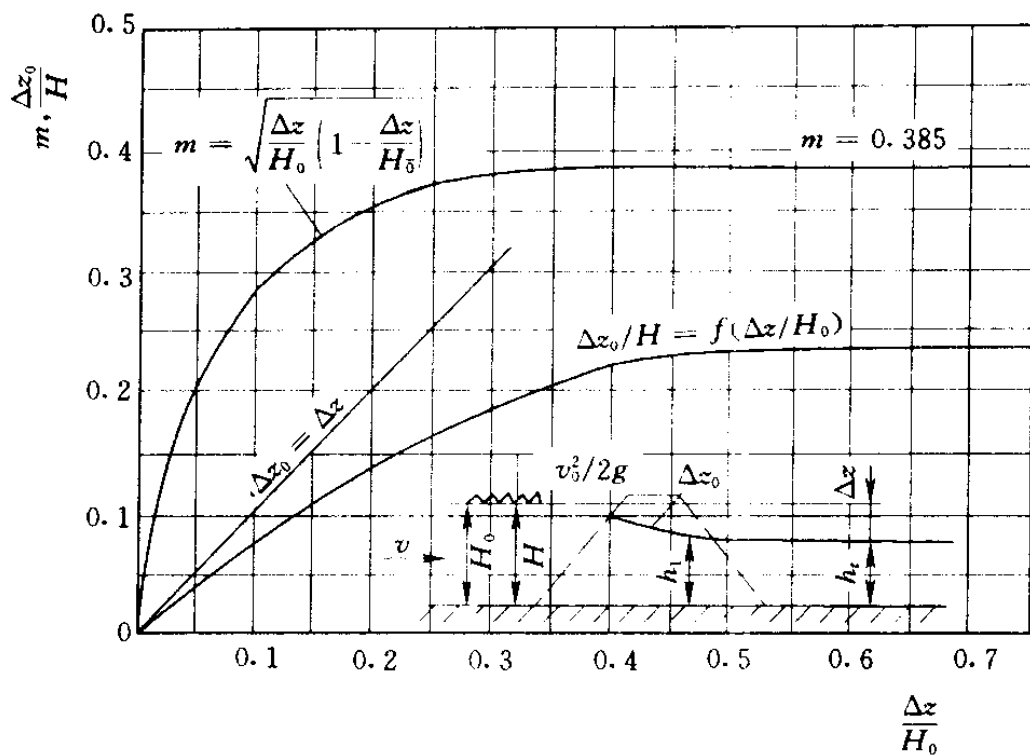


图 5-31 丁坝孔口水面落差及流量系数图

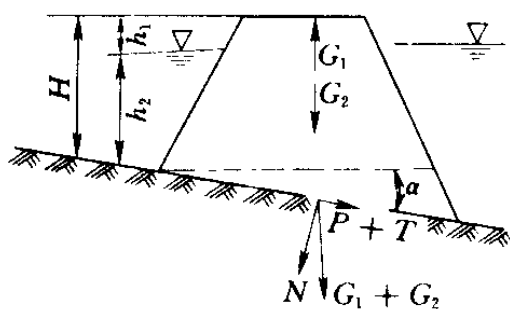


图 5-32 丁坝稳定分析

为水的重度； h 为坝前水深； ξ 为动力系数，按表 5-2 决定。

(2) 冰块撞击力：作用于坝面上的推力，除动水压力外，我国北方河流尚应按下式计算冰块撞击坝面所产生的动水压力：

$$P_2 = 4.3v'\delta \sqrt{A \sin \alpha} \cdot \sin \beta \quad (5-17)$$

式中： v' 为冰块流动的速度，一般不大于 0.6m/s； δ 冰块厚度； A 为冰块面积； α 为内坡与水平线夹角； β 为丁坝边缘切线与流水方向所成的夹角。

表 5-2

动力系数

θ (°)	≤ 15	15~25	25~45	45~90
ξ	$1.4 \sin \theta$	0.6~0.8	1.0	1.5~2.0

(3) 坝体自重下滑力 T :

$$T = (G_1 + G_2)\sin\alpha \quad (5-18)$$

式中: G_1 、 G_2 分别为坝体(单位坝长)水上部分和水下部分的重力; α 为地面与水平面的夹角。

(4) 坝体自重抗滑力:

$$N_f = (G_1 + G_2)f\cos\theta \quad (5-19)$$

式中: N 为坝体自重力的垂直分力; f 为坝体材料与基础之间的摩擦系数, 当沉排护底时, $f=0.7$; 当坝体为石块, f 视其基础土质情况而定, 岩石为 0.75, 沙为 0.45~0.5, 粘土为 0.30。

则丁坝抗滑稳定系数 K 为:

$$K = \frac{N \cdot f}{P_1 + P_2 \pm T} \quad (5-20)$$

K 值一般要求等于或大于 1.5~2.0。

当地面坡度与水流方向一致时, T 值取正号, 反之, 则取负号。

4. 丁坝坝头冲刷坑计算^[31]

如前所述, 河道上修建丁坝后, 改变了局部水流条件, 常在丁坝坝头形成椭圆形冲刷坑。例如长江下游启东县护岸丁坝在坝头水深 7~8m 时, 冲深达 14~15m; 张家港市丁坝冲刷坑一般在 10~23m 之间; 汉江中下游为 7~13m, 黄河下游因工程靠溜, 坝头冲刷坑见表 5-3。冲刷坑深度和影响范围与很多因素有关, 其中主要的有: 流速、水深、河床泥沙粒径、丁坝的束窄比及丁坝与水流方向的夹角等。因涉及因素较多, 目前还没有理论公式计算, 仍以经验公式估算, 或进行模型试验来确定。以下介绍经验公式^[31], 作为计算参考。

(1) K. B. 马特维也夫公式:

$$h = 27K_1K_2 \frac{v_0^2}{g} \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} - 30d \quad (5-21)$$

式中: h 为坝头冲刷坑水深, m; v_0 为行近流速, m/s; K_1 为与丁坝在水流切线方向上投影长度 l 有关系数, 可按式 (5-22) 计算:

$$K_1 = e^{-5.1\sqrt{\frac{v_0^2}{gl}}} \quad (5-22)$$

表 5-3 黄河下游坝头冲深统计

工程名称	最大冲刷深度 (m)	工程名称	最大冲刷深度 (m)
花园口 155 坝	23.5	贯台四垛	18.6
花园口枢纽南稟关	18.5	花园口东大坝	18.9
九堡坝	16.4	周营三坝	15.2
黑岗口盖坝	17.3	南小堤于林大坝	16.4
府君寺 17 坝	17.2	曹岗 5 坝	21.2

K_2 为与丁坝边坡系数 m 有关的系数，可按式 (5-23) 计算：

$$K_2 = e^{-0.2m} \tag{5-23}$$

式中： θ 为水流与坝轴线的交角，当上挑丁坝 ($\theta > 90^\circ$) 时，应取 $\operatorname{tg} \frac{\theta}{2} = 1$ ； d 为床沙粒径，m； g 为重力加速度， m/s^2 。

(2) M. A. 吉尔公式：

当 $\frac{\tau_c}{\tau_1} > 1$ 时，得清水平衡冲刷深度：

$$\frac{h}{h_0} = 8.375 \times \left(\frac{d}{h_0} \right)^{0.25} \left(\frac{B}{B-b} \right)^{b/T} \left(\frac{\tau_c}{\tau_1} \right)^{3/7n} \tag{5-24}$$

当 $\frac{\tau_c}{\tau_1} \rightarrow 0$ ，即大量推移质运动情况，得平衡冲刷深度：

$$\frac{h}{h_0} = 8.375 \times \left(\frac{d}{h_0} \right)^{0.25} \left(\frac{B}{B-b} \right)^{6/7-3/7} \tag{5-25}$$

当 $\frac{\tau_c}{\tau_1} = 1$ 时，达最大冲刷深度：

$$\left(\frac{h}{h_0} \right)_{\max} = 8.375 \left(\frac{d}{h_0} \right)^{0.25} \left(\frac{B}{B-b} \right)^{6/7} \tag{5-26}$$

式中： τ_c 为临界切应力； τ_1 为行管水流切应力； h_0 为冲刷前水深； b 为丁坝在河宽 B 方向的投影长度； d 为床沙粒径，m； n 为推移质输沙率公式中指数， $n = 1.5 \sim 3.0$ 。

对于工程来说，均应按 $\left(\frac{h}{h_0} \right)_{\max}$ 进行计算。

(3) 阿尔图宁公式。对于细沙河床，前苏联学者提出了以下经验公式：

$$h_m = h_0 + \frac{2.8v_0^2}{\sqrt{1+m^2}} \sin\theta \quad (5-27)$$

式中： h_m 为坝前冲刷水深，m； h_0 为行近水深，m； θ 为水流与丁坝轴线交角； v_0 为行近流速，m/s； m 为丁坝边坡系数。

根据试验结果，阿尔图宁对上述公式进行修正，得到如下公式：

$$h_m = h_0 + \frac{30v_0^2}{g \sqrt{1+m^2}} \sin\theta \quad (5-28)$$

式中： g 为重力加速度，m/s²；其余符号意义同上。

(4) A. M. 穆克哈米托公式：

冲刷坑最大水深 $h_{\max}$ 为：

$$h_{\max} = 15.2 \frac{(\sin\alpha)^{1/4} (\cos\theta)^{1/2}}{\eta \xi_{85\%}^{1/6} (1 + 0.09S)} \frac{v_m h_m^{0.5}}{g^{0.5} (1 + 1.08F_r)^{1.5}} \quad (5-29)$$

式中： $\xi_{85\%}$ 为泥沙不均匀度， $\xi_{85\%} = \frac{d_{85\%}}{d_{50\%}}$ ； S 为含沙量； V_m 、 h_m 为行近水流的流速和最大水深； α 为丁坝与河岸夹角； θ 为坝头坡角，其余符号意义同前。

公式(5-29)除以实验资料为基础外，还经中亚细亚河道实测资料验证，公式包含的因素全面，但未反映床沙粒径的影响。

(5) 黄科院张红武公式：

$$h_m = \frac{1}{\sqrt{1+m^2}} \left[\frac{h_0 v_0 \sin\theta (D_{50})^{0.5}}{\left(\frac{\nu_s - \nu}{\nu} g \right)^{2/9} \nu^{5/9}} \right]^{6/7} \frac{1}{1 + 1000S_p^{1.67}} \quad (5-30)$$

式中： h_m 为坝前冲刷坑水深； m 为根面边坡系数； θ 为水流与坝轴线夹角； D_{50} 为床沙中值粒径； ν 为水流动粘滞系数； S_p 为体积百分数计算的含沙量； h_0 、 v_0 为行近水流的水深、流速。

该式选用细沙河床，近年来已在黄河上应用。

(6) 长科院余文畴、曾静贤通过丁坝附近水流结构的定床试验，得下列关系：^[32]

$$\frac{q_{\max}}{q_0} = 1 + \alpha \left(\frac{Q}{Q_0} \right)^m \quad (5-31)$$

式中： $q_{\max}$ 为丁坝附近冲刷坑中最大单宽流量； q_0 为行近水流单宽流量； Q 为丁坝在横断面投影面所拦截的部分流量； Q_0 为岸边至深泓流量； α 、 m 分别为系数、指数，见表 5-4。

表 5-4 α 、 m 试验值

Q/Q_0	α	m
0.05~0.20	1.65	1.18
0.020~0.35	1.80~1.23	
0.035~0.50	1.92	1.29

作者以式 (5-31) 和起动流速公式出发，通过丁坝局部冲刷和河床粗化计算，得到满足起动条件的粗化平均粒径及其相应的冲刷水深。同时为使工程计算方便，可近似地将床沙级配曲线

相应于 95% 的 D_{95} 作为粗化平均粒径，从而得到长江中下游丁坝局部冲刷坑最大水深的估算公式：

$$h_{\max} = \left[\frac{1 + \alpha \left(\frac{Q}{Q_0} \right)^m}{K} \right]^{6/7} v_0^{6/7} h_0^{6/7} D_{95}^{2/7} \quad (5-32)$$

式中符号意义同前，其中 K 为起动流速公式的经验系数，选用长江下游张家港、官州等 6 个河段的实测资料，反求出起动状态时的 K 值平均值为 11.3； v_0 及 h_0 分别为行近流速、行近水深。

按式 (5-32) 对湖南临湘丁坝群进行了估算，其 $h_{\max} = 41.9\text{m}$ ，历年实测的最大冲刷水深 27.8~40.2m，平均 34.4m，比较接近 41.9m。

(7) 交通部公路科研所蒋唤章通过对加德、吉尔和拉加拉南 (N. Rajaratnam) 等人的丁坝局部冲刷模型试验资料的分析，得出了丁坝局部冲刷极限深度计算公式：

当 $v_0 < v_c$ 时，

$$h_{\max} = \left[\frac{3(n+1)}{n} \left(\frac{h}{3L_r} \right)^{0.75} \frac{v_0}{v_s} L_1 - h \right] K_\theta K_m \quad (5-33)$$

当 $v_0 \geq v_c$ 时，

$$h_{\max} = \left[\frac{3(n+1)}{n} \left(\frac{h}{3L_r} \right)^{0.75} \frac{v_c}{v_s} L_1 - h \right] K_\theta K_m \quad (5-34)$$

式中： v_0 为行近流速； v_c 为河床泥沙起动流速； h 为坝头局部冲坑外上游水深； L_r 为丁坝垂直水流方向上的投影长度； n 为垂线流速分布指数，在缺乏实际资料情况下，一般冲质河床可取 $n=40$ ，卵砾石河床可取 $n=20$ ； v_s 为冲止流速， $v_s=Cv_{bc}$ ， v_{bc} 为河床泥沙起动流速，作者建议采用 $v_s=1.3v_{bc}$ ； K_m 可按式(5-22)计算； K_θ 为水深与丁坝轴线夹角 θ 的影响参数，可按下列关系计算：

$$K_\theta = \left(\frac{\theta}{90} \right)^{-0.25} \quad (5-35)$$

上面公式，仍缺少天然河流实测资料的验证。

二、顺坝

顺坝是一种纵向整治建筑物。修建在整治线上的顺坝起束窄河槽及调整河岸的作用。起导流作用的顺坝多建在急弯、河汊、凹岸末端等水流不顺和水流分散处。坝体结构形式和丁坝基本一样。抛石顺坝的顶宽一般为1.5~3.0m，土质顺坝顶宽2.0~5.0m。顺坝外坡因常受较强烈的水流贴坡流过，坝坡应缓，一般为1:1.5~1:2.0；内坡所受水流较弱，坝坡可做得较陡，一般为1:1~1:1.5。坝头边坡为1:3~1:5。坝根与河岸连接与丁坝相同。在沙质河床上建筑顺坝时，尚须用沉排护底。沉排伸出坝基的宽度，外坡不小于6.0m，内坡不小于3.0m。

顺坝与河岸之间常建格坝与顺坝垂直相连。格坝坝体结构与丁坝大致相同。当顺坝很长时，须修建几个格坝，为了避免在格坝内发生较大的纵向水流，格坝的间距约为其长度的1~3倍。

三、锁坝

(1) 锁坝是一种拦断河床的整治建筑物。起堵支强干，使支流河床全部断流或在枯水期断流的作用。

锁坝由中间水平部分和两边与河岸相连的根部组成。中间水平部分长度一般为锁坝全长的1/2~1/3，两侧以1/25~1/10的横向坡度向上与河岸相连。坝体是用抛石、梢排及泥土建造。

锁坝顶宽约1~4m。迎水面边坡为1:1~1:3。背水面坡度为1:1.5~1:5。为保护坝基不受水流冲刷，大多数锁坝都用柴

排护底。锁坝坝根与河岸相连部分基本上与丁坝相同。由于坝顶溢流时会淘刷河岸，因此，应加强坝根下游坡的防护。

低于枯水位的潜锁坝，常建于深潭处，用以缓流落淤、调整河床高程和水深并平顺水流。山区河流常建潜锁坝壅水，以调整上游水面比降和降低流速。潜锁坝顶部高程以不妨碍航行为原则。当建筑潜丁坝群时，潜锁坝的间距 L 约为坝长的 $1.0\sim1.5$ 倍。

(2) 锁坝下游冲刷坑的计算。锁坝下游冲刷坑的大小与单宽流量、上下游水位差、水深和河床组成等有关，可按下式估算。

冲刷坑深度：

$$t = h - h_1 \tag{5-36}$$

式中： h_1 为坝下游河床水深，m； h 为冲刷坑水深，m，可按下式计算：

$$h = AKq^{1/2}\Delta Z^{1/4} \tag{5-37}$$

式中： q 为单宽流量， m^3/s ； ΔZ 为上下游水位差，m； A 为含气系数，见表 5-5； K 为与河岸土质及入射角有关的冲刷系数，见表 5-6。

表 5-5 含 气 系 数 A

入水流速 (m/s) 出口断面水深 (m)	5	10	15	20	25
0.2	0.70	0.64	0.62	0.61	0.60
0.5	0.88	0.71	0.66	0.63	0.62
0.7	1.00	0.90	0.70	0.66	0.64

表 5-6 冲 刷 系 数 K 值

土 质	入 射 角 β ($^{\circ}$)					
	0	12	25	40	60	90
一般土质（久经冲刷）	1.4	1.7	2.0	2.4	2.7	3.3
松软土（流沙）	1.4	1.8	2.4	2.8	3.3	4.5

四、护岸建筑物

护岸建筑物一般分表层护岸,丁坝护岸及两种混合使用三种。这里仅介绍表层护岸。

(一) 表层护岸的形式及布置

表层护岸可分为护坡及护脚两部分,后者经常潜没在水中,长期受水流的冲击和侵蚀的作用,故常用抛石或柴排护脚,以抵御水流的冲击和适应河床变形。护坡因受水流、波浪的冲击和地下水外渗的影响,一般采用浆砌或干砌石、草皮护坡及柴排护坡等。砌石护坡的边坡为 $1:2.5\sim 1:3$ 。块石厚 $25\sim 35\text{cm}$,其下铺设垫层,起反滤作用。图 5-33 所示为长江干砌护坡工作。

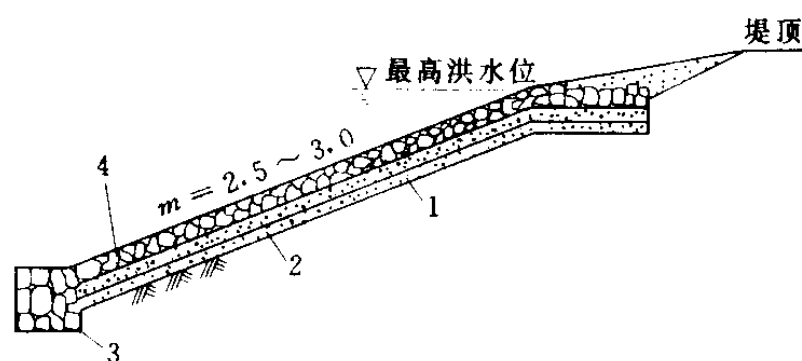


图 5-33 长江干砌石护坡

- 1—垫层厚 $5\sim 10\text{cm}$; 黄沙 $d_1=0.3\sim 0.4\text{cm}$;
 - 2—垫层厚 $5\sim 15\text{cm}$, 碎石 $d_2=3\sim 4\text{cm}$;
 - 3—脚槽 $80\text{cm}\times 100\text{cm}$;
 - 4—表层厚 $25\text{cm}\times 35\text{cm}$, 石块 $d_2=25\sim 30\text{cm}$;
- $m=2.5\sim 3.0$

(二) 抛石防护力学计算

1. 石块尺寸的确定 (图 5-34)

通过对块石在水中受力情况分析,得出在各种不同条件下石块在水流中保持稳定的折算直径 d (m)。

(1) 底坡水平:

$$d = 0.0382v^2 \quad (5-38)$$

式中: v 为抛石断面平均流速, m/s , 也曾有人用起动流速计算。

(2) 底坡倾斜 (与流向垂直): 如丁坝坝头首部为抛石护坡 (图 5-34), 则折算直径 d (m) 为:

$$d = 0.0215v^2 \sec \alpha \quad (5-39)$$

式中： v 为坝头过水断面处的平均流速，m/s； α 为坝头过水断面抛石堆成斜坡的坡角。

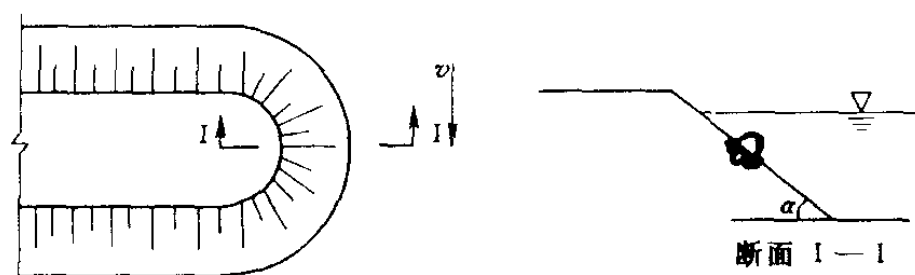


图 5-34 抛石护坡稳定计算

(3) 底坡倾斜（与水流平行）：如丁坝或潜坝的坝坡由抛石堆成时，则石块折算直径 d (m) 为：

$$d = 0.0215v^2 \quad (5-40)$$

式中： v 为水流经斜坡流过的流速，m/s；亦指石块在动水中抗冲的最大流速。在水平和倾斜河床下，以重量表示石块稳定的关系式为：

$$G = 0.607v_c^2 \quad (5-41)$$

式中： G 为块石重，kN； v_c 为近河底流速，m/s，可用下式计算：

$$\frac{v_c}{v} = \frac{1}{0.958 \lg \left(\frac{h}{d} \right) + 1} \quad (5-42)$$

式中： v 和 h 分别为断面平均流速，m/s 和水深，m； d 为折算直径，m。

2. 抛石距离的计算

抛石时，石块从水面沉到河底时，将随水流冲移一段距离。因此，石块应在预定加固地点上游一定距离抛入水中，这一距离可用下述公式估算。

(1) 根据实测与试验资料：

$$L = 1.38 \frac{vH}{G^{1/6}} \quad (5-43)$$

或

$$L = 1.11 \frac{v_0 H}{G^{1/6}}$$

式中： L 为石块被冲移的距离，m； v 为垂直平均流速，m/s； v_0 为水面流速，m/s； H 为水深，m； G 为石块重量，kN。

(2) 经验公式：

$$L = 2.5 \frac{vH}{d^{1/2}} \quad (5-44)$$

式中： d 为石块折算直径，cm； v 为抛石处水流平均流速，m/s；其余符号意义同前。

第六章 取水(引水)建筑物与 冲沙建筑物的水力设计

第一节 进水闸的水力设计

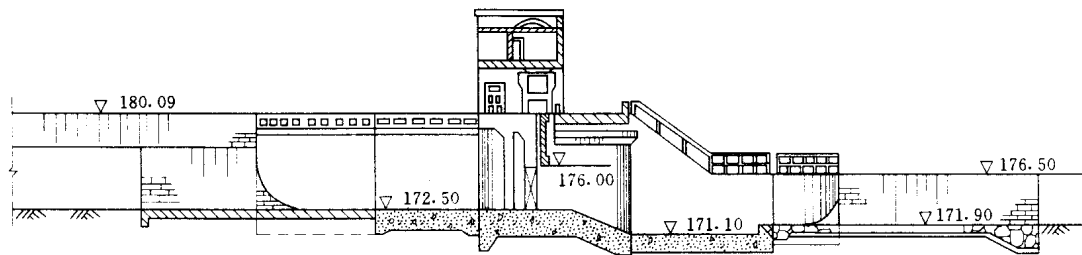
一、概述

进水闸是取水工程主要建筑物之一。其作用是调节入渠流量，保证按计划引入所需水量。它不但应有足够的尺寸，以便引水灌溉，而且还应有一定的高度，以满足防洪的需要。进水闸一般采用开敞式（图 6-1）。当上游水位变幅较大，堤身较高时，若引水流量较小，可考虑采用涵洞式水闸（图 6-2）。

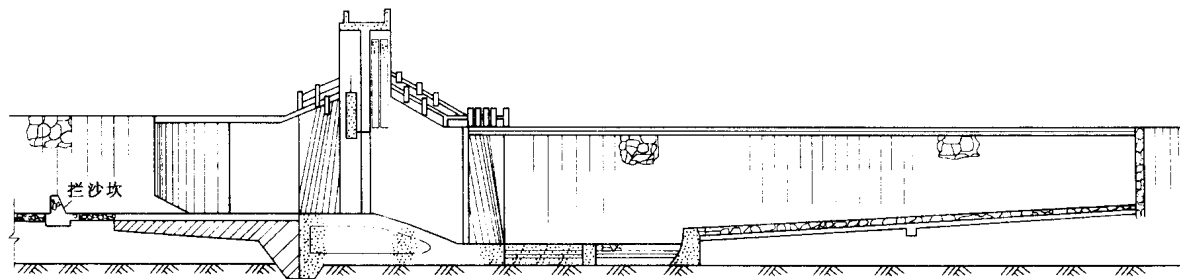
开敞式进水闸应用最广，它的特点是闸顶没有填土，闸室是露天的，取水流量较大，闸室重量较轻，可以用于承载能力较差的软土地基。这种水闸一般由进口连接段、闸室及出口连接段等三部分组成。闸室是用来挡水及控制入渠水流的主体建筑物，它包括底板、闸墩、闸门、胸墙、工作桥及交通桥等。进口连接段的作用是引导水流、防渗防冲；包括进口的护底、铺盖和与两岸连接的岸墙，翼墙及护坡等部分；出口连接段的作用是扩散水流和消能防冲。它主要由护坦、海漫、防冲槽以及两岸的翼墙和护坡等部分所组成。

涵洞式进水闸由进口闸室、输水涵洞、上下游翼墙和消能设施等部分所组成。它的特点是闸身重量大，洞身顶部的填土不但用以挡水，而且还能增加洞身的稳定，并可代替交通桥。当填土较重、洞身很大时，应注意防止洞身因不均匀沉陷而发生裂缝，严重时会造成洞身断裂。

有关进水闸的构造，闸室各组成部分的稳定及应力分析，以及消能防冲设计等，详见本“丛书”《水闸》分册。



(a)



(b)

图 6-1 进水闸纵剖面图(长度单位:cm)

(a) 黑龙江引嫩无坝渠道进水闸; (b) 安徽横排头有坝渠道进水闸

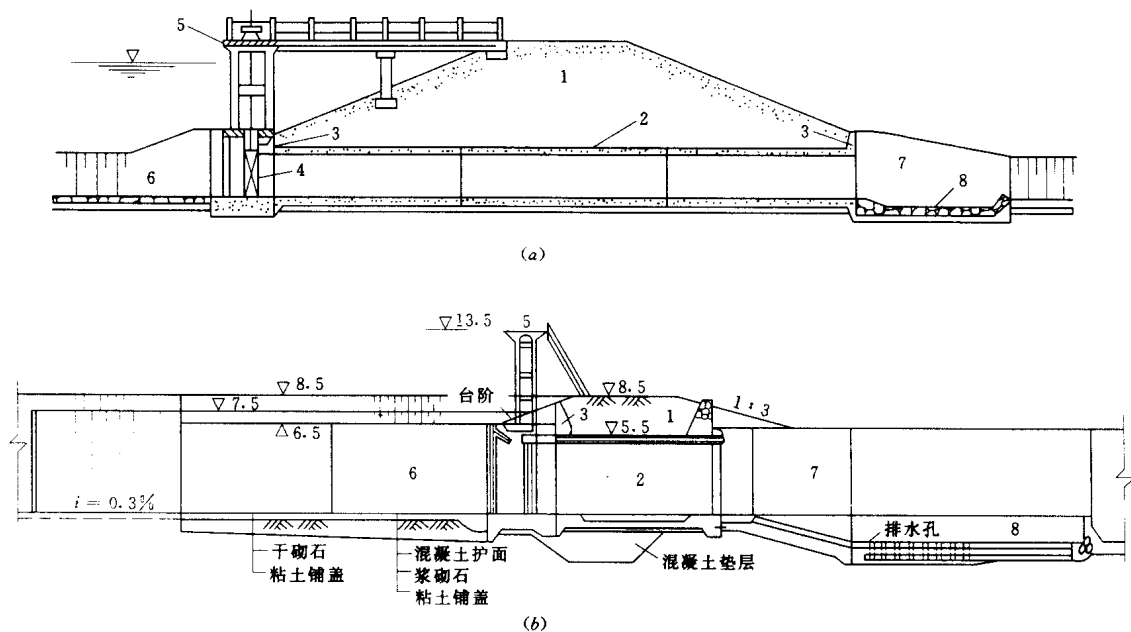


图 6-2 涵洞式进水闸纵剖面图(长度单位:cm)

1—大堤；2—洞身；3—挡土墙；4—闸门；5—工作桥；6—上游翼墙；7—下游翼墙；8—消力池

二、进水闸闸孔尺寸的确定

进水闸闸孔尺寸的确定与过闸流量、闸上下游水位、闸孔形式及底板高程等因素有密切关系。下面分别叙述无坝和有坝渠首进水闸闸孔尺寸的确定方法。

(一) 无坝渠首进水闸

1. 设计流量的确定

无坝渠首进水闸所在河流的水位和流量在年内和年际之间都是变化的，而灌溉用水也是随着气候条件和作物组成的不同而变化。设计量通常是选取历年灌溉临界期最大引水流量系列中相应灌溉保证率的流量。所谓灌溉临界期，就是每年河流水位较低且来水较少，而用水较大的时期，或在某些时间虽然河水来水较大，但用水也特别大，出现来水和用水之间矛盾非常尖锐。解决了灌溉临界期来水和用水的矛盾，其他各个时期来水和用水之间的矛盾也就解决了。在确定设计流量时，通常是对历年灌溉临界期引取的最大灌溉流量进行频率分析，选取相应于设计频率的流量作为过闸流量。这种方法的计算工作量较大，在实际工程中，一般只作设计代表年的灌溉用水过程，分析计算该年最大灌溉用水量作为过闸设计流量。

2. 闸前设计水位的确定

闸前设计水位的确定有两种方法：一种是对历年灌溉临界期的平均水位进行频率分析，选取相当于灌溉设计保证率的水位作为闸前河道水位；另一种是选用历年平均枯水位作为闸前设计水位，因枯水时期河道水位较低，而且比较稳定，一般是取水控制情况。

当用上述方法确定闸前河道水位以后，如果引水比较大，则须考虑取水所产生的水位降低的影响。如图 6-3 所示，当取水流量为 Q 时，由于取水的影响，闸前河道水位部分水位能转化为动能，使闸前河道水位 (∇) 比闸前下游河道水位 (∇_2) 还要降低 ΔZ 值，这时，闸前设计水位为 $\nabla = \nabla_2 - \Delta Z$ 值可按下式计算：

$$\Delta Z = \frac{3}{2} \frac{K}{1-K} \frac{v_1^2}{2g} \quad (6-1)$$

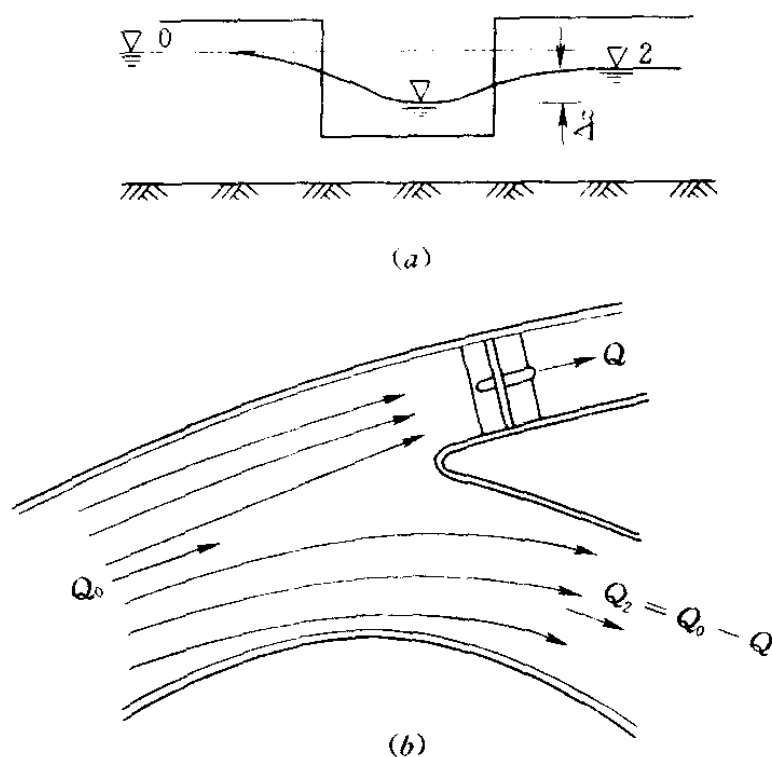


图 6-3 进水闸闸前水位计算

(a) 河道取水段纵断面图；(b) 河道取水段平面图

式中： K 为引水比 $\left[\frac{\text{引水流量 } (Q)}{\text{引水前河道流量 } (Q_0)} \right]$ ； ∇_2 为与 Q_2 ($Q_2 = Q_0 - Q$) 相对应的下游河道水位，由流量关系曲线查得； v_1 为与 Q_2 相应的河道平均流速 $\left(v_1 = \frac{Q_0 - Q}{A} \right)$ ； A_2 为相应于水位 ∇_2 时，下游河道的过水断面面积。

根据上述方法计算的闸前水位，若小于进水闸下游河道流量为 Q_2 时的临界水深的水位，则取临界水深水位作为进水闸闸前水位。因在缓流情况下，河道水深不可能小于临界水深，若从大江大河取水，引水比往往很小，由式 (6-1) 计算的 ΔZ 甚小，可以忽略不计。

若进水闸闸前引水渠的长度 $l > 20H$ (H 为闸底板以上的水深)，则闸前水位还应减去引水渠中的水头损失。

闸前最高洪水位可根据取水工程的等级和进水闸的级别，计算其相应频率的洪水流量，并由该河的水位流量关系曲线查得相应的洪水位，即为闸前的最高水位。

【例 6-1】 确定进水闸设计水位。

1. 资料

山东打鱼张引黄灌溉工程面积 324 万亩，设计流量为 $120 \text{ m}^3/\text{s}$ ，闸前黄河水位系从历年 3 月份、5 月份、6 月份枯水期的平均水位系列中，选取 50% 的保证率的水位 12.40m （取水口下游 700m 处的水位），相应流量为 $540\text{m}^3/\text{s}$ 。

2. 计算闸前设计水位：

$$Q_2 = Q_0 - Q = 540 - 120 = 420 (\text{m}^3/\text{s})$$

其相应水位 ∇_2 由水位流量关系曲线查得为 12.30m 。根据实测，该河水位时的河道平均流速为 1.0m/s ，代入式 (6-1)，得：

$$\Delta Z = \frac{3}{2} \frac{K}{1-K} \frac{v_1^2}{2g} = \frac{3}{2} \frac{\frac{120}{540}}{1 - \frac{120}{540}} \times \frac{1.0^2}{2 \times 9.8} = 0.02 (\text{m})$$

故闸前设计水位 $\nabla = 12.30 - 0.02 = 12.28 (\text{m})$ ，因该水位系取水口下游 700m 处水尺的水位，若河道比降按万分之一计算，则闸前设计水位为：

$$\nabla = 12.28 + 0.07 = 12.35 (\text{m})$$

3. 闸后设计水位

进水闸闸前设计水位减去过闸水头损失 $0.1 \sim 0.3\text{m}$ ，即为闸后渠道水位。这一水位应和由灌区控制高程推算而得的闸后水位相一致，若不一致，则应修改闸底板高程及渠道纵坡。

4. 闸底板高程

进水闸底板高程应满足引水任务及防沙的要求。在一般情况下，闸底板高程和总干渠渠底同高或稍高，但比闸前设计水位时的河床平均高程至少高出 $1.0 \sim 2.0\text{m}$ ，或更高一些，视河道含沙量的多少而定，以便取水防沙。

5. 闸孔形式

进水闸一般采用宽顶堰，当闸前水位变幅较大时，为了减小闸门高度，常采用胸墙挡水，为使胸墙不妨碍进流，胸墙底部应高出闸前设计水位 $0.1 \sim 0.2\text{m}$ ，并在任何情况下都能通过所需流量。

6. 闸孔尺寸

当进水闸的过闸流量、上下游水位、闸孔形式以及闸底板高程等确定后, 根据闸门全开时, 水流过闸的流态, 即水流为淹没出流还是自由出流, 然后应用下列公式计算闸孔总净宽。

进水闸取水时为自由出流情况, 其闸孔总净宽按下式计算:

$$B = \frac{Q}{\epsilon m \sqrt{2g} H_0^{3/2}} \quad (6-2)$$

式中: Q 为取水流量, m^3/s ; B 为闸孔总净宽, m ; H_0 为计入行近流速的堰上水头, m ; m 为流量系数。

宽顶堰的流量系数 m 决定于堰顶进口形式和堰的相对高度 $\frac{P}{H}$ (P 为堰顶高度, 见图 6-4), 可用下列经验公式计算: 如进口边缘为直角时:

$$m = 0.32 + 0.01 \frac{3 - \frac{P}{H}}{0.46 + 0.75 \frac{P}{H}} \quad (6-3)$$

上式适用于 $0 \leq \frac{P}{H} \leq 3$, 当 $\frac{P}{H} \geq 3$ 时, m 可视为常数, $m = 0.32$ 。

如进口为圆弧时:

$$m = 0.36 + 0.01 \frac{3 - \frac{P}{H}}{1.2 + 1.5 \frac{P}{H}} \quad (6-4)$$

上式适用于 $0 \leq \frac{P}{H} \leq 3$, 当 $\frac{P}{H} \geq 3$ 时, m 可视为常数, $m = 0.36$ 。

ϵ 为侧收缩系数, 一般为 $0.85 \sim 0.95$, 或由下述经验公式计算:

$$\epsilon = 1 - \frac{\alpha_0}{\sqrt[3]{0.2 + \frac{P}{H}}} \cdot \sqrt[4]{\frac{b}{B'} \left(1 - \frac{b}{B'} \right)} \quad (6-5)$$

式中: α_0 为系数, 当边墩或闸墩头部为矩形, 堰顶进口边缘为直角时, $\alpha_0 = 0.19$, 当边墩或闸墩头部为圆弧形, 堰顶进口边缘为直角

或圆弧时， $\alpha_0=0.10$ ； b 为每孔净宽； B' 为上游引渠宽度，对于梯形断面，可近似地采用一半水深的渠道宽度；其余符号意义见图 6-4。

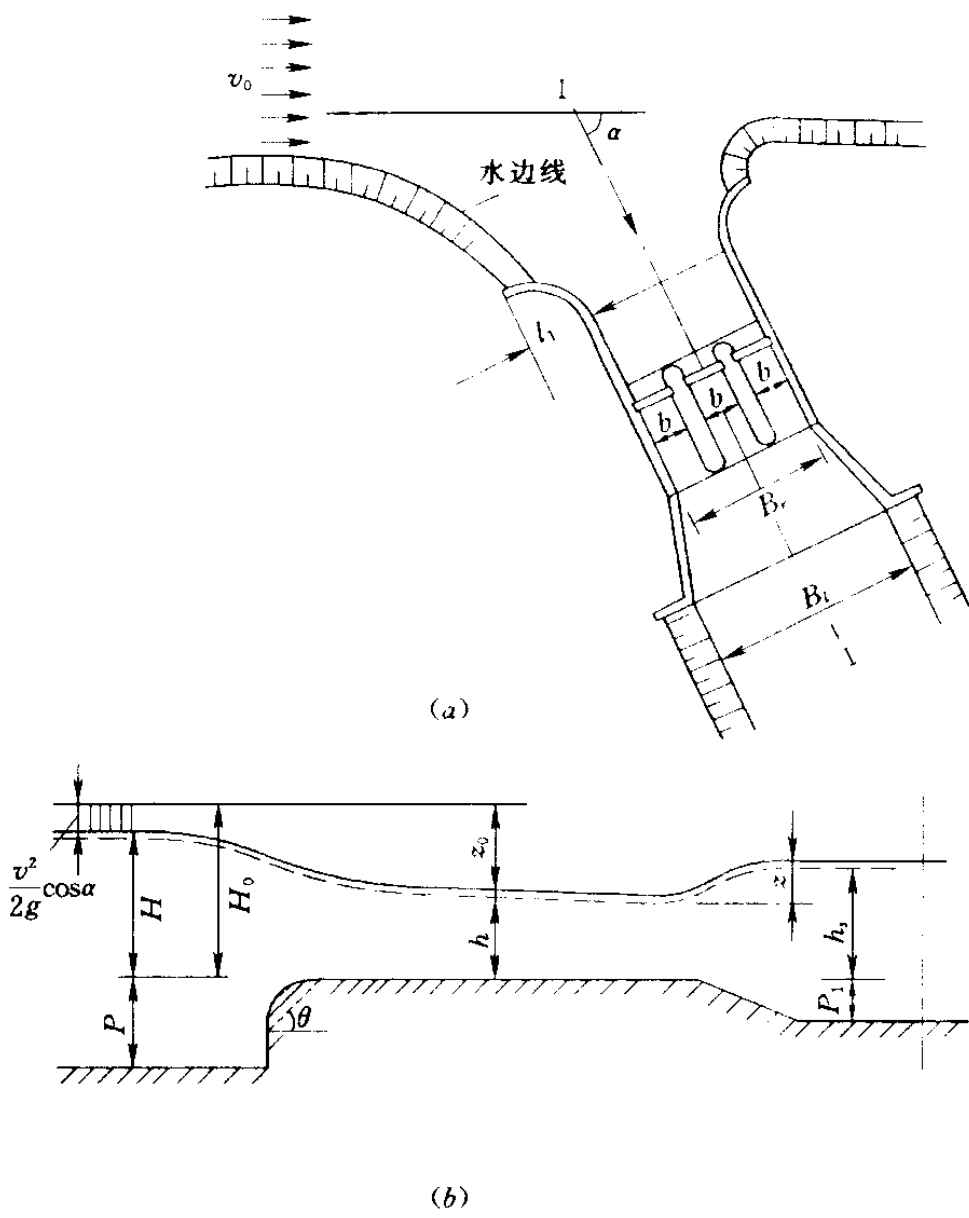


图 6-4 进水闸水力计算图
(a) 平面图；(b) I—I 剖面

上式适用于 $\frac{b}{B'} > 0.2$ ， $\frac{P}{H} < 3$ 。当 $\frac{b}{B'} < 0.2$ 时，采用 $\frac{b}{B'} = 0.2$ ；当 $\frac{P}{H} > 3$ 时，采用 $\frac{P}{H} = 3$ 。

对于多孔水闸，当总净宽求出并分孔后，需进一步验算闸孔过水能力时，其侧收缩系数应采用边墩和中墩的加权平均值，即：

$$\epsilon = \frac{(n-1)\epsilon' + \epsilon''}{n} \tag{6-6}$$

式中： n 为孔数； ϵ' 为中孔侧收缩系数，按式（6-5）计算，式中 $\frac{b}{B'}$ 用 $\frac{b}{b+d}$ 代替， d 为闸墩厚度； ϵ'' 边孔侧收缩系数，按式（6-5）计算，式中 $\frac{b}{B'}$ 用 $\frac{b}{b+d_1+z_1}$ 代替， d_1 为边墩厚度， z_1 为边墩边缘与堰上游同侧水边线间的距离 [图 6-4（a）]。

进水闸引水为淹没出流（即 $h_s > 0.8H$ ）情况时，其闸孔净宽可按下式计算：

$$Q = \sigma \epsilon m B \sqrt{2g} H_0^{3/2} \tag{6-7}$$

式中的 σ 为淹没系数，见表 6-1；其余符号意义同前。

表 6-1 宽顶堰淹没系数表

h_s/H_0	0.80	0.81	0.82	0.83	0.84	0.85	0.86	0.87	0.88
σ	1.00	0.995	0.990	0.980	0.970	0.96	0.95	0.93	0.90
h_s/H_0	0.89	0.90	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97
σ	0.87	0.84	0.82	0.78	0.74	0.70	0.65	0.59	0.50

应用上列公式算出闸孔总净宽后，即可选定闸孔数目和每个闸孔净宽。每孔净宽应根据闸门结构形式、门高和启闭机械的条件选定，若用人工启闭的方木叠梁闸门，每孔宽度以不超过 2.0m 为宜，若用手摇启闭机的平面木闸门，每孔宽度一般不超过 3.0m；若用弧形闸门，一般为 8~12m。每孔宽度选定后，闸孔数目 $n = \frac{\text{闸孔总宽 } (B)}{\text{每孔宽度 } (b)}$ （ n 应为整数）。在分孔后，尚需进一步验算闸孔的过水能力。

必须指出，在实际工程中，灌溉临界期常常不只一个。因此，按某一临界期设计出的闸孔尺寸，还应该和其他临界期的闸上下游水位及灌溉设计流量进行校核，以满足保证年内各个时期的灌溉用水要求。例如某进水闸设计时，确定灌溉临界期为春灌和夏灌两个季节。春季河道水位（频率 $P=75\%$ ），为 33.88m，灌溉设

计流量为 $169.3\text{m}^3/\text{s}$ ；夏季河道水位（频率 $P=75\%$ ）为 36.05m ，灌溉流量为 $350\text{m}^3/\text{s}$ 。春季河道水位虽然较低，但灌溉流量远较夏季为小。因此，进水闸应按春灌的水位和流量进行设计，并用夏季灌溉流量进行校核。

（二）有坝渠道进水闸

有坝渠首进水闸设计流量及闸后水位的确定，与无坝取水相同。只是闸前设计水位不是天然河道水位，而是由拦河坝（闸）控制的正常壅水位，即溢流坝（闸）应壅高的水位，一般等于坝（闸）后水位加 $0.1\sim 0.3\text{m}$ 的过闸水头损失。进水闸闸前最高水位即为溢流坝（闸）的正常和非常（校核）洪水位，由溢流坝（闸）设计确定。

第二节 底栏栅坝廊道水力设计

一、底栏栅进流计算^[33]

当水流流经栏栅时，一部分水流由栏栅间隙流入廊道，另一部分仍沿水流方向流向下游。这两种水流是相互制约的，使栅顶水流流态较为复杂。底栏栅进流量的大小与廊道的流态有关，廊道的流态有无压流及有压流两种。目前对于无压廊道进水流量计算的方法有以下两种。

（一）E. A. 扎马林、B. B 方捷耶夫的计算方法

这种方法假定流经底栏栅表面水流的内部压力按静水压力分布考虑，进入廊道水流的铅直方向流速 v 仅与该点压力有关，即 $v=\varphi\sqrt{2gh}$ 。因此，进入廊道的流量为：

$$Q = \mu p b l \sqrt{2gh_{cp}} \quad (6-8)$$

式中： Q 为进入廊道的流量， m^3/s ； p 为栏栅间隙系数，表示栏栅占栏栅总面积的百分比 $\left(p = \frac{S}{s+t}, S \text{ 为栅隙}, t \text{ 为栅条宽度}\right)$ ； l 为栏栅垂直水流方向的宽度， m ； b 为栏栅的水平投影长度， m ； h_{cp} 为栏栅上的平均水深， m ， $h_{cp} = \frac{h_1+h_2}{2}$ ， h_1 及 h_2 分别为底栏栅的上

下游边缘水深，见图 6-5。根据 E. A 扎马林试验研究， h_1 比相应的临界水深 h'_k 小 10%， h_2 比相应的临界水深 h''_k 小 27%，因此 $h_{cp} = 0.8 \frac{h'_k + h''_k}{2}$ ； μ 为流量系数，随栅条的坡度、形状及水流情况而变。设 μ_0 为栅条水平时的流量系数，则当栏栅为水平时，若栅高与栅隙宽度比大于 4， $\mu_0 = 0.6 \sim 0.65$ ；若比值小于 4， $\mu_0 = 0.5$ ，当栅条为倾斜（ $i = 0.1 \sim 0.2$ ）时， $\mu = \mu_0 - 0.1i$ 。

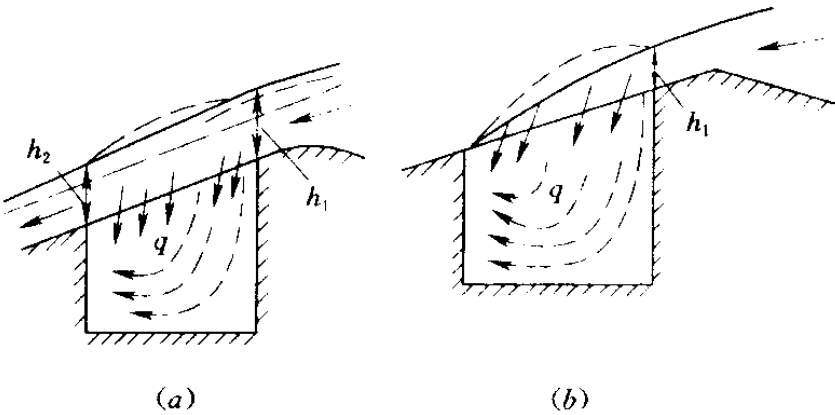


图 6-5 进入廊道水流示意图
(a) 廊道顶溢流情况；(b) 水流全部进入廊道情况

表 6-2 栏栅孔口的流量
系数 μ 值

栏栅形式	栅条高度 栅条间隙 < 4	栅条高度 栅条间隙 > 4
圆 形	0.65	
矩 形	0.49	0.59
梯 形		0.41

我国西北水利科学研究所根据在对长安县神禾垣底栏栅坝引水工程进行试验研究后，推荐了下述流量系数 μ 值，见表 6-2。由该表可以看出，梯形栅系数比矩形小 30% 左右，但根据前苏联 H. φ 达涅利亚的试验，梯形的流量系数比矩形的大 10%（但无具体数值）。目前工程单位认为，梯形的 μ 值取 0.41 似嫌偏低，应继续进行水工试验和原型观测加以研究。

如栏栅顶水流全部进入廊道，这时 $h_2 = 0$ ，则式（6-8）为：

$$Q = \mu p b l \sqrt{0.8 g h'_k} \tag{6-9}$$

因为，
$$h'_k = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad q = \frac{Q}{l}$$

代入式 (6-9) 得:

q = 2.66(μpb)^{3/2} (6-10)

由于栏栅间隙可能被砾石或树枝杂草堵塞, 故实际采用的面积应比计算面积大 20%~30%。

这是目前我国设计中常用的方法。

(二) M. A. 莫斯特柯夫的计算方法

这种方法认为水流总比能沿水平底栏栅长度方向不变, 进入底栏栅的流速与断面总比能成正比, 即 $v = \varphi \sqrt{2gH_0}$ 。因此, 进入廊道的流量为:

Q = μ₀pbl √2gH₀ (6-11)

式中: μ₀为流量系数, 见表 6-3 及表 6-4; p 为栏栅间隙系数; b 为栏栅水平投影长度, 当底栏栅与水平面成 α 角时, 则栏栅水平长度为 bcosα, m; l 为栏栅垂直水流方向的宽度, m; H₀为水流断面的总比能, 即栏栅坝堰顶总水头, m。

表 6-3 矩形栅条流量系数 μ₀ 值

底栏栅坡度	μ ₀ 值		备 注
	情况 1	情况 2	
i=0	0.497	0.514~0.609	情况 1: 底栏栅置于溢流坝堰顶 情况 2: 底栏栅与河底齐平
i=0.2	0.435	0.443~0.519	

表 6-4 流量系数 μ₀ 的建议值

栅条形状	底 坡	底 栏 栅 间 隙 系 数				
		0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
梯形 (收缩角 6°)	0	0.52	0.48	0.44	0.40	0.37
	0.2	0.48	0.44	0.40	0.36	0.33
矩 形	0	0.46	0.42	0.39	0.36	0.34
	0.2	0.44	0.40	0.36	0.34	0.33

这种计算方法在前苏联、日本、美国及法国等国家均曾引用过。我国原武汉水利电力学院取水防沙科研组也推荐这种方法。在

1961 年苏联出版的《水工建筑物》中, E. A. 扎马林将式 (6-8) 改写为下列形式:

$$Q = \mu_1 p b l \sqrt{2gh_1} \quad (6-12)$$

当采用上述方法设计底栏栅坝时, 应注意以下两个问题。

(1) 水头 H_0 数值的计算。计算 H_0 时, 可按设置底栏栅的堰型采用一般水力学方法求得, 但需注意以下两种情况。

1) 底栏栅式坝的堰顶总水头 H_0 小于按相同堰型的宽顶堰公式 ($m=0.32\sim0.36$) 所计算的数值。这是由于水流经过底栏栅时, 堰顶水深发生急剧降落, 从而减小了堰前的水位壅高。根据试验和计算分析, H_0 约为一般宽顶堰水头的 $0.9\sim0.94$ 倍。

2) 未设冲沙闸的底栏栅式枢纽, 一般经过 $3\sim5$ 年运行后, 坝上游就会淤平。对于含沙量大的河流, 可能经过一次洪水即能淤至坝顶。这时流量系数加大, 一般 $m=0.34\sim0.38$, 因而 H_0 小于发生淤积前的数值。

(2) 流量系数 μ_0 的数值。原武汉水利电力学院取水防沙科研组根据试验研究得出下面几点结论:

1) μ_0 值随底坡 i 的增加略有减小, 在 $i=0\sim0.3$ 范围内, 矩形栅条 $\mu_0 = \mu_{0(i=0)} - 0.1i$ 。

2) μ_0 值随 p 值的增大而减少。

3) 在同样条件下, 梯形栅条的 μ_0 值较大, 矩形较小。在常用的 p 值范围 ($p=0.3\sim0.5$) 内, 梯形栅条比矩形栅条的流量系数大 10% 左右。当 p 值增大时, 差值较小。当 $p=0.7$ 时, 两值相等。矩形栅条进流时相当于一般管嘴出流, 故 μ_0 值较大, 但与梯形栅条相比较, 梯形栅条的进流则相当于两面均有扩大的扩张管嘴, 在扩张管嘴的收缩断面内的真空度比矩形大, 故梯形的 μ_0 比矩形栅条的大。

表 6-4 是原武汉水利电力学院取水防沙科研组经过试验研究后建议采用的 μ_0 值:

$$\text{tg}\beta = \frac{\text{栅条上底宽} - \text{下底宽}}{2 \times \text{栅条高度}}$$

该项试验研究采用 $\beta = 2\text{arcth} \frac{4.0 - 2.8}{2 \times 120} = 5.72^\circ \approx 6^\circ$ 。 β 为收缩角，即梯形断面两侧边的夹角。

(三) 双排廊道的流量计算

随着取水流量的增大，出现了双排取水廊道的形式。根据新疆原型观测可知：当栅条 $i = 0.1$ 时，第一排（上游）廊道的流量占总引水流量的 65%，第二排廊道（下游）占总取水流量的 35%。按照两排廊道流量分配比例，即可计算栏栅的尺寸。

【例 6-2】 试计算栏栅的尺寸。

1. 资料

为了灌溉需要，在某山溪性多沙河流上兴建一座双排廊道的底栏栅式取水枢纽。设计取水流量 $Q_{\text{设}} = 35\text{m}^3/\text{s}$ ，梯形断面栅条上宽 $t = 20\text{mm}$ ，栅条高 $l_1 = 50\text{mm}$ ，间隙 $S = 10\text{mm}$ ，间隙系数 $P = 0.333$ ，栅顶坡度 $i = 0.1$ 。廊道每排宽度取 $b = 2.0\text{m}$ 。

2. 计算第二排廊道的长度

廊道取水按无压自由流计算，并假定河道来水流量 $35\text{m}^3/\text{s}$ 全部流入廊道内（图 6-6），因此， $h_3 = 0$ 。第二排单宽流量 q_2 可按式（6-10）计算。式中的流量系数 μ 值暂按式 $\mu = \mu_0 - 0.15i$ 计算。

因 $\frac{l_1}{s} > 4$ ，取 $\mu_0 = 0.63$ ， $\mu = 0.63 - 0.15 \times 0.1 = 0.615$ ，采用 0.6，则 $q_2 = 2.66(\mu pb)^{3/2} = 2.66\left(0.60 \times \frac{1}{3} \times 2\right)^{3/2} = 0.67 (\text{m}^3/\text{s})$ 。

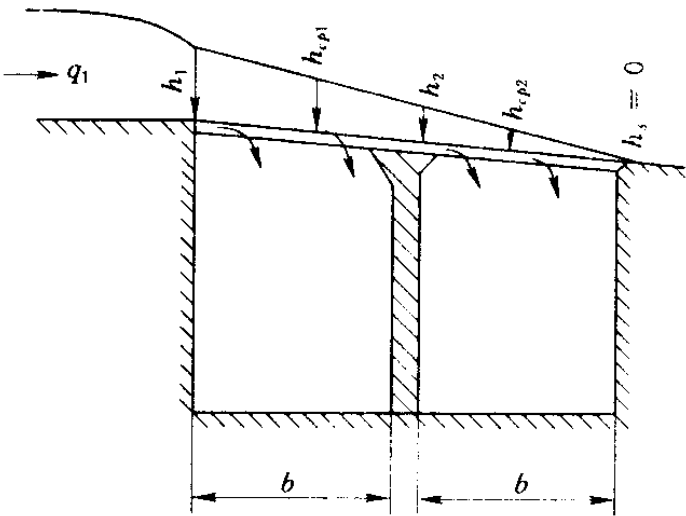


图 6-6 流入廊道水流示意图

对应第二排廊道前缘的临界水深为：

$$h_2 = h''_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1 \times 0.67^2}{9.81}} = 0.358 \text{ (m)}$$

根据上述两排廊道的流量分配得：

第一排廊道的流量： $Q_1 = 35 \times 65\% = 22.75 \text{ (m}^3/\text{s)}$ ；

第二排廊道的流量： $Q_2 = 35 \times 35\% = 12.25 \text{ (m}^3/\text{s)}$ 。

由式 (6-9) 计算第二排廊道的长度：

$$\begin{aligned} l_2 &= \frac{Q_2}{\mu p b \sqrt{0.8 g h'_k}} \\ &= \frac{12.25}{0.6 \times \frac{1}{3} \times 2 \sqrt{0.8 \times 9.81 \times 0.358}} \\ &= 18.29 \text{ (m)} \end{aligned}$$

或：

$$l_2 = \frac{Q_2}{q_2} = \frac{12.25}{0.67} = 18.28 \text{ (m)}$$

考虑运行期栅隙被小石子、杂草、冰屑等堵塞的可能，取堵塞系数 $\alpha = 0.76$ ，即增加 30% 栏栅面积。故实际采用的第二排廊道长度为 $l_2 \doteq 24\text{m}$ 。

3. 由第二排廊道长度验算第一排廊道的设计引水流量
第一排廊道前缘的单宽流量 q_1 为：

$$q_1 = \frac{35}{24} = 1.46 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$$

第二排廊道前缘的单宽流量 q_2 为：

$$q_2 = \frac{0.35 \times 35}{24} = 0.51 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$$

对应于 q_1 和 q_2 的前缘上的临界水深为：

$$h'_k = h_1 = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1 \times 1.46^2}{9.81}} = 0.60 \text{ (m)}$$

$$h''_k = h_2 = \sqrt[3]{\frac{0.51^2}{9.81}} = 0.30 \text{ (m)}$$

所以： $h_{cp} = 0.8 \frac{0.6 + 0.30}{2} = 0.36 \text{ (m)}$

故第一排的取水流量为：

$$\begin{aligned} Q_1 &= \mu p b l \sqrt{2gh_{cp}} = 0.6 \times \frac{1}{3} \times 2 \\ &\quad \times 24 \times 4.43 \times \sqrt{0.36} \\ &= 25.62 \text{ (m}^3/\text{s)} \end{aligned}$$

第二排的取水流量为：

$$\begin{aligned} Q_2 &= \mu p b l \sqrt{2gh_{cp}} = 0.6 \times \frac{1}{3} \times 2 \\ &\quad \times 24 \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.4 \times 0.3} \\ &= 14.73 \text{ (m}^3/\text{s)} \end{aligned}$$

二、廊道的水力计算

(一) 廊道无流水力计算

如第三章所述，为了保证廊道内水流为无压状态，栏栅底距水面至少留有 0.3m 的超高。廊道内水流流态为空间变量流，与溢洪道侧槽水流形态基本相似。进入廊道的水流由于脉动、扰动和掺混，水流运动比较复杂。从大量试验资料研究证明，这种水流在廊道内呈较为稳定的螺旋流形式向下游运动。其特性与廊道底坡、过水断面的形状和尺寸大小有关。廊道内水面曲线的计算，有以下两种常用的方法：

1. 近似等流速法

将廊道的非均匀变量流沿长度方向分为几段，假定各段上流量为一常数，根据流量、廊道宽度和泥沙的起动流速，就可以求出每段长度的水深、水头损失 (Δh) 及底部各点高程，连接各点高程，则得廊道底部纵坡。一般廊道底部纵坡在廊道开始处较陡，出口处较缓，形成一弧形的纵坡。但为了施工方便，将弧线改为 3~4 段折线 (图 6-7 及图 6-8)。根据已知的廊道宽度和长度。即可用明渠流谢才公式计算分段水头损失 Δh ：

$$\Delta h = i \Delta x = \frac{v_{cp}^2 \Delta x}{C_{cp}^2 R_{cp}} \quad (6-13)$$

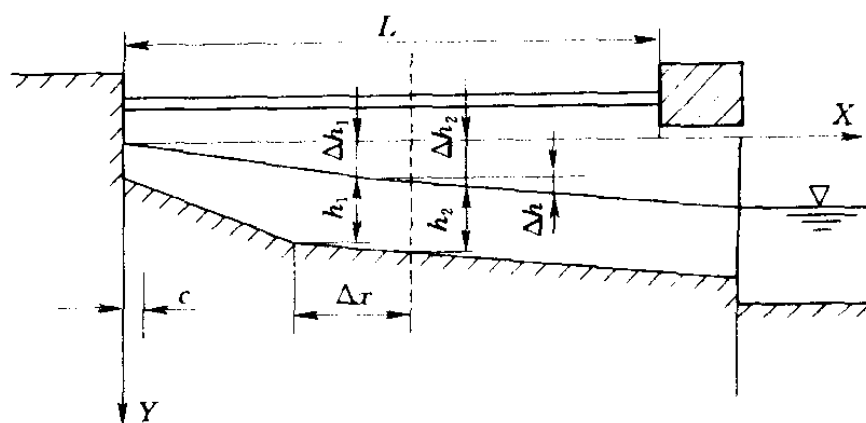


图 6-7 廊道水面曲线图

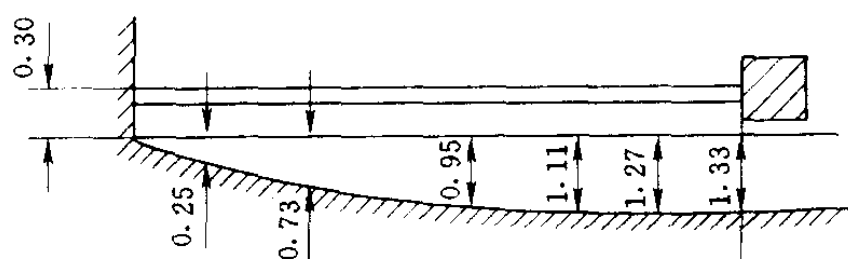


图 6-8 廊道底纵剖面图

$$C = \frac{1}{n} R$$

式中： v_{cp} 、 R_{cp} 、 C_{cp} 为计算段 Δx 开始、末端的流速、水力半径和谢才系数的平均值； n 为糙率，考虑廊道内水流的冲击、扰动和掺混的影响，采用加大值。对于浆砌石廊道， $n = 0.035 \sim 0.04$ ，对于混凝土廊道， $n = 0.025 \sim 0.0275$ ； Δx 为分段长度，m。

廊道内的流速可根据进入廊道泥沙的粒径大小而定。为了保证廊道内不发生泥沙淤积现象，在廊道首端的平均流速要求不小于 1.2m/s ，末端不小于 $2.5 \sim 3.0\text{m/s}$ 。各分段流速 v 可按下式计算：

$$v = a(x - c) + v_0$$

式中： c 为距廊道首端边墙的距离，m，一般采用 $0.05 \sim 0.1\text{m}$ ； v_0 为选定的廊道首端的断面流速，m/s； x 为距廊道首端的距离，m； a 为比例系数，由选定的流速和廊道长度 L 确定，即：

$$a = \frac{v - v_0}{L - c} \quad (6-14)$$

根据实践经验,按照上述方法计算出的沿程水头损失很小,水深较大,水面坡降较平缓,一般沿程摩擦损失占总能量的7%~15%左右。这是因为水头损失值仅考虑了加大糙率的摩擦损失,而忽略了沿程的冲击旋射和紊流的引起的水头损失,故与实际出入较大。

【例 6-3】 确定栏栅坝廊道底的纵剖面。

1. 资料

廊道引水流量 $Q=5.0\text{m}^3/\text{s}$, 廊道长度 $L=10\text{m}$, 宽度 $b=1.5\text{m}$, 距廊道首端边墙的距离 $c=0.05\text{m}$ 。该处的平均流速为 1.2m/s , 廊道末端流速为 2.5m/s , $n=0.020$ 。

2. 计算各段的流速

将廊道分为 5 段, 每段长度 $\Delta x=2.0\text{m}$, 由式 (6-14) 计算比例系数 α 值, 即:

$$\alpha = \frac{v - v_0}{L - c} = \frac{2.5 - 1.2}{10 - 0.05} = 0.13$$

各分段的流速 $v_{cp} = 0.13(x - 0.05) + 1.2$

廊道单宽长度的进流量 $q = \frac{Q}{L} = \frac{5}{10} = 0.5 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$

3. 廊道计算水头损失

由公式 $C = \frac{R^{1/6}}{n}$, 求出 C 值, 并由式 (6-13) 计算廊道各段水头损失, 见表 6-5。

4. 确定廊道底部纵剖面

由表 6-5 可知水流沿廊道长度的总水头损失为 0.066m 。由栏栅顶面高程向下绘出 0.3m (其中梯形栅条高 0.05m , 水面与栅条底面高差 0.25m), 即可求得该断面的水位高程。在各相应段的末端绘出 Δh 值, 可得各段的底部高程, 用直线连接各段的底部高程, 则得廊道底的纵剖面图, 如图 6-8 所示。因图中比例尺很小, 故未表示水头损失。

5. 差分法

如前所述, 廊道内水流情况与侧槽溢洪道的侧槽水流形态基

表 6-5

廊道内水头损失

分段	距廊道首端的距离	Q_{cp} (m^3/s)	v_{cp} (m/s)	$A=\frac{Q_{cp}}{v_{cp}}$	b_{cp}	h_{cp}	$x=b+2h_{cp}$
1	1.0	0.5	1.32	0.38	1.5	0.253	2.006
2	3.0	1.5	1.58	0.940	1.5	0.632	2.764
3	5.0	2.5	1.84	1.36	1.5	0.906	3.312
4	7.0	3.5	2.10	1.67	1.5	1.10	3.70
5	9.0	4.5	2.30	1.906	1.5	1.27	4.04
6	10.0	5.0	2.50	2.00	1.5	1.33	4.16

分段	$R_{cp}=\frac{A}{x_{cp}}$	C_{cp}	$v_{cp}^2\Delta x$	$C_{cp}^2R_{cp}$	Δh (m)	$\Sigma\Delta h$
1	0.189	38.10	3.48	274	0.0128	0.0128
2	0.343	41.80	5.00	600	0.00834	0.02114
3	0.411	43.20	6.76	764	0.00885	0.02999
4	0.451	43.80	8.82	865	0.0102	0.04019
5	0.471	44.10	11.10	916	0.0121	0.05229
6	0.48	44.20	12.50	937	0.01335	0.06564

本相似，故可应用计算侧槽内水面曲线的方法来计算廊道内的水面曲线。计算侧槽内水面曲线方法很多，现仅介绍海因兹 (C. J. Hinds) 所提出的差分方法。其差分表达式为：

$$\Delta t = \frac{Q(v_1 + v_2)}{g(Q_1 + Q_2)} \left[(v_2 - v_1) + \frac{v_2}{Q} (Q_2 - Q_1) \right] + J\Delta s \quad (6-15)$$

$$\text{或} \quad \Delta t = \frac{v_1 + v_2}{2g} \left[(v_2 - v_1) + \frac{Q_2 - Q_1}{Q_1 + Q_2} (v_1 + v_2) \right] + J\Delta s$$

$$Q_2 = Q_1 + q\Delta s$$

式中： Δs 为计算流段长度， m ； Δt 为计算流段 Δs 两断面的水位差， m ； J 为计算流段内平均水力坡降，用满宁公式表示为 $J \approx \frac{v^2 n^2}{R^{4/3}}$ ，式中的 $v = \frac{v_1 + v_2}{2}$ ， $R = \frac{R_1 + R_2}{2}$ ； n 为糙率； v_1 、 v_2 和 R_1 、 R_2 分别为

计算流段上下游断面平均流速, m/s 和水力半径, m ; Q_1 、 Q_2 分别为计算流段上下游断面所通过的流量, m^3/s , $Q_2=Q_1+q\Delta s$; q 为侧向流入廊道的单宽流量, $m^3/(s \cdot m)$ 。

上式第一项为水流碰撞所引起的损失, 第二项为摩阻损失, 因其数值较小, 计算时可以忽略不计。

用差分法计算廊道内水面曲线时, 应列表进行, 并忽略 $J\Delta s$ 项。其步骤如下:

(1) 控制断面选在廊道出口处, 向上游将廊道分为若干流段, 每段距离可取为 $2.0m$ 。

(2) 由已知出口断面的水深 h_2 (假定为渠道的正常水深), 算出该断面的 ω_2 及 v_2 。

(3) 假定水位差 ΔZ , 算出上游第一流段的水深 h 及其相应的 ω_1 和 v_1 , 然后代入有关公式计算 ΔZ , 若与假定的不相等, 则重新假定, 直至二者相等为止。

(4) 把第一流段所求得的上游断面水深和流速, 作为第二流段下游的已知水深及流速, 进行第二流段的计算, 以后各段类推。

(5) 有了各流段的水深和选定的底坡, 即可绘制水面曲线。

(6) 验算各断面的流速是否大于 $1.42 \sim 1.6$ 倍泥沙起动流速, 必要时进行修正。

【例 6-4】 用差分法绘制廊道水面曲线。

(1) 资料。廊道引水流量 $Q=22.75m^3/s$, 廊道长度 $L=24m$, 宽度 $b=2m$, 单宽流量 $q=0.95m^3/(s \cdot m)$, $n=0.018$, $i=\frac{1}{10}$, 出口断面水深 $h_2=2.3m$, 过水断面 $\omega_2=4.72m^2$, 流速 $v_2=4.82m/s$ 。

(2) 用下式计算各流段的水深、流量及流速。

已知 $h_2=2.36m$, $\omega_2=4.72m^2$, $Q_2=22.75m^3/s$, $v_2=4.82m/s$ 。

因为 $\Delta Z=i\Delta s+(h_1-h_2)$, $h_1=h_2-i\Delta s+\Delta Z$;

$$Q=q \cdot x; \omega=b \cdot h_2; v=\frac{Q}{\omega}$$

假定廊道出口断面处水面落差为 0.92m，得 $h_1 = 2.36 - 0.4 + 0.92 = 2.88$ (m)，填入表 6-6 第 (6) 项。

表 6-6 廊道水面曲线计算表

距首端距离 (m)	(1)	24	20	16	12	8	4	0
底宽 b (m)	(2)	2	2	2	2	2	2	2
间距 Δs (m)	(3)		4	4	4	4	4	4
底部高程差 $\Delta z'$ (m)	(4)		0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
假定水面高程 Δz (m)	(5)		0.92	0.395	0.300	0.234	0.162	0.074
水深 (m)	(6)	2.36	2.88	2.88	2.78	2.61	2.33	2.04
过水断面 ω (m ²)	(7)	4.72	5.76	5.75	5.56	5.22	4.74	
流量 Q (m ³ /s)	(8)	22.75	19.00	15.20	11.40	7.60	3.80	
流速 v (m/s)	(9)	4.82	3.30	2.64	2.05	1.45	0.80	
临界水深 h_k (m)	(10)	2.36	2.10	1.81	1.49	1.14	0.72	
$Q_1 + Q_2$ (m ³ /s)	(11)		41.75	34.20	26.60	19.00	11.40	
$\frac{Q}{q}(Q + Q_1)$	(12)		0.046	0.045	0.044	0.041	0.034	
$v_1 + v_2$ (m/s)	(13)		8.12	5.94	4.69	3.50	2.25	
$v_2 - v_1$ (m/s)	(14)		1.52	0.66	0.59	0.60	0.65	
$Q_2 - Q_1$ (m ³ /s)	(15)		3.75	3.80	3.80	3.80	3.80	
$\frac{Q_2 - Q_1}{Q_1}$	(16)		0.197	0.250	0.338	0.500	1.000	
$\frac{v_2(Q_2 - Q_1)}{Q_1}$ (m/s)	(17)		0.950	0.825	0.880	1.025	1.450	
(17) + (18)	(18)		2.47	1.485	1.47	1.625	2.10	
计算的 Δz 值 (m)	(19)		0.922	0.397	0.305	0.233	0.161	

$\omega_1 = 2.88 \times 20 = 5.76(\text{m}^2)$ ，填入表 6-6 第 (7) 项。

$Q_1 = 0.95 \times 20 = 19(\text{m}^3/\text{s})$ ，填入表 6-6 第 (8) 项。

$v_1 = \frac{19}{5.76} = 3.3(\text{m/s})$ ，填入表 6-6 第 (9) 项。

(3) 计算公式中 $\Delta Z = \frac{Q(v_1 + v_2)}{g(Q_1 + Q_2)} \left[(v_2 - v_1) + \frac{v_2}{Q_1}(Q_2 - Q_1) \right]$

各项数值，分别填入表内。表中最后一项为计算的 ΔZ 值，例如第一流段计算的 $\Delta Z = 0.922$ ，与假设的非常接近，故认为假定的数值正确。其余各流段的计算，如表 6-6 所示。据此，可绘出其水面曲线（图 6-9）。

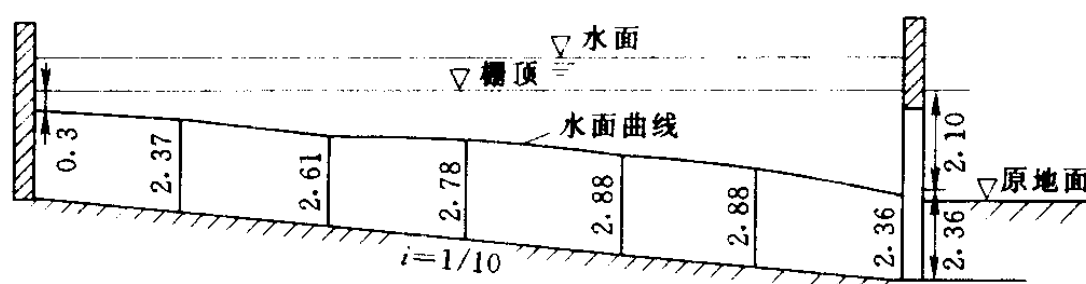


图 6-9 水面曲线图

6. 进水廊道与引水干渠的水流衔接及其计算

关于进水廊道与引水干渠的水流衔接问题，文献[3]提出了计算方法，现介绍如下。

(1) 廊道内流态判别。廊道出口断面水深的确定与廊道水流及下游水流衔接方式有关，故判别廊道内的流态是十分重要的，当整个廊道为一种底坡的矩形断面时，可用综合系数 $G_k = 2$ 作为判别系数。出口断面的 G_L 可用下式计算：

$$G_L = \frac{i_0 L}{h_1} \quad (7-16)$$

式中： i_0 为廊道底坡； L 为廊道长度； h_1 为廊道出口断面水深。

当 $G_L = 2$ 时， $h_1 = h_{kp}$ (h_{kp} 为临界水深)，相应底坡为临界底坡 $i_{kp} \left(i_{kp} = \frac{2h_{kp}}{L} \right)$ 。当廊道实际底坡 $i < i_{kp}$ 时，廊道为缓流。

根据新疆、湖北、甘肃等省的 22 座底栏栅工程的设计资料统计，并按上述方法计算廊道的临界坡降 i_{kp} 值。其中 $i_{kp} > \frac{1}{8}$ 的占

18 座, $i_{kp} = \frac{1}{8} \sim \frac{1}{10}$ 的 2 座, $i_{kp} = \frac{1}{11} \sim \frac{1}{12}$ 的 2 座, 目前工程中常用廊道底坡 $i_0 = \frac{1}{8} \sim \frac{1}{20}$, 故绝大多数工程廊道水流在设计条件下为缓流。

(2) 廊道水流与渠道衔接。当廊道为缓流时, 根据下游渠道水流情况不同, 有以下两种衔接方式。

1) 廊道为缓坡, 渠道水位较低, 廊道水流将以 b_1 型降水曲线与下游水流连接, 这种连接出现在: ①渠道为陡坡, 渠道正常水深 h_0 小于出口断面临界水深 [图 6-10 (a)]; ②渠道虽为缓流, 由于断面扩大, 致使渠道正常水深 h_0 低于或稍大于廊道出口断面临界水深 [图 6-10 (b)]。

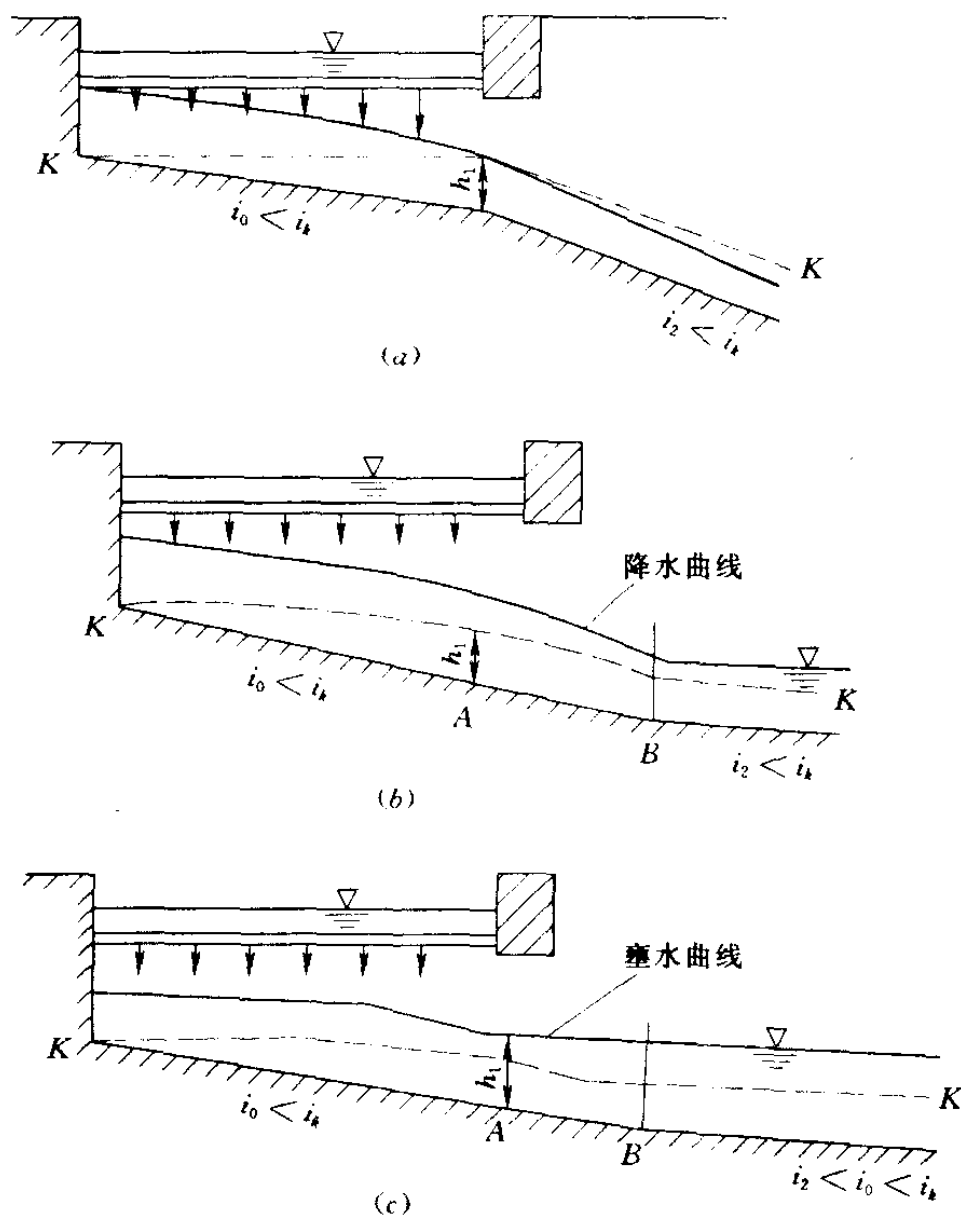


图 6-10 廊道水面线衔接计算图

2) 渠道断面等于或稍大于廊道断面, 但底坡小于廊道底坡, 即 $i_2 < i_0 < i_{kp}$ 。这时, 渠道正常水深 h_{02} 远大于廊道出口断面临界水深, 渠道水深影响廊道出口情况, 当廊道与渠道过渡段 AB 的断面尺寸及底坡均与廊道相同时, 则在 AB 段产生 a_1 型壅水曲线 [图 6-10 (c)]。

4. 廊道出口断面水深 h_1 的确定

缓坡廊道中水面曲线是从出口面水深 h_1 向上游推算的, 因此, 必须首先确定廊道出口断面水深, 但它受水流衔接方式的影响, 分如下两种情况计算廊道出口断面水深。

(1) 当渠道正常水深小于廊道出口断面临界水深时, 廊道水流为自由出流。模型试验表明, 廊道的出口断面水深, 可用侧槽溢洪道断面水深的计算方法, 当廊道为矩形等宽断面时, 出口断面水深为:

$$h_1 = (1.2 \sim 1.3)h_{kp} \quad (6-17)$$

式中: h_{kp} 为廊道的临界水深, 实验证明, 采用这种计算方法, 误差在 5% 左右。

(2) 当渠道正常水深大于廊道出口断面水深时, 由于水深差值大小及过渡段长度的不同, 壅水影响范围亦异, 因而可能出现出口断面水深受壅水影响及不受壅水影响两种情况, 故先按受壅水影响计算, 当得出的出口断面水深 $h_1 < (1.2 \sim 1.3)h_{kp}$ 时, 可认为壅水已不影响廊道出流。取 $h_1 = (1.2 \sim 1.3)h_{kp}$ 。

根据试验, 当过渡段不长时, 壅水曲线近似按水平直线计算, 这样简化计算, 误差不超过 5%, 即:

$$h_1 = h_{02} - i_0 L \quad (6-18)$$

式中: h_{02} 为渠道正常水深 (在非均匀流中为渠道起始断面实际水深); i_0 、 L 为过渡段底坡及长度。

根据实验, 廊道出口断面有一明显的水面跌落, 即水头损失, 水流越急, 落差值越大, 用 Δh_1 表示, 其值可按局部水头损失计算, 即:

$$\Delta h_1 = \xi \frac{V_1^2}{2g} \quad (6-19)$$

式中： V_1 为出口断面流速； ξ 为水头损失系数，其值随出口断面水流的佛汝德数 Fr 变化，见图 6-11， $Fr < 0.7$ 时，该曲线方程为 $\xi = 2.7(Fr - 0.2)$ 。

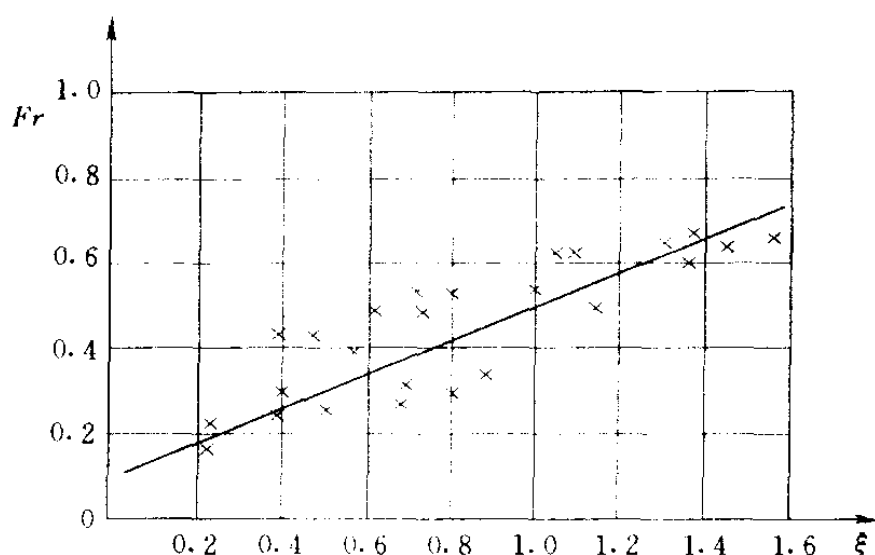


图 6-11 $\xi \sim Fr$ 关系曲线

综上所述，廊道无压流计算，采用下列步骤：

1) 根据流量大小及取水底栏栅尺寸拟定廊道尺寸。一般情况，廊道断面采用矩形，底宽 1.5~2.0m 左右，底坡 $\frac{1}{8} \sim \frac{1}{20}$ ，后接过渡段及下游渠道。

2) 利用式 (6-16) 判断廊道通过设计流量时的流态及其与下游渠道水流衔接方式。

3) 根据情况，分别用 (6-17) 和式 (6-18) 计算廊道出口断面水深（外侧）。

4) 用式 (6-19) 计算出口水头损失 Δh_1 。

5) 以（外侧） $h_1 + \Delta h_2$ 作为廊道（内侧）水深，然后选用前述廊道计算方法，计算廊道水面曲线。

6) 廊道实际水深尚应计及横向环流及水流掺气影响，求出廊道实际水深后，加上安全超高，即为输水廊道的高度。

7) 根据泥沙情况，验算各断面流速是否能满足输沙要求。

(二) 廊道有压流水力计算

山区河道洪水期流量较大，水位较高，底栏栅进流量也较大，当廊道出口被下游水位淹没时，廊道水流为有压水流，故廊道设计应按有压流计算，文献^[3]提出了以下计算方法。

有压水流计算的已知条件为：底栏栅上游水位、引水流量 Q 及相应的出口断面水深（根据引水流量，由下游渠道求出）、栏栅长度 L 或 B （其中一项为未知数）、底栏栅的栅条形状及栅隙比 P ，然后假定不同的压力线的形状，求出栏栅另一尺寸 L 或 B 及沿程流量分布规律，再根据后者推求廊道的纵横剖面，这种方法，仅适用廊道设计，对廊道尺寸已经确定后的水力校核则无法适用。

通过栏栅的流速 V ，可用有压流一般公式计算，即：

$$V = \mu \sqrt{2gZ} \tag{6-20}$$

式中： z 为作用水头，等于计算点的底栏栅顶部水位与压力水头线高程差（图6-12）； μ 为有压流情况下底栏栅进流的流量系数，可用 A. II 阿勒柯夫在栏栅底坡为 0.1 时的实验资料，见表 6-7。

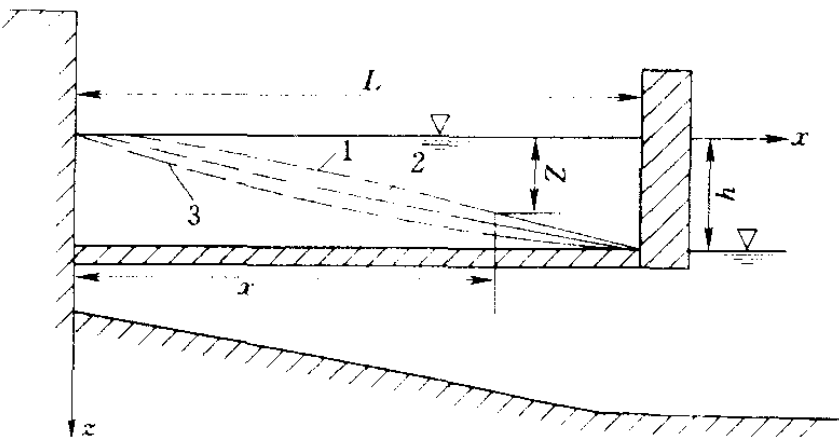


图 6-12 廊道有压流计算简图

表 6-7 实 验 资 料

栅条形状	栅 隙 系 数 P			
	0.25	0.40	0.50	0.57
圆形	0.504	0.404	0.346	0.308
矩形	0.523	0.431	0.350	0.320
三角形	0.610	0.406	0.326	0.296
Γ 形	0.555	0.364	0.302	0.285

计算具体步骤如下:

(1) 假定沿廊道长度方向平均压力水头线的形状, 求总进流量 Q 及沿程流量 Q_x 的计算式。

1) 假定压力线为向上凸起的抛物线 (图6-12中的曲线1), 其表达式为:

$$Z = h \left(\frac{X}{L} \right)^2 \quad (6-21)$$

在 dx 微分段上的进流量 dQ_x 为:

$$\begin{aligned} dQ_x &= PBVdx = \mu PB \sqrt{2gz} dx \\ &= \mu PB \sqrt{2gh} \frac{X}{L} dx \end{aligned}$$

在 $0 \sim x$ 范围内积分, 得 x 段上的进流量为:

$$Q_x = 0.5 \mu PB \sqrt{2gh} \frac{X^2}{L} \quad (6-22)$$

当 $x = L$ 时, 栏栅总进流量 Q 为:

$$Q = 0.5 \mu PBL \sqrt{2gh} \quad (6-23)$$

2) 假定压力线为直线 (图6-12中曲线2), 其表达式为:

$$Z = h \frac{X}{L}$$

按上述相同步骤可得:

$$Q_x = 0.67 \mu PB \sqrt{2gh} \frac{X^{1.5}}{L^{0.5}} \quad (6-24)$$

$$Q = 0.67 \mu PBL \sqrt{2gh} \quad (6-25)$$

3) 假定压力线为凹形抛物线 (图6-12中曲线3), 压力水头线表达式为:

$$Z = h \left(\frac{X}{L} \right)^{0.5}$$

$$Q_x = 0.8 \mu PB \sqrt{2gh} \frac{X^{1.25}}{L^{0.25}} \quad (6-26)$$

$$Q = 0.8 \mu PBL \sqrt{2gh} \quad (6-27)$$

(2) 根据 Q , 由下游渠道的几何尺寸及糙率可得出口水位, 则相应的 h 可算得。按假定压力线形状, 在式 (6-23)、式 (6-25)、式 (6-27) 中选择相应的公式, 即可确定底栏栅平面尺寸 B 、 L 中的

一个（另一个为已知数），根据栏栅尺寸拟定廊道宽度（不小于 B ）及廊道长度（等于廊道垂直水流方向的长度 L ）。

（3）利用 $Z = f(x)$ 关系式，求出任意断面 X 处的水力坡降（即压力水头线坡度）：

$$i = \frac{dZ}{dx} \quad (6-28)$$

（4）在式（6-22）、式（6-24）、式（6-26）中选择相应公式，求出 X 断面过流总量 Q_x ，利用均匀流公式近似计算廊道在该断面的高度 H_x ：

$$Q_x = H_x B C_x \sqrt{R i_x} \quad (6-29)$$

式中： C_x 为 X 断面谢才系数，廊道糙率采用加大系数， $n = 0.02 \sim 0.025$ ； R_x 为 X 断面水力半径。

（5）廊道顶部高程（即栏栅底部高程）及廊道高度 H_x 已知，可得出廊道底部高程，分段计算若干断面后，可得出廊道底面线（不是直线）。

第三节 冲沙闸及冲沙廊道的水力设计

一、冲沙闸的水力设计

（一）冲沙闸闸孔尺寸

在多泥沙河流上，冲沙闸在沉沙槽式枢纽、人工弯道式枢纽及底栏栅式枢纽的布置及尺寸的拟定已在第三章作了介绍，这里仅介绍沉沙槽式枢纽冲沙闸的水力设计。冲沙闸与导水墙、进水闸的上游翼墙共同组成沉沙槽，用来沉淀河流中粗颗粒的泥沙。而当冲沙闸定期开启后，沉沙槽就成为冲沙槽，将沉沙槽中的泥沙冲到下游河道；此外，冲沙闸还可用来排泄部分洪水，把河道主槽稳定在进水闸前，以保证进水闸引取灌溉所需的水量。

冲沙闸一般位于坝端并与进水闸相连，其轴线与河流流向垂直，以利冲沙。冲沙闸一般采用开敞式，是否设置胸墙，视河流水文情况而定。其组成与进水闸基本相同（图6-13）。冲沙闸闸孔尺寸

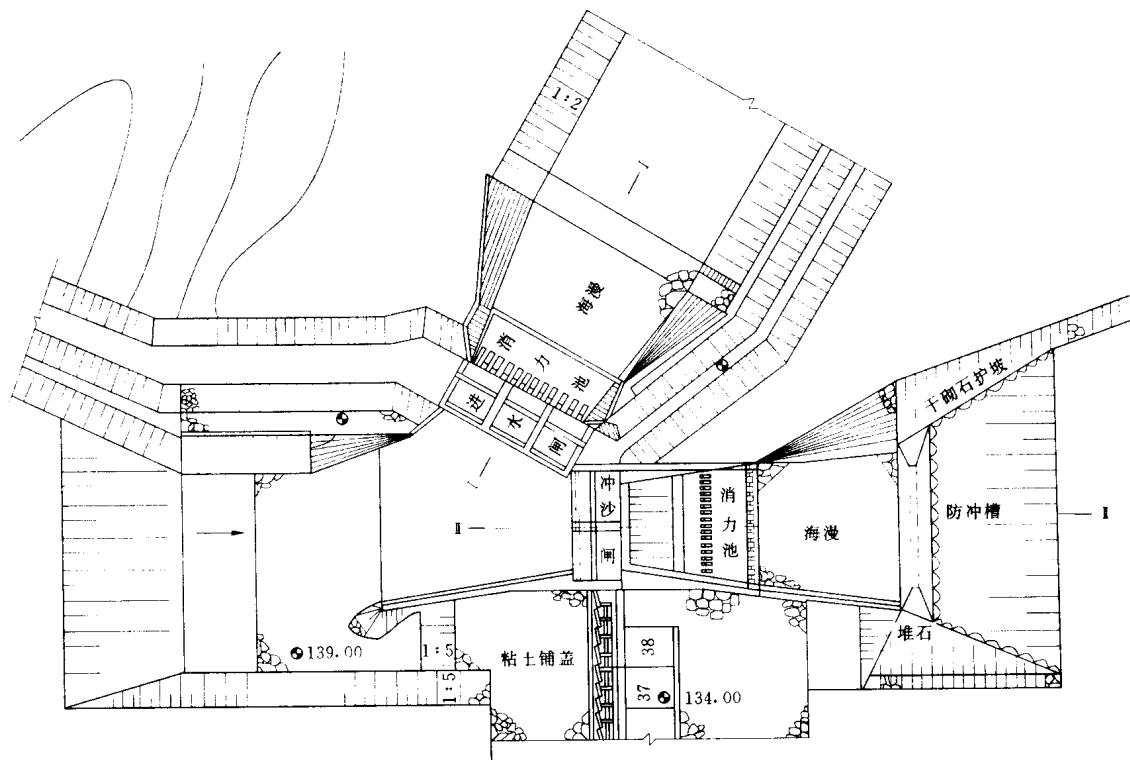


图 6-13 河南省阳桐柏灌区取水枢纽平面图(长度单位:cm)

的设计主要是确定闸前设计水位、设计流量及底板高程。

1. 闸前设计水位及设计流量

为了使河道主槽靠近进水闸，冲沙闸下泄其设计流量时，溢流坝坝顶不溢流，即闸前设计水位与坝顶齐平。由于冲沙闸设计流量的确定涉及因素较多，至今尚无统一的标准。一般都是按照河流水文、泥沙资料进行分析，使选择的流量能在每年汛期出现次数较多，以满足冲沙和稳定主槽的要求。根据工程实践经验，冲沙闸的设计流量有的采用50%~70%频率的洪水流量；有的取水枢纽工程采用相当于频率为2.5%~3%的多年日平均流量作为最大流量，运用效果良好。

2. 底板高程

冲沙闸底板高程应根据枢纽附近河道比降和冲淤变化来确定。如底板高程定高了，运用初期会使闸下游发生冲刷现象；定低了则易使闸下发生淤积。严重时，甚至冲沙闸底板也遭淤积。如青海北川取水枢纽工程，由于冲沙闸底板低于河床1.0m以上，致使枢纽上下游淤积严重，不得不进行改建。又如四川映秀湾电站由于电站首部冲沙闸底板低于河床平均高程，故产生淤积。因此，若河道有多余流量进行冲沙时，为了不过多地改变河道自然状态，闸底板高程一般以采用多年平均枯水时期的河床平均高程为宜。但当河流含沙量较大，而河床本身也经常处于淤积情况时，闸底板高程可适当抬高0.5~1.0m，以便把泥沙冲到距枢纽较远的地方。一般要求冲沙闸底板高程低于进水闸底板高程1.0~1.5m。

3. 冲沙闸闸孔尺寸

当冲沙闸设计流量、闸上下游设计水位以及底板高程确定后，即可根据闸孔出流的流态按式(6-30)计算闸孔总净宽，并根据闸门形式、启闭机的能力，选定闸孔数目。

(1) 冲沙闸底板一般为平底(无坎)的宽顶堰(图6-14)。当其为自由出流时，闸孔尺寸按式(6-30)计算：

$$Q = mB \sqrt{2g} H_0^{3/2}$$

$$B = \frac{Q}{m \sqrt{2g} H_0^{3/2}} \quad (6-30)$$

$$H_0 = H + \frac{2v_0^2}{2g}$$

式中: Q 为冲沙闸的设计流量, m^3/s ; m 为包括侧收缩在内的流量系数, 可根据闸孔布置形式按表6-8确定; B 为冲沙闸闸孔总净宽, m ; α 为流速修正系数 ($\alpha = 1.0 \sim 1.1$)。

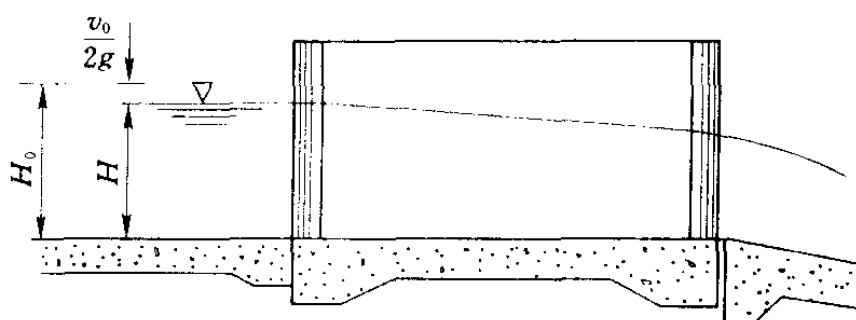


图 6-14 冲沙闸的水力计算图

分孔后, 尚需对闸孔尺寸进行验算, 这时, 对于多孔冲沙闸的流量系数 m 值, 可按边孔及中孔形状分别计算, 再用加权平均求得, 即:

$$m = \frac{m_1 n_1 + m_2 n_2}{n} \quad (6-31)$$

$$n = n_1 + n_2$$

式中: n_1 边孔数目, $n_1 = 2$; n_2 中孔数目; m_1 边孔流量系数, 计算时, 可将多孔看成一个单孔, 并把半个中墩看成是边墩, 然后根据中墩头部形状及 b/B [图6-15 (b)], 由表6-8查出 m_2 值。

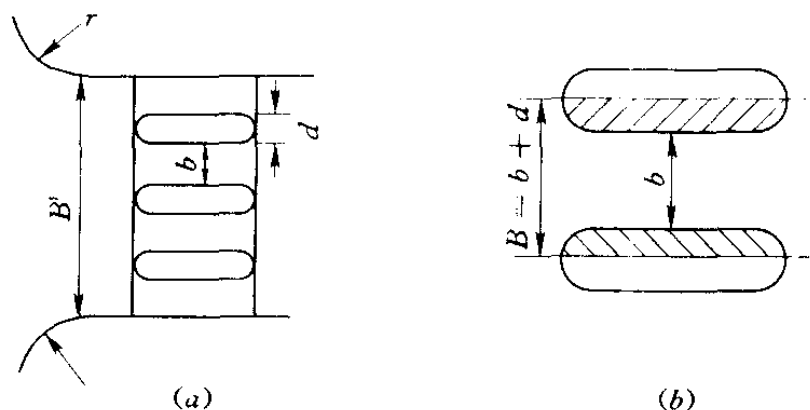
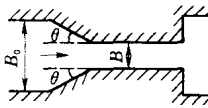
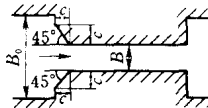
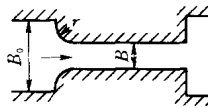


图 6-15 计算 m 时闸孔宽度图

表 6-8

无坝宽顶堰的流量系数 m 值

进 口 形 式			B/B_0										
			0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
	$\text{ctg} \theta$	0.0	0.320	0.322	0.324	0.327	0.330	0.334	0.340	0.346	0.355	0.367	0.385
		0.5	0.343	0.344	0.326	0.348	0.350	0.352	0.356	0.360	0.365	0.373	0.385
		1.0	0.350	0.351	0.352	0.354	0.356	0.358	0.361	0.364	0.369	0.375	0.385
		2.0	0.353	0.354	0.355	0.357	0.358	0.360	0.363	0.366	0.370	0.376	0.385
		3.0	0.350	0.351	0.352	0.354	0.356	0.358	0.361	0.364	0.369	0.375	0.385
	$\frac{C}{B}$	0.0	0.320	0.322	0.324	0.327	0.330	0.334	0.340	0.346	0.355	0.367	0.385
		0.025	0.335	0.337	0.338	0.341	0.343	0.346	0.350	0.355	0.362	0.371	0.385
		0.05	0.340	0.341	0.343	0.345	0.347	0.350	0.354	0.358	0.364	0.372	0.385
		0.1	0.345	0.346	0.348	0.349	0.351	0.354	0.357	0.361	0.366	0.374	0.385
		≥ 0.2	0.350	0.351	0.352	0.354	0.356	0.358	0.361	0.364	0.369	0.375	0.385
	$\frac{r}{B}$	0.0	0.320	0.322	0.324	0.327	0.330	0.334	0.340	0.346	0.355	0.367	0.385
		0.05	0.335	0.337	0.338	0.340	0.343	0.346	0.350	0.355	0.362	0.371	0.385
		0.10	0.342	0.344	0.345	0.347	0.349	0.352	0.354	0.359	0.365	0.373	0.385
		0.20	0.349	0.350	0.351	0.353	0.355	0.357	0.360	0.363	0.368	0.375	0.385
		0.30	0.354	0.355	0.356	0.357	0.359	0.361	0.363	0.366	0.371	0.376	0.385
		0.40	0.357	0.358	0.359	0.360	0.362	0.363	0.365	0.368	0.372	0.377	0.385
		≥ 0.50	0.360	0.361	0.362	0.363	0.364	0.366	0.368	0.370	0.373	0.368	0.385

(2) 当过闸水流为淹没出流时, 按式 (6-7) 计算孔总净宽及选定孔数。

根据印度工程实践经验, 冲沙闸过水断面约为筑坝处河道断面的 $1/5 \sim 1/20$, 通常多用 $1/10$; 西北水利科学研究所对国内灌溉工程进行总结分析得, 建议冲沙闸的宽度约为枢纽总过水宽度 (包括溢流坝长度和冲刷闸的宽度) 的 $1/3 \sim 1/10$, 并根据河流水文、泥沙特性适当增减。

除按照上述方法确定冲沙闸孔尺寸外, 在冲积性河道上, 有的还建议根据河相关系和泥沙特性来确定冲沙闸的闸孔尺寸。在这种河道上, 由于枢纽冲沙闸闸孔尺寸的确定, 涉及河道流量、河相关系及泥沙数量和级配等因素。西北水利科学研究所刘旭东根据这些因素, 提出了下述方法。

(1) 设计流量的确定。冲沙闸要求既能排沙, 又能使河道靠近进水闸。若选用造床流量作为设计流量, 将使冲沙闸尺寸过大, 不利于排沙运用。因此, 应选用塑造河流主槽出现时间最长、对河床主槽起作用最大的每年平均流量作为闸孔的设计流量。据分析, 在这个流量下, 水流有一定的挟沙能力, 河床推移质已剧烈运动。此外, 选用的这个流量除进水闸引取设计流量外, 仍有多余流量用来冲沙, 使冲沙闸既能宣泄部分洪水, 又能在枯水期起排沙作用; 即使进水闸取水流量较大, 没有余水冲沙, 也可采用定期排沙, 以达引水排沙的目的。

(2) 冲沙闸的宽深关系。冲沙闸的宽深关系应与枢纽所在河段每年平均流量的河道宽深关系 (即河相关系) 相适应, 避免冲沙闸过宽或过窄而改变河道主槽的断面形态, 影响泄流排沙效果。河道每年平均流量下的宽深关系, 可用长江水利科学研究院河流研究室的研究成果, 即:

$$\frac{B}{h} = Q_{cp}^{0.1} \left(\frac{m}{\sqrt{d_{50}}} \right)^{0.46} \quad (6-32)$$

式中: B 为水面宽度, m ; Q_{cp} 为河道多年平均流量, m^3/s ; h 为河道平均水深, m ; m 为边坡系数; d_{50} 为推移质中值粒径, m 。

(3) 推移质输沙率。在冲积河道上, 推移质颗粒较为均匀, 成沙波形式运动。因此, 在冲沙闸宽度计算中, 也选用沙波运行情况推移质输沙率公式, 即:

$$q_b = 0.00124 \frac{\alpha \gamma' v^4}{g^{3/2} h^{0.25} d_{50}^{0.25}} \quad (6-33)$$

式中: q_b 为单宽输沙率, $N/(s \cdot m)$; α 为体积系数, 约为 $0.42 \sim 0.5$; γ' 为泥沙重度, 等于 $17000, N/m^3$; d_{50} 为推移质中值粒径, m ; h 为平均水深, m ; v 为断面平均流速, m/s ; g 为重力加速度, m/s^2 。

(4) 计算冲沙闸的关系式: 根据式 (6-32)、式 (6-33) 以及下列的水流连续方程式 (6-34) 和水流运动方程式 (6-35), 即可得到4个关系式:

$$Q = v B h \quad (6-34)$$

$$v = \frac{1}{n} h^{2/3} J^{1/2} \quad (6-35)$$

联解上述4式, 并将式 (6-33) 改为断面输沙量 G_s , 则可得到冲沙闸宽度、深度、流速及枢纽段河道比降的公式:

$$B = \left(0.00124 \frac{\alpha \gamma'}{g^{3/2}} \right)^{0.14} \frac{Q^{0.61} m^{0.27}}{G_s^{0.41} d_{50}^{0.17}} \quad (6-36)$$

$$h = \left(0.00124 \frac{\alpha \gamma'}{g^{3/2}} \right)^{0.14} \frac{Q^{0.51} d_{50}^{0.06}}{G_s^{0.14} m^{0.19}} \quad (6-37)$$

$$v = \left(\frac{g^{3/2}}{0.00124 \alpha \gamma'} \right)^{0.28} \frac{G_s^{0.28} d_{50}^{0.11}}{Q^{0.12} m^{0.08}} \quad (6-38)$$

$$J = \left(\frac{g^{3/2}}{0.00124 \alpha \gamma'} \right)^{0.74} \frac{n^2 G_s^{0.74} d_{50}^{0.14} m^{0.1}}{Q^{0.92}} \quad (6-39)$$

由式 (6-36) 求得的冲沙闸宽度系过水净宽, 再加上闸墩的厚度, 即为沉沙槽的宽度。闸孔宽度一般以 $3 \sim 5m$ 为宜, 以便于运用和排沙。用式 (6-37) 求得的深度应从防沙角度出发, 结合进水闸底板高程应高出冲沙闸底板高程 $1 \sim 1.5m$ 的要求, 确定沉沙槽的底板高程。

必须指出, 上述计算方法仅适用于冲积河流上的冲沙闸, 其他河流不便应用。

【例 6-5】 设计冲沙闸闸孔尺寸。

(1) 设计资料。以运用较好的陕西省渭惠渠取水枢纽为例，河道多年年平均流量 $Q = 111.2 \text{ m}^3/\text{s}$ ，推移质中值粒径 $d_{50} = 0.0036 \text{ m}$ ；河道边坡系数 $m = 2$ ，糙率 n 选用为 0.025；断面输沙量 $G_b = 500 \text{ N/s}$ 。

(2) 闸孔尺寸。将上述数值代入式 (6-36) ~ 式 (6-39) 中得

$$\begin{aligned} B &= \left(0.00124 \frac{\alpha \gamma'}{g^{3/2}} \right)^{0.14} \frac{Q^{0.61} m^{0.27}}{Q_s^{0.14} d_{50}^{0.17}} \\ &= \left(0.00124 \frac{0.42 \times 17000}{9.81^{3/2}} \right)^{0.14} \frac{111.2^{0.61} 2^{0.27}}{500^{0.14} 0.0036^{0.17}} \\ &= 19.56 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h &= \left(0.00124 \frac{\alpha \gamma'}{g^{3/2}} \right)^{0.14} \frac{Q^{0.51} d_{50}^{0.76}}{G_s^{0.14} m^{0.19}} \\ &= \left(0.00124 \frac{0.42 \times 17000}{9.81^{3/2}} \right)^{0.14} \frac{111.2^{0.51} 0.0036^{0.76}}{500^{0.14} 2^{0.19}} \\ &= 2.43 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v &= \left(\frac{g^{3/2}}{0.00124 \alpha \gamma'} \right)^{0.28} \frac{G_s^{0.28} d_{50}^{0.11}}{Q^{0.12} m^{0.08}} \\ &= \left(\frac{9.81^{3/2}}{0.00124 \times 0.42 \times 17000} \right)^{0.14} \frac{500^{0.28} 0.0036^{0.11}}{111.2^{0.12} 2^{0.08}} \\ &= 2.33 \text{ (m/s)} \end{aligned}$$

$$Q = vbh = 2.33 \times 19.56 \times 2.43 = 110.75 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

由公式求得的冲沙闸宽度、水深、流速与渭惠渠取水枢纽冲沙闸尺寸相接近。说明应用上述公式计算冲沙闸尺寸是符合水流、泥沙、河相和推移质输沙率特性的。

(二) 沉沙槽

位于冲沙闸前，系由导水墙、冲沙闸及进水闸上游翼墙共同组成（图3-4）。它的作用有：①当冲沙闸关闭，进水闸引水时，沉沙槽起壅水沉沙作用，槽内流速较小，一般为 $0.7 \sim 1.0 \text{ m/s}$ ，以便使粗颗粒泥沙下沉，以减少入渠的泥沙；②当冲沙闸开启冲沙时，沉沙槽起冲沙作用，如河水来量较大时，也可开启远离进水闸的

冲沙闸孔，以便一面引水，一面冲洗。冲沙时，槽内冲沙流速大于泥沙起动流速，一般不小于 $1.5 \sim 3.0 \text{ m/s}$ 。

沉沙冲沙槽的尺寸应和冲沙闸尺寸相适应，槽的末端与冲沙闸同宽，槽的进口为喇叭形，以利引水。其横断面应在各种水位下均较渠道横断面大 $1.25 \sim 1.5$ 倍。

沉沙槽的底部高程与坝的上游护底同高。上游槽底可以是水平的，也可以等于或大于枢纽河段平均比降，一般选用 $1/100 \sim 1/200$ ，以便枯水时期冲沙。

导水墙位于坝和冲沙闸连接处，并与坝轴线相垂直，或做成 $5^\circ \sim 10^\circ$ 向外的扩散角。上游导水墙的高度与溢流坝同高，或高出坝顶 $0.2 \sim 0.3 \text{ m}$ ，以防坝前泥沙越过导水墙进入沉沙槽。其头部基础应加强保护，或将基础建在最大冲沙坑深度以下，以防涡流冲刷，影响导水墙的稳定。

1. 冲沙流速验算

枢纽在运用过程中，当河道来水量大于冲沙流量时，取水和冲沙一般都不成问题；当河道来水量小于进水闸设计流量时，冲沙闸一般是关闭的，以便壅水沉沙及取水，待槽内泥沙接近淤满时，即停止取水冲沙。这时壅水位急剧下降，冲沙较为强烈。随着冲沙时间的增长，冲刷逐渐向上延伸，最后把沉沙全部冲走，水深恢复到正常水位。

沉沙槽冲沙时，槽内各断面的流速应大于泥沙起动流速，即 $v \geq 1.3v_c$ ，式中 v 为冲沙流速， v_c 为泥沙的起动流速，可按下列公式计算。

(1) 无粘性粗颗粒泥沙的起动公式：

1) 沙莫夫公式 ($d > 0.2 \text{ mm}$):

$$v_c = 4.6d^{1/3}H^{1/6} \quad (6-40)$$

式中： v_c 为泥沙的起动流速， m/s ； d 为泥沙粒径， mm ； H 为水深， mm 。

上式是根据床面上仅有少量颗粒运行时求得的，当床面泥沙颗粒大量起动时，起动流速可用下式计算：

$$v_c = 6d^{1/3}H^{1/6} \quad (6-41)$$

式中符号意义及单位同上。

2) 冈恰洛夫公式:

$$v_c = \sqrt{\frac{2g(\gamma_s - \gamma)d}{1.75\gamma} \lg \frac{8.8H}{d_{95}}} \quad (6-42)$$

式中的 d_{95} 为粒配曲线上相当于 $D=95\%$ 的粗颗粒粒径;其余符号意义及单位同前。

3) 河海大学公式:

$$v_c = 12.8 \times \left(\lg \frac{13.15H}{d_{95}} \right) \sqrt{gd} \quad (6-43)$$

式中符号意义及单位同前,该式适用于 $d > 0.5\text{mm}$ 。

(2) 考虑粘结力作用的起动流速公式:

原武汉水利电力学院公式为:

$$v_c = \left(\frac{H}{d} \right)^{0.14} \left(17.6 \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} d + 0.000000605 \frac{10 + H}{d^{0.72}} \right)^{1/2} \quad (6-44)$$

上式 H 及 d 单位为 m , v_c 的单位为 m/s , γ_s 和 γ 的单位为 N/m^3 , 该式对粗细沙都适用。

$d > 2\text{mm}$ 时,式 (6-45) 可简化为下式:

$$v_c = 1.34 \times \left(\frac{H}{d} \right)^{0.14} \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} gd} \quad (6-45)$$

当沉沙槽底坡小于临界坡降或为水平时,水流在闸孔处常出现临界水深 h_k 和相应的临界流速 v_k , 其值可按下式计算:

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$v_k = \sqrt{gh_k}$$

若 $v_k > 1.3v_c$, 就可把泥沙排到下游。

沉沙槽入口流速 v_1 亦应大于 $1.3v_c$ 时,开始能起冲沙作用。 v_1 数值可根据入口处和闸孔处的能量方程计算。即:

$$\frac{v_1^2}{2g} + h_1 + z_1 = \frac{v_k^2}{2g} + h_k + z_2 + h_f \quad (6-46)$$

式中: h_1 为沉沙槽入口处水深, $h_1 = \frac{Q}{bv_1}$, m; Q 为冲沙流量, m^3/s ; h_f 为水流摩阻水头损失, 一般数值很小, 可忽略不计; z_1 为沉沙槽入口高程, m; z_2 为冲沙闸闸孔处高程, m。

若沉沙槽为水平, 即 $z_1 = z_2$, 则式 (6-46) 可简化为

$$\frac{v_1^2}{2g} + h_1 = \frac{v_k^2}{2g} + h_k \quad (6-47)$$

将已知数值代入上式, 即可求出入口处流速 v_1 。

2. 冲沙时间估算

由于冲沙时水流流态比较复杂, 冲沙时间的估算只能按平均冲沙过程计算。假定冲刷是沿整个槽传递的, 并且假定冲沙时上游河段没有泥沙输入, 则冲沙量和淤积体的平衡方程为:

$$q_b dt = \gamma' L dh \quad (6-48)$$

式中: L 为沉沙槽长度, m; h 为冲沙时水深, m; q_b 为单宽输沙率, $N/(s \cdot m)$ 。

将式 (6-33) 代入式 (6-48), 并令 $v = \frac{q}{h}$, 得:

$$0.00124 \times \frac{\alpha \gamma'}{g^{3/2}} \frac{q^2}{d_{50}^{0.25} h^{4.25}} dt = \gamma' L dh$$

$$dt = \frac{L d_{50}^{0.25} g^{3/2}}{0.00124 \alpha g^4} h^{4.25} dh$$

积分上式得:

$$t = \frac{4}{21} \times \frac{L d_{50}^{0.25} g^{3.2}}{0.00124 \alpha q^4} (h^{5.25} - h_k^{5.25}) \quad (6-49)$$

式中: q 为单宽流量, $m^3/(s \cdot m)$; h_k 为冲沙开始时的临界水深, m; h 为冲沙后的正常水深 $\left[\left(h = \frac{qn}{s^{1/2}} \right)^{3/5} \right]$; t 为冲沙时间, s。

由式 (6-49) 可知, 冲沙时间与单宽流量的4次方成反比, 若加大单宽流量, 便可大大缩短冲沙时间。因此, 在冲沙时, 可以采用单孔, 以加大单宽流量。这样, 不仅冲沙快, 效率高, 而且还可

以节约大量的水。

【例 6-6】 计算冲沙时间。

(1) 已知资料。渭惠渠取水枢纽的河道来水量为 $60\text{m}^3/\text{s}$, $q = 3\text{m}^3/\text{s}$, $s=0.00086$; 沉沙槽长 46.4m , $d_{50}=0.0036\text{m}$, $\alpha = 0.5$ 。

(2) 冲沙时间估算:

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \frac{3^{2/3}}{9.18^{1/3}} = 0.96 \text{ (m)}$$
$$h = \left(\frac{qn}{s^{1/2}}\right)^{3/5} = \left(\frac{3 \times 0.025}{0.00086^{1/2}}\right)^{3/5} = 1.76 \text{ (m)}$$

将上述各值代入式 (6-49), 得冲沙时间:

$$t = \frac{4}{21} \times \frac{Ld_{50}^{0.25}f^{3/2}}{0.00124\alpha q^4}(h^{4.25} - h_k^{5.25})$$
$$= \frac{4 \times 46.4 \times 0.0036^{0.25} \times 9.81^{3/2}}{21 \times 0.00124 \times 0.5 \times 3^4}$$
$$\times (1.76^{5.25} - 0.96^{5.25})$$
$$= 24700 \text{ s} = 0.8 \text{ (h)}$$

3. 落淤流速计算

当冲沙闸关闭, 进水闸取水时, 沉沙槽内流速应小于平均临界淤积流速。计算时应按淤积前及淤满时两种情况计算。

平均临界淤积流速与水中含沙量和泥沙运行规律有关, 当以推移质为主时, 可采用拉塞建议的公式计算:

$$v_0 = 0.645 \sqrt{fR} \tag{6-50}$$

式中: R 为水力半径, m ; f 为泥沙系数, 见表6-9; v_0 为平均临界淤积流速, m/s 。

表 6-9 泥 沙 系 数 f

泥沙类别	重 沙	粗 沙	中 沙	细沙或粗淤泥	细淤泥	极细淤泥
f	2	1.5	1.25	1.0	0.7	0.5

4. 冲沙闸消能防冲措施

冲沙闸的单宽流量和水头均较大, 为了防止闸下游的冲刷, 以

保证闸身的安全，一般采取两方面的措施：首先利用水跃来消除水流的动能，防止波状水跃及折冲水流；其次是保护河床及河岸，防止水流剩余动能的冲刷。消能设施一般采用消力池，并在池内设置辅助消能设备，如消力墩、消力齿及尾槛等，以增加消能效果并调整流速分布，缩短消力池长度和减少池的开挖深度，见图6-15。在消力池后设海漫及防冲槽，以便继续消除水流剩余的动能，保护河床免受冲刷。在含沙量较大而粒径较粗的山区河流，可采用防冲板或倾斜的护坦消能。

在上下游翼墙之外的河岸或渠坡，亦可用浆砌石或干砌石砌护，以防冲刷。

有关消能水力计算及防冲结构和构造，详见《水闸》分册。

二、冲沙廊道的水力计算

冲沙廊道的布置和尺寸的拟定，已在第三章第三节作了介绍。冲沙廊道的水力计算主要是确定廊道横断面尺寸和冲沙流量，对于无压廊道，还需要确定其纵坡。

1. 有压廊道

(1) 廊道内的平均流速。可根据其上下游水位差确定，即：

$$v = \varphi \sqrt{2gz_0} \quad (6-51)$$

式中： v 为廊道内平均流速，m/s； φ 为流速系数； z_0 为计入行近流速的廊道进出口水头差，m。

按照上述公式计算的流速 v 应满足 $v \geq 3 \sqrt{d_{\max} g}$ ($d_{\max}$ 为泥沙最大粒径)，以便冲洗个别较大的沙石。当有粗大卵石时，冲沙流速不应小于4~6m/s。

(2) 廊道内单宽推移质输沙率。可按列维公式计算，即：

$$q_b = 19.6d(v - v_c) \left(\frac{v}{\sqrt{gd}} \right)^3 \left(\frac{d}{h} \right)^{1/4} \quad (6-52)$$

式中： q_b 为单宽输沙率，N/(s·m)； v 为廊道内平均流速，m/s； v_c 为泥沙起动流速，m/s； d 为泥沙的平均粒径，m。

(3) 廊道内推移质输沙量：

$$Q_s = Bq_b \quad (6-53)$$

式中: B 为廊道的总宽度, m; Q_s 为廊道内输沙量, kg/s。

(4) 廊道内冲沙流量, 按下式计算:

$$Q_l = \mu B h \sqrt{2gz_0} \quad (6-54)$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi + \lambda_R \frac{L}{R}}} \quad (6-55)$$

$$\lambda_R = 0.003 + \frac{1}{16 \left(2Lg \frac{2R}{d} + 1.74 \right)} \quad (6-56)$$

式中: μ 为流量系数; ξ 为进口阻力系数, 对于进口外形平顺的直线形廊道, $\xi = 0.1$, 进口边缘不够圆滑时, $\xi = 0.3$; 如果廊道之后立即发生转弯, 则按进口段的平顺程度和曲率半径, 采用 $\xi = 0.3 \sim 0.6$; λ_R 为沿廊道长度的阻力系数; R 为廊道水力半径, m; L 为廊道长度, m; h 为廊道的高度, m。

(5) 进入廊道的推移质输沙量。由于泥沙运动在断面的分布难以定量确定, 因此, 近似按引水比等于进沙比计算, 即:

$$G'_s = \frac{Q_l + Q'}{Q} G_s \quad (6-57)$$

式中: G'_s 为进入廊道的输沙量, kg/s; G_s 为河道推移质输沙量, kg/s; Q_l 为廊道的冲沙流量, m³/s; Q 为进水闸的引水流量, m³/s; Q' 为河道的总流量, m³/s。

2. 无压廊道

这种廊道的计算公式基本上与有压廊道相同。无压廊道的纵坡 J 可根据下式计算:

$$J = \frac{\lambda_R}{R} \cdot \frac{v^2}{2g} = \frac{\lambda_R}{R} \cdot \frac{Q_l^2}{2gB^2h^2} \quad (6-58)$$

$$\lambda_R = 0.002 + \frac{1}{8 \left(2 \ln \frac{2R}{d} + 1.74 \right)^2} \quad (6-59)$$

必须指出, 由于水流及泥沙在廊道中的运动是很复杂的, 目前还没有更好的计算方法, 所以上述方法是粗略的。

第七章 沉 沙 池

第一节 概 述

一、沉沙池的作用

在多泥沙河流上，通常在进水闸处或其下游的适当地方设置沉沙池，以沉淀水流中的较粗泥沙，防止其进入渠道或进入水轮机，造成渠道淤积或水轮机磨损。

沉沙池应沉淀泥沙的粒径，主要取决于引水的用途。对于灌溉渠系上的沉沙池，要求出池泥沙粒径小于 $0.03\sim 0.05\text{mm}$ 。在我国黄河中下游灌溉渠系中，经过沉沙池沉淀后允许进入下游渠道的泥沙粒径一般应小于 $0.03\sim 0.04\text{mm}$ 。对于有防止水轮机磨损要求时，沉沙池的出池泥沙粒径，一般不大于 0.025mm 。而对于城市、工业供水的泥沙沉淀，则要求出池泥沙粒径不大于 0.01mm 。除了上述对沉沙池的出池泥沙粒径要求以外，有时还以出池水流的含沙量作为控制指标，要求汛期含沙量不超过 $2\sim 2.5\text{kg/m}^3$ ，非汛期则为 $1.0\sim 1.5\text{kg/m}^3$ 。一般情况下，沉沙池的效率常以沉降百分比来评价，一般在 $80\%\sim 90\%$ 范围内选择。如水流中含沙量小时，可采用下限，含沙量大时，则采用上限，当水流含沙量不大于 0.5kg/m^3 ，而且对水轮机的有害粒径含沙量小于 0.2kg/m^3 时，对动力引水渠道可不修建沉沙池。

二、沉沙池的类型

沉沙池的分类方法很多，可按平面形状分，也可按清淤方式分，下面分别介绍。

沉沙池按照平面形状可分为直线形（含斜板式）、曲线形和沉沙条渠。

1. 直线形沉沙池

直线形沉沙池又可分为单室、双室、多室以及有侧渠的沉沙池四种，见图 7-1。

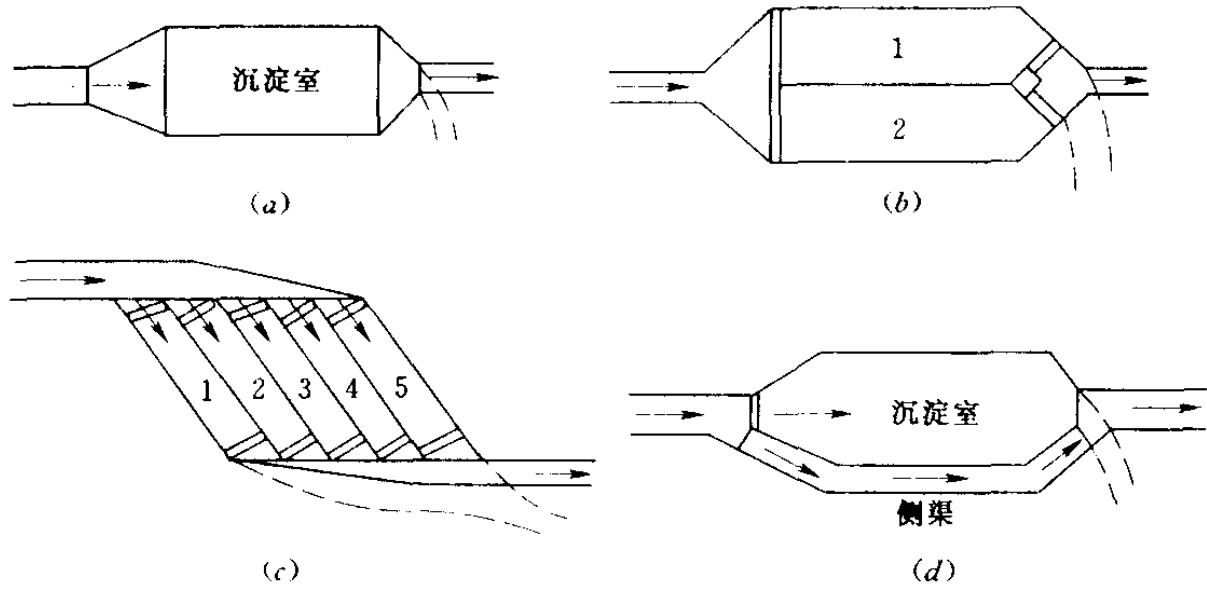


图 7-1 直线形沉沙池

(a) 单室沉沙池；(b) 双室沉沙池；(c) 多室沉沙池；(d) 有侧渠沉沙池

单室沉沙池是最简单的形式，适用于流量小于 $15\sim20\text{m}^3/\text{s}$ 的情况，其缺点是冲洗时须将上部闸孔关闭，停止向渠道供水，以免将搅起的泥沙带进渠道。当供水量大于 $15\sim20\text{m}^3/\text{s}$ 时，若采用单室沉沙池则其尺寸必须很大，冲洗历时很长，而且冲洗效果也不好，可采用双室沉沙池。双室沉沙池的设计一般有两种情况，第一种情况是，沉沙池中每个沉淀室都能通过总干渠的全部流量，以保证沉沙池在任何时候都能冲洗和供水；第二种情况是，沉沙池的每个沉淀室只通过总干渠流量的一半，当其中一个沉淀室冲洗时，另一个沉淀室则通过超额流量，这时沉沙池冲洗时间必须选在灌区需水最小时进行。

多室沉沙池的每个沉淀室所通过的流量可按沉淀室的数目平均分配。当其中一个沉淀室冲洗时，其余的沉淀室应该通过全部流量。多室沉沙池不仅可连续供水，而且冲沙时所需流量较少。

带有侧渠的沉沙池的特点是，冲洗时可由侧渠供水，使灌区用水不致中断；其缺点是，水流含沙量较大。为了减少入渠的泥沙，应尽可能在农田需水量最小时冲洗，这样进水闸的设计流量

不致增加过多。通常进水闸的设计流量为冲沙流量和最小需水流量之和。

2. 曲线形沉沙池

曲线形沉沙池是一个具有近 90° 转角的弯曲渠段，利用弯道水流的横向环流原理，连续不断地将推移质输向凸岸，通过凸岸一侧布置的冲沙设施将泥沙排出。图 7-2 所示的曲线形沉沙池，在新疆地区山溪性多泥沙河流的取水工程中应用较多，曲线形沉沙池常较直线沉沙池优越，它不仅结构简单，造价低廉，施工方便，而且排沙效果很好，能排走进入干渠推移质泥沙的 $90\% \sim 100\%$ ，对于减少和防止泥沙入渠起决定性的作用。

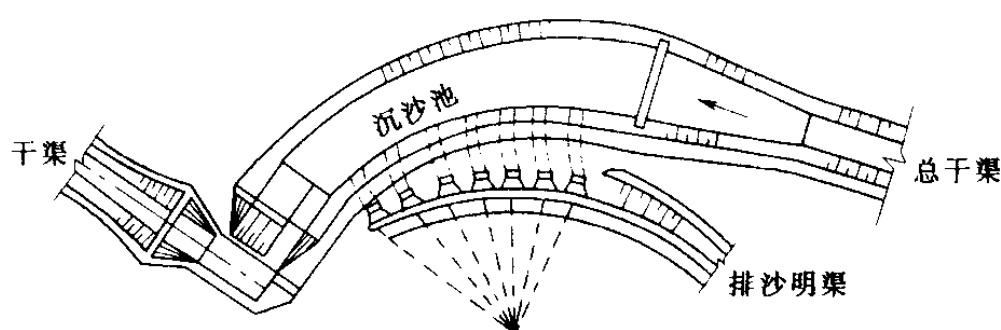


图 7-2 曲线形沉沙池

3. 沉沙条渠

沉沙条渠广泛应用于黄河下游引黄灌溉的取水工程中。它是利用背河的天然洼地作为沉沙区，在沉沙区内用围堤和格堤分成若干个条渠，每一条渠淤满后，即可用来耕种。因此，它把放淤改土、淤满种稻、改良沙荒盐碱地以及淤背固堤等结合起来，使河流的水沙资源得到综合利用。

按照清淤方式不同，沉沙池又可分为机械清淤、水力冲洗及联合清淤等几种类型。水力冲洗式由于冲沙方式不同，又可分定期冲洗的沉沙池和连续冲洗的沉沙池两种，下面简要介绍这两种形式。

(1) 定期冲洗式沉沙池。这种沉沙池的特点是沉沙与冲沙不同步进行。在运用时，由于泥沙不断沉淀，沉沙池的过水断面逐渐减小，流速不断增大，当有害的泥沙不能沉淀而开始随着水流

进入干渠时，则必须停止引水，进行冲洗。冲洗次数主要决定于所引水流的含沙量和流量大小。一般每隔半个月或一个多月冲洗一次。在汛期，水流含沙量大，流量也大，冲洗次数可多一些；汛期以后，冲洗次数可减少。冬季往往不需要冲洗。如果没有冲洗条件（没有水头或冲洗流量）进行水力冲洗时，则可采用机械清沙。

(2) 连续冲洗式沉沙池。其特点是沉沙、冲沙及供水可同时进行。在冲洗时，沉沙池的水面并不降低，冲沙所需的上下游水位差也较小，只需将水位稍为壅高即可。连续冲洗的沉沙池结构比较复杂，一般用于水流含沙量较多，泥沙粒径较粗而且不允许停止供水的场合。

4. 斜板式沉沙池

斜板沉沙池是由许多与水平面成一定倾角（一般 60° 左右）的斜板组成。按沉沙池中水流方向可分为三种：即上向流——水流自下向上流动；平向流——水流沿水平向流动；下向流——水流

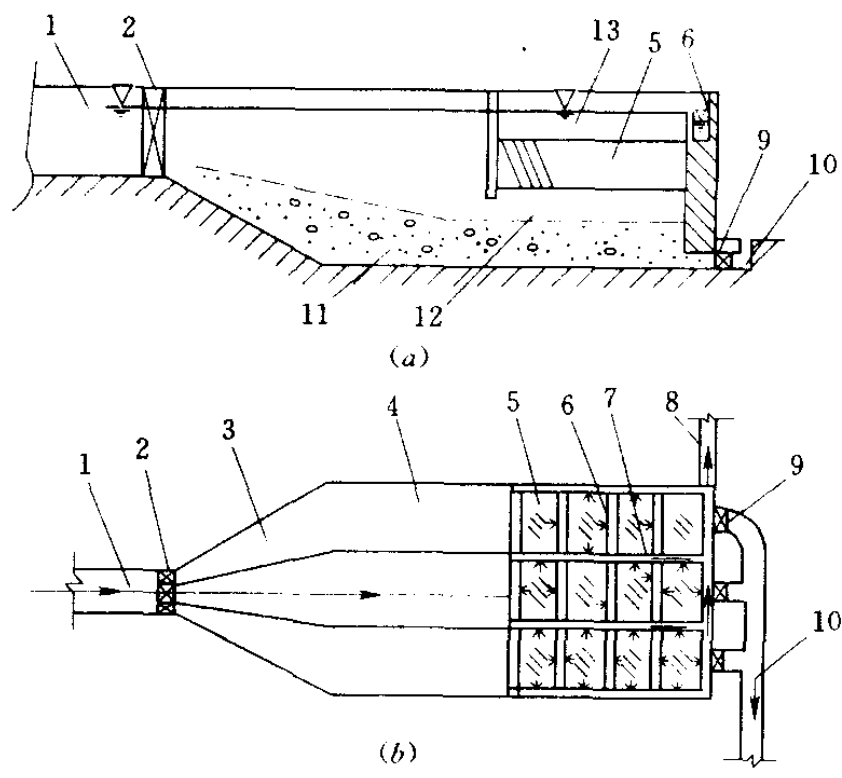


图 7-3 平流——斜板沉沙池布置示意图

(a) 平面；(b) 剖面

- 1—引水渠；2—进水闸；3—扩散段；4—平流段；5—斜板；
- 6—横向集流槽；7—纵向汇流槽；8—清水渠；9—排沙闸；
- 10—排沙渠；11—沉沙淤积区；12—配水区；13—集流区

自上向下流动(图 7-21)。在斜板沉沙池运行过程中,泥沙颗粒将沉于斜板上,当泥沙颗粒累积到一定程度,便会自动下滑到池底,再由排泥系统排出池外。图 7-3 为平流——斜板沉沙池的一种典型形式。

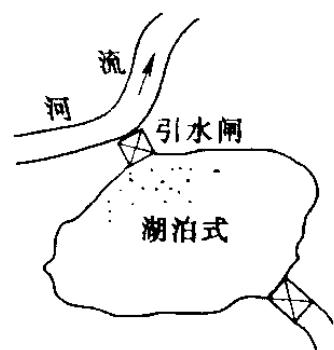


图 7-4 湖泊式沉沙池

5. 湖泊式沉沙池

在黄河下游当引水量较大时,常需要足够容量的沉沙场所,工程技术人员设计了湖泊式沉沙池。其布置形式如图 7-4 所示。黄河下游使用过的这种沉沙池,其长度可达 5~18km,宽 0.4~3km。它要求能利用周围地形、场地和围堤,以便蓄水沉沙。其优点是施工快,投资少。沉沙效率可达 40%~65%以上,出池泥沙粒径可小于 0.03mm。

第二节 直线形沉沙池

一、结构布置

(一) 定期冲洗式直线形沉沙池

定期冲洗式直线形沉沙池由进水口、沉淀室、出水口、冲沙廊道(或冲沙闸)以及节制闸等部分组成(图 7-5)。当水流由窄狭的进水渠流入宽度较大的沉沙池时,由于水流扩散,流速变缓,泥沙逐渐沉降。为了提高沉沙效果,沉沙池的进口水流必须平顺,流速要分布均匀,避免发生涡流或集中底流等现象,以免影响泥

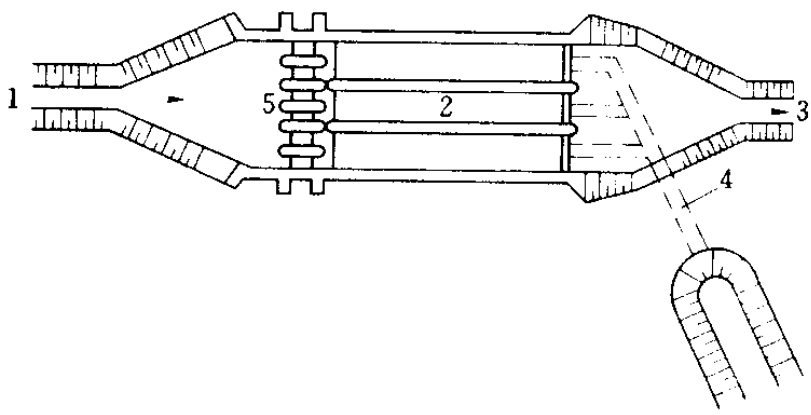


图 7-5 沉沙池的组成部分

1—进水口; 2—沉淀室; 3—出水口; 4—冲沙廊道; 5—节制闸

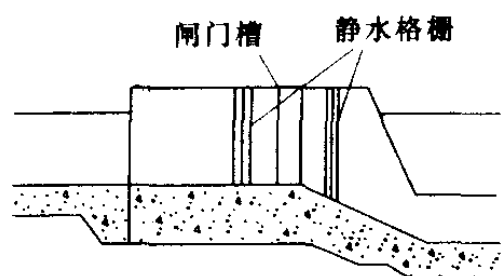


图 7-6 沉沙池进口
布置示意图

沙的正常沉淀。为此，一般在沉沙池的进水和出水口用渐变段与上下游渠道连接，使水流沿平面及深度均能均匀扩散和收缩。由于水流的自由扩散角只有 $10^{\circ} \sim 12^{\circ}$ ，因此，必须采取人工措施，在沉沙池进口处设置扩散墙或在进水槛上安装静水格栅（图 7-6）。若

沉沙池进口的流速较大，可在进水槛上设置闸门加以控制。必要时，也可把进水槛分为若干孔口，通过对每孔的闸门开度改变和调整对入池水流流速和方向的控制，使水流在短距离内能够在平面上得到良好的扩散。

根据日本的经验，为了使沉沙池进口处水流流速均匀分布，应使渐变段不仅在平面上扩宽（ $\theta < 20^{\circ}$ ），而且将渠底作成反坡，沿下游方向逐渐抬高，并要求扩散段末端断面上流速（约为 0.7m/s ）等于扩散段起始端平均流速。沉沙池内平均流速应小于 0.25m/s 。沉沙池的沉淀室数目一般为 $2 \sim 3$ 个，其横断面多为矩形，宽度不宜过大，最好不超过工作长度的 35% ，因为过宽的沉淀室很难保证流速分布均匀。

沉沙池的工作深度尽可能定得小些，一般水电站用的沉沙池深度为 $4 \sim 5\text{m}$ ，灌溉用的沉沙池深约 $2.5 \sim 3.5\text{m}$ 。工作深度过大是不经济的，一般应根据具体情况而定。若工作深度选小了，反而使沉沙池宽度增大，并不经济，甚至引起沉沙池内水流紊乱，妨碍泥沙沉淀。

沉沙池的底坡可以是正坡或倒坡，其数值为 $0.020 \sim 0.005$ 。较大的底坡很少采用。若采用正坡时，冲沙廊道进口一般设在沉沙池末端，这对操作冲洗比较方便。

在沉沙池内，粗沙一般沉淀在沉淀室首端，中粒和细粒泥沙则在室内均匀下沉。因此，当水流所含粗粒泥沙较多时，室的首端淤积较快，而末端则淤积缓慢。此时，为了简化管理工作，沉淀室的底坡可采用倒坡，使沉淀室首端加深，以增加淤积容积，减

少冲洗次数。图 7-7 是有倒坡的三室沉淀池。这种沉淀池的冲沙廊道设在沉淀室首端，并经过分水墙底的涵洞（或管道）自上游引水，用以冲洗沉淀室的泥沙。

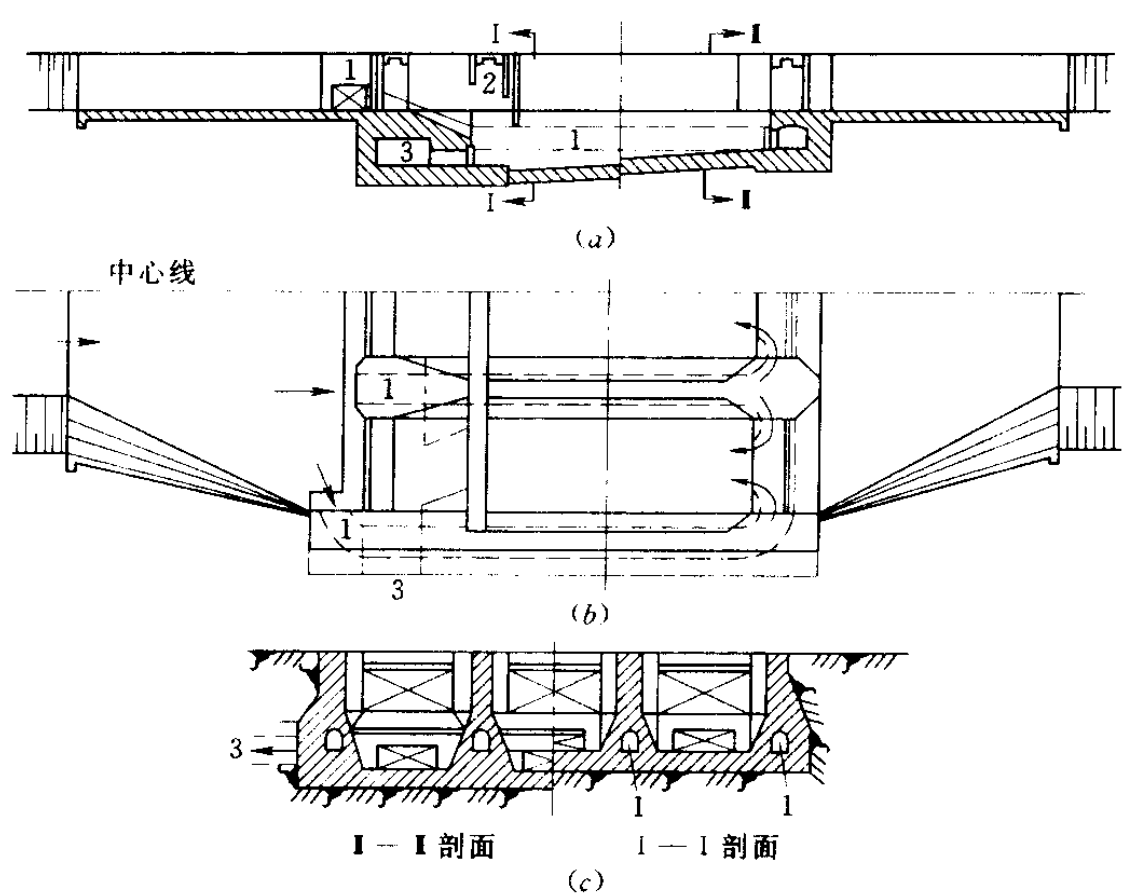


图 7-7 有倒坡的三室沉淀池
(a) 纵剖面图；(b) 平面图；(c) 剖面图
1—进水洞；2—静水栅；3—排沙道

当沉淀室较宽时，可在沉淀室中设置纵向分水墙，以提高冲洗效率。分水墙的高度稍高于淤积的高度。

定期冲洗式直线形沉沙池的主要优点是结构简单，运行可靠，不易发生故障。其缺点是流速不均匀，对泥沙沉淀影响较大，对进口调整水流要求较高；当含沙量较大时，冲洗工作频繁，管理复杂，在排沙廊道的出口处容易形成沙滩，严重时妨碍冲洗工作的顺利进行。

工程实例：

(1) 大禹渡泵站沉沙池位于一级泵站的出水池后，为平流式，由进水闸、沉沙箱、溢流集水槽、排沙洞、排沙管、排沙渠组成，如图 7-8 所示。沉沙池工作长度 220m，底宽 4.5m，水面宽 14~

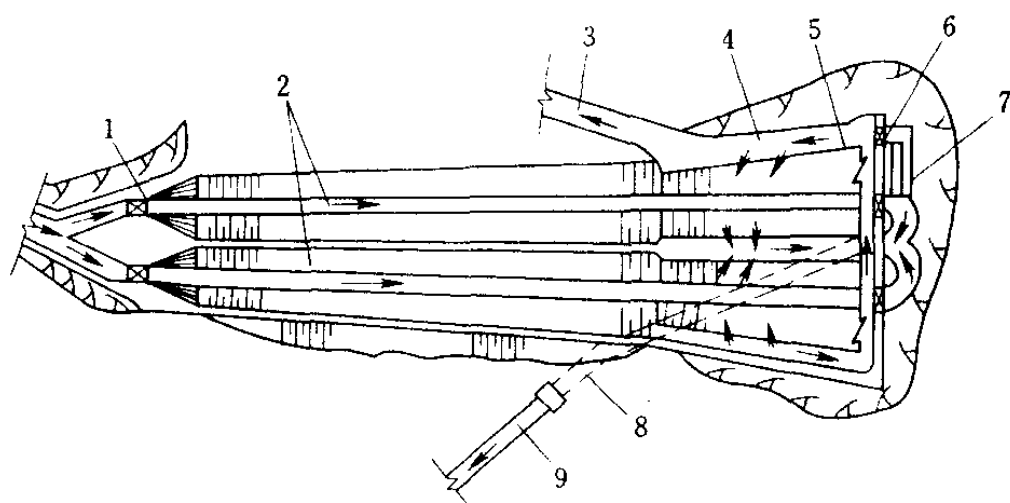


图 7-8 沉沙池平面布置图

1—进水闸；2—沉沙箱；3—二级站引渠；4—集水槽；5—溢流堰；
6—泄水闸；7—泄空排沙闸；8—排沙洞；9—排水渠

25m，水深 4.2~8.6m，池底坡度 1/94。溢流集水槽位于池尾，其出口接二级站的引水渠。排沙闸为底孔闸，设在集水槽下面。在排沙槽侧墙上设有异重流排水管，由阀门控制。沉沙池的沉沙效率可达 50%~60%，粒径大于 0.025mm 的泥沙可被处理。

(2) 博克拉水利灌溉工程^[34]是我国在尼泊尔北部山区援建的一项以灌溉为主，兼顾发电及城市生活用水的综合水利工程，设计引用流量 $11\text{m}^3/\text{s}$ 。1985 年建成发挥效益。该工程属于低坝取水枢纽，引水河道坡陡流急。旱季河水较清，雨季（5~9 月）含沙量约 $2\text{kg}/\text{m}^3$ ，但泥沙颗粒较细。在雨季河水呈乳白色，像石灰水，烘干后状似水泥。为了有效防止泥沙进入渠道，在距取水枢纽约 1km 的干渠左侧，专门修建一座大型沉沙池，沉沙池工程于 1989 年 8 月开工，1991 年 3 月建成投入运用。沉沙池在设计布置上有一定特点，沉沙效率和冲沙效果均很理想。

沉沙池布置形式及主要尺寸如图 7-9 所示。进口设两孔进水闸，每孔净宽 2.5m。闸上游由长 50m 的引渠与 1 号隧洞后的干渠呈 47° 夹角相接。闸下渐变段为平底，底宽由 6m 增为 10m。渐变段后接池身，池身为梯形断面，边坡 1:1.5。沉沙池总容积 87000m^3 。紧接进水闸中墩下游，沿池中心线设置导流隔墙，总长 320m，前 20m 墙高由 2.4m 降至 0.6m，其余均为 0.6m，墙厚均

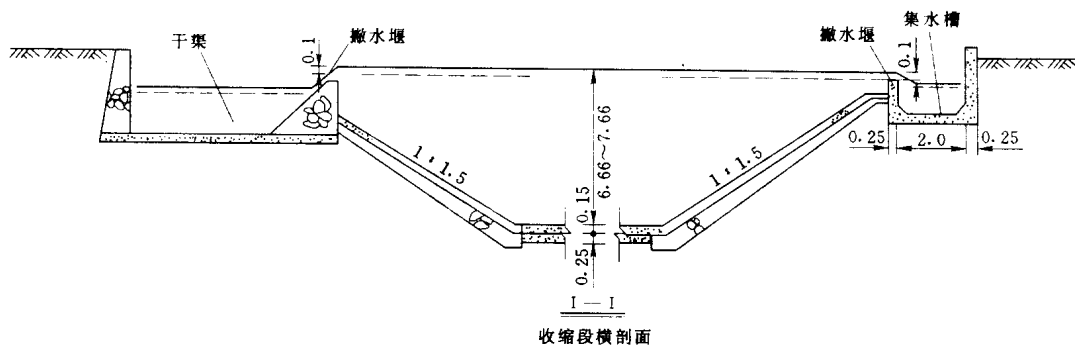
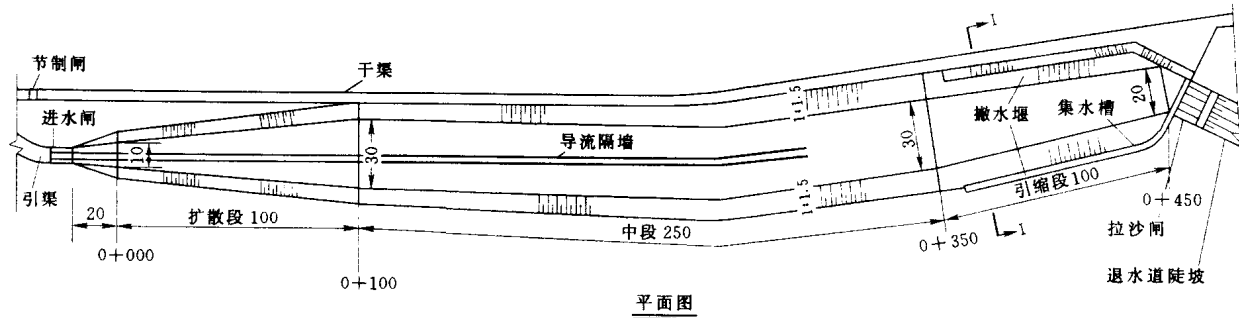


图 7-9 博克拉水利灌溉工程沉沙池总布置图(尺寸单位:m)

为 0.3m。在池身收缩段两侧及拉沙闸顶设置撇水堰，堰顶溢流水深 10cm，堰总长 219m。集水槽为矩形断面，宽 2m，池末设五孔胸墙式深孔拉沙闸，每孔净宽 2.5m，高 2.1m，闸底与池末底板相平，闸室高 8.3m。拉沙闸后接总跌差 18m 的二级陡坡式退水道，宽 16.5m，总长 112m，末端设挑流鼻坎，冲沙水流排泄入原河道。泥沙模型试验表明，引河运行期 10 天的平均沉沙效率为 86.6%，可满足设计要求，据实际投入运行后的预测，最短运行期为 6 天，最长 14 天。运行期平均沉沙效率最低不 85.5%，最高为 89%。因此，该工程运行效果好。

(二) 连续冲洗式直线形沉沙池

连续冲洗式直线形沉沙池可以是单室的，也可以是多室的。其形式很多，结构比较复杂。图 7-10 是连续冲洗式直线形沉沙池的典型纵剖面结构。

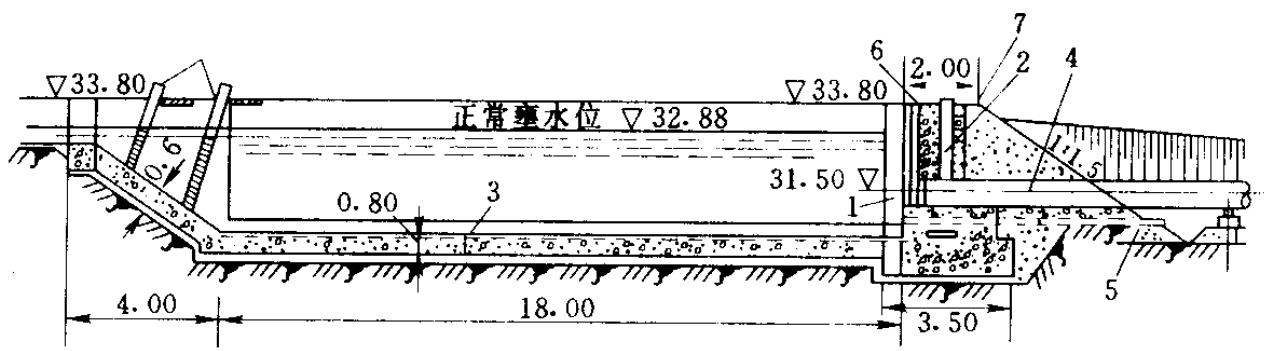


图 7-10 连续冲洗式直线形沉沙池纵剖面图 (单位: m)

- 1—板条静水栅; 2—空气管, $d=300\text{mm}$; 3—聚冲廊道, $d=400\text{mm}$;
- 4—澄清水引出管, $d=600\text{mm}$; 5—反滤层; 6—闸门; 7—填土

图 7-11 是常用的肋条式沉沙池横剖面构造。沉沙池中的泥沙沿着沉淀室底部的横向斜坡进入纵向冲沙道，然后调节冲沙道闸门将泥沙由泄水渠排至下游河道。冲沙道的顶部设有带孔的水平盖板(或用底栅)，将沉淀室内具有小流速的水流与冲沙道内较大流速的水流分开，以便造成足以冲走冲沙道内泥沙的流速，并能利用较小的流量输送泥沙。冲沙道的流量是逐渐增加的，横断面应相应增大，使冲沙道的流速大致保持不变，以保证必需的输沙能力，避免过多的水量损失。

冲沙道的进水最好成斜向的，以便造成横向环流，提高冲沙道的输沙能力。当采用正面进水时，可在冲沙道的侧墙及底部设置斜向的条齿（图 7-12）。条齿的厚度一般采用冲沙道的宽度的 $1/10$ ，其方向与冲沙道轴线成 15° 夹角。加条齿的冲沙道的糙率约为 $0.030 \sim 0.035$ 。其输沙能力约为无条齿的 $1.5 \sim 2.0$ 倍。图 7-13 是南桠河三级电站设计采用的单室连续冲洗与高低引渠相结合的沉沙池。电站分高低两种水位运行，当河道流量较大时，低水位运行，由沉沙池供水；当河道流量较小时，壅高闸前水位，由岸边高渠道供水。该沉沙池模型实验时采用了 $14^\circ 2'$ 的扩散角，获得了满意的效果。

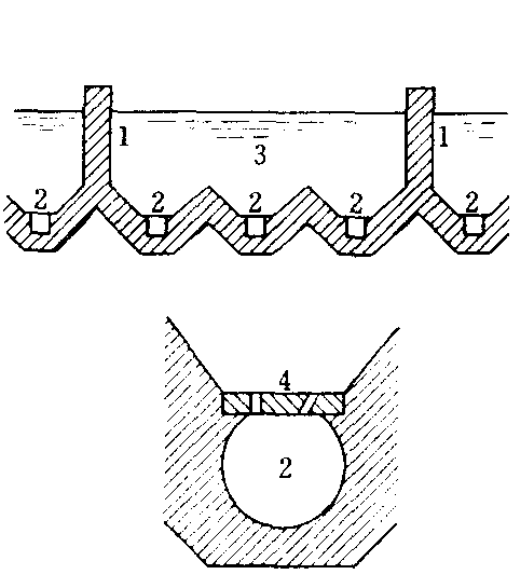


图 7-11 肋条式沉沙池
1—隔墙；2—底部冲沙道；
3—沉淀池；4—带孔盖板

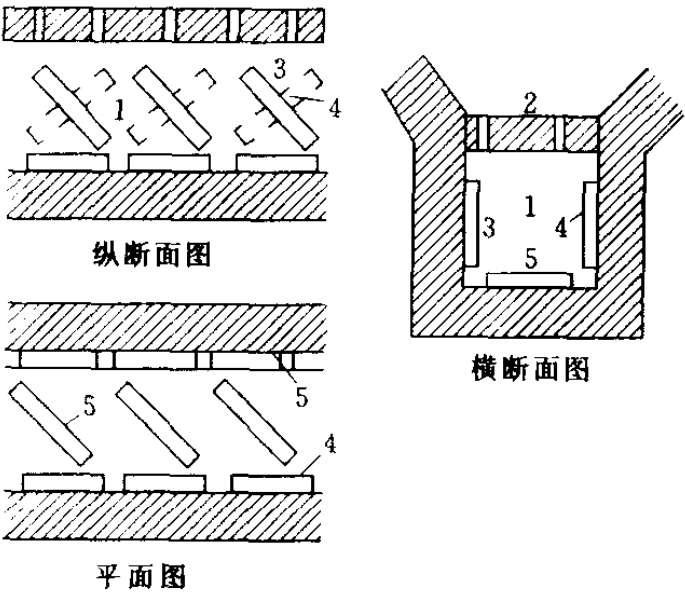


图 7-12 有条齿的冲沙道
1—底部冲沙道；2—带孔盖板；3、4—侧
墙上人工条齿；5—底部人工条齿

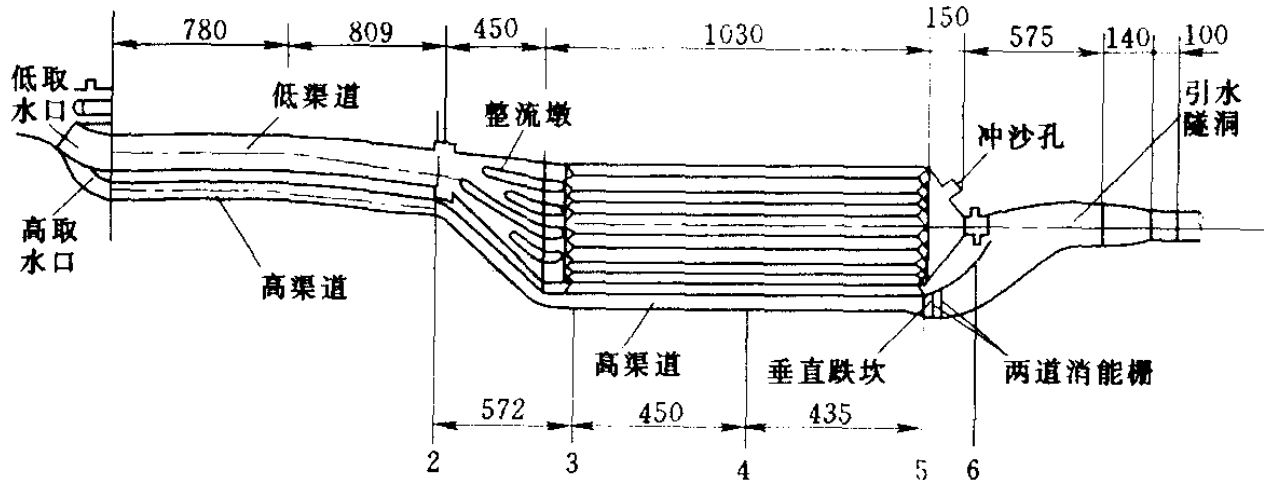


图 7-13 四川南桠河三级电站沉沙池布置（单位：cm）

连续冲洗式直线形沉沙池由于结构复杂，容易发生故障，而且还要按照不同的水位、流量和含沙量来调整冲沙道闸门和底栅空隙，运用比较麻烦。加之农田灌溉一般都允许短期停止供水，因此，在灌溉系统中较少采用这种形式，大多数采用定期冲洗式直线形沉沙池。

二、沉沙池计算

(一) 泥沙沉降速度

设计沉沙池前，必须了解泥沙实际沉降速度。泥沙在沉沙池内是在动水状态中沉降的，由于目前对泥沙在动水状态中沉降速度的研究还不成熟，所以常简单地采用泥沙在静水中的沉降速度来进行计算。如有条件时可现场取样，在实验室内进行泥沙沉降速度的测定，如无条件，可参考表 7-1 选用。

表 7-1 泥沙粒径与沉降速度关系表

粒 径 (mm)	沉 降 速 度 (mm/s)			
	水温 0 C	水温 10 C	水温 20 C	水温 30 C
0.001	0.00037	0.00051	0.00067	0.000832
0.002	0.00152	0.00206	0.00267	0.003330
0.003	0.00341	0.00463	0.00601	0.007480
0.004	0.00604	0.00822	0.01070	0.013300
0.005	0.00946	0.01290	0.01670	0.020800
0.006	0.01360	0.01850	0.02400	0.029900
0.007	0.01850	0.02520	0.03270	0.040700
0.008	0.02420	0.03290	0.04260	0.053100
0.009	0.03060	0.04160	0.05400	0.067400
0.010	0.03790	0.05140	0.06670	0.083200
0.020	0.15200	0.20600	0.26700	0.333000
0.030	0.34100	0.46300	0.60100	0.748000
0.040	0.60400	0.82200	1.07000	1.330000
0.050	0.94600	1.29000	1.67000	2.060000

续表

粒 径 (mm)	沉 降 速 度 (mm/s)			
	水温 0℃	水温 10℃	水温 20℃	水温 30℃
0.060	1.36000	1.85000	2.40000	3.170000
0.070	1.85000	2.52000	3.50000	4.080000
0.080	2.42000	3.41000	4.41000	5.130000
0.090	3.06000	4.19000	5.55000	6.180000
0.100	3.70000	4.97000	6.12000	7.350000
0.150	7.69000	9.90000	11.80000	13.70000
0.200	12.30000	15.30000	17.90000	20.50000
0.250	17.20000	21.00000	24.40000	27.50000
0.300	22.3	26.7	30.8	34.4
0.350	27.4	32.8	37.1	41.4
0.4	32.9	38.7	43.4	48.6
0.5	43.3	50.6	56.7	61.9
0.6	54.3	62.6	69.2	75.0
0.7	65.2	74.2	81.2	88.5
0.8	75.0	85.5	93.7	102
0.9	85.5	96.0	106	114
1.0	95.2	107	117	125
1.5	143	160	172	177
2.0	190	205	205	205
2.5	229	229	229	229
3.0	251	251	251	251
3.5	271	271	271	271
4.0	290	290	290	290
5.0	324	324	324	324
6.0	355	355	355	355
7.0	383	383	383	383
8.0	409	409	409	409

计算时,通常将泥沙按其机械组成为4~6组,每一组泥沙的平均沉降速度,可由下式求出:

$$\omega_{cp} = \frac{\omega_1 + \omega_2 + \sqrt{\omega_1 \omega_2}}{3} \quad (7-1)$$

式中: ω_{cp} 为每一组泥沙的平均沉降速度, cm/s; ω_1 、 ω_2 分别为该组泥沙中最粗及最细泥沙的沉降速度, cm/s。

若已知各组泥沙的平均沉降速度,则可由下式求出泥沙加权平均沉降速度:

$$\omega'_{cp} = \frac{\sum \omega_i p_i}{100} \quad (7-2)$$

式中: ω'_{cp} 为加权平均沉降速度, cm/s; ω_i 为各组泥沙的平均沉降速度, cm/s; p_i 为各组泥沙含量的百分数。

(二) 结构尺寸

沉沙池各部分的基本尺寸可参照已建成的同类型的沉沙池尺寸,并结合工程实际情况初步拟定。然后进行泥沙沉降及冲洗的水力学计算,再按照一些经验公式进行核算,最后确定沉沙池的设计尺寸。

在核算沉沙池的长度、宽度和深度时,首先应研究泥沙在沉淀室的沉降过程。沉淀室的泥沙一方面在水平流速作用下向前流动;同时,在重力作用下又向下沉降。由于沉淀室水流的水平流速分布是不均匀的,而且随着泥沙不断淤积,过水断面逐渐减小,流速不断增大;又因沉淀室淤积泥沙的表层粗糙,极易造成漩流,引起横向流速,使泥沙颗粒横向移动,下层的泥沙还会向上跃动,从而使水流具有紊流性质,这些现象都会延缓泥沙的沉降。

当不考虑水流紊流的影响时,假定水流的平均流速不变,泥沙颗粒在平均流速和沉降速度同时作用下,将沿直线下沉,由 A 到 A_1 (图 7-14),并呈下列比例关系:

$$\frac{H_p}{\omega} = \frac{L}{v}$$

或
$$L = H_p \frac{v}{\omega} \quad (7-3)$$

式中： L 为沉沙池长度，m； H_p 为沉沙池内工作水深，m； v 为沉沙池水流的平均流速，m/s； ω 为泥沙的沉降速度，m/s。

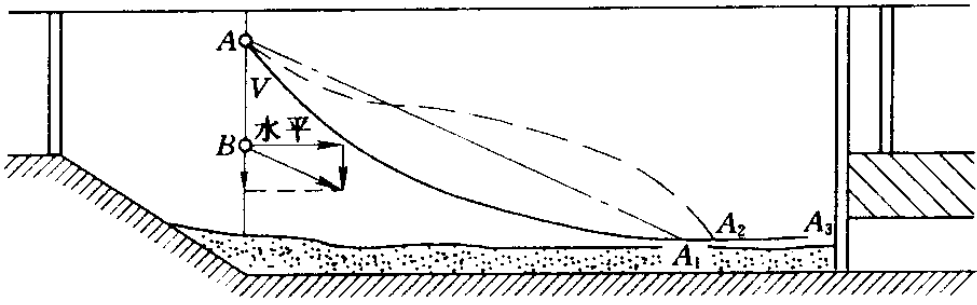


图 7-14 泥沙沉淀过程示意图

实际上，水流的水平流速不是常数，靠近水面较大，靠近池底较小，因而泥沙下沉的轨迹不是直线而是曲线，如图 7-14 中的 A 到 A_2 。又因沉沙池水流有紊流的影响，紊流强度越靠近底部越大，因此，泥沙运动的轨迹，实际上是图 7-14 中的 A 到 A_3 。为了考虑上述影响，故将式 (7-3) 乘以系数 ξ ，即：

$$L = \xi H_p \frac{v}{\omega} \tag{7-4}$$

式中： ξ 为系数，一般采用 $\xi = 1.2 \sim 1.5$ 。

根据黄河下游一些沉沙池的实测资料，式 (7-4) 中的系数 ξ 值变化范围很大，它与流速、含沙量、平均水深、泥沙沉降速度等因素有关，其中以泥沙沉降速度的关系最为密切。黄河下游泥沙 d_{50} 一般在 0.03mm 左右，绝大部分小于 0.2mm。经过试验，得到下列计算 ξ 值的公式：

$$\xi = 100\omega^{0.767} \tag{7-5}$$

对于横断面为矩形的沉沙池，其工作宽度可按下式计算：

$$B = \frac{Q}{V_{cp} H_p} \tag{7-6}$$

式中： B 为沉沙池的工作宽度，m； Q 为沉沙池内的流量， m^3/s ； v_{cp} 为沉沙池水流的平均流速，m/s； H_p 为沉沙池的计算深度，即池首部的工作水深 ($H_p = H - h_a$, h_a 为冲沙前的设计淤积高度，一般取池首部设计水深 H 的 20%~30%)。

沉沙池的深度可按下式计算：

$$H = Z + \frac{q}{v_s} \quad (7-7)$$

式中：\$H\$ 为沉沙池的设计水深，m；\$Z\$ 为沉沙池上游与排沙沟下游的水位差，m；\$q\$ 为沉沙池的单宽冲沙流量，\$\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})\$；\$v_s\$ 为沉沙池的冲沙流速，m/s。

当沉沙池具有底坡 \$i\$ 时，则沉沙池的设计水深应为：

$$H = Z + \frac{q}{v_s} - iL \quad (7-8)$$

式中：\$L\$ 为沉沙池的长度，m；\$i\$ 为沉沙池的底坡；其余符号意义同前。

沉沙池底坡一般是根据冲沙条件确定，当冲沙流速选定后，即可用下式计算沉沙池的底坡：

$$i = \frac{v_s^2}{C^2 R} \quad (7-9)$$

式中：\$i\$ 为沉沙池坡底；\$v_s\$ 为冲沙流速，m/s；\$C\$ 为谢才系数（\$C = \frac{1}{n} R^{1/6}\$，在确定该系数所选用的粗糙系数 \$n\$ 时，应计入泥沙沉积的影响，一般采用 \$n = 0.025\$）；\$R\$ 为水力半径，m；\$R\$ 值可近似地采用冲洗时的平均水深，其数值约为沉沙池工作深度的 \$10\% \sim 30\%\$。

（三）冲沙流速

当沉沙池工作一段时间后，池内泥沙淤积厚度逐渐加大，过水断面逐渐减小，流速渐增，有可能将推移质泥沙带进下游渠道。因此，必须停止供水，进行冲沙。冲沙流速决定于冲沙时呈悬浮状态并输送出去的泥沙数量及粗度，可用下式进行计算：

$$v_s = \omega \sqrt{\frac{h_{cp}}{d_{75}}} \sqrt[3]{\rho} \quad (7-10)$$

式中：\$v_s\$ 为冲沙流速，m/s，其值应大于 \$2 \sim 2.5 \text{m/s}\$；\$\omega\$ 为粒径为 \$d_{75}\$ 的泥沙颗粒的沉降速度，m/s；\$h_{cp}\$ 为冲沙时，沉沙池内平均水深，m，可采用沉沙池工作深度的 \$10\% \sim 30\%\$；\$d_{75}\$ 为在冲洗的泥沙中小于此值的泥沙占 \$75\%\$ 的泥沙粒径，mm；\$\rho\$ 为冲沙水流中泥

沙含量的百分数，一般采用 $\rho = 2\% \sim 8\%$ 。

采用圆形断面冲沙廊道时，可用下式计算冲沙流速：

$$v_s^{5/4} = \omega \sqrt[6]{\rho} \sqrt[4]{\frac{4Q}{\pi d^2}} \quad (7-11)$$

式中： Q 为冲沙流量， m^3/s ； d 为廊道断面直径， m ；其他符号意义同前。

若水流中挟有个别粗大的石块或卵石，则可用下式计算冲沙流速：

$$v_s = 3 \sqrt{gd_{\max}} \quad (7-12)$$

式中： g 为重力加速度， m/s^2 ； $d_{\max}$ 为水流中个别粗大石块或卵石的最大直径， m 。

此时，冲沙廊道的断面尺寸应使个别粗大石块或卵石通过，且廊道直径或底宽和高度应大于粗大石块或卵石直径的两倍，同时不得小于 $0.5 \sim 0.7\text{m}$ ，冲沙流速不应小于 $4 \sim 6\text{m}/\text{s}$ 。

在一般情况下，沉沙池的单宽冲沙流量可按下式计算：

$$q = (1.10 \sim 1.25)v_s h_{cp} \quad (7-13)$$

式中： q 为单宽冲沙流量， $\text{m}^3/(\text{m} \cdot \text{s})$ ； v_s 为冲沙流速， m/s ； h_{cp} 为冲沙时沉沙池内的平均水深， m 。

对于多室沉沙池，每一个沉淀室的流量一般小于沉沙池总工作流量 $35\% \sim 40\%$ ，也不大于一个沉淀室工作流量的 100% ，这样不致因冲沙而对沉沙池结构及上下渠道提出特殊要求而增大造价。

(四) 泥沙淤积厚度

假设沉沙池水流均匀，泥沙在沉降长度内均匀分布，则在冲沙以前沉沙池内泥沙淤积厚度可按下式计算：

$$\delta = \frac{q\rho t \times 60 \times 60}{1000\gamma l} \times 100 \quad (7-14)$$

式中： δ 为沉沙池内泥沙的淤积厚度， cm ； q 为沉沙池的单宽流量， $\text{m}^3/(\text{m} \cdot \text{s})$ ； ρ 为任何粒径组的泥沙含量， kg/m^3 ； t 为时距， h ； γ

为泥沙的容重, kg/m^3 ; l 为任何粒径组的泥沙沉降长度, m 。

(五) 冲沙时间

假设冲沙时的流速为等速流, 则冲沙时间可按式计算:

$$T = \frac{10\gamma V}{\rho q B} \quad (7-15)$$

式中: T 为冲沙时间, s , 实际冲沙时间常超过计算时间的 $0.5 \sim 1.0$ 倍; γ 为泥沙容重, kg/m^3 , 一般采用 $\gamma = 1.3 \sim 1.6 \text{kg}/\text{m}^3$; V 为沉沙池的死容积, m^3 ; ρ 为冲沙水流中泥沙含量, kg/m^3 ; q 为单宽冲沙流量, $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$; B 为沉沙池的宽度, m 。

若冲沙水流是从闸门底下冲射, 同时在沉沙池末端的泥沙沉积堆上形成大的跌水, 则采用下式计算冲沙时间:

$$T = \frac{1}{200iK} \left[\ln \frac{H_K - h}{H_K - h - iL} - \frac{iL(\frac{3}{2}h_K - h)}{(H_K - h)(H_K - h - iL)} \right] \quad (7-16)$$

$$H_K = \delta + iL + \frac{3}{2}h_K$$

$$h_K = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}$$

式中: T 为冲沙时间, s ; i 为沉沙池的底坡; K 为系数, 一般采用 $K = 2 \times 10^{-4}$; δ 为沉沙池首端的泥沙淤积厚度, m ; L 为沉沙池的长度, m ; h_K 为沉沙池末端的临界水深, m ; h 为冲沙廊道进口处水深, m , 可由以下关系式求出:

$$q = \varphi h \sqrt{2g(H_K - h)}$$

式中: q 为单宽流量 $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$; φ 为流速系数, 一般采用 $\varphi = 0.85$; α 为系数, 一般采用 $\alpha = 1.0 \sim 1.1$ 。

三、冲洗程序

当沉淀室内的泥沙淤积到了有害的程度并随着水流进入渠道时, 必须停止供水进行冲洗。冲洗流速一般不应小于 $2.0 \sim 2.5 \text{m/s}$ 。冲洗时必须遵守以下程序。

(1) 关闭沉淀室末端的节制闸停止供水, 使沉淀室的水面上升到与上游水位齐平。

(2) 将沉淀室进口闸门放下, 但不完全关闭, 使在自由满流条件下通过冲沙流量 (约为沉淀室工作流量的 0.5~1.0 倍)。

(3) 开启冲沙廊道闸门, 进行冲洗, 由于池内水面很快降低, 故流速增大, 淤沙被冲走。

(4) 泥沙冲洗完毕后, 先关闭底部冲沙廊道闸门, 这时沉淀室内的水位逐渐上升到与上游水位齐平。

(5) 开启沉淀室进口闸门及沉淀末端的节制闸闸门, 进行正常引水。

【例 7-1】 计算冲沙流速和冲沙时间。

1. 资料

有一直线沉沙池, 长 $L = 50\text{m}$, 宽 $B = 24\text{m}$, 深 $H = 4\text{m}$, 沉沙池首端淤积厚度 $\delta = 1\text{m}$, 沉沙池中泥沙粒径 $d < 0.6\text{mm}$ 的泥沙占 75%, 冲沙流量 $Q = 15\text{m}^3/\text{s}$, 泥沙沉降速度 $\omega = 0.0648\text{m/s}$ 。

2. 冲洗流速计算

冲沙时, 若水流中泥沙含量的百分率 $\rho = 7.5 (\%)$, 沉沙池内平均水深 $h_{cp} = 0.5\text{m}$, 为沉沙池工作深度 $H - \delta = 4 - 1 = 3 (\text{m})$ 的 17%。

由式 (7-10), 可得冲沙流速为:

$$\begin{aligned} v_s &= \omega \sqrt{\frac{h_{cp}}{d_{75}}} \sqrt[4]{\rho} = 0.0648 \times \sqrt{\frac{0.5}{0.0006}} \times \sqrt[4]{7.5} \\ &= 3.10 (\text{m/s}) \\ v_s &> 2.5 (\text{m/s}) \end{aligned}$$

3. 冲沙时间计算

(1) 沉沙池死容积计算。由式 (7-13) 计算沉沙池的单宽冲沙流量为:

$$q = 1.1v_s h_{cp} = 1.1 \times 3.1 \times 0.5 = 1.7 [\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})]$$

沉沙池的底坡 i 由式 (7-9) 计算, 将 $R = h_{cp} = 0.5$, $n = 0.0275$ 及 $C = 30.6$ 等值代入式内, 则得沉沙池的底坡为:

$$i = \frac{v_s^2}{C^2 R} = \frac{3 \cdot 10^2}{30.6^2 \times 0.5} = 0.02$$

沉沙池泥沙淤积的容积:

$$V = BL(\delta + \frac{1}{2}iL) = B \times 50(1 + \frac{1}{2} \times 0.02 \times 50)$$

则: $\frac{V}{B} = 50(1 + 0.5) = 75 \text{ (m}^2\text{)}$

(2) 冲沙时间计算。

1) 若冲沙时水流为等速流, 则冲沙时间为:

$$T = \frac{100V}{\rho q B} = \frac{100 \times 1.5 \times 75}{7.5 \times 1.7} = 882(\text{s}) = 14.7 \text{ (min)}$$

2) 若从门底射流冲沙时, 则冲沙时间计算如下:

$$h_K = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1.1 \times 1.7^2}{9.81}} = 0.69 \text{ (m)}$$

$$K = 2 \times 10^{-4}$$

$$H_K = \delta + iL + \frac{3}{2}h_K$$

$$= 1 + 0.02 \times 50 + \frac{3}{2} \times 0.69$$

$$= 3.03 \text{ (m)}$$

冲沙廊道进口处水深 h 可由下列关系式求出:

$$q = \varphi h \sqrt{2g(H_K - h)}$$

其中 $\varphi = 0.85$; $q = 1.7 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$,

$$H_K = 3.03 \text{ (m)}$$

$$1.7 = 0.85h \sqrt{2 \times 9.8(3.03 - h)}$$

得 $h = 0.27 \text{ m}$ 时的冲沙时间为:

$$\begin{aligned} T &= \frac{1}{200iK} \left[\ln \frac{H_K - h}{H_K - h - iL} - \frac{iL(\frac{3}{2}h_K - h)}{(H_K - h)(H_K - h - iL)} \right] \\ &= \frac{1}{200 \times 0.02 \times 2 \times 10^{-4}} \left[\ln \frac{3.03 - 0.27}{3.03 - 0.27 - 0.02 \times 50} \right] \end{aligned}$$

$$= \frac{0.02 \times 50 \left(\frac{3}{2} \times 0.69 - 0.27 \right)}{(3.03 - 0.27)(3.03 - 0.27 - 0.02 \times 50)} = 366(\text{s}) = 6.1(\text{min})$$

第三节 曲线形沉沙池^[4]

山溪性河流水流湍急，推移质较多，在取水工程中，一般常用曲线沉沙池作为二级排沙处理设施。我国新疆地区首先使用。新疆河流多为山溪性河流，河身短小，流量不大。每当春汛夏洪，河流两岸泥沙、砾石甚至大的卵石随水流滚滚而下，形成推移质泥沙，带进渠道。而在中、小洪水期，由于灌溉用水紧张，引水比往往高达100%，沙石入渠现象更难免。表7-2是新疆部分渠首的引水比和进沙比的情况。在新疆多底沙的山溪性河流上修建弯道式引水枢纽时，一般均建有曲线形沉沙池，对引水进口的推移质泥沙进行二级处理。

表 7-2 新疆弯道式引水枢纽引水比与进沙比

渠首引水 与进沙 情况	乌鲁木 齐河青 年渠 渠首	玛纳斯 河红山 咀渠首	八音沟 河渠首	奎屯河 旧渠首	古尔图 河旧 渠首	三屯河 渠首	古尔图河 新渠首	伊犁喀 什河 渠首
多年平均 引水比 (%)	64.8	77.6	64.3	62	71.2	80	82.6	43.8
多年平均 进沙比 (%)	25	47.5	23~40	39~58	39	26	很少	很少

曲线形沉沙池具有结构简单、施工方便、效果好等优点。造价比直线形多室沉沙池便宜3~4倍，能排除入渠泥沙的90%~100%，对防止推移质泥沙入渠，保证正常引水，提高引水比和延长渠首的使用寿命起到了决定性作用。表7-3是新疆部分渠首及其沉沙池的运行情况。曲线形沉沙池的工作特点是：当水流进入

表 7-3 新疆部分弯道式渠首与曲线形沉沙池推移质泥沙资料

水 沙 状 况		玛纳斯河 渠 首	八音沟河 渠 首	奎屯河 旧渠首	古尔图河 旧渠首
大 河	年平均输沙量 (万 m ³)	14.20	13.11	24.43	5.90
	年最大输沙量 (万 m ³)	21.40	19.62	29.05	8.61
渠 首	年平均进沙量 (万 m ³)	6.75	3.04		3.39
	年最大进沙量 (万 m ³)	9.50	4.59		4.03
沉沙池 排 沙	年平均排沙量 (万 m ³)	6.07	2.02	10.25	3.07
	年最大排沙量 (万 m ³)	9.90	3.62	14.42	3.30
	年平均冲沙水水沙比	1420	1456	589	687
明 渠	年最小冲沙水水沙比	860	1290	374	632
	年最大输沙率 (kg/s)	152.9		76.4	
沉沙池与 总干渠	年平均分沙比 (%)	90	(100.7)		90.6
	年最大分沙比 (%)	(110)	(147.5)		99.9
沉沙池 与大河	年平均分沙比 (%)	42.8	17.1	41.9	52.1
	年最大分沙比 (%)	46.2	36.8	49.4	86

- 注 1. 表中所计数据均为推移质泥沙。
 2. 古尔图河仅两年资料, 精度较差。
 3. 沉沙池与总干渠分沙比大于 100% 的原因, 是由于渠首与沉沙池之间渠段从渠坡掉入一部分泥沙, 或由风刮入一部分泥沙。

曲线形沉沙池时, 水流中的推移质和部分悬移质泥沙在离心力的作用下, 随着横向环流连续不断地移向沉沙池的凸岸, 若在凸岸边坡脚处设置一排冲沙廊道 (图 7-15), 当泥沙到达凸岸时, 即为廊道所吸收而排入排沙明渠内, 然后开启排沙闸, 将泥沙排走。

一、结构布置

曲线形沉沙池实际上是一个具有 90° 内角的宽阔弯曲渠段, 其水流中心的曲率半径一般为底宽的四倍。在曲线段的首端和末端设有长为底宽 1.6 倍的附加直线段。

曲线形沉沙池的纵坡为零, 但必须有横坡。横向坡度是从凹岸以负坡坡向凸坡。当水流中含有砾石或卵石时, 横坡可用 1/8~1/10, 当水流中只含有泥沙时, 横坡可用 1/15。采用横向底坡的

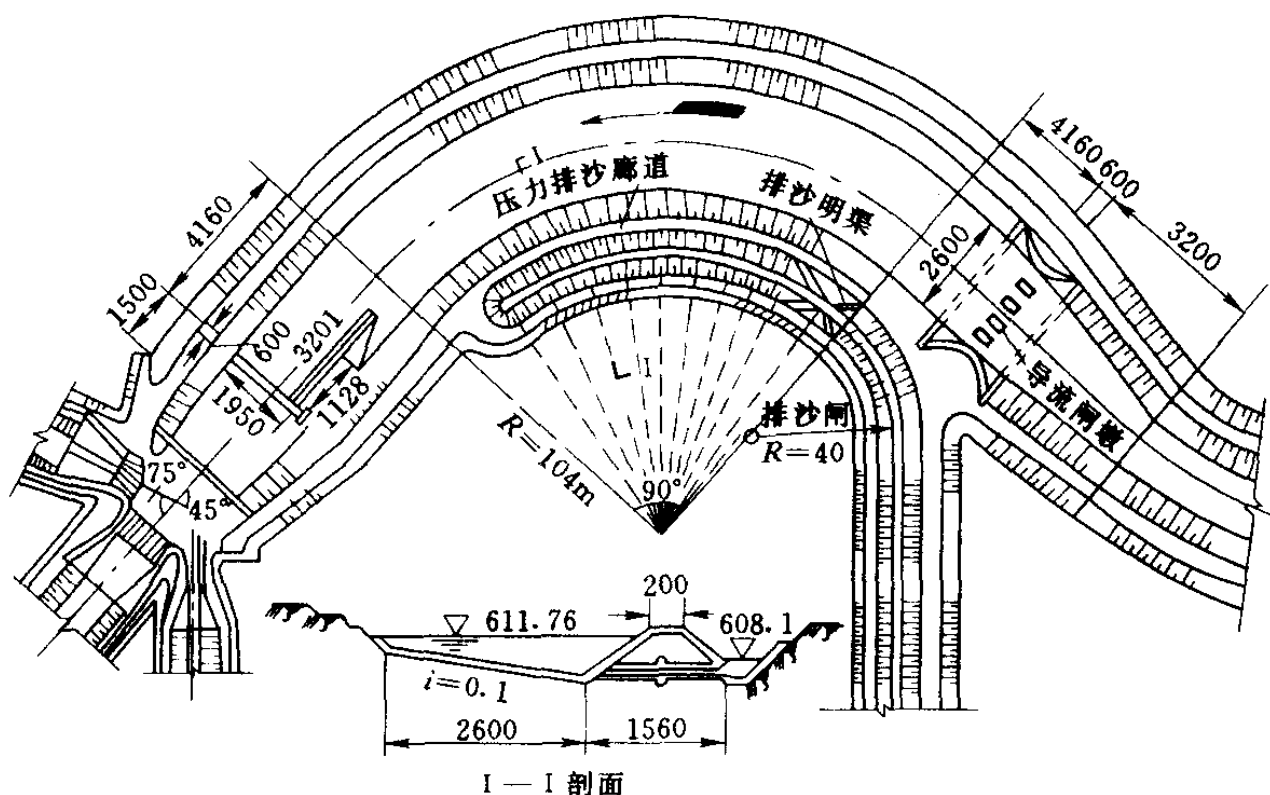


图 7-15 新疆玛纳斯河上的曲线形沉沙池

原因是：由于从凹岸开始的环流向凸岸推进时，不可避免地要出现底部环流过渡到上升环流区，随着这一过渡，底部泥沙会剧烈搅动。为了消除这一现象，以便进行底部泥沙的冲洗，常采用较小的相对水深 H/B ，一般 $H/B=1/10\sim 1/15$ 。采用较小的相对水深后，凸岸边的渠底会产生逐渐淤高的现象，使横向环流削弱。因此，需将沉沙池的横断面作成坡向凸岸的横向斜坡。以进一步加强横向环流并削除上升环流的搅动，增加排除推移质泥沙的能力。

关于沉沙池的相对水深 H/B ，一般是根据沉淀颗粒的大小而定。由于细颗粒泥沙比粗颗粒泥沙容易被环流搅混，所以沉淀砾石或卵石的沉沙池，相对水深一般采用 $1/10$ ，有时甚至采用 $1/8$ ；而沉淀泥沙的沉沙池一般采用 $1/15$ 。

在曲线形沉沙池的末端设门槛一道，以控制沉沙池所需要的水位和流速。在有冰凌的泥沙河流中，为了使沉沙池在冬季输水时仍有较大流速，可在门槛靠近凸岸的一端设一输冰孔。新疆玛纳斯河引水枢纽曲线形沉沙池的运行经验表明，当冬季输水流量为沉沙池设计流量的 $1/15$ 左右时，从输水孔输水仍可保持一定流

速，使沉沙池的水流不致冻结。

沉沙池的设计流速可采用 1.5m/s ，冲沙廊道的设计流量应等于沉沙池设计流量的 $25\%\sim 36\%$ ，当廊道闸门全部打开时，应能通过沉沙池总水量的 30% 以上，排沙明渠的流速应大于 3m/s 。

沉沙池的冲沙廊道一般为 $6\sim 12$ 孔，视沉沙或沉砾的具体情况而定，对于沉砾，可用 $6\sim 8$ 孔；如果是沉沙，可用 $10\sim 12$ 孔。廊道间距大致相等，由于大部分推移质泥沙集中在沉沙池首部的几个廊道附近，为了减轻这几条廊道的负担，首部冲沙廊道最好比末端冲沙廊道的布置要密一些，即冲沙廊道采用由密到疏的布置方式，在廊道进口处设置直升式平板闸门，由伸入水内的工作桥进行启闭。

冲沙廊道的净高不小于 1.5m ，以利人工清淤。廊道纵坡可用 $1/30$ ，出口可为非淹没流。廊道轴线在平面上采用 60° 内角的弧形布置，这样运用效果较好。廊道孔口可不用闸门，而在头一条廊道下游的排沙明渠内设置节制闸，用来调节渠内水位和冲沙流量。为了防止廊道出口的排沙明渠被泥沙淤塞，排沙明渠的水流方向应和沉沙池的水流方向相反，这样可使挟沙量大的首部几孔廊道处于水量充足的明渠下游，以利排沙。

沉沙池池底和池坡应加衬砌。实践表明，池底粗糙有利于沉沙运动的稳定。因此，池底土坡可采用干砌块石或干砌卵石。如有防渗要求，则可采用干砌座浆，冲沙廊道和排沙明渠由于经常排沙，冲刷磨损严重，因此，需在廊道出口和排沙明渠出口处的一段范围内进行衬砌。

沉沙池上游与干渠的连接应平顺，一般采用渐变段连接，渐变段长度不小于沉沙池底宽的 16 倍。沉沙池上游起点断面上设置一排导流墩，并在沉沙池上游与渠道连接的底部设分流齿，其目的是使进口流速和泥沙分布均匀。导流墩上装置拦污栅，以拦阻漂浮物进入沉沙池而堵塞排沙廊道。

排沙明渠与下游河道的衔接一般采用跌差较大的跌水或陡坡，这样可以顺利排走明渠末端的泥沙。跌差的具体数值应在决

定沉沙池水位时统一考虑，为了使冲入河道的泥沙不致影响沉沙池的正常运用，必须考虑在洪水时利用大河水流将这部分堆积的泥沙冲走。因此，在平面布置上，排沙明渠出口应刚好与河道主流汇合，利用主流将泥沙输送到河道下游。

二、沉沙池计算

曲线形沉沙池的基本尺寸通常参考已经建成并运用良好的同类型沉沙池的尺寸进行初步拟定。然后根据沉沙粒径，选择沉沙池的平均流速，即可求出过水断面，再选用合适的相对水深 h/B ，便可最后确定沉沙池的水深和底宽。

沉沙池内泥沙的平均沉降速度可按式 (7-1) 计算，其中相邻粒径的沉降速度可参考表 7-1 选用。

计算时，首先将实测的泥沙分成若干粒径组，然后再计算各粒径组的含沙量及其平均沉降速度。

各粒径组的含沙量可按下式计算：

$$\Delta\rho_w = \frac{\Delta p \rho}{100} \quad (7-17)$$

式中： $\Delta\rho_w$ 为某粒径组的含沙量， kg/m^3 ； Δp 为某粒径组的泥沙占全部泥沙的百分比； ρ 为沉沙池进口处的含沙量， kg/m^3 。

各粒径组的搅混系数或悬移系数为：

$$\sigma = \frac{\omega}{v_{cp}} \quad (7-18)$$

式中： σ 为搅混系数或称浑浊准则，是沉沙池泥沙颗粒沉淀过程，即处于悬移状态的泥沙运动的基本相似准则； ω 某粒径组泥沙的沉降速度， m/s ； v_{cp} 为沉沙池的平均流速， m/s 。

各粒径组的泥沙澄清度可用以下实验公式进行计算：

$$S_{wi} = S_w + \Delta S_{wi\rho} + \Delta S_{wi\sigma} \quad (7-19)$$

式中： S_{wi} 为某粒径组泥沙的总澄清度，%； S_w 为某粒径组泥沙的澄清度，%， $S_w = 171.5 + 71.5 \times \lg \frac{\omega}{v_{cp}}$ （适用范围： $\rho = 0.5 \sim 0.1 \text{kg}/\text{m}^3$ 及池中平均紊流系数为 7.5%）； $\Delta S_{wi\rho}$ 为当含沙量 $\rho > 0.2 \sim 0.12 \text{kg}/\text{m}^3$ 时的补充澄清度，%，见表 7-4； $\Delta S_{wi\sigma}$ 为当紊流系

数小于 7.5% 时的补充澄清度, %, 该值与沉沙池水深 h 有关, 见表 7-5。

表 7-4 $\Delta S_{\omega p}$ 数值表

ρ (kg/m ³)	2	5	10	20	40
$\Delta S_{\omega p}$ (%)	5	16	25	28	28

表 7-5 $\Delta S_{\omega \sigma}$ 数值表

h (m)	0.5	1	2	3	4	5	6
$\Delta S_{\omega \sigma}$ (%)	3	6	9	10	12	12	12

各粒径组泥沙的澄清量为：

$$\Delta P_{\omega} = \frac{\Delta \rho_{\omega} S_{\omega i}}{100} \tag{7-20}$$

式中： ΔP_{ω} 为某粒径组泥沙的澄清量，kg/m³。

当各粒径组泥沙的澄清量求出后，即可计算总澄清量：

$$\sum(\Delta P_{\omega}) = \sum_{i=1}^n \frac{(\Delta \rho_{\omega} S_{\omega i})_i}{100} \tag{7-21}$$

式中： $\sum(\Delta P_{\omega})$ 为总澄清量，kg/m³； n 为组数。

总澄清度可按下式计算：

$$S = \frac{\sum(\Delta P_{\omega}) \times 100}{\rho} \tag{7-22}$$

式中： S 为总澄清度，%； ρ 为沉沙池进口处的含沙量，kg/m³。

为了保证粒径大于 0.5mm 的泥沙能在沉沙池内移动而不致沉积，最大粒径的泥沙与沉沙池内的水深及平均流速应满足下列关系式：

$$\frac{\omega_{\max}^2}{v_{cp}^2 \sqrt[3]{\frac{d_{\max}}{h_{cp}}}} = 0.41 \tag{7-23}$$

式中： $\omega_{\max}$ 为最大粒径泥沙的沉降速度，m/s； $d_{\max}$ 为最大泥沙的粒径，m； v_{cp} 为沉沙池平均流速，m/s； h_{cp} 为沉沙池平均水深，m。

若上列关系式的值增大到 1.0~1.3 时,则沉沙池的进口段将形成沉积层。

【例 7-2】 曲线沉沙池计算。

1. 计算资料

渠道流量 $Q=45\text{m}^3/\text{s}$, 沉沙池进口处泥沙含量 $\rho=6\text{kg}/\text{m}^3$; 泥沙颗粒组成见表 7-6; 其中粒径在 0.2~0.1mm 的泥沙及大于这些粒径的泥沙均要求排走。

表 7-6 泥 沙 颗 粒 组 成

各种粒径组成的百分比	粒 径 组 成 (mm)						附注
	1.0~0.5	0.5~0.25	0.25~0.1	0.1~0.05	0.05~0.01	0.01	$d_{\max}=1\text{mm}$
	3	9.7	21.5	17.3	29.1	19.4	

2. 计算沉沙池的断面尺寸

假设沉沙池中水流平均流速 $v_{cp}=0.7\text{m}/\text{s}$, 则通过流量 $Q=45\text{m}^3/\text{s}$ 所需沉沙池的断面尺寸为:

$$HB_{cp} = \frac{45}{0.7} = 64 \text{ (m}^2\text{)}$$

若选用沉沙池的深宽比 $(H/B_{cp})=1/15$, 则:

$$15H^2 = 64, \quad H = 2.06, \quad \text{取 } H = 2.0\text{m}, \quad B_{cp} = 32\text{m}$$

沉沙池的边坡采用 1:1, 沉沙池底宽 $B = B_{cp} - H = 30\text{m}$ 。

3. 泥沙澄清计算

泥沙澄清计算是根据每种颗粒泥沙分别进行的, 其计算次序如下:

(1) 计算各粒径组的含沙量及其平均沉降速度。由式 (7-17) 计算各粒径的含沙量 (kg/m^3), 并用式 (7-1) 及表 7-1 求出各种粒径的平均沉降速度, 计算结果见表 7-7。

(2) 计算各组粒径的悬移系数。应用式 (7-18), 即 $\sigma = \frac{\omega_{cp}}{v_{cp}}$, 计算各组粒径的悬移系数, 其值见表 7-8。

表 7-7 含沙量及平均沉降速度

泥沙粒径 d (mm)	1.0~ 0.5	0.5~ 0.25	0.25~ 0.10	0.10~ 0.05	0.050~ 0.01	<0.01	附注
ω (mm/s)	117~ 56.7	56.7~ 24.4	24.4~ 6.12	6.12~ 1.7	1.7~ 0.06	<0.02	$\omega_{\max} = 117$ (mm/s)
平均 ω_{cp}	85.04	39.4	14.2	3.68	0.69	<0.03	
含沙量 $\Delta\rho_\omega$ (kg/m ³)	0.18	0.58	1.3	1.04	1.75	1.16	

表 7-8 澄清量计算

d (mm)	1.0~0.5	0.5~0.25	0.25~0.1	0.1~0.05	0.05~0.01	<0.01
ω_{cp} (mm/s)	85.04	39.4	14.2	3.68	0.69	<0.03
$\sigma = \frac{\omega_{cp}}{v_{cp}}$	0.12	0.05	0.02	0.0053	0.0009	0.00004
S_{wi} (%)	100	100	78.02	36.78	0	0
$\frac{\Delta\rho_\omega S_{wi}}{100}$	0.18	0.58	1.01	0.38	0	0

(3) 计算各粒径的澄清量。将各种粒径组的含沙量 $\Delta\rho_\omega$ 乘以与之相应的澄清百分率 S_{wi} ，即为各粒径组的澄清量，而各粒径组的澄清百分率 S_{wi} 可用式 (7-19) 计算，该式中 $S_{wi\rho}$ 值是根据 $\rho = 6$ ，由表 7-4 查得， $S_{wi\rho} = 19\%$ ； $S_{wi\sigma}$ 值可根据 $H = 2$ ，由表 7-5 查得， $S_{wi\sigma} = 9\%$ 。由于式 (7-19) 适用于 S_{wi} 值在 0~100 的范围内，因此，当式 (7-19) 右项代数和大于 100 时，澄清量应等于 100；如果该式右项代数和小于零，则取 $S_{wi} = 0$ ，计算结果列表 7-8。

(4) 计算总澄清量。将各粒径组的澄清量累加即为总澄清量。即：

$$\begin{aligned}\sum\Delta\rho_\omega &= \sum_{i=1}^n \frac{(\Delta\rho_{wi} S_{wi})_i}{100} = 0.18 + 0.58 + 1.01 + 0.38 \\ &= 2.15 \text{ (kg/m}^3\text{)}\end{aligned}$$

(5) 计算总澄清度。将总澄清量 $\sum(\Delta P_\omega)$ 除以含沙量，即为沉沙池的总澄清度 S 。

$$S(\%) = \frac{\sum(\Delta P_w) \cdot 100}{\rho} = \frac{2.15 \times 100}{6} = 35.8 (\%)$$

(6) 泥沙运行情况。核算粒径大于 0.5mm 的泥沙在沉沙池内运行情况由式 (7-23) 可得:

$$\frac{\omega_{\max}^2}{v_{cp}^2 \sqrt[3]{\frac{d_{\max}}{h_{cp}}}} = \frac{117^2}{700^2 \sqrt[3]{\frac{1}{2000}}} = 0.35 < 0.41$$

因此, 当平均流速 $v_{cp} = 0.7\text{m/s}$ 时, 能使粒径 $d = 1\text{mm}$ 的泥沙在沉沙池内运行, 保证池首段不致淤塞。

表 7-8 表明, 这种沉沙池能把所有粒径大于 0.1mm 的泥沙全部冲走, 而粒径为 0.1~0.05mm 的泥沙也能冲走 40%, 这种澄清度在大多数情况下, 能保证灌溉渠道不淤。

第四节 沉沙条渠

沉沙条渠是利用天然洼地沉沙的带形或棱形渠道, 在黄河下游河南、山东等省的黄河两岸应用较多。图 7-16 是山东打鱼张灌

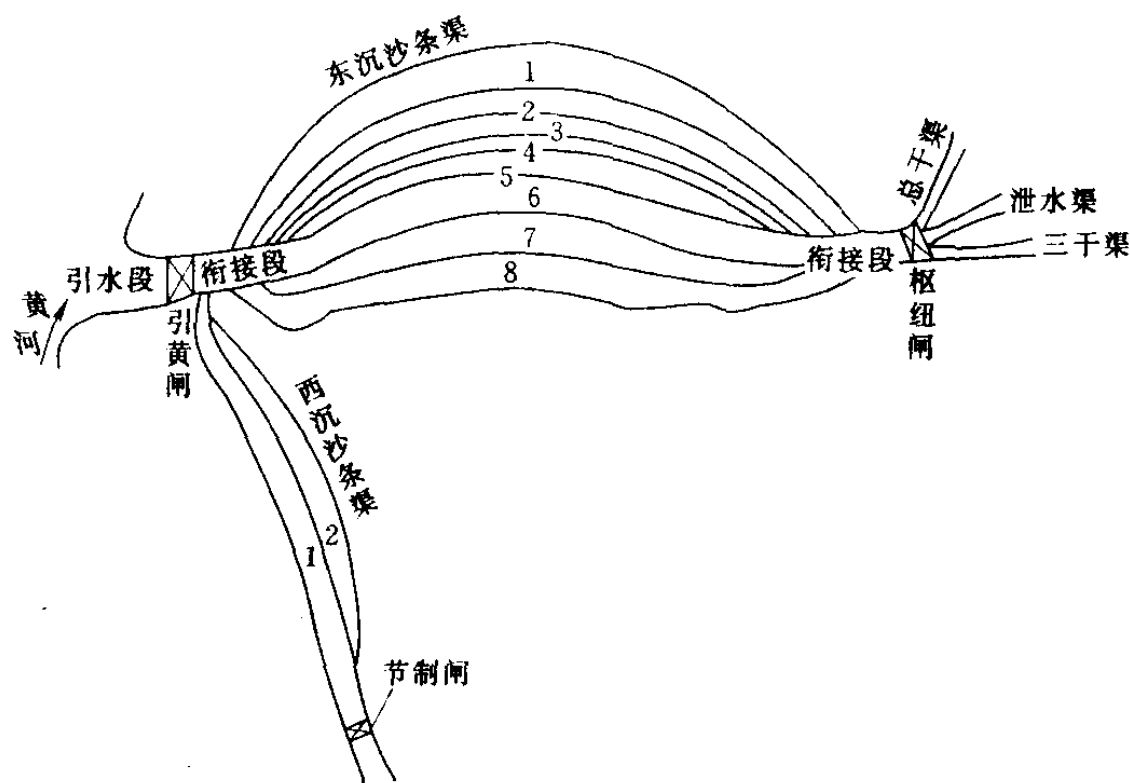


图 7-16 山东打鱼张灌区沉沙条渠布置示意图

区沉沙条渠布置示意图。其工作特点是利用黄河两岸低洼盐碱地分条筑堤，引水沉沙，淤满返田（并可与改良土壤相结合，扩大耕地），然后再利用第二条渠进行沉沙，依此顺延。一座条渠沉沙池，由多条渠道组成。目前最多达 9 条，使用年限可达 40 年。这种沉沙条渠沉沙均匀，效果良好。一些沉沙条渠有关拦沙效果指标见表 7-9。

表 7-9 一些沉沙条渠拦沙效果指标表

沉沙条渠名称		条渠规格 (长×宽) (m×m)	使用时间 (d)	拦沙效率 (%)
人民胜利渠	二条渠	5000×80	58	73.4
	三条渠	5000×100	59	84.1
	四条渠	5000×120	40	71.5
位山灌区东 沉沙条渠	中 池	4751×780	89	73.5
	西 池		187	51.9
	东 池		64	98.4
打鱼张灌区条渠			(1958 年)	41.3
			(1959 年)	39.6

一、设计布置

(一) 布置原则

沉沙条渠在设计布置时，必须考虑以下原则。

(1) 利用居民稀少及土地贫瘠地区作为沉沙池，占耕地尽量少，以减少人口迁移及土地淹没损失。

(2) 利用低洼地区，结合土壤改良及蓄水灌溉，做到综合利用。

(3) 沉沙池的进出口要有一定的落差，并采用闸门控制，以利于水位调节，并使沉沙池水位平稳规顺，溜势居中。同时充分利用沉沙库容，使池内淤积土在纵横方向均匀平整，以利耕种。

(4) 有利于安全运用，避免池内水流游荡散乱，发生冲决危险。同时能使滩槽稳定，形成大滩小槽，高滩深槽。

(5) 必须考虑堤外排水的布置，以免由于沉沙池蓄水而引起附近地区的地下水位上升。造成浸没影响，使农业减产。

(6) 满足一年还耕要求，一次运用，轮淤轮耕。

(二) 组成及基本尺寸的拟定

沉沙条渠由进口段、中段、下段及尾段组成，在平面布置上，进口段应逐渐展宽，中段要顺直，下段要徐缓收缩，尾段不宜过窄，以利后期沉沙。

进口段的长度为全池长的 0.15 倍，该段是输沙段，流速要大些，以免进口淤塞。中段、下段的总长为全池长的 0.7 倍，但中段稍长。这两段是沉沙池的主要淤积段，流速应小，以利泥沙沉降。尾段的长度为全池长的 15%，该段流速应大于中、下段，以免淤积和阻塞通道。尾段的节制闸用以壅高水位或降低水位，以提高沉沙效果，一般应使尾段的平均流速小于 0.4m/s，这样可使大于 0.03mm 的泥沙大部沉淀。尾段设置节制闸的沉沙效率比不设节制闸的要增加 25%~30%。大型沉沙条渠的进口和出口一般都修建节制闸，而小型沉沙条渠可以修建临时建筑物，以调节水位，控制沉沙。

根据某些沉沙池的资料，当池内平均流速为 0.25~0.30m/s，流程为 2km 时，水流中大于 0.03mm 粒径的泥沙全部沉降在沉沙池内。到淤积后期，由于过水断面减小，池内流速增大，若使泥沙沉降，则需要调节节制闸壅水沉沙。所以沉沙池的设计长度应大于 2~3km。池内初期平均流速应在 0.25~0.30m/s，到后期壅水形成的池内平均流速应在 0.5~0.6m/s 以下。

关于沉沙粒径与相应断面的平均流速的关系见表 7-10。

表 7-10 沉沙粒径与相应断面平均流速的关系

沉沙粒径 (mm)	0.001~0.010	0.01~0.02	0.02~0.04	>0.04
平均流速 (m/s)	0.25~0.30	0.3~0.4	0.4~0.5	0.5~0.6

由于沉沙池一般只需考虑将大于 0.03mm 粒径的泥沙沉淀

下来，所以池内的平均流速采用 0.3~0.6m/s 即可，不宜要求池内流速过小。

根据经验，流量愈大，要求沉沙池的长度愈长，同时要求沉沙池的宽度也愈宽。沉沙条渠的长度可取 $L = \sqrt{Q}$ ；宽度可取 $B = (2 \sim 4)Q$ ，最宽不宜超过 10Q (m)。沉沙条渠的长度与流量的关系见表 7-11。

表 7-11 沉沙条渠长度与流量关系表

引水流量 (m ³ /s)	5	5~10	10~30	30~60	70~100	150~200
条渠长度 (km)	2~3	3~4	4~5	5~6	6~8	12~15

长江水利科学研究院曾提出用下列公式来计算沉沙条渠的长度。

当来水含沙量远大于水流挟沙能力时：

$$L = K_1 \frac{h_{cp}(v_{cp} - v_h)}{\omega} \ln \frac{\rho}{\rho_0} \tag{7-24}$$

当条渠河床变形趋向平衡，沉沙池沿程流速较大时：

$$L = \frac{h_{cp}(v_{cp} - v_h)}{\omega} \ln \frac{\rho - \rho_k}{\rho_0 - \rho_k} \tag{7-25}$$

式中： L 为沉沙条渠的长度，m； h_{cp} 为池内平均水深，m； v_{cp} 为池内平均流速，m/s； v_h 为推移质泥沙的止动流速，m/s； ω 为池内中值粒径泥沙的沉降速度，m/s； ρ 为沉沙池进口段的含沙量，kg/m³； ρ_0 为沉沙池尾部出口处的含沙量，kg/m³； ρ_k 为水流挟沙能力，kg/m³； K_1 为系数，一般采用 $K_1 = 11.1$ ； K_2 为系数，一般采用 $K_2 = 10.0$ 。

式 (7-24) 及式 (7-25) 的应用范围是，池内平均流速 $v_{cp} = 0.15 \sim 0.60$ m/s，池内平均水深 $h_{cp} = 0.7 \sim 4.0$ m，泥沙粒径 $d = 0.004 \sim 0.200$ mm。为了安全起见，沉沙池的设计长度应等于计算长度的 1.2 倍。

沉沙条渠深度一般取 2.5~3.5m。各段水深可按水面曲线推求。

如果沉沙条渠两侧边坡为一般土质，则内外坡可采用 1 : 4 ~ 1 : 5，坡面应植草种树，以御风浪。堤顶高程应为水面高程加浪高再加安全超高。对于大型沉沙条渠，标准要适当提高，浪高按 7 级大风计算，安全超高采用 1m。另外要有足够的顶宽，以适应风浪冲击，避免边坡土壤流失，同时要满足抢护交通的要求。对于大型沉沙条渠的围堤、格堤，其顶宽一般为 5 ~ 7m。由于堤高顶宽，土方量大，可利用沉沙条渠淤土分期加高，分层夯实，做成台阶形。

沉沙条渠是人工控制的宽浅渠道。条渠设计时，如果比降平缓，宽度太大，则泥沙全部落淤，有时水流一进入条渠即全部落淤，甚至影响进水。反之，如果比降太大，宽度过窄，则泥沙落淤甚少，甚至发生冲刷。所以，条渠的几何尺寸直接影响泥沙的落淤，影响沉沙池的使用寿命。

条渠中的泥沙落淤总是粗沙先淤，细沙后淤，但并不是粗沙淤完后细沙才开始淤积。水流变缓可以迫使泥沙淤积，使水流变缓可以采用减小比降或增大宽度的方法。宽度增大后，水面比降必须减小。由实验得知：欲使大于 0.08mm 的泥沙淤积，断面平均流速必须小于 0.4m/s。

条渠设计时，糙率选用是否适当，对工程的成效影响很大。实际运用表明，糙率与含沙量及糙率与流速的关系比较密切。

二、条渠水流和泥沙沉降过程

由于沉沙条渠各段尺寸不同，因此会引起水流及泥沙特性的改变。一般条渠的中段宽而两端窄，当水流进入条渠后，随着水面逐渐变宽，比降及流速逐渐变小，当流经中段最宽水面后，随着水面逐渐变窄，比降及流速又逐渐增加，水流挟沙能力也随之而变。由于这一水流特性的改变导致了泥沙沉降过程的变化，水流一进入条渠，泥沙即开始淤积，此后，水流含沙量逐渐减小。由于粗沙先淤，细沙后淤，泥沙的沉降速度也沿程逐渐变小，河床质粒径也发生相应的变化。同时由于泥沙淤积，渠床抬高，水位上升，比降及流速逐渐增加，水流挟沙能力也增加，泥沙淤积减

少，下泄泥沙逐渐增多。应进入条渠的含沙量等于下泄含沙量时，泥沙不再淤积，条渠即失去效用。

三、淤积过程

宽浅的条渠，其淤积过程可以分为三个阶段：第一阶段，即条渠运用初期，条渠容积大，水面比降小，流速很低，流速及含沙量在横断面上呈均匀分布，泥沙平行地向上淤积。第二阶段，随着泥沙的淤积，渠床逐渐抬高，水面比降增加，流速加大，逐渐形成主流。此时流速及含沙量在横断面上分布不再均匀。含沙量分布没有一定规律，有的分布均匀，有的与流速分布相同，有的与流速分布相反。其中以分布均匀者为最多。泥沙淤积不再平行地上升，宽度逐渐缩小，条渠中出现沙滩。主流有时摆动，在摆动过程中，渠底逐渐淤高，并向下游推进。第三阶段，条渠自上游向下游逐渐淤成一个弯曲形的河道。泥沙不再沉降，条渠即完成使命。

四、条渠计算

目前，条渠的计算方法有两种，现简介如下。

(一) 方法一

该方法是利用伯努利水流运动方程式和泥沙平衡方程式进行计算。即假定泥沙淤积过程是先粗后细，并且在横断面上呈水平淤积状态。条渠中的水流为稳定流。此种方法由于假定不完全符合实际情况，故计算出的泥沙淤积位置、分布及运行情况与实际不完全符合，但计算出的淤积量与实际淤积量很接近，其计算公式如下。

按伯努利水流运动方程式计算水面线：

$$\Delta Z = \frac{Q^2}{K_{cp}^2} \Delta L + \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \quad (7-26)$$
$$K_{cp} = \frac{K_1 + K_2}{2}$$

式中： ΔZ 为条渠的某一渠段上下游断面的水位差，m； Q 为流量， m^3/s ； ΔL 为渠段长度，m； v_1 、 v_2 为上、下游断面的平均流速，m/s；

g 为重力加速度, m/s^2 ; K_1 、 K_2 为上、下游断面的流量模数, 等于 $\frac{1}{n}BH^{5/3}$; n 为糙率; B 为水面宽度, m ; H 为水深, m 。

计算时, 首先将条渠分成几个渠段, 分别绘制各渠段的断面图, 然后计算水深、水面宽度、过水断面面积等。最后按式 (7-26) 用试算法自下而上地计算条渠沿程的水面线。

按泥沙平衡方程式计算条渠的淤积厚度, 其计算公式与直线形沉沙池的计算公式相同, 见式 (7-14)。

(二) 方法二

该法是根据实测资料, 将泥沙粒径分组, 分别算出各组泥沙的沉降速度。同时假定池内水深 H 与泥沙沉降速度 ω 的比值和沉沙池长度 L 与池内平均流速 v 的比值成直线比例关系, 即: $\frac{L}{v} = \xi \times \frac{H}{\omega}$ 。此种方法能够比较准确地推算泥沙在条渠中的落淤部位, 但计算结果往往偏大。

比例关系 $\frac{L}{v} = \xi \frac{h}{\omega}$ 与直线形沉沙池的计算公式 (7-4) 形式完全相同, 即 $L = \xi h \frac{v}{\omega}$, 式中系数 ξ 与泥沙沉降速度 ω 有密切关系, ξ 的变化范围很大, 见表 7-12。

表 7-12 ω 与 ξ 关系表

ω (cm/s)	0.001	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.007	0.008
ξ	0.95	1.42	1.78	2.10	2.38	2.68	2.95	3.22
ω (cm/s)	0.009	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07
ξ	3.50	3.80	6.20	8.80	11.30	13.70	16.00	18.40
ω (cm/s)	0.08	0.09	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
ξ	20.4	22.5	24.5	42.5	60.0	77.0	94.0	108
ω (cm/s)	0.7	0.8	0.9	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
ξ	123	138	150	165	230	290	350	410

计算时, 将入渠泥沙按粒径分为若干组, 分别计算出各组泥沙的沉降速度, 然后计算泥沙的沉降距离 $h \left(h = \frac{L\omega}{\xi v} \right)$ 。若 $h > H_{cp}$ (H_{cp} 为沉沙池平均水深), 则泥沙全部淤积, 若 $h < H_{cp}$, 则仅有部分泥沙淤积, 其淤积成数为 $\frac{h}{H_{cp}}$, 因此淤积量为:

$$W = \frac{h}{H_{cp}} \rho_1 P_1 \quad (7-27)$$

式中: W 为泥沙淤积量, kg/m^3 ; P_1 为断面 1—1 某组粒径泥沙占总量的百分数, %; ρ_1 为断面 1—1 的平均含沙量, kg/m^3 。

将 $h = \frac{\omega}{\xi v} L$ 代入式 (7-27) 得

$$W = \frac{h}{H_{cp}} \rho_1 P_1 = \frac{L}{v H_{cp}} \frac{\omega}{\xi} \rho_1 P_1$$

由此, 断面 2—2 某组粒径泥沙的含量为:

$$\rho_2 P_2 = \rho_1 P_1 - W = \rho_1 P_1 \left(1 - \frac{L}{v H_{cp}} \frac{\omega}{\xi} \right) \quad (7-28)$$

由于粒径小于 0.0025cm 的泥沙不下沉, 因此在计算下一断面时, 应将其加入。

条渠的挟沙能力, 可采用黄河河渠公式计算:

$$\rho_k \omega^{3/4} = 70 \left(\frac{v^3}{gR} \right)^{3/4} \left(\frac{H_{cp}}{B} \right)^{1/2} \quad (7-29)$$

式中: ρ_k 为挟沙能力, kg/m^3 ; ω 为泥沙沉降速度, m/s ; v 为平均流速, m/s ; R 为水力半径, m ; g 为重力加速度, m/s^2 ; H_{cp} 为平均水深, m ; B 为水面宽度, m 。

上述两种方法, 在实际工作中通常同时采用, 然后经过比较, 合理选用。

五、防渗排渗

沉沙条渠在使用期间, 池外周围地区由于地下水上升, 易导致土壤碱化, 因此必须采取有效的防渗排渗措施。沉沙条渠用完后, 在淤出的耕地上, 又必须修建排灌系统, 防止发生次生盐碱化。否则, 在表层淤土上耕种几年, 就会返碱。

1. 防渗措施

(1) 池底放淤形成细淤防渗铺盖层。在渗水性较大的地基上修建沉沙条渠时, 首先用小水放淤池底, 使其形成细淤防渗铺盖层, 其厚度约 0.3m 即可。

(2) 围堤(或格堤)防渗措施有二: 一是利用细淤土作围堤, 在沉沙池地区先引浑水放淤地面, 一方面使池底形成细淤防渗铺盖层, 另一方面又可取这些细淤土修建围堤; 二是在沉沙池开始运用初期, 池内引大水或壅高水位, 使细淤覆盖围堤坡面, 形成淤土防渗护面。

(3) 挖多道截渗沟。根据沉沙池水位高出地面多少以及渗流大小情况, 在沉沙池外挖一条大而深的截渗沟或挖 2~3 道截渗沟(只挖一条截渗沟往往是不够的)。如果沉沙池渗水浸没影响范围在 1500~2000m 左右, 第一道沟深应为 1.5m, 第二道截渗沟离围堤 800m 左右, 沟深 2.0m, 第三道截渗沟离围堤 2000m 左右, 沟深 1.8m, 截渗沟的底宽一般采用 1~3m, 边坡 1:1.5~1:3.0, 视土质情况而定。

2. 排渗措施

(1) 建立各级排水沟系。有了截渗沟还必须及时地把沟内渗水排走, 因此要建立各级排水沟系。此项工程可结合田间工程布置。开挖干、支、斗、农、毛沟等五级灌排系统。做到沟沟有退水出路, 节节能退水畅通。把地下水位控制在不会发生盐碱化的安全埋深下。渗水如不远退, 就不能起到真正的排渗作用, 仍会发生盐碱化。各级排水沟系如有淤塞要及时清淤, 否则局部地区仍会返碱。黄河下游冲积平原地区排水治碱工程的经验是: “要把渗水赶, 淋盐又洗碱, 年年得高产”。如果不把渗水及时赶走, 就不能防止返碱, 一旦返碱, 就要减产。

(2) 井排。井排有特殊的作用, 它能排深层渗水, 有效地控制地下水位, 埋深至少 2m 以下, 井距 300m, 一般为一井控制 100 亩地, 井排渗水与排水沟相连, 由排水沟退水入河, 若渗水碱性不大, 则可用于灌溉, 即井渠结合。沉沙池渗水既可补充地下水

源，又可抽出来灌溉。使井排既治碱又灌溉。井排沟排结合使用，效果更好。在地下水矿化度不高、碱性不大的地区，宜井渠结合，既灌且排。在沟深水位低不能自流退水远排时，可在截渗沟的集流处设立抽排站，把截渗沟的水抽出排入退水河、渠。截渗沟、排水沟要经常清淤，使其畅通无阻。

第五节 斜板式沉沙池^[27,35]

斜板式沉沙池由平流段与斜板区两部分组成（图 7-3）。平流段起整流与预沉作用，斜板区为主要沉沙区。斜板式沉沙池的特点是沉沙效率较高，占地面积小，尤其是城市工业供水的小型沉沙池采用得较多，多用于少沙水流。近年来，在水利水电工程中，也逐步开始采用。在渔子溪二级水电站沉沙池模型实验中，专门对斜板式沉沙池的排沙效率和布置形式进行了研究；到 20 世纪 90 年代中期，首次将斜板式沉沙池应用于高含沙量而且流量不大的黄河中、下游地区，如禹门口提水工程沉沙池，设计流量 $20\text{m}^3/\text{s}$ （工业用水 $6\text{m}^3/\text{s}$ ，农业灌溉 $14\text{m}^3/\text{s}$ ），于 1996 年年中建成，1997 年初投入运行。

一、斜板式沉沙池的布置形式

斜板式沉沙池由引渠、分水闸、排沙闸、平流段、斜板区、集流槽、排沙渠所组成。引渠与一级输水干渠相接，沉沙池集流槽将清水送入清水渠，排沙渠排沙入滩地与下游河道，图 7-17 是典型的布置形式之一，水电站进水口的水流是从水平方向流入沉沙池的，由于改变流向困难，常将斜板沿沉沙池长度方向纵向布置（图 7-17），故称之为纵向布置方式。这时，斜板间的水流方向与沉沙池进口流向一致，采用普通沉沙池的配水方法即可达到配水均匀。模型实验表明，沉沙效果好。另一种布置方式是采用横向布置（图 7-18），即沿沉沙池长度方向配水，只需在平面上改变水流方向，使配水均匀亦不困难，而且可以降低沉沙池的平均流速，试验研究表明沉沙效果更好。所以水电站的斜板式沉沙池宜采用

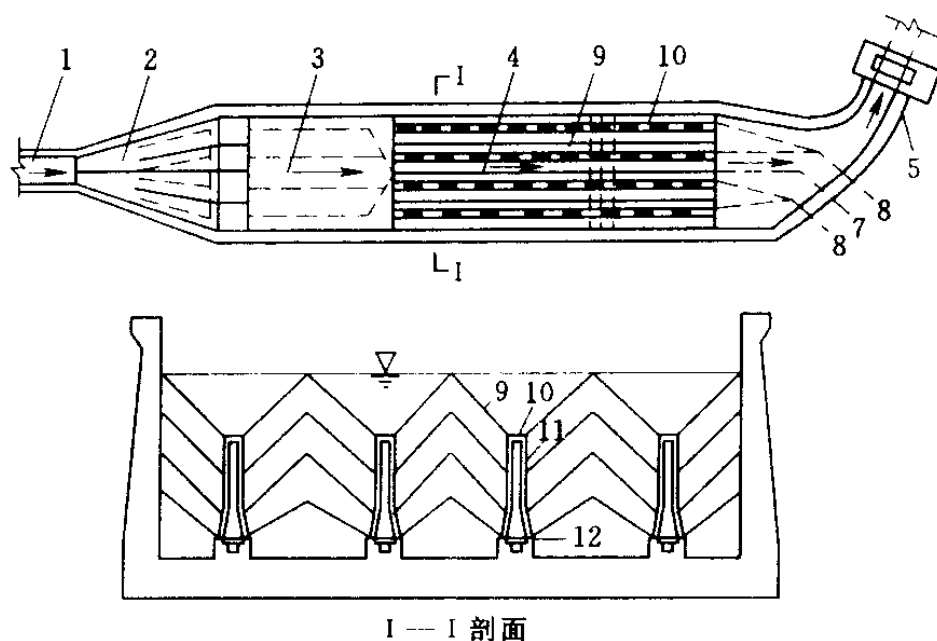


图 7-17 纵向布置的斜板沉沙池

- 1—引水渠；2—扩散段和分水墙；3—平流段；
 4—斜板段；5—引水洞进口；6—扩散段排沙廊道；
 7—平流段排沙廊道出口；8—斜板段排水廊道出口；
 9—斜板；10—排沙竖井；11—排沙孔；12—排沙廊道

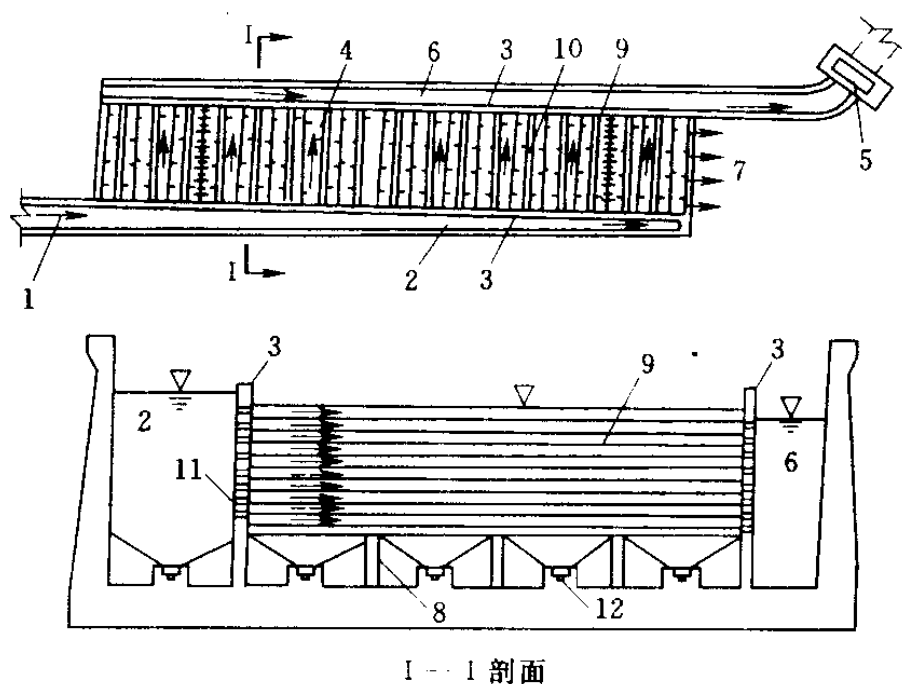


图 7-18 横向布置的斜板沉沙池

- 1—引水渠；2—配水渠；3—配水墙；4—斜板沉沙池；
 5—引水洞进口；6—集水渠；7—排沙廊道出口；
 8—支承斜板的渠柱系统；9—斜板；10—排沙
 竖井；11—进水孔；12—排沙廊道

侧向流斜板沉淀。禹门口提水工程斜板沉沙池，经计算研究和水利模型单厢与整体试验，其沉沙指标如表 7-13 所示。

表 7-13 沉沙效率指标表

单厢流量 (m ³ /s)	入池含沙量 (kg/m ³)	净表面 负荷 (m ³ /hm ²)	板间流速 (m/s)	出池含沙量 (ρ) 和沉沙效率 (K)			
				计算成果		模型试验	
				ρ (kg/m ³)	K (%)	ρ (kg/m ³)	K (%)
10	80	50.22	1.611	39.1	51	56	30
8	100	37.54	1.204	45.0	55	67	33
3	120	14.00	0.452	35.3	70.6	76.2	36.5

二、斜板沉沙池构造设计

斜板沉沙池的布置和尺寸选择，原则上应通过模型试验最终确定，其综合评价指标是沉沙效率。设计布置和尺寸拟定时，考虑的主要因素有：①斜板倾角；②斜板相对长度及相对沉速；③斜板间距；④进水方向。现分别叙述如下。

1. 倾角 (θ) [29]

斜板沉沙池的沉沙效率主要取决于斜板的水平投影面积，因此，斜板的倾角是一个十分重要的因素，倾角越小，斜板在水平方向投影面积越大，处理泥沙能力越强。但是，为保证斜板上的沉沙能自然下滑，就要求有一定倾角而不能太小，试验研究表明，当水流与泥沙的运动方向相反（异向流），其倾角以 45°~60°为宜。一般可采用 60°。当水流与泥沙沉淀的运动方向一致时（同向流），沉淀区一般可采用 40°，排泥区则采用 60°。

2. 斜板相对长度 $\left(\frac{l}{h}\right)$ 及相对沉速 $\left(\frac{\omega}{u}\right)$

斜板相对长度是斜板沿水流方向的长度和斜板间水深之比。李焕才、王孝思针对渔子溪二级水电站沉沙池进行了模型实验研究（图 7-19）。他们将沉沙效率 E 概化为泥沙相对沉速 $\frac{\omega}{u}$ 和斜板相对长度 $\frac{l}{h}$ 两个无因次量的函数。其试验条件为斜板相对长度

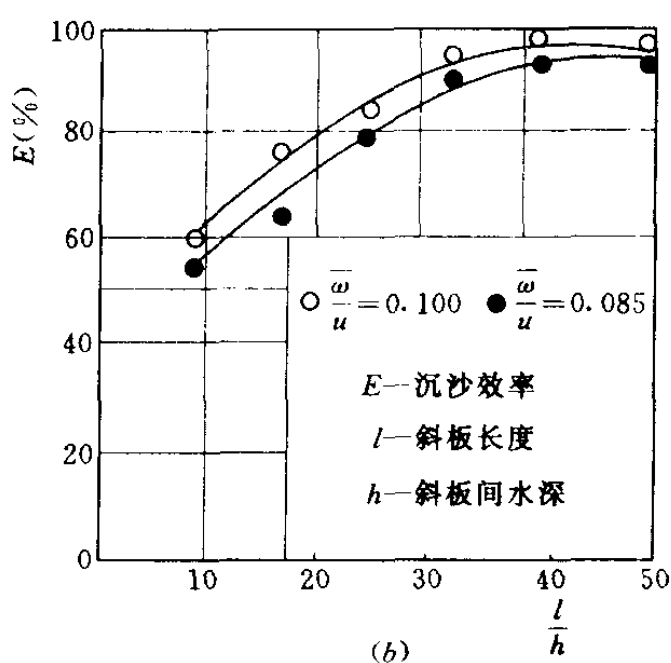
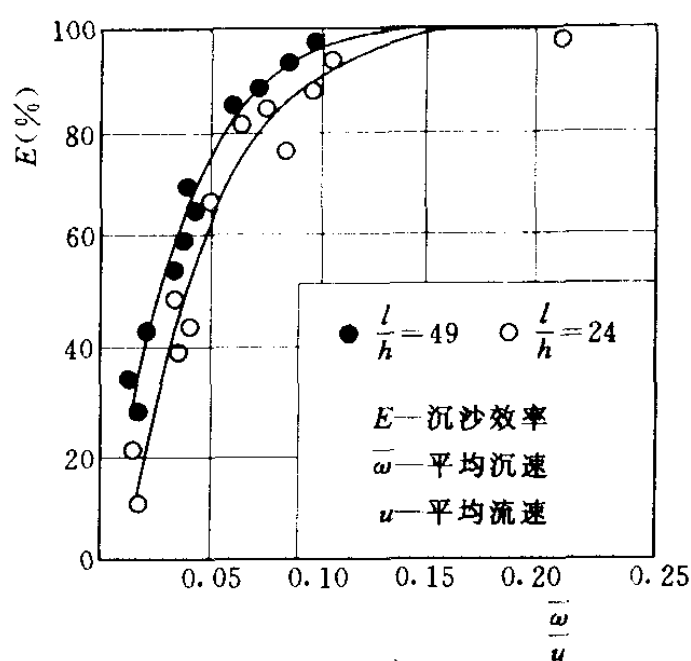


图 7-19 斜板相对长度试验曲线

$\frac{l}{h} = 49$ 和 $\frac{l}{h} = 24$, 平均流速 $0.2 \sim 0.5 \text{ m/s}$, 泥沙粒径为 $0.05 \sim 0.1 \text{ mm}$ 、 $0.1 \sim 0.25 \text{ mm}$ 、 $0.25 \sim 0.5 \text{ mm}$, 含沙量 10 kg/m^3 。研究表明: ①从图 7-19 (a) 知, 在相对沉速为一定值时, 相对长度较大时, 沉沙效率亦较高; ②沉沙效率随着相对沉速增大而增大, 但当相对沉速达 $0.085 \sim 0.1$ 以后, 沉沙效率增加缓慢; ③从图 7-19 (b) 知, 沉沙效率总是随着相对长度增加而增加, 但当 $\frac{l}{h} > 40$ 以后, 沉沙效率增长缓慢。因此, 斜板相对长度设计以 40 左

右为宜。

斜板沉沙效率试验(图 7-20)表明,在相对沉速 $\frac{\omega}{u} = 0.0435$ 处,沉沙效率曲线发生转折,当 $\frac{\omega}{u} < 0.0435$,斜板沉沙效率 E 与相对沉速 $\frac{\omega}{u}$ 之间近于直线;当 $0.0435 \leq \frac{\omega}{u} \leq 0.11$, $E \sim \frac{\omega}{u}$ 之间的关系近于幂函数关系。研究者建议采用以下关系式:

$$\begin{cases} E = 21.2(\frac{\omega}{u} - 0.005) & (\frac{\omega}{u} < 0.0435) \\ E = 1.528(\frac{\omega}{u})^{1/5} & (0.0435 \leq \frac{\omega}{u} \leq 0.11) \end{cases} \quad (7-30)$$

鉴于 $\frac{\omega}{u} > 0.0435$ 时,斜板沉沙效率都在 80% 以上,在设计斜板沉沙池确定有害粒径之后,与设计有害粒径对应的相对沉速可选为 0.0435 左右,使大于有害粒径的泥沙都处在沉沙效率范围。

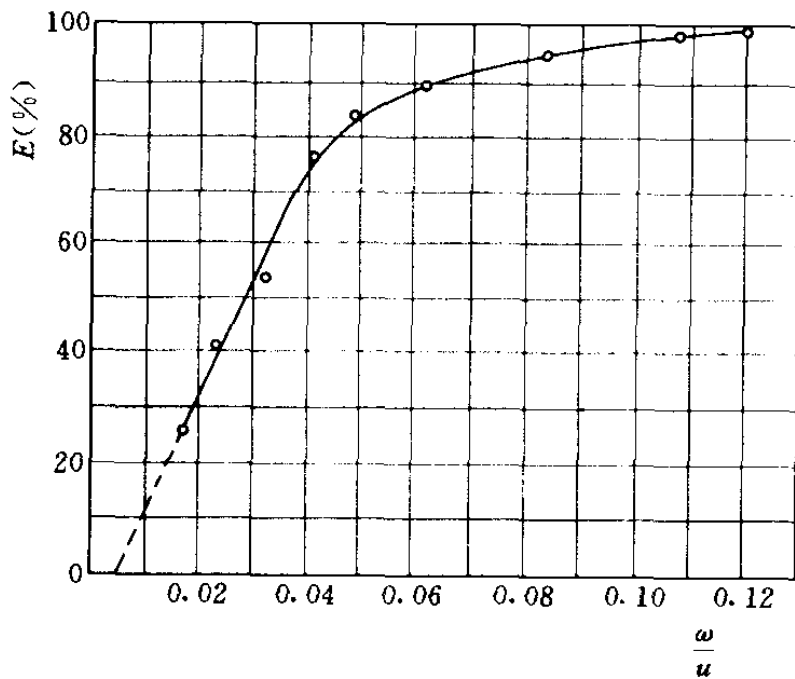


图 7-20 斜板沉沙效率试验曲线 $(\frac{l}{h} = 43)$

3. 斜板间距

从增大沉淀面积,提高沉沙效率上考虑,斜板间距越小越好。但从施工安装和排泥角度看,过小的斜板间距将给施工管理带来

困难，使用时容易导致堵塞，因而又都不宜太小。对于城市工业给水，同向流斜板间距以 3.5cm 为宜，横向流斜板间距以 5~15cm 为宜，生产上多采用 10cm。而对于水利水电工程，考虑到设计流量一般较大，斜板间距宜比上述数值大些，尤其是多泥沙河流，禹门口提水工程斜板沉沙池，斜板垂直净间距为 5.4cm。

4. 进水方向

斜板沉沙池进水方向有三种（图 7-21），如前所述，分为：上向流、平向流、下向流形式。通过试验认为，第（a）种进水方向为水平进水再转弯向上流动，将可能直冲斜板中的泥沙，不利于泥沙的下滑，一般不宜采用。通常情况下，多采用（b）、（c）形式。

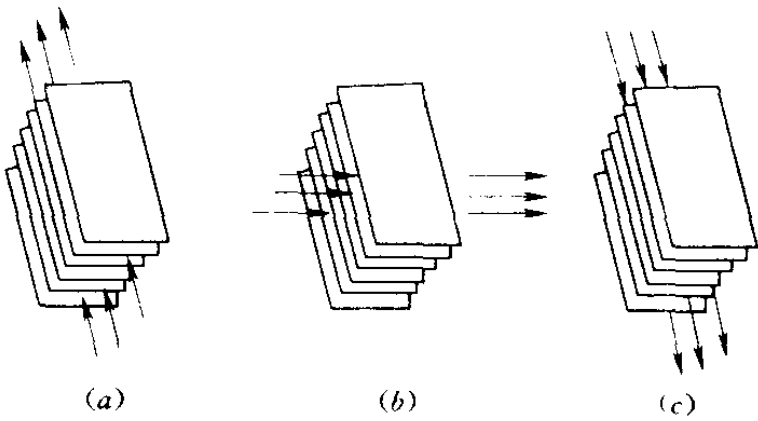


图 7-21 斜板进水方向

(a) 上向流；(b) 平向流；(c) 下向流

三、给排水工程斜板沉沙池^[36]

斜板沉沙池的应用，始于给排水工程中的水处理沉淀，为便于水利工程设计人员对这一形式的沉沙池设计要点和原理进一步了解，以下针对给排水工程斜板沉沙池设计作一扼要介绍。

1. 设计要素

(1) 斜板沉沙池水流方向分为上向流、侧向流和下向流（又称同向流）三种。

(2) 设计颗粒沉降速度 μ_0 。应根据水中颗粒情况通过实际试验测得；在无试验资料时可参考已建类似沉沙池的运行资料确定；对于不加混凝剂处理的自然沉淀情况可按 0.12~0.15mm/s 初步拟定。

(3)有效系数 η 。为斜板沉沙池在实际工程运行中因受进水条件、斜板结构等影响而使沉沙效率降低的系数,根据资料介绍,最小为 0.2,一般在 0.7~0.8 之间。

(4)倾角 θ 。根据斜板材料和颗粒情况而异,一般为了排泥方便,常用倾角为 $50^{\circ}\sim 60^{\circ}$ 。

(5)板距 P 。即两块斜板间的间距,侧向流板 P 一般采用 50~150mm,常用 100mm,下向流斜板 P 常用 35mm。

(6)板间流速 v 。 $v = \frac{Q}{(BL\sin\theta)}$, B 为沉沙池宽度; L 为沉沙池有效长度;板间流速亦可根据表面负荷计算。为保证沉沙效率,一般控制在 10~20mm/s 左右。

(7)在侧向流斜板的池内,为了防止水流不经斜板部分通过,应设置阻流墙,斜板顶部应高出水面。

(8)用作饮用水沉淀池斜板材料应为无毒材料。

2. 水力计算及公式

$$\left. \begin{array}{ll} \text{上向流} & Q = \eta\mu_0(A_f + A) \quad (\text{m}^3/\text{s}) \\ \text{侧向流} & Q = \eta\mu_0 A_f \quad (\text{m}^3/\text{s}) \\ \text{下向流} & Q = \eta\mu_0(A_f - A) \quad (\text{m}^3/\text{s}) \end{array} \right\} \quad (7-31)$$

$$A_f = Na'_f \cos\theta \quad (\text{m}^2) \quad (7-32)$$

式中: Q 为进水总流量, m^3/s ; η 为有效系数; μ_0 为颗粒沉降速度, m/s ; A 为沉沙池池底水平面积, m^2 , A_f 为斜板水平投影面积之总和; N 为斜板间隔数, 个; a'_f 为每块斜板实际面积, m^2 ; θ 为斜板水平倾角, $^{\circ}$ 。

侧向流斜板沉淀池的计算如表 7-14。

3. 布置实例

某工程同向流斜板沉淀池布置如图 7-22 所示。

4. 侧向流斜板沉淀池计算例题

(1) 已知条件。进水 $Q=15000\text{m}^3/\text{d}$ ($0.18\text{m}^3/\text{s}$); 颗粒沉降速度 $\mu_0=0.4\text{mm}/\text{s}$ ($0.0004\text{m}/\text{s}$);

设计采用数据: 有效系数 $\eta=0.75$; 斜板水平倾角 $\theta=60^{\circ}$; 斜

表 7-14

侧向流斜板沉淀池计算表

计 算 公 式	设计数据及符号说明
$A_f = \frac{Q}{\eta\mu_0}$	A_f, Q, η, μ_0 见公式 (7-31)、式 (7-32)
$A'_f = \frac{A_f}{\cos\theta}$	A_f —— 斜板实际总面积 (m ²);
$h = l\sin\theta$	θ —— 斜板倾斜角度 (°);
$B = \frac{Q}{vh}$	l —— 斜板斜长 (m);
$N = \frac{B}{P}$	h —— 斜板安装高度 (m);
$L = \frac{A_f}{Nl}$	B —— 池宽 (m);
$H = h_1 + h_2 + h + h_3 + h_4$	v —— 板内流速 (m/s);
复核	P —— 水平板距 (m);
$t = \frac{L'}{v} = \frac{h}{\mu_0}$	N —— 斜板间隔数;
$L' = P\tg\theta \frac{v}{\mu_0}$	L —— 斜板组合全长(相当于池长)(m);
	h_1 —— 积泥高度(泥斗高度)(m);
	h_2 —— 配水区高度 (m);
	h_3 —— 清水区高度 (m);
	h_4 —— 超高 (m);
	t —— 颗粒沉降需要时间 (s);
	L' —— 颗粒沉降需要长度 (m)

板长度 $l = 1.5\text{m}$; 斜板间距 $P = 0.1\text{m}$; 沉淀池水平流速 $v = 20\text{mm/s}$ (0.02m/s)。

(2) 斜板面积计算:

$$Q = \mu_0 \eta A_f$$
$$A_f = \frac{Q}{\mu_0 \eta} = \frac{0.18}{0.75 \times 0.0004} = 600 \text{ m}^2$$

需要斜板实际总面积:

$$A'_f = \frac{A_f}{\cos\theta} = \frac{600}{\cos 60^\circ} = 1200 \text{ m}^2$$

(3) 斜板高度计算。斜板高度:

$$h = l\sin\theta = 1.5 \times 0.866 = 1.3 \text{ m}$$

(4) 沉淀池宽度计算。池宽:

$$B = \frac{Q}{vh} = \frac{0.18}{0.02 \times 1.3} = 7.0 \text{ m}$$

(5) 斜板组合全长计算。斜板间隔数:

$$N = \frac{B}{P} = \frac{7.0}{0.1} = 70 \text{ 个}$$

斜板组合全长

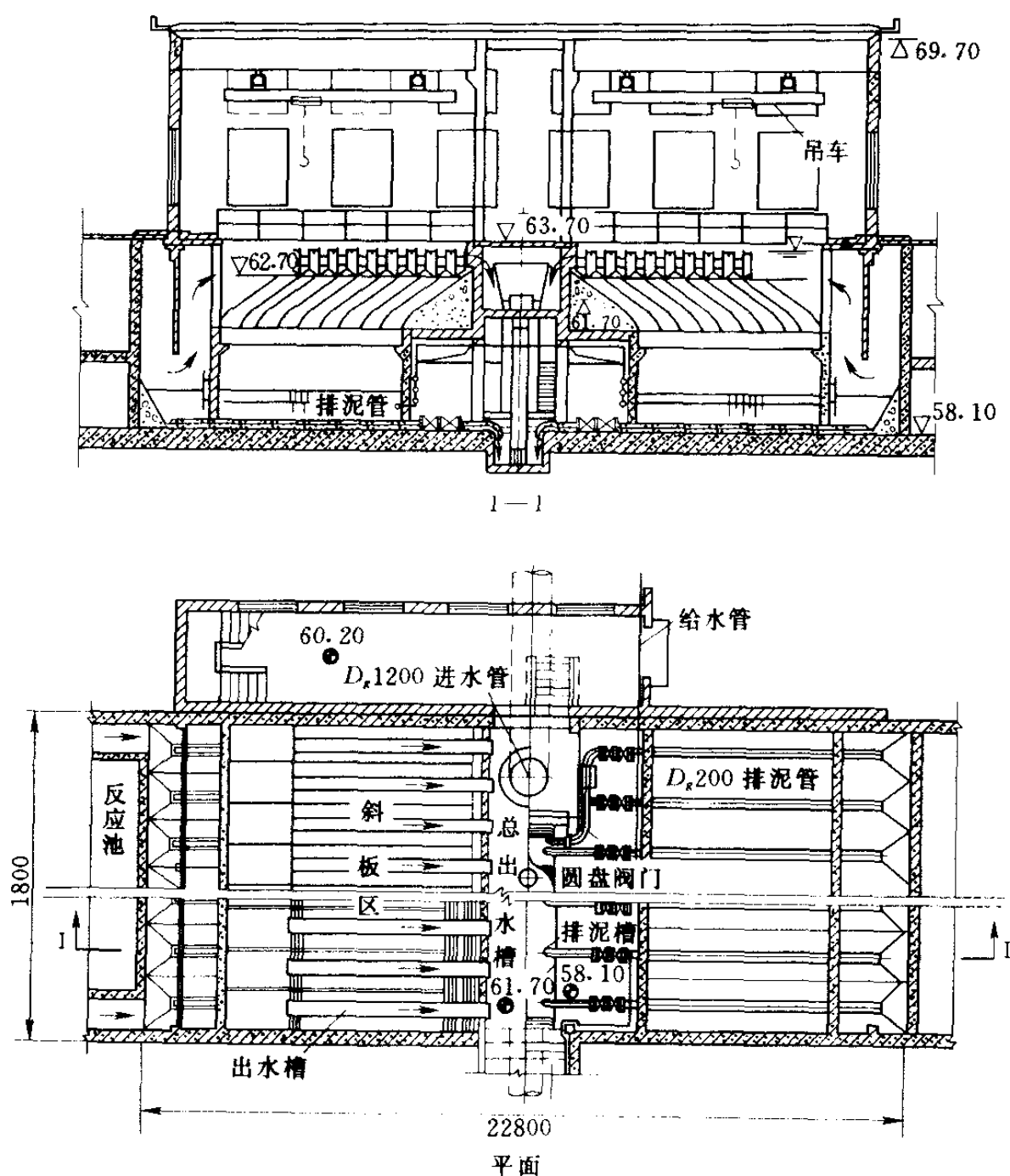


图 7-22 同向流斜板沉淀池

$$L = \frac{A'_f}{Nl} = \frac{1200}{70 \times 1.5} = 11.4 \quad \text{采用 } 11.5\text{m}$$

(6) 沉淀池长度=11.5m。

(7) 沉淀池高度 H :

$$H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h$$

式中的符号意义见表 7-14 符号说明。一般情况下，积泥区和配水区的总高度以不小于 1.5m 为宜，清水区的高度以 1.0m 左右为好。此外，一般考虑 0.3m 左右的超高。据此，沉淀池高度：

$$H = 1.5 + 1.0 + 0.3 + 1.3 = 4.1 \text{ m}$$

第八章 壅水建筑物与船闸

第一节 概 述

壅水建筑物是有坝取水工程中的主要建筑物之一。其作用是抬高上游水位,以供自流引水灌溉和城市工业、生活及环保用水,并能宣泄河道多余的汛期洪水。壅水建筑物的类型较多,主要分拦河坝及拦河闸两种。拦河坝又称壅水坝,其泄水方式以溢流为主,故又称溢流坝,有时也辅以孔口泄流。为了降低坝顶高程,减少上游淹没损失,可在坝顶设置闸门,调节上游水位,或在溢流坝一端设置泄洪闸。必要时也可采用拦河闸或自动启闭的翻倒闸门坝来抬高水位。有关拦河坝和拦河闸的优缺点及其适用条件详见第三章。

壅水坝的类型很多,有重力坝、拱坝、支墩坝等。在取水工程中,重力坝是常用的形式,故本章着重介绍。对于建筑在软基上的溢流坝的坝基防渗设计、消能防冲设计的水力计算和一般防冲结构的构造等问题,已在《水闸》分册中介绍,本章不再重复。此外对于因地制宜而建筑的浆砌石拱坝、硬壳坝、堆石溢流坝、蓑衣坝、框格坝、桩石坝,则作一般介绍。但适用于清水和多泥沙河流上的橡胶坝,近年来发展很快,优点多、故介绍详细些。

上述在河流上筑坝后,抬高了上游水位,形成上下游落差,使原河道中船只的航行受到阻碍,为此,必须建造过船建筑物。过船建筑物主要有三种形式:船只升降机,牵船道和船闸。船只升降机仅适用过船小、运量小的高坝通航,牵船道常用于过船量较少场合;而船闸在高、中、低坝中皆适用,运输量大,经济安全,故在国内外取水工程中广泛采用。其中泥沙问题在壅水坝和船闸中处理方法不同,故在这两节中分别叙述,而冰冻设计共同点多,

则合并放入第四节中一起叙述。

第二节 壅水建筑物

一、典型重力式溢流坝剖面图

图 8-1 为建筑在砂砾石地基上的溢流坝剖面图。该坝由坝体、防渗铺盖、消力池、海漫及防冲槽等部分组成，两岸由上游护坡、翼墙、边墩、下游翼墙和护坡组成。此外，溢流坝顶还设有公路桥，以连接两岸交通。

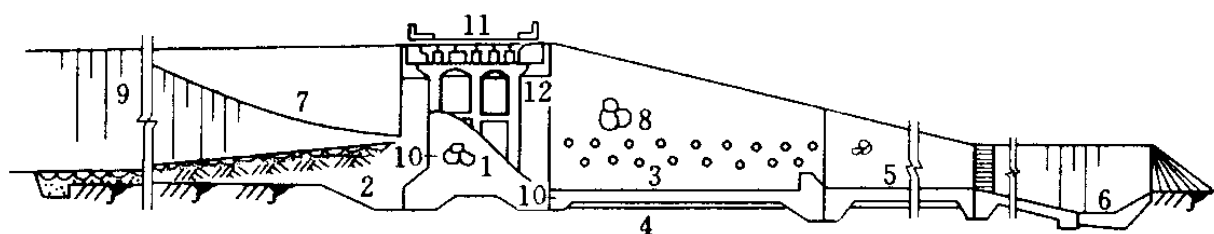


图 8-1 河南省南湾取水工程溢流坝剖面图

1—坝身；2—粘土防渗铺盖；3—消力池；4—反滤层；5—海漫；6—防冲槽；
7—上游翼墙；8—下游翼墙；9—护坡；10—止水；11—公路桥；12—边墩

二、溢流坝坝顶高程及溢流段长度的确定

(一) 设计流量

溢流坝的设计流量是根据水工建筑的等级，经过水文分析与水利计算，确定它在正常运用情况下及校核运用情况下所应宣泄的最大洪水流量。由于溢流坝坝高较低，不考虑水库的调节作用，即以设计频率的天然来水洪峰流量作为溢流坝的设计流量，但应考虑取水工程中其他建筑物的泄水能力。

(二) 坝顶高程和溢流段长度的确定

坝顶高程和溢流段长度的确定与许多因素有关，其中主要是：
①满足设计水位的要求，保证渠道能引取所需的流量；②考虑上游淤积平衡后上游洪水位不超过允许的高程，以免造成过大的淹没损失；③坝顶溢流时，单宽流量应小于下游河道允许的数值，以减轻下游消能防冲措施。单宽流量允许值的大小与河床的地质构

造及下游水深有关，一般根据海漫上的允许流速来确定坝上的单宽流量。根据经验，当河床为坚固的岩基时， $q=70\sim100\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ；河床为软弱岩基时 $q=30\sim50\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ；河床为软弱土基时， $q=5\sim15\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ；河床为坚实土基时， $q=20\sim30\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ 。此外，还要考虑取水工程的建筑物布置合理，造价经济，运用安全可靠。

在中小型取水工程中，一般坝顶不设闸门，也不需专人管理。在大中型的取水工程中，目前趋势多设置闸门，既能满足设计水位的要求，又可使上游洪水水位不超过防洪限制水位。并可缩短溢流段的长度，节省工程投资。

当坝顶不设闸门时，坝顶高程的确定，可根据引取河道流量的大小，按以下三种情况分别考虑。

(1) 当取水工程引取河道枯水期全部流量时，溢流坝的设计水位等于取水工程水位再加 $0.1\sim0.3\text{m}$ 过闸水头损失。这时，坝顶高程等于设计水位，即：

$$\nabla_{\text{顶}} = \nabla_{\text{设}}$$

(2) 当引水流量较小^[4]，实际引取流量小于河道枯水流量时，河道多余水流可由冲沙泄水闸排泄，水位由冲沙泄水闸控制，溢流坝顶设计高程与上所述相同。

(3) 当取水工程引取流量小于河道枯水期流量时，河道多余的水量由坝顶下泄，若其溢流水深为 $H_{\min}$ ，这时坝顶高程等于设计水位减去溢流水深 $H_{\min}$ 。即：

$$\nabla_{\text{顶}} = \nabla_{\text{设}} - H_{\min}$$

当坝顶设有闸门时 [图 8-2 (c)]，坝顶高程应为取水工程设计水位，加闸门超高 $\triangle_a$ ，减去闸门高度 H_1 ，即：

$$\nabla_{\text{顶}} = \nabla_{\text{设}} + \triangle_a - H_1$$

式中： H_1 为闸门高度； $\triangle_a$ 为超高， $0.1\sim0.2\text{m}$ 。

溢流段的长度 L 可根据坝顶泄流量 Q 及由河床地质条件选

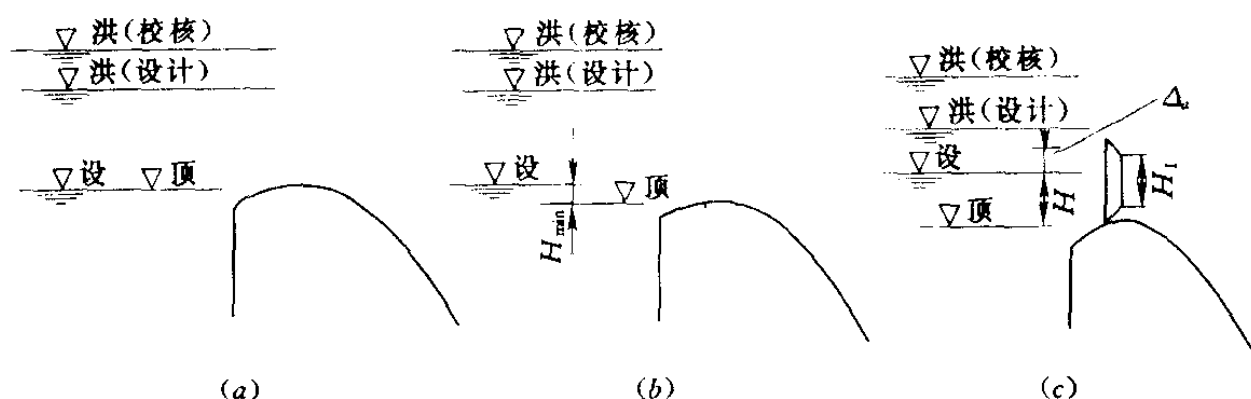


图 8-2 溢流坝坝顶高程与坝前水位关系图

(a) 坝顶无溢流; (b) 坝顶溢流; (c) 坝顶设闸门

定的单宽流量 q 来确定, 即:

$$L = \frac{Q}{q} \quad (8-1)$$

对于中小型取水工程, 因坝较低不起调洪作用, 所以通过坝顶泄量 Q 等于天然河道洪水流量 $Q_{\text{洪}}$ 减去取水工程中其他建筑物, 如泄洪闸、进水闸或电站等建筑物下泄量 Q_1 , 为安全起见, 将 Q_1 乘以小于 1.0 的利用系数 α :

$$Q = Q_{\text{洪}} - \alpha Q_1 \quad (8-2)$$

式中: $Q_{\text{洪}}$ 为天然河道洪水流量, m^3/s ; Q_1 为通过其他建筑物的下泄流量, m^3/s ; α 为流量利用系数。设计情况 $\alpha=0.75\sim0.90$, 校核情况 $\alpha=1.0$ 。

在多泥沙平原地区的河流上, 溢流段的长度应与稳定河道的宽度一致, 若大于稳定河道宽度, 则会引起主流摆动, 若小于稳定河道宽度, 则易发生对河岸的冲刷。稳定河道的宽度, 可用式 (6-2) 代入式 (8-1) 确定。

在泄流方式、坝顶高程及溢流段长度初步确定后, 还应根据洪水流量推算上游洪水位, 并审查上游各处水位是否超过了限制水位。若上游洪水位未超过限制水位, 则计算结果可以采用。否则, 应重新修改设计, 再行计算。可见, 坝顶高程及溢流段长度的确定不是通过一次计算就能完成的。一般需要反复计算, 分析

比较才能最后确定。

(三) 上游回水曲线计算

取水枢纽筑坝后，坝上游河道水位将壅高并向上延伸至一定距离。为了定出淹没的范围，必须绘制回水曲线。回水在筑坝处的水位壅高得最大，向上游逐渐减低，逐渐接近于正常水面线。其基本形态是一条抛物线。理论上回水的影响可传播到无穷远，但在实用上只考虑其影响较大的一部分。这部分回水曲线可采用下述近似法计算（图 8-3）。

$$L = \frac{2h}{i} \tag{8-3}$$

式中： L 为回水曲线水平投影的长度，m； h 为坝址处的壅水高度 m； i 为筑坝前的水面坡降（一般与河床坡降相同）。

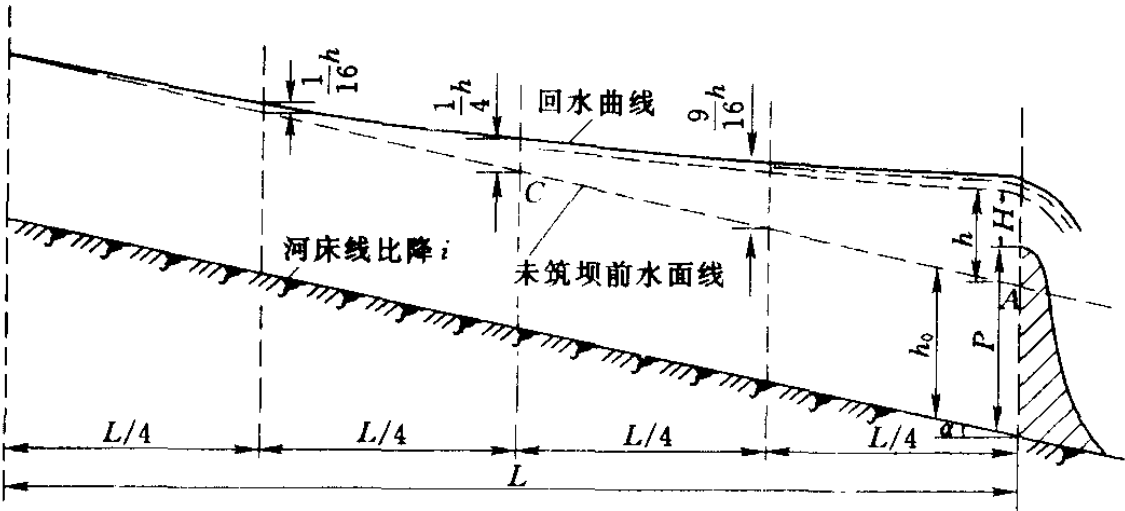


图 8-3 回水曲线图

回水曲线内各处的回水高度，可分为 5 个控制点：

(1) 坝址处的壅水高度 h 为：

$$h = (H + P) - H_0 \tag{8-4}$$

式中： H 为坝上水头，m； P 为坝高，m； h_0 为筑坝前坝址处的正常水深，m。

(2) 由坝址起向上游 $\frac{1}{4}$ 回水距离处的壅水高度为 $\frac{9}{16}h$ 。

(3) 由坝址起向上游 $\frac{1}{2}$ 回水距离处的壅水高度为 $\frac{1}{4}h$ 。

(4) 由坝址起向上游 $\frac{3}{4}$ 回水距离处的壅水高度为 $\frac{1}{16}h$ 。

(5) 回水曲线的末端，壅水高度为零。

根据上述 5 个控制点的水平距离和壅水高度，可以绘出近似的回水曲线。如图 8-3 所示。

在多沙河流上^[4]，溢流坝上游淤积很快，一般 2~3 年即淤平；如遇多沙年，一年内可淤平。坝上游淤平后，河床坡降减缓。实测统计指出，冲淤平衡后的坡降约为建坝前河床坡降的 70%，由此回水曲线的长度也相应延长，其长度则为：

$$L = \frac{2h}{0.7i} \quad (8-5)$$

壅水回水曲线的长度计算除能定出坝上游回水淹没范围外，在多沙河流上还能确定坝上游在冲淤平衡后的泥沙淤积部位；并能根据泥沙理论求出枯水期泥沙来量，以便采取适当的防沙措施和排沙时间。

三、溢流坝的断面形式及尺寸的确定

溢流重力坝的基本剖面是三角形（图 8-5），为适应泄流的要求，溢流坝坝顶和下游部分需做成溢流面，溢流面由三部分组成，顶部曲线段、下游面中间直线段和下部反弧段组成（图 8-4）。上游坝面可做成铅直面或折坡面。上述三部分作用是：顶部曲线段

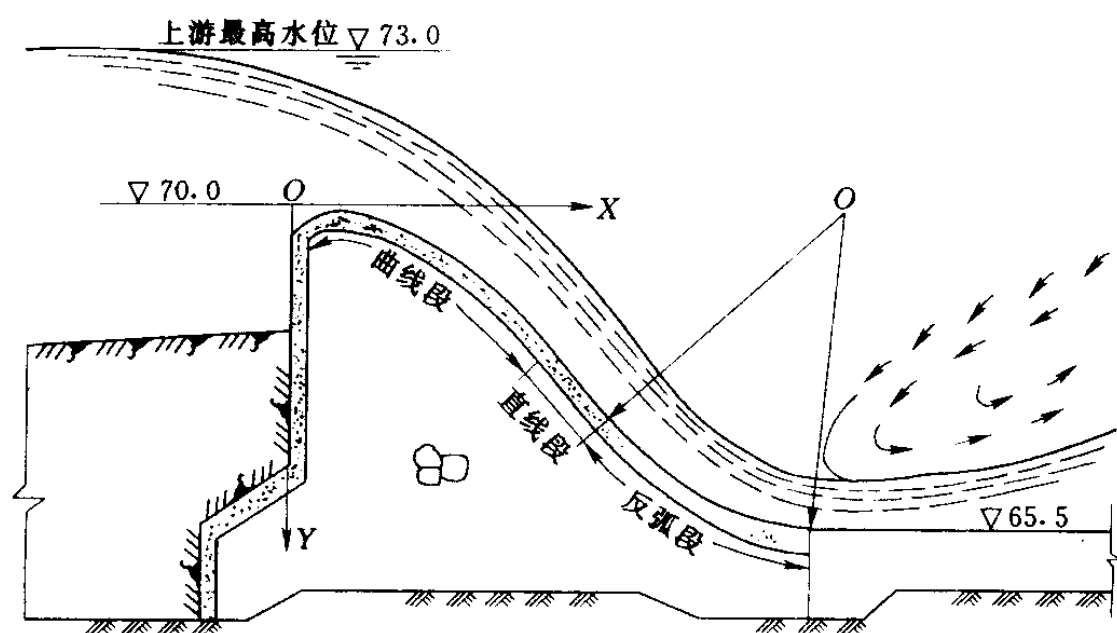


图 8-4 溢流坝剖面

的形状和尺寸决定着过坝水流的流态和泄流能力，中间直线段坡度取决于坝体稳定和强度要求，而对取水工程的低坝（30m 以下，多数在 10m 以下），主要是稳定要求，而反弧段尺寸主要由下游消能防冲要求所确定。上游坝面取决于地基状况及坝体稳定和强度要求，多数情况采用铅直面。软基上常用的低溢流坝剖面如下。

（一）溢流重力坝的剖面布置

溢流坝的实用剖面由基本剖面（基本三角形）与溢流面曲线拟合修改而成。图 8-5 是三种实用剖面。图 8-5（a）为溢流坝剖面与三角形基本剖面相切而成。三角形剖面是在基本荷载作用下，满足强度与稳定的最小三角形剖面。图 8-5（b）是在上游面扩大坝的底宽，使坝的剖面加大，坝底中间做一槽，增加摩阻力。这种剖面一般用于软基或软弱风化严重基岩，稳定不易满足要求情况。图 8-5（c）用于地基较好情况。为避免由于溢流曲线的要求而使断面过分肥大，可使堰顶部伸向上游，将堰顶做成突出的悬臂。这样可使工程量显著减少，并能满足设计要求。

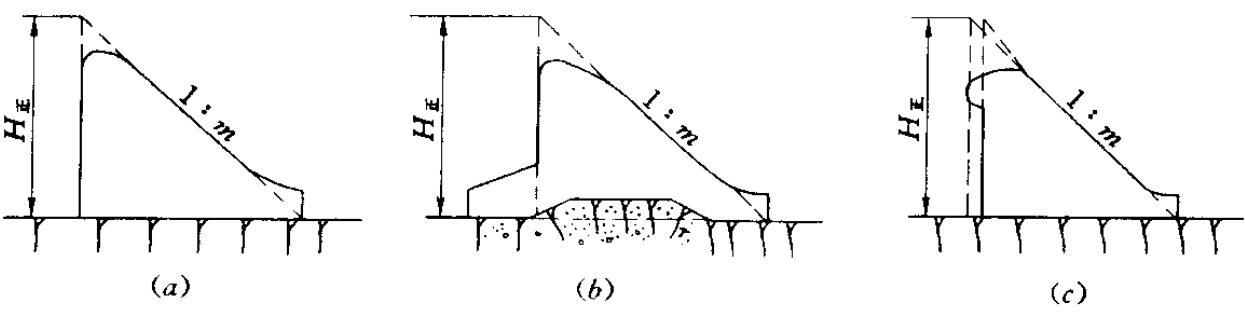


图 8-5 溢流坝的实用剖面

如果枢纽还有非溢流坝，此时溢流坝段与非溢坝段的上游面应尽量保持一致，以满足上游防渗止水构造布置上的要求和外观的协调。对于下游面，由于溢流坝段与非溢流坝段之间需设置导墙，故下游坝面不要求一致。

图中基本三角形剖面顶与实用溢流坝剖面有一段高差 Δ ，是溢流坝顶高程确定后形成的。

（二）溢流坝剖面形式及其尺寸的确定^[37]

1. 坝顶曲线段

溢流面曲线的选择是剖面设计中的主要问题之一。良好的溢

流面曲线应具有阻力小, 流量系数大的特点。采用非真空线型, 可避免空蚀与震动且工程量小。从 20 世纪 50 年代开始, 我国工程界多采用克里格尔—奥菲采洛夫曲线 (简称克—奥曲线)。坝上游面垂直为克—奥 I 型剖面, 采用较多, 流量系数较大, $m=0.49$; 坝上游面 45° 斜坡低坝, 采用克—奥 II 型曲线, 其流量系数 $m=0.48$, 自 70 年代以后则逐步应用美国陆军工程师团水道试验站研制的堰面曲线, (Waterways Experiment Station) 简称 WES 型剖面 [图 8-6 (a)], 文献 [37] 称 WES 剖面曲线为“幂曲线”。由于 WES 曲线具有流量系数大, $m_a=0.502$, 泄流平稳, 震动轻微, 剖面比克—奥曲线瘦窄、经济, 见图 8-6 (b)。加之 WES 曲线是用方程式表示的, 所以施工放样方便且精度较高。20 世纪 60 年代美国与欧洲国家在低溢流坝上推广, 获得良好效益, 后又在高、中

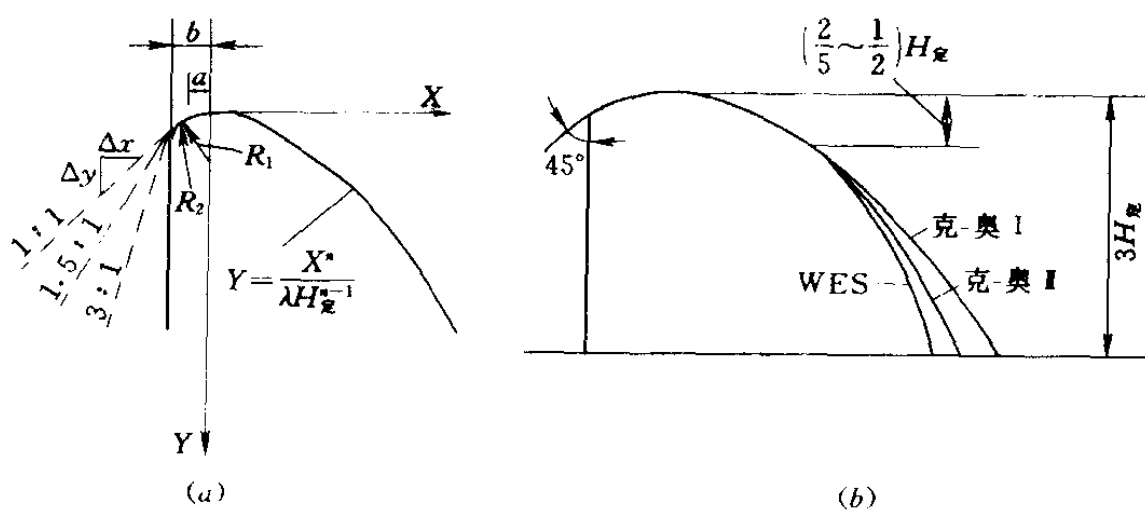


图 8-6 WES 型剖面堰

(a) WES 型剖面图; (b) 克—奥剖面与 WES 剖面比较图

溢流坝上推广, 同样获得良好效益。故世界各国新颁布的混凝土及浆砌石重力坝设计规范、规程、标准、指南, 或导则, 均推荐采用 WES 曲线。对于开敞式溢流堰堰顶下游的堰面 WES 曲线可用下式表示:

$$x^n = k H_a^{n+1} y \tag{8-6}$$

式中: H_a 为定型设计水头; k 、 n 为与上游堰面的倾斜度有关的参数; x 、 y 为以溢流坝堰顶为坐标原点的坐标, x 以向下游为正, y

以向下为正； $\tan\beta=\Delta x/\Delta y$ ，见图 8-6 (a)。

堰顶上游的堰面曲线：

(1) 上游坝面为铅直面时， R_1 、 R_2 、 R_3 等参数见图 8-7。

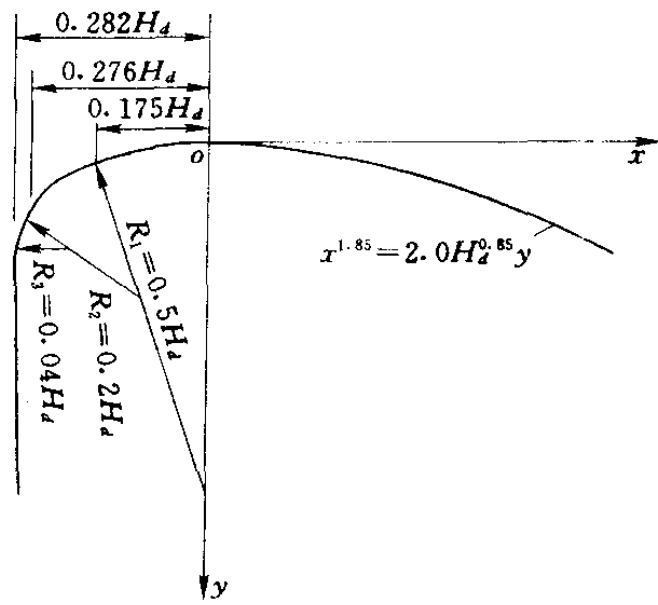


图 8-7 上游面为铅直面
的堰顶上游段堰面曲线

(2) 上游坡为 3 : 1、3 : 2 时，堰顶上游段的堰面曲线，如图 8-8 所示，圆弧半径 R_1 、 R_2 及参数 n 、 k 等见表 8-1。

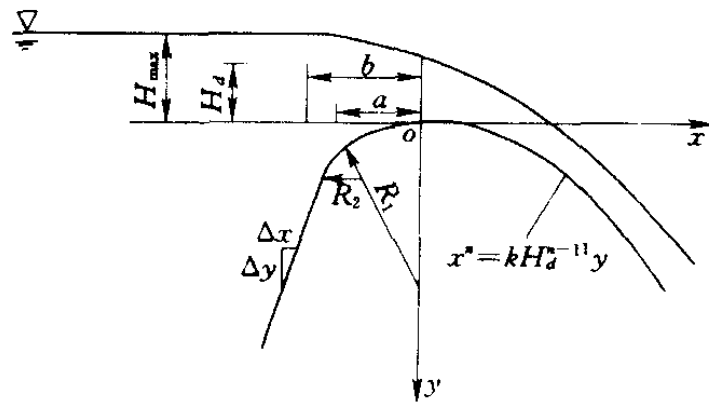


图 8-8 上游面为 3 : 1、3 : 2 时的
堰顶上游堰面曲线

(3) 上游坡为 3 : 3 时，堰面曲线如图 8-9 所示，堰顶上游段堰面曲线可采用表 8-2 中的堰面坐标。

(4) 当上游坡介于上述各种坡度之间时，可利用图 8-10 所示的曲线来近似地求得适用于中间坡度的 n 和 k 值。至于中间坡度

的上游堰面形状则可由表 8-1 双圆弧曲线的坐标内插给出 a 、 b 、 R_1 、 R_2 值。

表 8-1 上游堰面为双圆曲线参数

上游坝坡 ($\Delta y : \Delta x$)	k	n	R_1	a	R_2	b
3 : 1	1.936	1.836	$0.68H_d$	$0.139H_d$	$0.21H_d$	$0.237H_d$
3 : 2	1.939	1.810	$0.48H_d$	$0.115H_d$	$0.22H_d$	$0.214H_d$

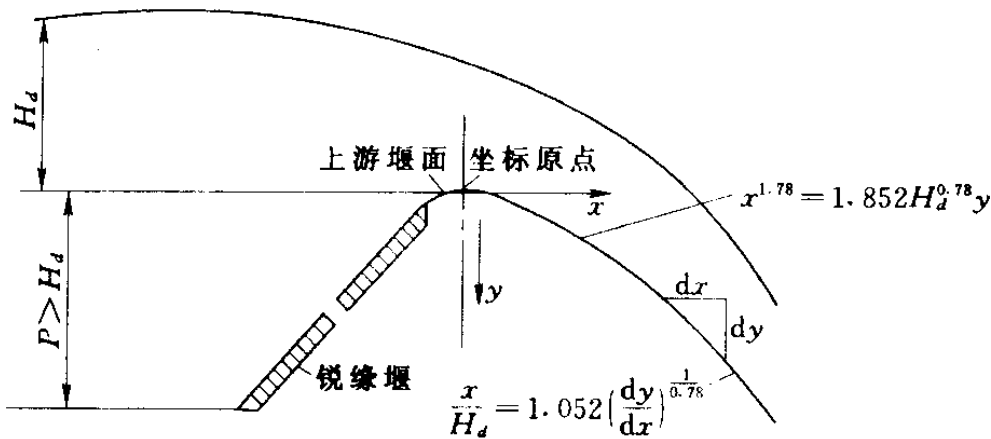


图 8-9 上游坡为 3 : 3 时的堰顶上游段堰面曲线

表 8-2 上游堰面坐标

$\frac{x}{H_d}$	$\frac{y}{H_d}$	$\frac{x}{H_d}$	$\frac{y}{H_d}$
-0.000	0.0000	-0.150	0.0239
-0.020	0.0004	-0.155	0.0257
-0.040	0.0016	-0.160	0.0275
-0.060	0.0036	-0.165	0.0293
-0.080	0.0065	-0.170	0.0313
-0.100	0.0103	-0.175	0.0333
-0.110	0.0125	-0.180	0.0354
-0.120	0.0150	-0.185	0.0376
-0.130	0.0177	-0.190	0.0399
-0.140	0.0207	-0.195	0.0424
-0.145	0.0223	-0.200	0.0450

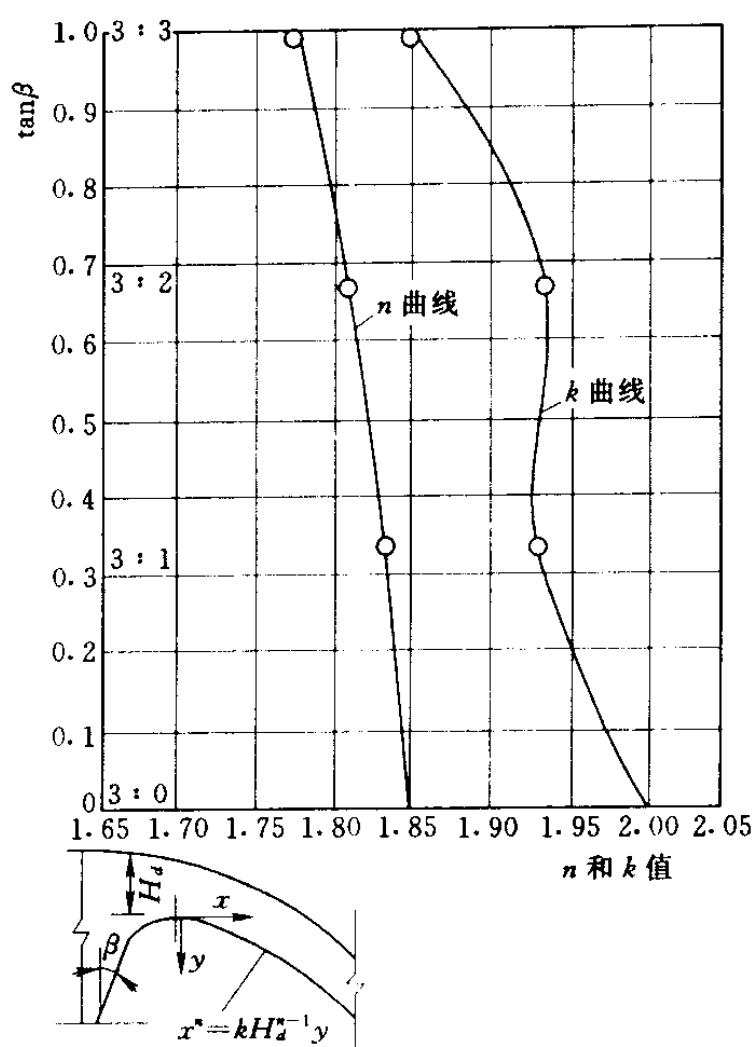


图 8-10 n 和 k 值关系曲线

堰顶水头 H (图 8-3 坝上游面垂直) 等于 H_a 时, 流量系数 $m_0 = 0.502$, 当 H 不等于 H_a 时, 流量系数 m 可按表 8-3 (1) 推算。如果坝上游面倾斜, 流量系数 m 可查表 8-3 (2) 并乘以表 8-3 (3) 修正数。

关于式 (8-6) 中的 H_a (定型设计水头) 的数值, 可按下述情况确定。

(1) 当坝体高度较低, 不起调节流量作用时, 为了避免下游坝面较多出现真空和满足坝体稳定要求, 一般采用相应于最大泄量时的坝顶最大水头来设计坝面曲线。但这时, 坝顶泄流常出现淹没情况, 因此, 通常采用下游坝面刚刚全部淹没时的坝顶水头作为绘制坝面曲线的定型设计水头 H_a 。为此, 先绘制坝的上、下游水位与流量关系曲线, 然后由该曲线 (下游水位流量关系曲

线) 找出淹没坝顶高程时的流量, 再依此流量查坝上游水位流量关系曲线, 找出相应坝上游水位 (高程), 减去坝顶高程, 便得出坝顶上游水头 H , 则 $H_a=H$ 。

表 8-3 (1) 流量系数表 ($H<H_a$)

H/H_a	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4
m/m_0	0.85	0.90	0.95	0.975	1.0	1.026	1.67

表 8-3 (2) 流量系数表

H/H_a	P/H_a				
	0.2	0.4	0.6	1.0	≥ 1.33
0.4	0.425	0.430	0.431	0.433	0.436
0.5	0.438	0.442	0.445	0.448	0.451
0.6	0.450	0.455	0.458	0.460	0.464
0.7	0.458	0.467	0.468	0.472	0.476
0.8	0.467	0.474	0.477	0.482	0.486
0.9	0.473	0.480	0.485	0.491	0.494
1.0	0.479	0.486	0.491	0.496	0.501
1.1	0.482	0.491	0.496	0.502	0.507
1.2	0.485	0.495	0.499	0.506	0.510
1.3	0.496	0.500	0.500	0.508	0.513

注 P 为上游堰高, H_a 为定型设计水头, H 为堰上水头。

本表摘自 DL5108—1999 《混凝土重力坝设计规范》。

表 8-3 (3) 上游面坡度影响修正数

坡度 $\frac{\Delta y}{\Delta x}$	P/H_a									
	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.3
3 : 1	1.009	1.007	1.005	1.004	1.003	1.002	1.001	1.000	0.998	0.998
3 : 2	1.015	1.011	1.008	1.006	1.004	1.002	1.001	0.999	0.996	0.993
3 : 3	1.021	1.015	1.010	1.007	1.005	1.002	1.000	0.998	0.993	0.988

(2) 当坝体较高 (仍为低于 30m 的低坝) 形成调节流量的水库时, 按坝顶最大作用水头 $H_{\max}$ 的 75%~95% 作为定型设计水头

H_a ，并限制 H_a 不大于水库设计水位的相应水头。这样可以保证当水库水位等于或低于设计水位时，坝面不会出现真空，当水位超过设计水位时，坝面将出现真空。但因这种水位出现的概率较小，所以坝面在允许范围内出现短暂的真空值是允许的。

2. 直线段

直线段的坡度，由坝体稳定要求决定，一般为 $1:0.7 \sim 1:0.85$ 。

3. 反弧段

直线段上部与 WES 曲线相切，下部与反弧段相切，以便将水流平顺地导入下游。反弧段半径，应结合下游消能设施来确定。对不同的消能设施可选用不同的公式。

(1) 对于挑流消能，可按下式求得反弧半径：

$$R = (4 \sim 10)h \quad (8-7)$$

式中： h 为校核洪水位时反弧段最低点处的水深，m。

反弧段流速 V 由下式确定：

$$V = 0.96 \sqrt{2gH_2} \quad (8-8)$$

式中： H_2 为反弧段最低点至上游校核洪水位之差，m，反弧段流速 $V < 16\text{m/s}$ 时，反弧半径 R 可取下限，流速越大，反弧半径也宜选用较大值，直至取上限。

$$h = \frac{Q}{BV} \quad (8-9)$$

式中： Q 为校核洪水位时的过坝流量， m^3/s ； B 为溢流坝顶净宽，m。

(2) 当溢流坝高度较低时（即 8m 以下），常采用面流消能或戽流消能，其时尾水较深，水头较小，由于面流消能对下游水位变幅及下泄流量控制较严，变化大一点就形成对河床与两岸冲刷，而且面流消能率只是戽流消能率的一半^[48]，故近年来很少采用面流消能，而是采用比面流消能效果好得多的戽流消能。戽流消能对下游水深及下泄流量的变化不像面流消能那样严格，实际上戽流消能就是面流和底流消能的混合流型。对于戽流消能，反弧段

半径 R 与流能比 $K = \frac{q}{\sqrt{g} E^{1.5}}$ 有关, 由上式算出流能比 K 值, 即可查表 8-4 的 $K \sim \frac{E}{R}$ 关系表, 就可以得出 $\frac{E}{R}$ 值。则 $R = \frac{E}{\text{表值}}$ 。

表 8-4 $K \sim \frac{E}{R}$ 关系表

K	0.012	0.015	0.020	0.025	0.030	0.035	0.041	0.454	0.055	0.065	0.075	0.100	0.105	0.115
$\frac{E}{R}$	8.4	8.0	7.5	7.0	6.5	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.1

如果计算出的 K 值界于上表的中间数字, 可按比例内插得 $\frac{E}{R}$ 值。

R 一般选择范围为 $\frac{E}{R} = 2.1 \sim 8.4$, E 为戽底起算的总能头 (m); $E = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g}$ 。

式中: H 为戽底至坝上游水位的水头, m; q 为单宽流量, $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$; g 为重力加速度 9.8m/s^2 ; V_0 为坝上游行近流速, m/s ; 流速系数 $\alpha = 0.97$ 。

(3) 如果坝下游水位较低时, 可采取底流消能, 反弧段半径可近似按下式求得:

$$R = \frac{10^x}{3.28} \tag{8-10}$$

$$x = \frac{3.28V + 21H + 16}{11.8 + 64} \tag{8-11}$$

式中: H 为不计行近流速的堰上水头, m; 即校核洪水位或最高水位时的堰上水头; V 为坝趾处流速, m/s ; 由式 (8-8) 求得。

4. WES 堰

当溢流坝很低时 (坝高 $> 0.5\text{m}$), 多采用 WES 堰、驼峰堰和梯形剖面堰, 因为以上堰形的流量系数均比过去常用的宽顶堰大且工程经济。

(1) 低 WES 堰。堰顶曲线部分仍按前述坝顶曲线段所述方法

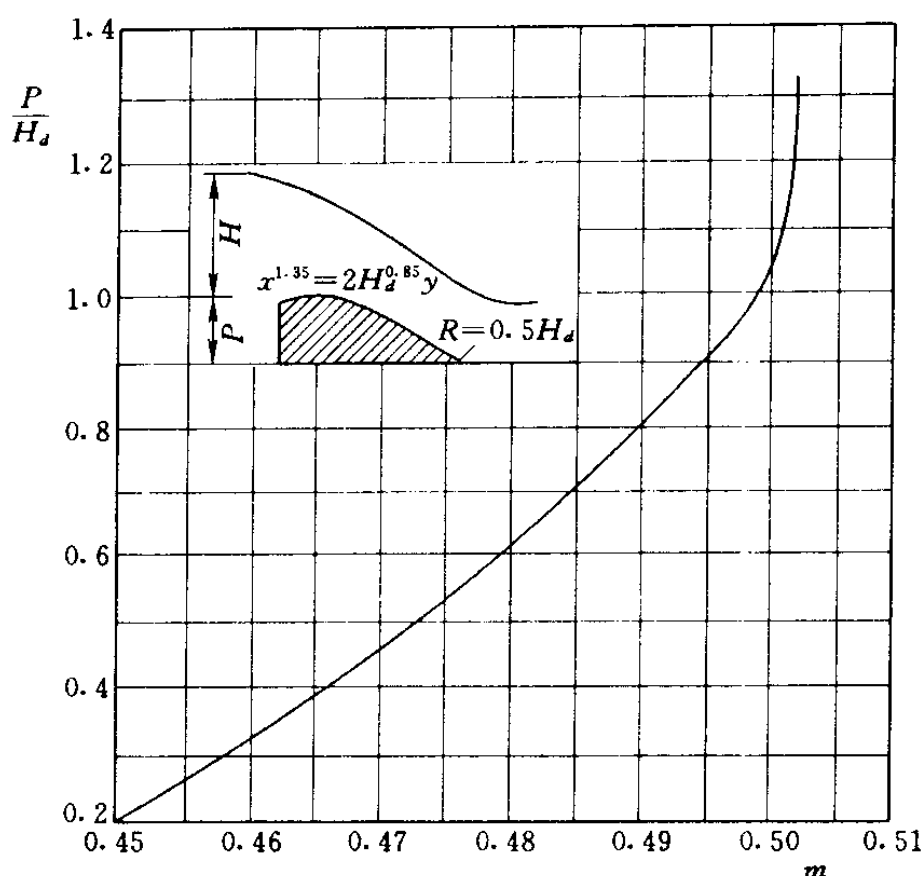


图 8-11 低 WES 堰流量系数 m (上游堰面垂直)

确定。低 WES 堰的流量系数 m 可查图 8-11。工程实例见图 8-14。

(2) 驼峰堰。驼峰堰是一种较好的低堰形，且适合修建在软地基上。近年来，我国许多中小型取水工程中采用了这种堰型。驼峰堰可以提高流量系数，从而减少进口宽度，减少开挖量和工程投资。

驼峰堰的剖面形式目前正在发展中，国内广东省水科所等单位研制的成果，有两种剖面形式：扁平形 [图 8-12 (a)] 和突起型 [图 8-12 (b)]。在水头 H (或流量) 较小时，扁平形的流量系数 m 稍高于宽顶堰；在水头 H (或流量) 较大时，上述两种形式的流量系数 m 都和实用堰接近。试验和原型观测表明，驼峰堰的高度低于 0.5m 时，流量系数 m 和宽顶堰接近。因此驼峰堰适于堰高大于 0.5m。如果堰高等于或小于 0.5m 时，可采用施工方便的宽顶堰。驼峰堰的流量系数 m 见图 8-13。工程实例见图 8-15。

(3) 梯形剖面堰。前已述及，当坝很低时，往往因稳定要求，所需剖面较大，坝顶需要加宽，这时就不宜采用非真空剖面，而

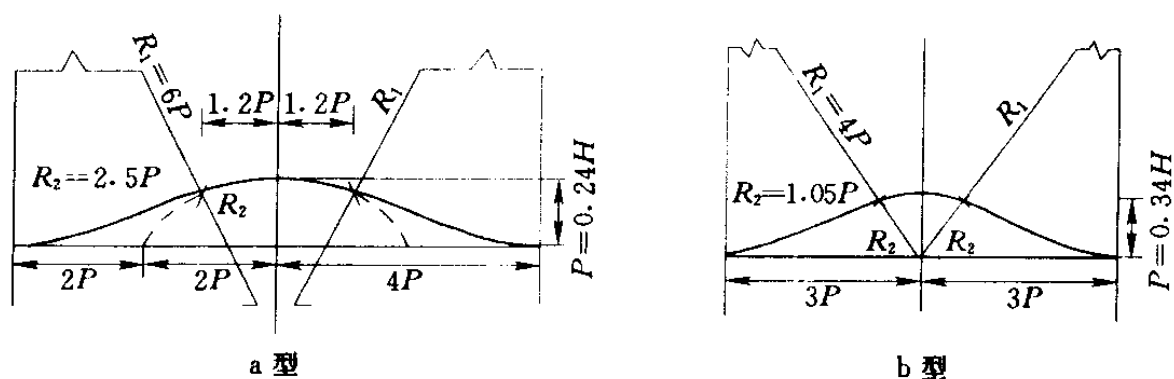


图 8-12 两种形式驼峰堰尺寸的确定

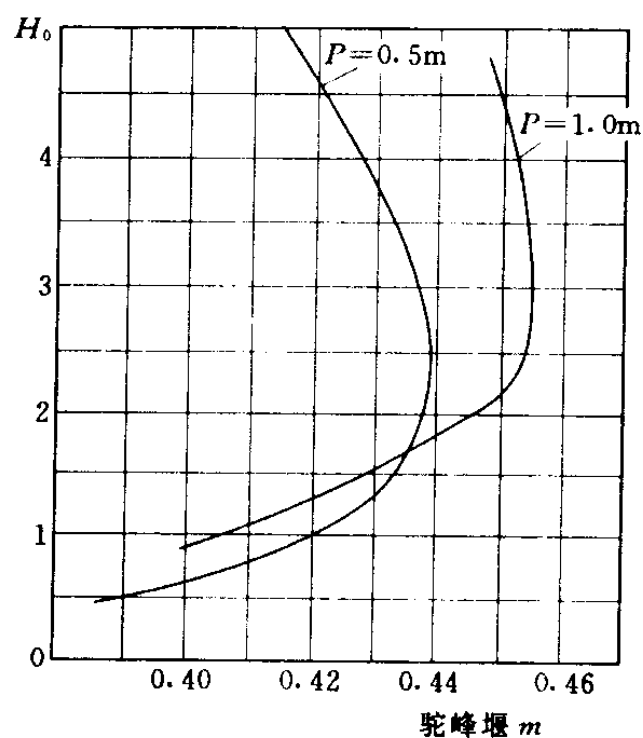


图 8-13 驼峰堰流量系数 m 的确定

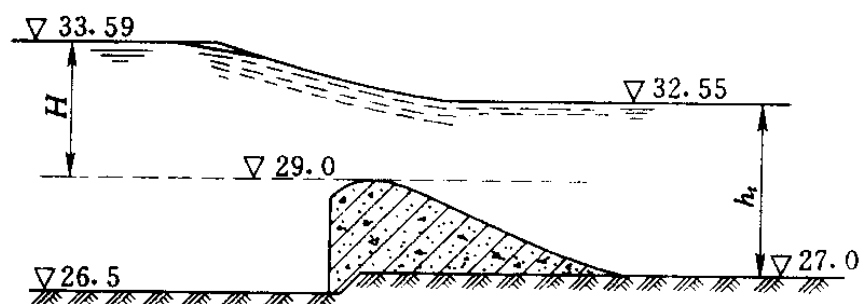


图 8-14 青弋江灌区第三支渠取水工程溢流坝剖面图

应采用梯形剖面，这种形状设计和施工都比较简便（图 8-16）。为了加大流量系数，常将坝顶弯角用圆弧连接。

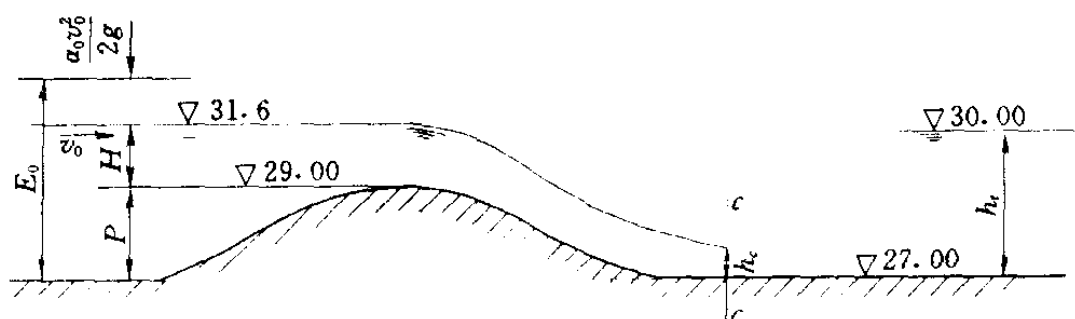


图 8-15 韶山灌区第五支渠取水工程溢流坝剖面图

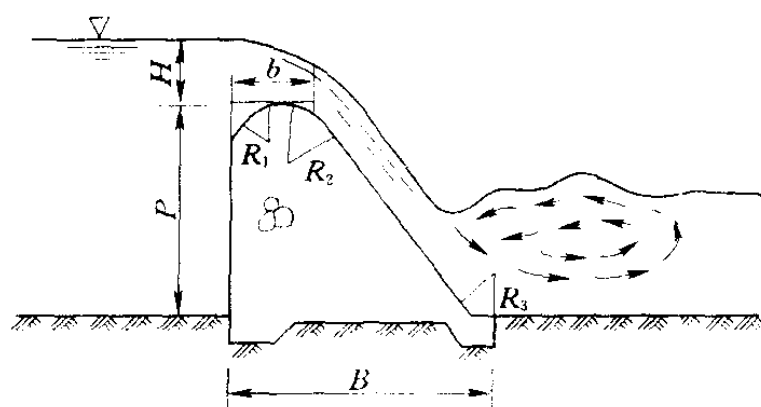


图 8-16 梯形剖面堰

$$R_1 = 0.3b; R_2 = b; R_3 = P$$

梯形断面的顶宽 b 、底宽 B 和坝高 P 与溢流水深 H 有关，可近似用下式计算：

$$\left. \begin{aligned} \text{顶宽 } b &= 0.55(\sqrt{H+P} \sim \sqrt{H} + \sqrt{P})(\text{m}) \\ \text{底宽 } B &= \frac{1}{\sqrt{\gamma}}(H+P + \frac{V_0^2}{2g})(\text{m}) \end{aligned} \right\} (8-12)$$

式中： V_0 为上游行近流速， m/s ； g 为重力加速度， 9.81m/s^2 ； γ 为坝体材料在水中的相对密度，浆砌石 1.3，混凝土为 1.4。

建筑在软基上的溢流坝，由于坝与地基摩擦系数较岩基为小，故坝底宽度 B 较大，初步拟定时，可参考表 8-5。

图 8-17 (a) 所示为陕西宝鸡峡取水工程拦河坝实用剖面图。一期工程坝高 27m，坝底宽 53m，坝长 170m，上游面为 3:1 的斜坡，下游面为 1:0.75 斜坡。为了防止渗水，在坝体上游面浇筑厚 2.0m 的强度等级为 C20 的混凝土，表面涂以沥青。溢流坝表

表 8-5 溢流坝的底宽

地基土壤性质	溢流坝底宽 (m)	地基土壤性质	溢流坝底宽 (m)
砂砾石和砾石	$(1.25 \sim 1.75) H$	壤土	$(2.00 \sim 2.25) H$
砂壤土和砂土	$(1.75 \sim 2.0) H$	粘土	$(2.25 \sim 2.50) H$

注 表中 H 为坝的上下游最大水位差。

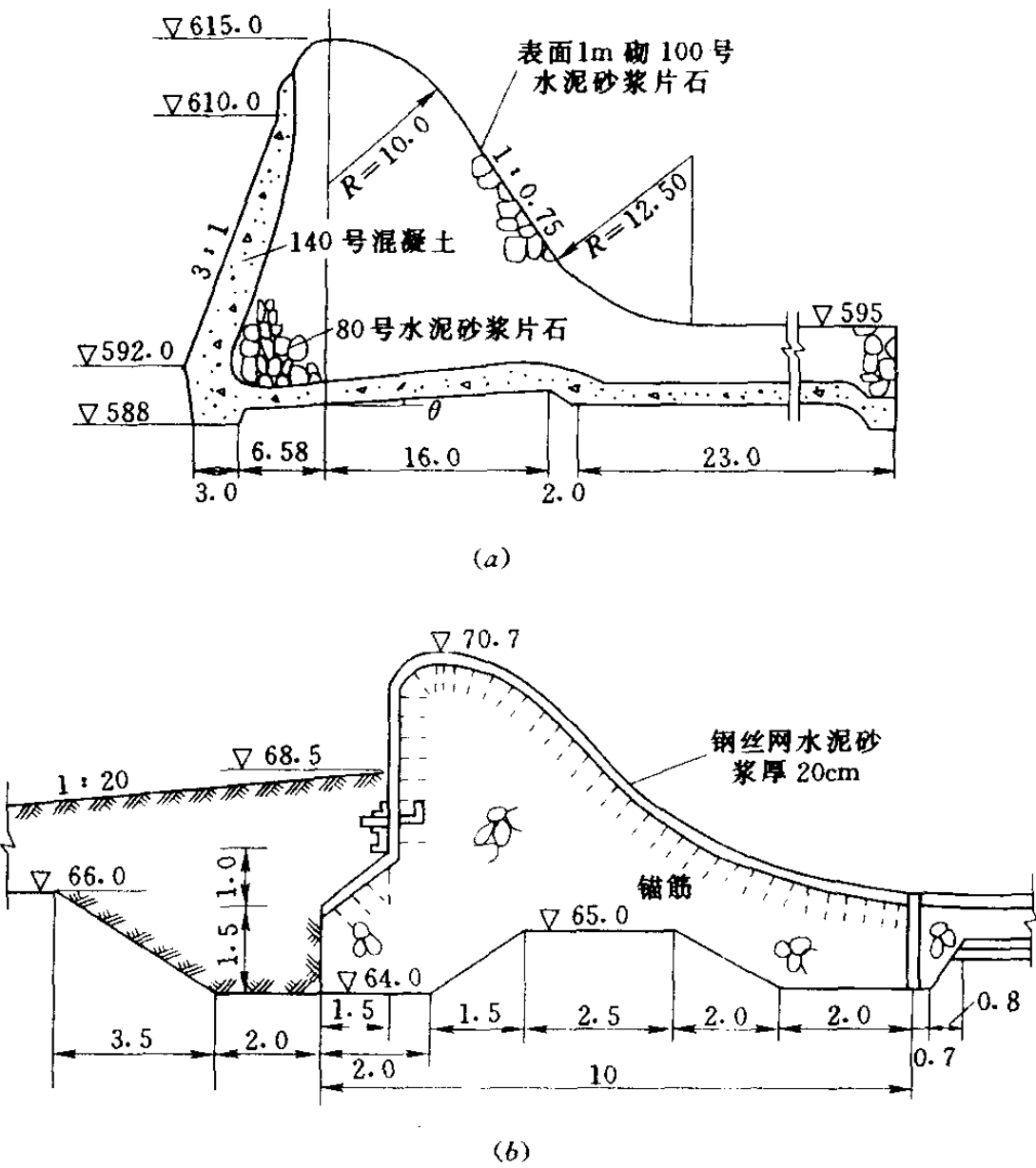


图 8-17 溢流坝的剖面 (单位: m)

(a) 陕西宝鸡峡溢流坝 (岩基); (b) 河南南湾浆砌石溢流坝 (土基)

面用厚 1.0m 的 100 号水泥砂浆砌片石护面。坝底上游截水墙伸入岩基以下 3.4~4m, 下游坝趾处截水墙伸入岩基以下 2.4~

3.0m。坝基开挖深度一般为2.0m，风化浅时，开挖深度不小于1.0m。为了增加坝的抗滑稳定，坝基开挖成 5° 的仰坡。图(b)为河南省南湾浆砌石溢流坝（砂砾石软基），坝高6.7m。

四、消能及防冲措施

（一）坝下游的冲刷现象和原因分析

溢流坝泄水时，水流具有很大能量，这种能量随着上下游水位差和单宽流量的增加而增大，使下游河床发生冲刷和破坏。严重时，甚至危及建筑物的安全。

坝下游发生冲刷的原因是多方面的：有的是设计不当造成的，例如印度奇纳布(Chenab)河上的马雷拉砌石溢流坝，坝高7.5m，最大水头3.8m，建在细砂地基上，由于消能设计不当，水跃发生在消力池以外，使整个抛石海漫冲毁，水流反向淘刷消力池底板，致使护坦断裂。有的是由于施工和运用管理不善造成的，例如山西省萧河灌区取水工程混凝土溢流坝，坝高4m，建筑在细砂地基上，设计单宽流量 $6.5\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ，溢流坝竣工后，坝前所弃土堆高过坝顶，泄洪前未加清除，造成坝顶溢流极不均匀，个别单宽流量过于集中，使铅丝笼海漫被冲毁并下沉2.5m，消力池底板断裂，下游河床受冲刷，水位显著消落，多次泄洪后又未能及时整修，结果在一次大洪水下泄时，坝基局部被水流淘空而溃坝，可见坝下水流具有相当大的冲刷能力。

从以上介绍的情况可以看出，为了保证溢流坝的安全使用，防止河床冲刷，一般采取两方面的措施，一是尽可能消除水流的动能，二是保证河床及河岸不受水流剩余动能的冲刷，这两方面的措施，首先是消除水流的动能，其次是采用防冲措施。离开消能而单纯采取防御性措施，即不经济也不安全。

目前国内外采用坝下消能基本方式有三种，即底流式、岸流式及挑流式。也有采用井流式、深齿墙和防冲板消能的。在软基上普遍采用底流式消能，仅在坝的下游水深较大、河床地基及两岸地质较好时采用岸流消能。建筑在岩基上水头较大的溢流坝，则采用挑流消能，将水流挑到远离坝趾的地方，以免影响坝体安全。

(二) 消能方式^[37]

1. 底流式消能

底流消能是在坝趾以下设置消力池，或辅以其他辅助消能设施。底流消能工作可靠、消能效果好，下游流态也较平稳，可适用于各种不同高度的坝和各种河床地质情况，但由于其工程量较大，多用于中、低坝和地质条件差的软基。但在实际工程中，由溢流坝下泄的水流不一定都能发生水跃。为了说明这个问题，我们绘出下泄流量与其相应的跃后水深曲线，并与下泄流量及其相应水深的关系曲线绘在一起，则可能出现以下 5 种情况。在设计时，按照不同情况采取相应措施，促其发生水跃。

(1) 图 8-18 (a) 所示 $h_c'' \sim Q$ 曲线与 $h \sim Q$ 曲线相重合。这说明在任何泄量下，在护坦上均能发生水跃，但这种情况是罕见的。

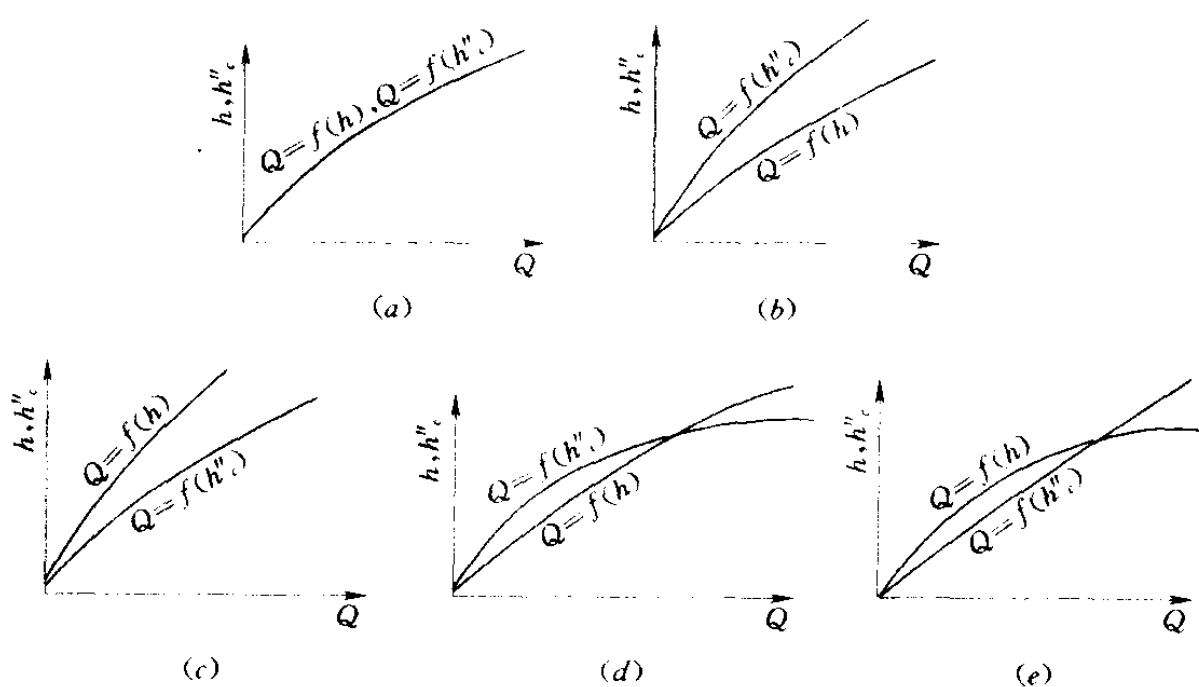


图 8-18 $Q=f(h)$ 与 $Q=f(h_c'')$ 关系曲线

(2) 图 8-18 (b) 所示情况，表明在任何泄量下，下游水深 h 均小于跃后水深 (h_c'')，在坝趾处不能产生水跃。因此，常使水跃发生在池内，同时产生射流效应，见图 8-19 (a)。下挖深度 $\Delta h = (h_c'' - h + 10\text{cm})$ ；或者建造消力墙来增加下游水深 [图 8-19 (b)]，墙高 $\Delta h = h_c'' - h + 10\text{cm}$ 。若墙高过大，也可采用消力池与消力墙相结合的综合式消力池 [图 8-19 (c)]，以减低墙高，保证水跃所需

水深。

(3) 图 8-18 (c) 表示在任何泄量情况下, 下游水深 h 均大于跃后水深 h_c' , 这表明水跃总是处于淹没情况。若淹没过大, 从坝顶下泄水流则潜入水下成为高速潜流而不发生水跃, 这对下游河床将产生冲刷。因此, 可采用倾斜护坦, 以保证在各种泄量情况下, 都能在护坦上产生水跃。

(4) 图 8-18 (d) 所示情况, 表明在泄量小时, 下游水深不足, 不能在坝趾处产生水跃, 而当泄量大时, 下游水深 h 大于跃后水深, 将产生淹没水跃。这时可采用倾斜护坦与消力池相结合的方式, 以使小泄量时, 在消力池中发生水跃; 当泄大流量时, 水跃即发生在池前的倾斜护坦上 [图 8-19 (d)]。

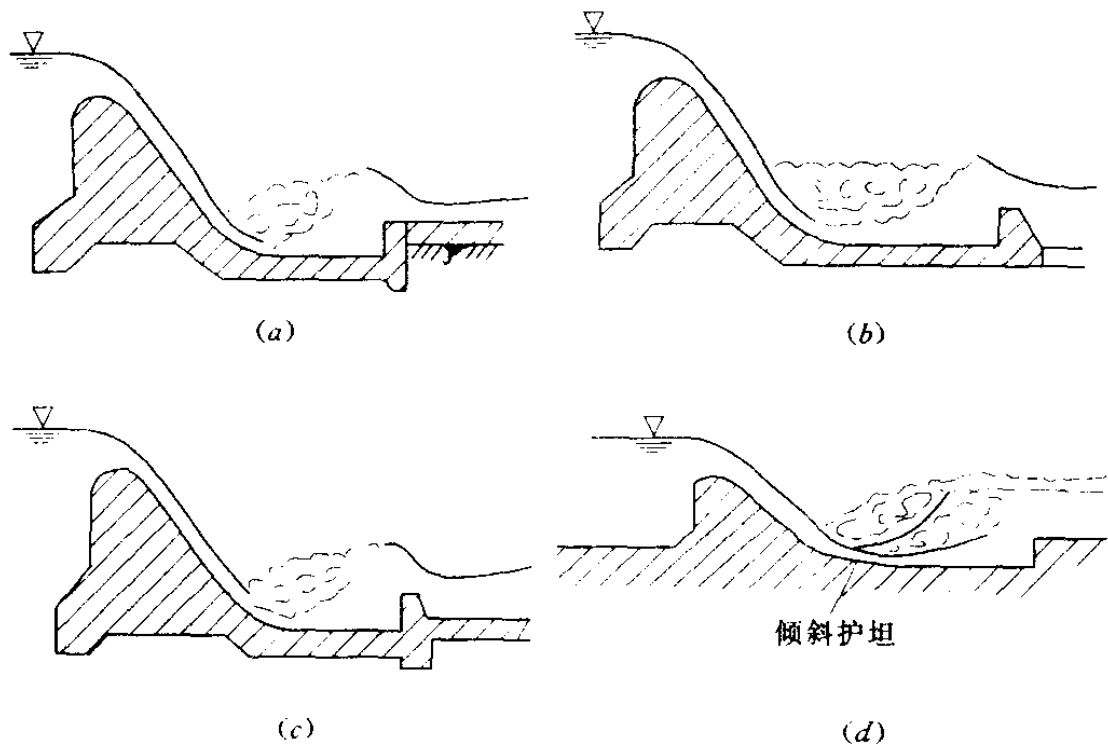


图 8-19 形成射流与水跃的各种措施

(a) 消力池; (b) 消力墙; (c) 综合式消力池; (d) 倾斜护坦与消力池结合

(5) 图 8-18 (e) 表示大泄量时, 下游水深不足, 这时可采用消力池, 而当小泄量时, 则其为淹没水跃。

在消力池内, 有时设有辅助消能工, 如消力齿, 消力墩及消力槛等 (图 8-20)。辅助消能工对水流具有反击雾化和混渗作用, 能稳定水跃, 减小跃后水深, 从而减小消力池开挖深度, 缩短消

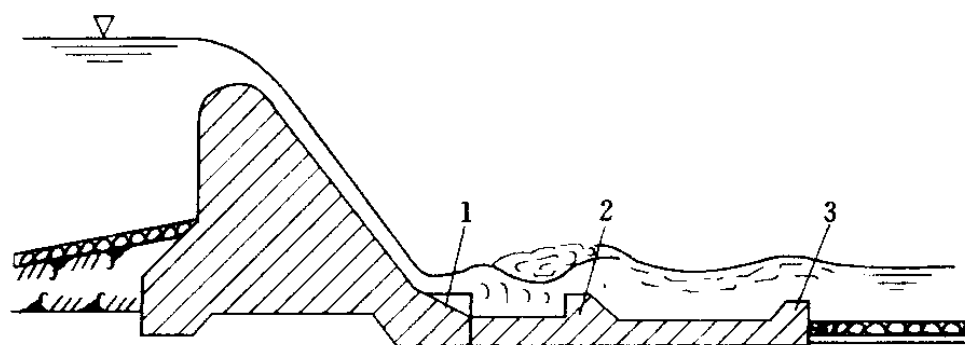


图 8-20 有辅助消能工消力池

1—消力齿；2—消力墩；3—消力槛

力池长度等。

此外，消力墩在平面上还能起分散水流的作用，增加消能效果。消力槛能调整水流在垂直面上的流速分布。

消力墩一般在消力池的前半段设置 2~3 排，交错排列（图 8-21）。一般墩高为池中水深的 15%~25%，墩宽及墩净距可取墩高的一半，前后排的净距可比墩高稍大些。消力墩的形式，尺寸及布置，最后需由试验确定。

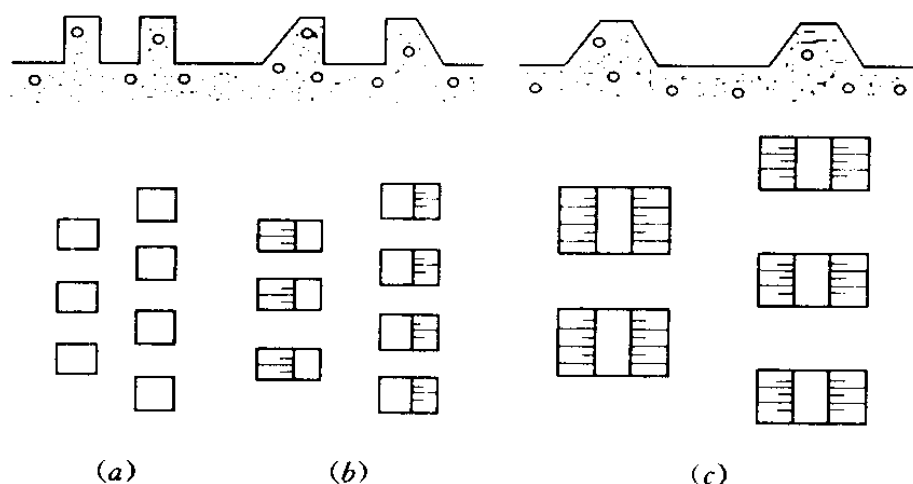


图 8-21 消力墩形式

上述下游河床水深 h 均指在天然河道泄流时，离坝体较远处的断面水深。靠近坝 50~100m 以内且当 $F_r > 2$ 时，水流要波动与掺气，实际水深将增高，此时水深 $h_b = \left(1 + \frac{\zeta v}{100}\right) h$ ；式中 V 为不计入波动及掺气的计算断面上的平均流速 (m/s)； ζ 为修正系数， $\zeta = 1.0 \sim 1.4$ (s/m)，当 $v = 10 \sim 20$ m/s， ζ 可取小值；当 $v > 20$ m/

s 时, 宜采用较大值。

消力齿通常布置在溢流坝下游面坝脚处, 主要起改善始流的作用, 即将坝脚水流挑起, 再跃落池底, 形成不完全水跃; 消力齿也起分散水流, 使水流互相撞击, 消除一部分能量的作用。试验证明, 消力齿高度取为下游水深的 17%~25%, 对水跃消能作用最大。齿宽及齿的净距约为齿高的一半。

现介绍三种国外设有消能工的定型消力池, 供设计参考, 见图 8-22。

I 型消力池: 适用于低溢流坝, $Fr=2.5\sim4.5$ 之间。尾水深比跃后水深 h_c'' 高 5%~10%, 池长 L 可根据 Fr , 由图 8-22 中的表确定 (Fr 为弗汝德数)。

II 型消力池: 适用于较高的溢流坝、土坝溢洪道及大型河渠泄水建筑物等, 入池水流 $Fr>4.5$, 最低 $Fr>4.0$, 尾水深 $h=1.05h_c''$, 池长仍可根据 Fr 由图 8-22 中的表确定。

III 型消力池: 适用于小型溢流坝、小型泄水建筑物及溢洪道等, 入池流速 $v_1<18\text{m/s}$, 单宽流量 $q<18.5\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$, $Fr>4.5$, 最低 $Fr>4.0$, 尾水深 $h=h_c''$, 池长 L 由图 8-22 中的表确定。

Fr 为弗汝德数, $Fr=\frac{v_c}{\sqrt{gh_c}}$; 式中 v_c 、 h_c 为跃前收缩断面上流

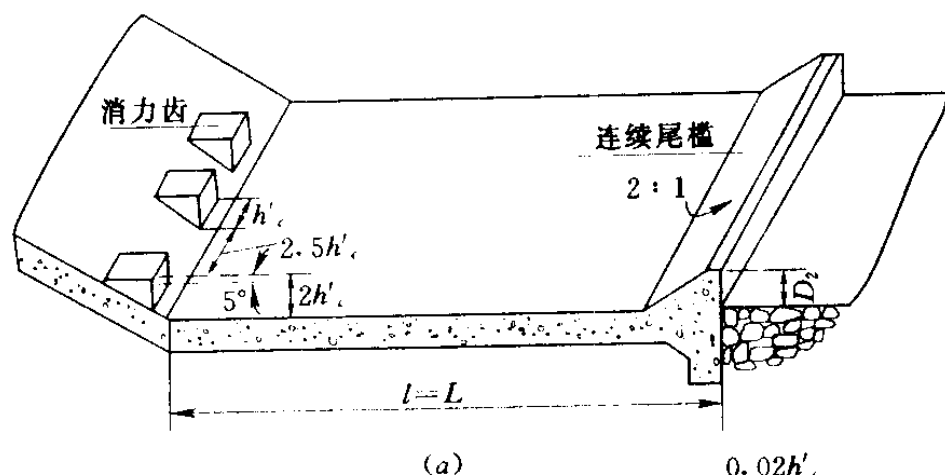
速与水深, g 为重力加速度 9.81m/s^2 ; v_c (m/s), h_c (m)。

安徽省淠史杭灌区的红石嘴溢流坝就是采用上述 III 型消力池, 运用情况良好 (图 8-23)。

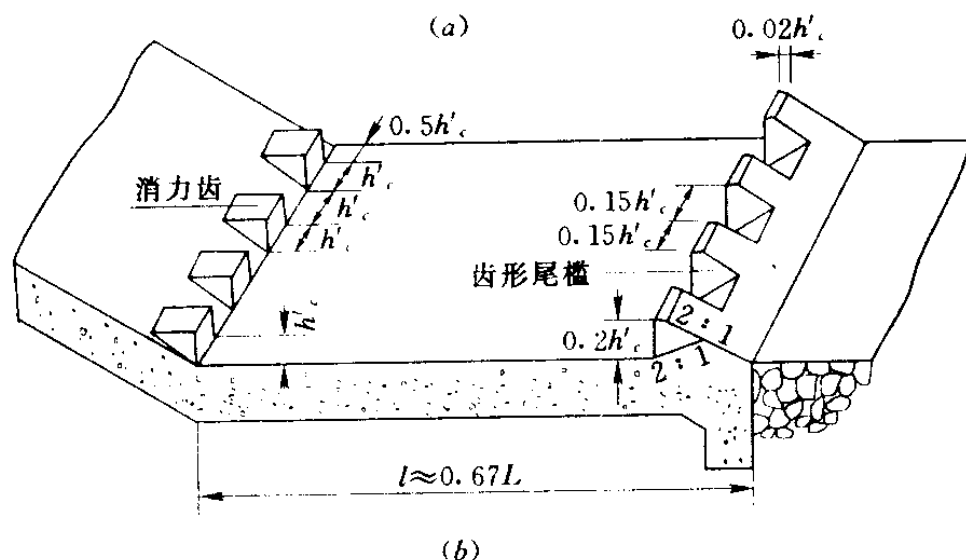
以上消力池是针对平原、丘陵和山区的一般含沙少或多沙的取水工程。

对于地面坡降大、高流速山溪性急流挟带大粒径的砾石、卵石推移质山区河道, 砾石与卵石随底流水股进入消力池, 产生严重撞击与磨损, 致使护坦严重破坏, 钢筋折断, 钢筋混凝土护坦破裂成碎块。如湖北省陆水蒲圻 18.5m 高的混凝土溢流坝的下游消力池, 刚运行三年, 就遭遇设计洪水, 消力池的护坦 (底板) 遭严重破坏。新疆墨玉县牙瓦第一取水工程底流消能的护坦等 6 座

Fr	L/h'_c
2.5	4.8
3.0	5.2
3.5	5.6
4.0	5.8
4.5	5.9



Fr	L/h'_c
4.0	3.6
4.5	3.72
5.0	3.83
5.5	3.86
6.0	4.02
7.0	4.18
8.0	4.21
9.0	4.28
>10.3	4.3



Fr	L/h'_c
4.0	2.1
4.5	2.2
5.0	2.3
5.5	2.4
6.0	2.5
7.0	2.57
8.0	2.62
9.0	2.70
>10.0	2.78

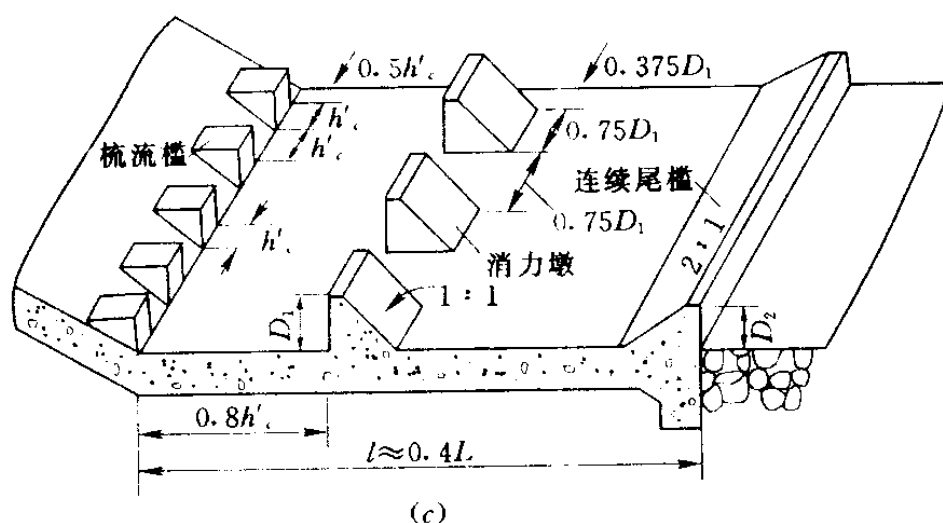


图 8-22 定型消力池

表格与图中说明：(a) I 型消力池 [$(Fr=2.5\sim4.5)$ ，尾水 $h\approx(1.05\sim1.1)h''_c$ ， h'_c 、 h''_c 为跃前跃后水深]；(b) II 型消力池 [$(Fr>4.5)$ ，最低 $Fr>4.0$)，尾水 $h=1.05h''_c$ ， h'_c 、 h''_c 为跃前跃后水深， L 为水跃长度]；(c) III 型消力池 [$(Fr>4.5)$ ，最低 $Fr>4.0$)，尾水 $h=1.0h''_c$ ， h'_c 、 h''_c 为跃前跃后水深， $v_1<15\sim1.8\text{m/s}$ ， $<1.85\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ， $D_1/h'_c=1.3+0.163(Fr-4)$ ， $D_2/h'_c=1.2+0.057(Fr-4)$]

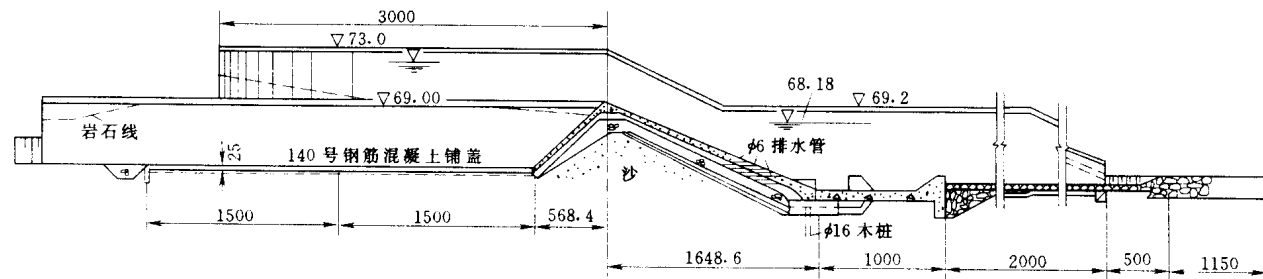


图 8-23 安徽红石嘴溢流坝消能防冲布置图

工程均与湖北省陆水蒲圻低溢流坝下游消力池破坏相同。

底流式消能护坦长度为：

$$L = 6.9(h_c'' - h_c') \quad (8-13)$$

式中： h_c' 、 h_c'' 为跃前跃后共轭水深，m。

护坦采用材料有：①采用耐磨石料制成的条石护砌或浆砌大卵石。厚 1.0m；②当地没有耐磨材料的，如西南石灰岩地区，可采用 C20 干硬性钢筋混凝土护坦，厚 50cm，表面用网状配筋 $\phi 12@125\text{mm}$ ，再在表面铺 5cm 厚的耐磨高强度的“预缩砂浆”^[59]环氧树脂砂浆、钢纤维砂浆，并用压路机分两层压实。③采用 50cm 厚的 C20 普通混凝土，其护坦表面镶焊一层钢板衬护；护坦末端底部放置 30~50cm 钢筋混凝土防淘墙或钢筋混凝土短桩，墙或桩底放置在坚硬土层上。护坦紧接海漫，可用半柔性结构；可采用直径大于 50cm 块石，100 号砂浆浆砌，下部设卵石、粗砂各 10cm 垫层，浆砌块石中设排水孔，以减少渗透压力。还可以采用混凝土框格的浆砌块石结构。海漫形式可采用向下游 1:10 的倾斜式海漫，以便减少冲坑底与海漫末端的高差，海漫末端建防冲槽，槽顶与海漫末端齐平，槽底的高程大致与冲刷坑的最低点相同。冲刷坑处水深 h （坑底至下游水面）（m）见（8-14）式：

$$h = \left(\frac{q}{q_0} \right)^{0.75} h_0 \quad (8-14)$$

式中： q_0 、 h_0 为海漫末端单宽流量， $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ 及海漫末端水深，m； q 为冲刷坑中水流收缩处单宽流量， $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ ，一般 $q = (1.5 \sim 2.0) q_0$ 。多数情况下 $q = 2q_0$ 。

q 的精确计算可用罗辛斯基导出公式：

$$\begin{aligned} \frac{q}{q_0} = & \frac{1}{2} \frac{a_0}{a} \frac{h}{h_0} + \frac{1}{4} \frac{B_0}{B'} \left(1 - \frac{a_0}{a} \frac{h}{h_0} \right) \\ & + \left\{ \frac{1}{4} \frac{a_0^2}{a^2} \frac{h^2}{h_0^2} + \frac{1}{2} \frac{B_0}{B'} \left(1 - \frac{a_0}{a} \frac{h}{h_0} \right) \right. \\ & \left. \times \left[\frac{1}{B} \frac{B_0}{B'} \left(1 - \frac{a_0}{a} \frac{h}{h_0} \right) + \frac{1}{2} \frac{a_0}{a} \frac{h}{h_0} + 1 \right] \right\}^{0.5} \quad (8-15) \end{aligned}$$

式中： q_0 、 h_0 、 B_0 分别为海漫末端的单宽流量 $[\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})]$ 、水

深 (m), 河宽 (m); q 、 h 分别为冲刷坑中水流收缩处的单宽流量 $[\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})]$ 和水深 (m); B' 为冲刷坑中水流放宽处的河宽 (m); a_0 、 a 分别为海漫末端及冲刷坑中水流收缩处的动量修正系数, $a_0=1.05$; $a=1.05 \sim 1.10$ 。上式应用范围为 $\frac{a_0}{a} \cdot \frac{h}{h_0} \leq 3$ 。

2. 戽流式消能

戽流消能是利用较大的反弧半径和挑角使反弧段形成凹形戽斗, 下泄水流在较高尾水的作用下在戽斗内形成表面旋滚, 并将水流挑至水面形成涌浪, 在涌浪底部形成反向的底部旋滚, 在涌浪的下游则形成较弱的表面漩滚, 该流态在工程界称之为“三滚一浪”, 起到共同消能作用和底部漩滚对河床起保护作用, 与三个旋滚不断混渗摩擦后的主流在底旋滚之后与河床固体发生剪切, 产生较大摩擦阻力, 故戽流消能与防冲效果好, 远远胜过面流消能。此外, 由于水流在水面的高速水股在未达河底之前已扩散, 故减轻了对下游河床冲刷, 戽外底部旋滚把携带的泥沙与冲刷物回带至戽后, 逐渐形成稳定状态。

戽流消能要求下游水位较高, 对于我国雨量丰富、河水量充沛的西南地区、两广, 海南及云、贵、川, 如果河道两岸地质好, 最适宜采用戽流消能, 因为其比底流消能大大节省工程造价, 它不设消力池、海漫、防冲槽及末端加固等工程量大的防冲措施, 即使两岸地质差, 采取护岸、护坡或设置导墙也是经济消能方式。护坡和导墙长度 L_1 由下式确定:

$$L_1 = 1.4 \left(\frac{3.85h_k}{h_1} - 1.46 \right) (h_2 - h_1) \quad (8-16)$$

式中: h_k 为单宽流量 q 的临界水深, m, $h_k = \frac{v^2}{g}$; h_1 为在 q 时的反弧水深, m; h_2 为相应 q 的下游水深, m。导墙可做成小角度的扩张墙, 其扩张角 θ 由下式确定:

$$\text{tg}\theta = 0.281 - 0.233 \sqrt{h_2/Z} \quad (8-17)$$

式中: h_2 为下游水深, m; Z 为上下游水位差, m; 导墙可用 100

号砂浆浆砌石重力式挡土墙。导墙后护坡可用 100 号砂浆砌 50~80cm 块石。戽斗的形式以圆弧形好。戽坎形式多数采用连续式,有时为了适应流量变化,有的工程也采用齿槽式,反弧最低点与下游河床同高,高低坎末端高差相差 80~50cm,低坎挑角 $\theta=45^\circ$,高坎挑角 $\theta=37^\circ\sim40^\circ$;溢流坝刚开始溢流时,单宽流量 q 较小,相应下游水深较小,呈瞬时挑流,随着流量增加,下游水位升到临界条件时,转为临界戽流;下游水位继续升高就形成稳定戽流,即“三滚一浪”的典型戽流流态。下游水位进一步升高时,就形成淹没戽流。

初步拟定戽体尺寸可参考下述方法:

(1) 挑角 θ 。连续挑坎 $\theta=40^\circ\sim45^\circ$,差动式(即齿槽式)如上所述;对于坝高小于 10m 的低溢流坝, $\theta=10^\circ\sim15^\circ$ 。

(2) 反弧半径 R 。按前述溢流坝反弧段戽流消能所述方法确定。对低于 10m 的溢流坝 $R\geq 2.5h_1$ 。

(3) 戽坎(跌坎)高度 a 。为了防止泥沙或其他东西冲刷卷入戽内,戽坎顶应高于河床,一般取正常情况下尾水 h_1 的 1/6,由图 8-24 几何关系可得 $a=R(1-\cos\theta)$,如计算高度不够时,可用切线加高。也可用式(8-18)试算:

$$h_t = \left(1.16 \frac{a}{h_k} - 1.81 \frac{a}{p} + 2.38 \right) h_k \quad (8-18)$$

式中: h_k 为正常高水位下临界水深, ($h_k=v^2/g$); v 为下游平均流速, m/s; p 为坝高, m。

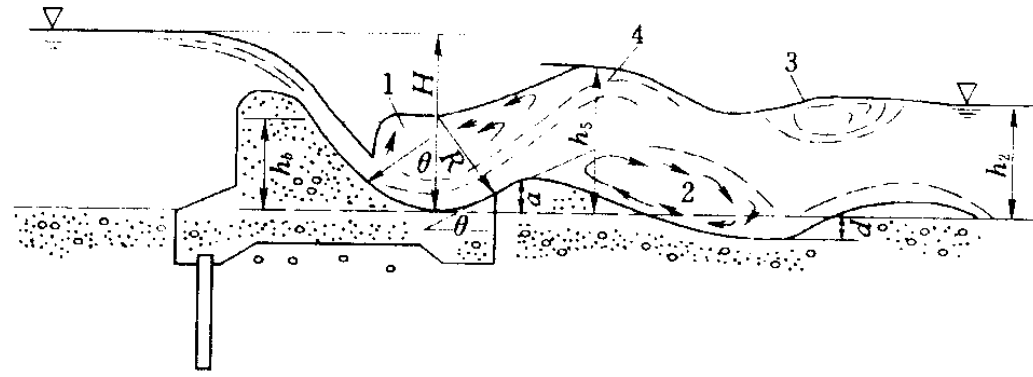


图 8-24 戽流消能示意图

1—戽内旋滚; 2—戽后底部旋滚; 3—下游表面旋滚; 4—戽后涌浪

将 $a = \frac{h_2}{b}$ 代入式 (8-18) 得 h_i ，如 a 不等于 h_i ，再重新设 a ，直至近似相等为止。

(4) 戽底高程。戽底高程一般取与下游河床同高，原则上应保证在各级流量和下游水位条件下均能发生稳定戽流。戽底高程定得太高，可形成挑流流态；定得太低时，挖方量增加，应结合流态要求和工程量统一考虑。

(5) 对于山区地面比降大的高流速山溪河道，洪水爆发时，水流将携带大粒径的砾石、卵石、粗沙推移质沿溢流坝水股下泄到下游，会对消力戽与坎下河床造成严重冲刷撞击磨损至破坏，此时需采取特殊措施。例如，可采用上述差动戽坎，戽底与戽坎过流面需增加一层高强度耐磨“收缩砂浆”，约 5cm 厚，或镶一层钢板，戽坎下河床铺一层较短的耐磨护坦（见底流消能部分）。此外还可以采用裙板（即梳齿板）的防冲设施，见图 8-25。梳齿板结构为一块沿河流上、下游端带梳齿的平板，形状像篦子，支承在钢筋混凝土井柱上或废钢轨柱子上，设在鼻坎后。水流由鼻坎挑至板上，再经板泄入河床，与下游成戽流的主流水股衔接，板首端形成低压区，板末端产生附旋辊，末端压力大于首端。

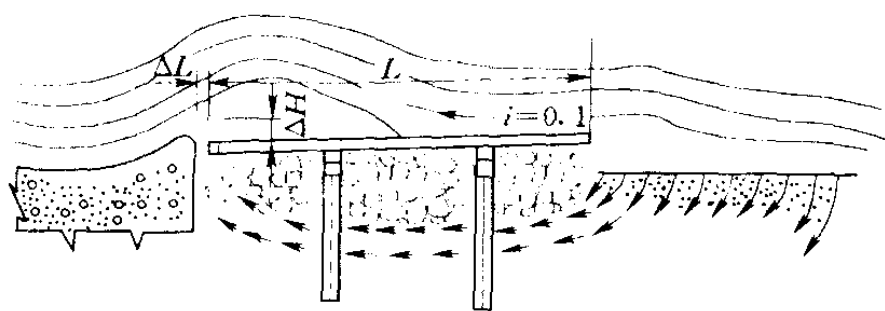


图 8-25 梳齿形裙板消能设施

图中梳齿板顺河流方向长度 $L = 3 \sim 5\text{m}$ ，梳齿缝隙宽度小于砾卵石的较小直径，梳齿板与坎顶差 $\Delta H = 20\text{cm}$ ，梳齿板与戽坎末端间隙 $\Delta L = 20\text{cm}$ ，梳齿板倾斜坡度 i 宜在 0.1 左右。梳齿板下回填大粒径石料，以增加抗冲能力。梳齿板材料一般用铁路上的废旧钢轨并与下部支承的两根钢轨横梁焊接，梳齿板的两边悬臂长度为 $0.275L$ ，跨中长度为 $0.55L$ ；埋入地基下桩材料也用两根

焊好的钢轨，横向间距 2m 左右，桩顶与横梁焊接，桩底打入坚硬土层。

梳齿板消能工底流衔接和戽流衔接流态的冲刷坑深 T 按下列经验公式计算。

对于底流衔接流态：

$$\frac{T}{E_0} = 0.445K^{0.336} \left(\frac{d_{50}}{E_0} \right)^{-0.156} \quad (8-19)$$

对于戽流衔接流态：

$$\frac{T}{E_0} = 0.682 - 0.314 \left[(K - 0.15)^{0.2} - 2.998 \left(\frac{d_{50}}{E_0} \right) \right] \quad (8-20)$$

式中： T 为坝顶算起的最大冲深，m； E_0 为坝顶水头，m； d_{50} 为中值粒径，m； K 为能流比； $K = \frac{q}{\sqrt{g}H}$ ，式中 H 为上下游水位差，m； q 为坝顶单宽流量， $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ 。

除上述梳齿板消能防冲措施外，还有一种是在戽坎末端下部设垂直的 C20 钢筋混凝土防冲隔墙，墙厚 30~50cm，深入到坚硬地基上，也有的工程深入到面流式消能计算的冲刷坑底下 1m 左右，见图 8-26。钢筋混凝土防冲隔墙的下游冲刷面，布置一层网状钢筋。 $\phi 12@125$ (mm)。此项措施不仅适用于戽流消能；而且同样适用于底流消能；效果好，安全。

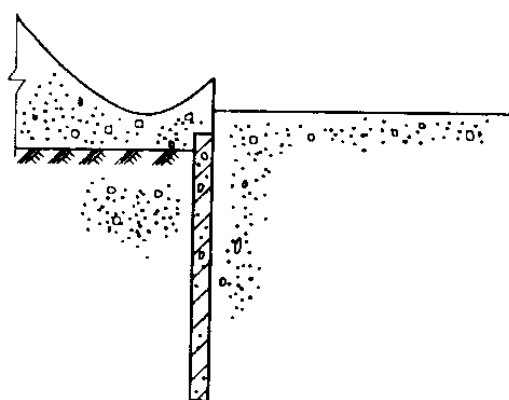


图 8-26 钢筋混凝土防冲隔墙

3. 挑流式消能

挑流式消能是在溢流坝下游坝脚部分建造高出下游水位的鼻坎，对于溢流拱坝则是在坝顶建造鼻坎，将下泄的高速水流向空中抛射出去，最好落在距坝脚较远的河床中形成冲刷坑，待冲刷

稳定后形成较厚水垫,对水流不仅起撞击作用又起缓冲消能作用,见图 8-27。

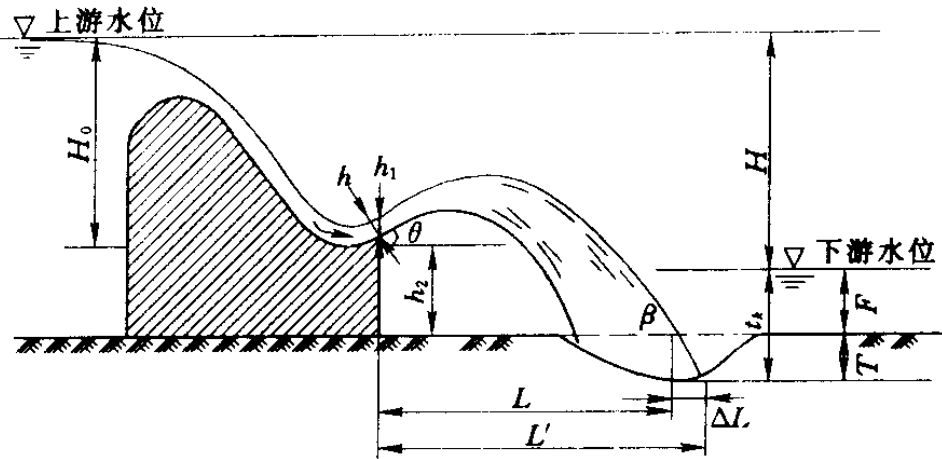


图 8-27 挑流式消能

图 8-27 中水舌抛距估算公式：

$$L_1 = L + \Delta L \tag{8-21}$$

其中，

$$L = \frac{1}{g} \left[v_1^2 \sin \theta \cos \theta + v_1 \cos \theta \sqrt{v_1^2 \sin^2 \theta + 2g(h_1 + h_2)} \right] \tag{8-22}$$

$$\Delta L = T \tan \beta \tag{8-23}$$

式中： L' 为冲刷坑最深点到坝下游垂直面的水平距离，m； L 为坝趾（鼻坎）下游垂直面到挑流水舌外缘进入下游水面后与河床面交点的水平距离，m； θ 为鼻坎挑角，可采用 $15^\circ \sim 35^\circ$ ； ΔL 为水舌外缘与河床面交点到冲坑最深点的水平距离，m； h_1 为坎顶垂直方向水深，m， $h_1 = \frac{h}{\cos \theta}$ （ h 为坝顶平均水深，m）； v_1 为坎顶水平流速，m/s，按鼻坎处平均流速 v 的1.1倍计，即计 $v_1 = 1.1v = 1.1\varphi \sqrt{2gH_0}$ （ H_0 为上游正常高水位至坎顶的落差，m）； φ 为坝面流速系数；对于开敞式溢流坝：高坝 $\varphi = 0.90$ ；中坝 $\varphi = 0.95$ ；低坝 $\varphi = 1.0$ ；考虑安全起见 $\varphi = 0.96 \sim 0.98$ ；精确计算可采用长江水利委员会公式：

$$\varphi = \sqrt[3]{1 - \frac{0.055}{K_E^{0.5}}} \tag{8-24}$$

式中： $K_E = \frac{q}{\sqrt{g} H}$ 称为能流比，其中 H 为上下游水位差； q 为坝顶单宽流量， $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ ； T 为最大冲坑深度，由河床面至坑底， m ； β 为水舌外缘与下游水面的夹角（图 8-27）。可用下式确定：

$$\tan\beta = \sqrt{\tan^2\theta = \frac{h_1}{\varphi^2(H_0 - h_1)\cos^2\theta}} \tag{8-25}$$

最大冲坑水垫厚度按下式估算（图 8-27）：

$$t_k = kq^{0.5}H_{0.25} \tag{8-26}$$

式中： t_k 为水垫厚度，自水面算至坑底， m ； q 为单宽流量， $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ ； H 为上下游水位差， m ； K 为冲刷系数，见表 8-6。

表 8-6 基岩冲刷系数 k 值

可冲性类型		难 冲	可 冲	较易冲	易 冲
节理裂缝	间距 (cm)	>150	50~150	20~50	<20
	发育程度	不发育，节理(裂隙) 1~2 组，规则	较发育，节理(裂隙) 2~3 组，X 形，较规则	发育，节理(裂隙) 3 组以上，不规则，呈 X 形或米字形	很发育，节理(裂隙) 3 组以上，杂乱，岩性被切割呈碎石状
基岩构造特征	完整程度	巨块状	大块状	块(石)碎(石)状	碎石状
	结构类型	整体结构	砌体结构	镶嵌结构	碎裂结构
	裂隙性质	多为原生型或构造型，多密闭，延展不长	以构造型为主，多密闭，部分微张，少有充填，胶结好	以构造成风化型为主，大部分微张，部分张开，部分为粘土充填，胶结较差	以风化或构造型为主，裂隙微张或张开，部分为粘土充填，胶结很差
k	范围	0.6~0.9	0.9~1.2	1.2~1.6	1.6~2.0
	平均	0.8	1.1	1.4	1.8

注 适用范围：水舌入水角 $30^\circ < \beta < 70^\circ$ 。

鼻坎坎顶高程不宜过高，过高则落差小，挑距小，会冲刷坎底基础。但也不能过低，虽落差大，射流流速大、增加射程，但挑坎极易淹没，以致水流不能形成射流，或因水舌下面被带走的空气得不到充分补充造成局部负压而使射程缩短，因此鼻坎高程需优化选择，依据室内试验和工程实践，挑坎高程等于或略低于下游最高水位为宜。

鼻坎反弧半径 R 。按式 (8-7) 确定。在设计中还应注意挑坎顶部不宜形成尖状，易气蚀破坏，一般做成小圆弧，半径 r 在 $0.12 \sim 0.08\text{m}$ 。除连续式鼻坎外，还可做成差动式鼻坎，其上、下齿坎挑角差值在 $5^\circ \sim 10^\circ$ 为宜；上、下齿坎宽度比大于 1.0 ，齿坎高差 $1 \sim 1.5\text{m}$ 为宜；高坎侧宜设通气孔；根据工程实践，不影响坝趾基岩稳定的原则，冲坑最低点距坝趾的距离 L' 应大于 2.5 倍坑深 $(t_k - t)$ 。水舌入水宽度在校核洪水下，应考虑不影响冲坑两侧岸坡或其他建筑物的稳定为宜。此外挑流消能应研究雾化对枢纽其他建筑物运行安全及边坡稳定影响，尤其对干旱少雨地区更应重视。坝下游的建筑物及露天设置的电气设备，输电线路，以及溢流坝枢纽上的进水闸和排沙闸，闸门电力启闭机，岸边输电开关站、变压器，应有防雾化措施，否则，产生面向上游的强风，将雾化水珠吹向该处，造成事故。

4. 其他消能方式

(1) 井流消能。消力井不仅可作为底流、戽流和挑流消能的新型消能工，且具有井内井流，井外混合流的双重消能作用。除消能效果显著和适当降低尾水要求外，还有井流特有的反弧水面线，有可能替代工程上易遭破坏的反弧段。井流特有的“软鼻坎”作用，有可能替代工程上易遭破坏的鼻坎结构物。一般而言，消力井可设于任何泄水建筑物的出口处，特别是软基上的沉箱式消力井，其下游井壁形成建筑物深齿墙，纵使下游产生冲刷，也能起到保护建筑物的作用，因此消力井实际上就是在泄水建筑物的出口端附加一个边界条件，这新的边界与原出口端边界之间形成一个空间，人为地促成了射流在此空间内变形，其特征是射流

产生了可变半径的反弧水面和可变的出射角。因为这种空间常具有开口端呈矩形的箱状或井状结构物，故称此结构为消力井。泄流时，井的出口端变作为建筑物新的出口端，其下游照样能形成各种类型的流态，这种井流与各种流态（即混合流）是有机联系的流态，具有井内外双重消能效果，因而很有推广的前途。

消力井的类型：任何泄水建筑物出口端下游一定距离内都可以设置一排竖墙，露出地面，如图 8-28 (c)，称竖井式坝下消力井，一般适用于岩基；如一排竖墙全部埋入地下，称沉箱式消力井，见图 8-28 (a)，一般适用于软基；如果一排竖墙部分在地面上，部分埋入地下，称竖井沉箱混合式消力井，见图 8-28 (b)。

消力井的几何尺寸与要素见图 8-29，包括井底宽 L ，井面水

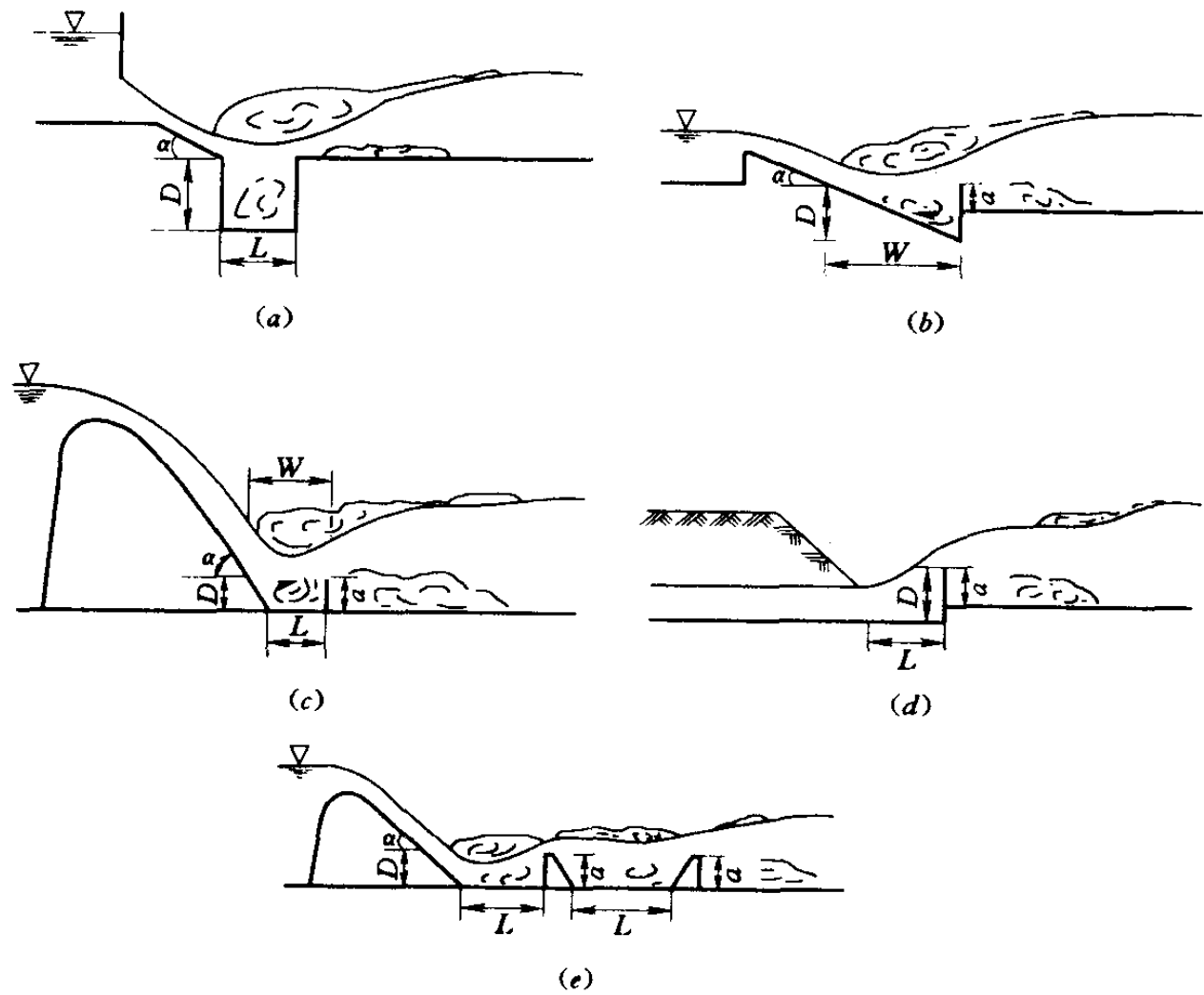


图 8-28 各式消力井示意图

(a) 沉箱式闸下消力井；(b) 混合式陡槽消力井；(c) 竖井式坝下消力井；
(d) 混合式涵洞消力井；(e) 竖井式串联消力井（消力池内墩坎）

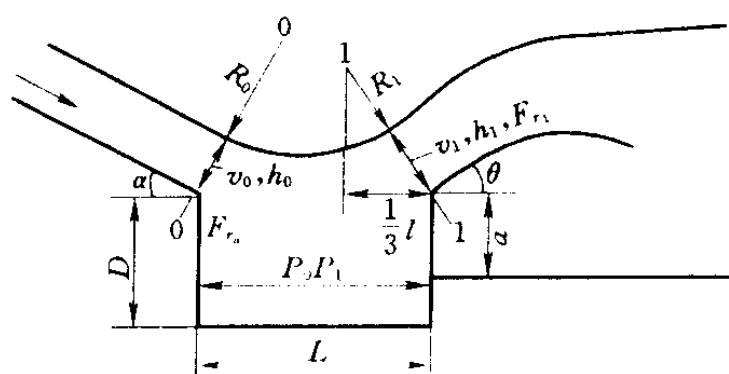


图 8-29 消力井几何要素示意图

宽 W , 井深 D 及井高 a (注意井高系相对于河床平均高程而言, 故井高 a 为一可变数, a 常不等于 D)。此外还有附属于井身的几何要素, 如入井坡度角 α , 又称入射角, 或以边坡系数 $m = \text{ctg} \alpha$ 表示; 井出口“软鼻坎”上的射流出射挑角 θ 又称出射角; 以及井水面反弧半径。因反弧水面线有时为复式圆弧组成, 一般可近似简化为两个圆弧半径 R_0 和 R_1 , 后者是计算出井水流离心力的一个参数, 当为单圆弧时, $R_0 = R_1$ 。井的进口端急流弗汝德数 Fr_0 ($Fr_0 = \frac{v_0}{\sqrt{gh_0}}$; v_0, h_0 为进口端流速和水深), 井的出口断面缓流弗汝德

数为 $Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{gh_1}}$ 。井流的应用方程式为:

$$\zeta = \frac{h_1}{h_0} = \frac{\cos[\alpha + (0^\circ \sim 10^\circ)]^2}{\cos \alpha - 0.065 \left(\frac{D/h_0 + 1}{Fr_0} \right)} \quad (8-27)$$

上式中的参数前面已叙述。针对图 8-29 所示, 根据理论推导, 消力井的尺寸如下。

井深: $D > (1 + 0.14Fr_0)h_0$

即 $D = (0.7 \sim 4.5)h_0$ 范围 (8-28)

井长: $L > 0.4h_0(3Fr_0 - 1)$

$L = (2.6 \sim 6.5)h_0$ 范围 (8-29)

此时 $Fr_0 = 2.3 \sim 3.0$; $\alpha = 15^\circ \sim 55^\circ$; $\theta = 15^\circ \sim 55^\circ$ 。产生井流消能必要条件是 $\theta > \alpha$, 以上适用于 30m 低水头范围。

(2) 下游坝面、陡坡冲击式消能。在下游坝面及坝趾延伸与原河床面齐平处，沿程加设纵横几排钢筋混凝土消力墩，彼此是纵横交错排列，国内外工程实践证明消能效果极好，能使上游坝顶处进口流速与下游坝趾外出口流速相等，无须在下游再建造消力池，对下游尾水无严格要求；如下游有尾水，可以进一步起到减少冲刷的作用；如无尾水，因部分消力墩（至少一至二排）埋于河床下，最后可达到冲淤平衡。见图 8-30。

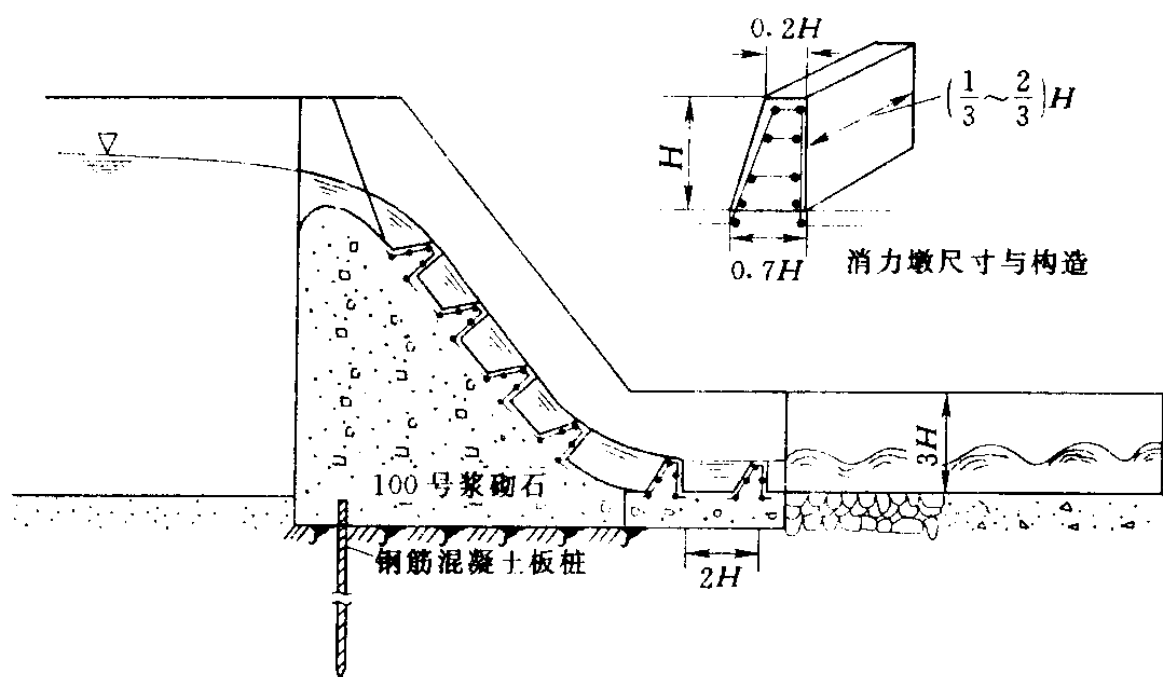


图 8-30 下游坝面、陡坡冲击式消能

设计单宽流量 $q=11\sim14\text{m}^3/(\text{m}\cdot\text{s})$ ，在最大设计流量 Q 确定后，坝顶溢流前沿净宽 B 就可确定：

$$B = \frac{Q}{q} \quad (8-30)$$

进口流速 V_1 应小于临界流速，经验公式如下：

$$V_1 \leq \sqrt[3]{gq} - 1.52 \quad (8-31)$$

消力墩高 H 可根据临界水深 $h_k = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$ 得经验公式：

$$0.9h_k > H \geq 0.8h_k \quad (8-32)$$

消力墩的中墩顺下游坝坡纵向排距 $l=2H$ ，但 $l \geq 1.8\text{m}$ ，对于非重力坝的其他坝型，如坝坡较缓的过水土坝、面板溢流坝、硬壳溢

流坝、堆石溢流坝、框格（辛可夫）溢流坝等，当坡度 1：3 时，取 $l=3H$ ，坡度 1：4 时， $l=4H$ 依比类推。当坡度 1：2 时，排距 l 可酌情放大，以维持相邻两排之间的高差与 1：2 坡度时相同。墩的行距（横向距离） $b=1.5H$ ，最低不小于 $1.0H$ ，墩宽 $W=1.5H$ 。但边墩宽度 W 较小， $W=(\frac{1}{3}\sim\frac{2}{3})H$ ，第一、三、五行设置边墩，墩数为奇数，第二、四、六行墩数为偶数，其消力墩位置正好是上一行奇数墩的两墩横距离上，这样可交错排列，消能效果好。溢流坝面两侧八字形导墙高度宜不小于 $3H$ ，见图 8-30。下游坝坡至少应布置四排消力墩，随坝面长度加大，成偶数倍增加，以确保消能效果，坝趾延伸段至少应有一排消力墩埋入河床下，墩的下游应抛石，粒径 0.3～0.5m 之间，以防回流淘刷。钢筋混凝土消力墩尺寸与构造见图 8-30。

（3）栅式消能（又称消力栅）。坝下游面水流到坝趾处进入栅条间隙，能以接近铅垂的角度直射下游，因而可以缩短池长及消除波浪，见图 8-31。消力栅的底高程接近下游河床高程。栅条宽度 a 可用钢筋混凝土 C20～C25 的矩形截面，边长 $a=300\sim450\text{m}$ ，内配置 $4\phi16\sim6\phi20$ 钢筋，也可以用废钢轨。栅式消能的下游水流弗汝德数 $Fr=2.5\sim4.5$ 较为合适。

栅条长 L_G 可根据已知流量 Q 和上游水位至栅条顶面的水头

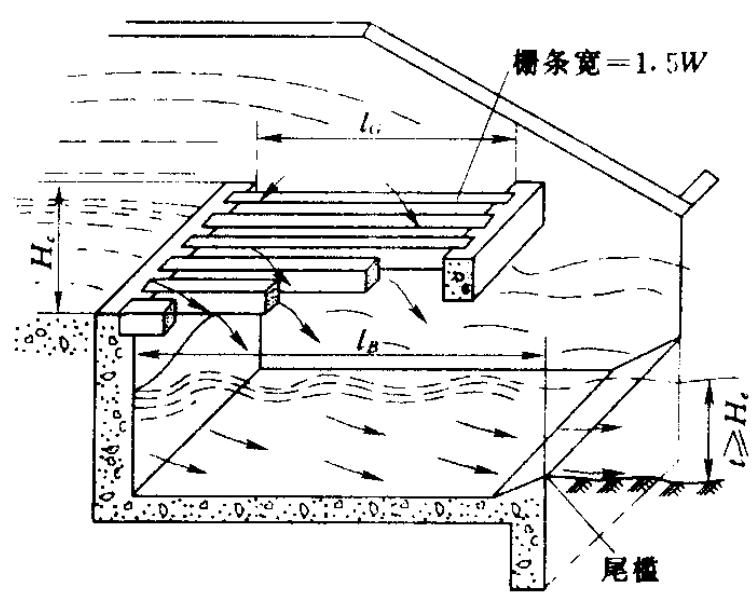


图 8-31 栅式消能

H_r 、栅条间隙宽度 W 及间隙数目 N ，依据下列经验公式求栅条长 l_G ：

$$l_G = \frac{4.1Q}{WN \sqrt{2gH_r}} \quad (8-33)$$

坝下游池长 $l_B \approx 1.2l_G$ ；栅条宽为 $1.5W$ ；尾水深 $t \geq H_r$ 。 H_r 为坝下游溢流面靠近坝趾处的溢流水深； $W = 200 \sim 300 \text{mm}$ 。栅式消能特别适用于 30m 以下低坝，北欧斯堪的纳维亚半岛国家广泛使用，中国西部山区应用较多，特别是近几年来发展很快。

五、地基防渗设施

（一）渗流对坝体的影响

溢流坝挡水后，水游水位抬高，形成水头，上游的水经坝基土壤空隙或岩石裂隙向下游渗流。这种渗流会产生渗透压力，减小坝体有效重量，影响坝体稳定；渗流还可能使坝基或两岸土壤发生渗透变形，即产生管涌或流土现象，甚至会引起溃坝。例如印度摩达河上安德森灌区的溢流坝，建筑在细砂地基上，最大坝高 8m ，设计水头 2.9m ，由于防渗长度较短及洪水位超过设计水位，致使坝基发生管涌，坝底被淘空，坝体遭致破坏；此外，严重的渗流还会造成漏水损失。如我国北京昌平区重力式浆砌石溢流坝，由于防渗设计不当，已修建 44 年，未能蓄住水，成为干坝。在国内渗流破坏的坝有 1146 座，占跨坝总数的 38.5% ，因此，防渗设施是溢流坝设计中值得注意的问题。地基土壤渗透变形往往是坝体失事原因之一，必须认真对待。

（二）防渗布置及构造

1. 地下轮廓布置

坝基地下轮廓布置的目的主要是提高地基的抗渗强度，防止地基土壤发生渗透变形，并减小坝底的渗透压力，增加坝体的稳定性。

地下轮廓布置的原则是滞渗与导渗相结合。在软土地基上，一般在坝体上游侧布置防渗设备（如铺盖、板桩及齿墙等），用以延长渗流途径，减小坝底渗透压力，降低坝基渗流场中的平均坡降，

称为滯滲；同时在坝体下游侧布置排水及反滤层，使渗透水流尽快安全地排走，称为导滲。即挡排原理：尽量挡住水漏入，但仍然有少部分滲进来，但要尽快将它排走。

根据地质条件和水头大小拟定地下轮廓的形式和尺寸,初步拟定地下轮廓的长度时,一般采用勃莱建议的方法,即 $L=CH$,其中 L 为防渗长度 (m); C 为渗径系数,其数值与地基土质及渗流出口排水条件有关,见表 8-7; H 为水头 (m)。

表 8-7

土壤类别	莱茵系数 C'		勃莱系数 C	
	无反滤	有反滤层	无反滤层	有反滤层
淤 泥			12.0	8
砂：极细粒	8.5	6.0		
细 粒	7.0	4.9	9~10	6.0
中 粒	6.0	4.2	} 8.0	4~5
粗 粒	5.0	3.5		
砾石：细粒	4.0	2.8	} 7.0	3.5~4.0
中 粒	3.5	2.5		
粗 粒	3.0	2.1		
卵 石			6.0	3.0
漂石（带有卵石及砾石）	2.5	1.8		
泥炭（视分离程度）			7~12	5~8
黄 土			7~8	3.5~4
粘壤土			6~7	3.0~3.5
粘土：松软	3.0	2.1		
中 密	2.0	1.5		
密 实	1.8	1.5		
极密实	1.6	1.5		

然后根据《改进阻力系数法》计算出地基深透压力图形，详见《水闸》分册。

地下轮廓的形状应根据地质条件和防渗要求拟定，例如在粘土地基上，由于土壤颗粒间具有粘着力，不易产生管涌，但因土壤与坝基间的摩擦系数较小，不利于坝体的稳定，在进行防渗布

置时，一般采用水平铺盖防渗，排水设在坝基下面，以减小渗透压力，增加坝体有效重量，提高坝的抗滑稳定性。在砂土地基中，土壤与坝基间的摩擦系数较大，这对于坝的抗滑稳定是有利的，但因土壤颗粒间无粘着力，或粘着力很小，容易产生管涌现象。为了减小渗流坡降，防止土壤渗流变形，坝的地下轮廓一般采用铺盖与板桩相结合的布置形式，排水设在护坦下面。对于细砂地基，当水头较大时，常需设置两道板桩，主板桩设在坝底的上游端。对于容易产生液化的粉砂和细砂地基，往往要在坝底四周打入板桩，将粉砂包围起来。

在下述地质条件下，应考虑设置垂直排水井。

(1) 在透水性较小的地基表层下有透水层，特别是含有承压水时，应设垂直排水井，穿过表层土壤，引出承压水，以防下游土层隆起或发生流土。

(2) 在不同性质的冲积层地基中，如水平渗透性大于垂直渗透性，亦应设置垂直排水井，以降低土层间的渗透压力。

(3) 当地基深处有软弱层影响坝体稳定时，可利用垂直排水降低该层渗透压力，以加大坝体的有效重量，增加其稳定性。

在岩石地基上，坝基的防渗处理主要是减小渗透压力。一般防渗措施有：防渗齿墙、帷幕灌浆及坝基排水等。但在取水工程中，溢流坝多属低坝，水头较小，渗透压力所占比重不大，而且坝体断面较小，一般不设置排水廊道。根据岩基条件，如非特殊需要，也不必进行帷幕灌浆处理。至于防渗齿墙，目前在低坝设计中常常采用，除了有一定防渗效果外，对阻止坝体滑动也有一定的作用。

2. 防渗及排水设备

(1) 防渗设备：包括水平铺盖、垂直板桩和齿墙。一般铺盖是用粘土、粘壤土、混凝土、钢筋混凝土或沥青混凝土建造。铺盖的防渗系数应较地基土壤的渗透系数小 100 倍以上。铺盖的长度可取为 $(3 \sim 5) H$ (H 为水头)。铺盖过长，其单位防渗效果会有明显的降低。为了满足施工要求，粘土铺盖上游端最小厚度为

0.5m, 向坝基方向逐渐加厚, 在任何处不应小于 $(1/4 \sim 1/6) \Delta H$, ΔH 为该处铺盖顶面与底面的水头差。粘土铺盖表层还应铺设干砌石或混凝土板作为防冲护面。防冲护面与铺盖间应设砂性土保护层, 以防铺盖干裂或冰冻, 同时也防止施工运输时铺盖遭受破坏。保护层的厚度一般为 0.6~0.8m。

混凝土、钢筋混凝土铺盖上游端的厚度为 0.25~0.5m, 与坝连接处厚约 1.0m, 并沿顺水流方向每隔 15~20m 设一道沉陷缝。

沥青混凝土铺盖在国外已广泛使用, 国内亦较多应用。其优点是防渗性能好, 渗透系数可达 $10^{-9} \sim 10^{-10} \text{cm/s}$, 比一般粘土小得多, 而且柔性好, 适用于沉陷量大的地基, 且施工速度快, 造价较低。沥青混凝土铺盖厚度约 10cm 左右, 一般分两层进行压实, 两层接缝要互相错开。

铺盖与坝体的连接处是重要部位, 绝不允许裂开, 应做成柔性而可靠的伸缩接头, 以适应地基的变形。

板桩一般设在坝基的上游端, 主要是增加垂直渗透途径, 降低坝基渗透压力及减小出口处的逸出坡降, 防止出口处土壤渗透变形。板桩长度一般采用 0.7~1.2 倍的最大水位差。如透水层较浅, 可用板桩截断透水层, 并插入不透水层 0.5~1.0m。常用的板桩有木板桩、钢筋混凝土板桩及钢板桩三种。其中木板桩在溢流坝中应用较多, 是用 15~23cm 的方木制成, 水头较小时可用 8~12cm 木板做成, 桩长 3~5m。钢筋混凝土板桩的优点是能打入各种土基, 包括砂砾地基, 一般在工地制造, 桩厚约 10~50cm, 宽约 50~60cm, 它的缺点是自重大, 施工不便, 接缝处不易做好, 容易漏水。

板桩与坝底连接时, 通常是将板桩嵌入坝底上游端内, 桩顶留出槽穴, 槽内填以沥青, 以适应坝体沉陷。

齿墙常设在坝底的上下游端, 一般用混凝土或钢筋混凝土建造, 与坝底一起浇筑, 深约 0.5~3.0m。它不但能延长渗流途径, 还可增加坝体稳定性, 尤其适用于岩基上的低溢流坝。

(2) 排水及反滤层。建在软基上的溢流坝, 排水设备是防渗

设施的主要组成部分之一,排水设备可将渗水有计划地排到下游,以减少渗透压力,增加坝体稳定性。因此,要求排水设备应有很好的透水性,并与下游畅通。

常用的是平铺式排水,即在地基表面铺设直径为 $1\sim 2\text{cm}$ 的卵石、砾石或碎石,厚度为 $0.2\sim 0.3\text{m}$ 。如在消力池范围内,则常在其后半部设排水孔,在排水与地基接触处应设置反滤层,以防地基土壤产生渗透变形。

六、溢流坝的稳定计算

作用在溢流坝上的力及荷载组合如下。

1. 作用在溢流坝上的力

坝体所受的力主要是自重、上下游水压力(包括水重)、扬压力和泥沙压力,一般取单位长(m)的坝段来计算。

(1) 坝体自重。坝体自重按拟定的断面尺寸及坝体材料的容重来计算。混凝土重度 $\gamma_{\text{混凝土}}=24\text{kN/m}^3$;浆砌石容重变化较大,它与石料、砂浆及施工质量有关,一般花岗岩、斑岩、片麻岩及重质石灰岩砌体重度 $\gamma_{\text{石}}=23\text{kN/m}^3$;砂岩砌体重度 $\gamma_{\text{石}}=22\text{kN/m}^3$;轻质石灰岩砌体重度 $\gamma_{\text{石}}=21\text{kN/m}^3$ 。

(2) 静水压力。作用在坝体的上、下游静水压力可分为水平压力和垂直水重来计算,其分布图形如图 8-32 所示。溢流坝泄流时,经过坝顶及坝面等水深较浅处的水压力,可以忽略不计。

(3) 扬压力。扬压力包括渗透压力和浮托力两部分。见图 8-32。对于建在岩基上的低坝,坝基一般不作防渗处理,渗透压力在上游坝踵处等于水头 H ,到下游坝趾处减小为零,中间直线变化。坝底任一点处浮托力的强度等于该点至下游水面的铅直距离与水的重度的乘积。

(4) 泥沙压力。拦河坝挡水后,水流挟带的泥砂将在坝前淤积。对于低坝来说,在多泥沙河流上,泥砂淤积高度可认为与坝顶齐平;在少泥沙河流上,一般泥沙淤积并不严重,通常假定泥沙淤积高度为坝高的 $1/3$ 。淤沙的内摩擦角,对于较粗的沙砾, $\varphi=18^\circ\sim 20^\circ$;对于粘性土, $\varphi=12^\circ\sim 14^\circ$;对于极细的淤泥, $\varphi=0$ 。

水平泥沙压力按下式计算：

$$P_s = \frac{1}{2} \gamma' H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (8-34)$$

式中： γ' 为淤沙的浮重度； $\gamma' = \gamma_1 - (1-n) \gamma_0$ ，其中 γ_1 是淤沙干重度， n 是孔隙率， γ_0 是水的重度； H 为泥沙淤积高度，m。

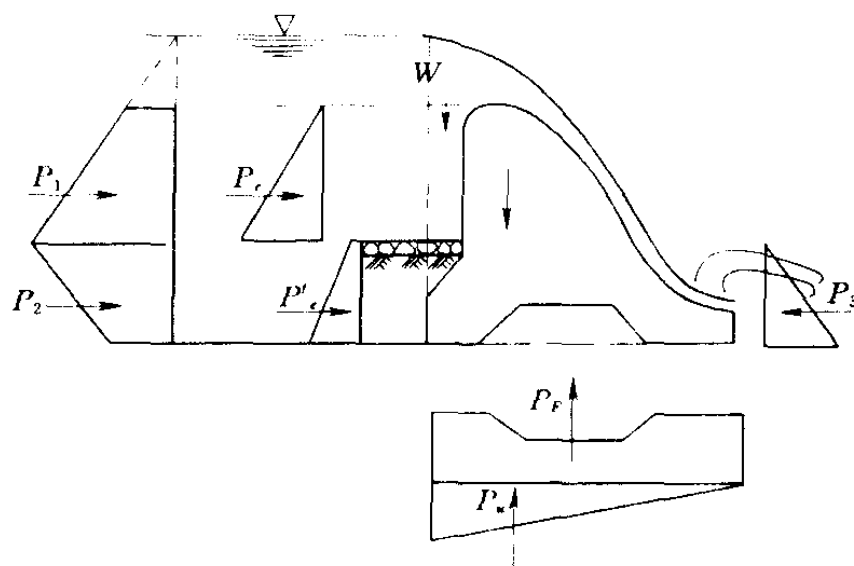


图 8-32 坝体上作用力示意图

P_1 、 P_2 、 P_3 —水平水压力； W —垂直水压力；

P_F —浮托力； P_u —渗透压力； P_s —泥沙压力；

P'_s —铺盖土壤压力

(5) 其他外力。如冰压力和浪压力等，此外在地震区还应考虑地震力。

2. 荷载组合

(1) 设计情况的荷载组合。分挡水和溢流两种情况。挡水情况的荷载组合包括自重、设计水位的上下游水压力、扬压力和泥沙压力。溢流情况的荷载组合包括自重、坝顶宣泄设计洪水量时的上下游水压力、扬压力和泥沙压力。

(2) 校核情况的荷载组合。包括自重、宣泄非常洪水流时的上、下游水压力，扬压力和泥沙压力。

七、坝体抗滑稳定验算

设计时，一般不允许在坝体的上游坝踵出现拉应力，下游坝踵不超过允许压应力，故坝体不会发生剪应力破坏而产生滑动失

稳，又因溢流坝的重量很大，也不会上浮。但在水压力作用下，坝体可能会沿 f 与 c 值较小的坝基面向下游滑动。

当岩基中有较弱夹层或近于水平节理裂隙时，还应核算沿该软弱夹层滑动的可能性。

验算坝体抗滑稳定采用安全系数法，有以下两种方法。

(1) 仅考虑坝底与岩基（或软基）间的摩擦力时，稳定（抗剪强度）计算公式又称纯剪公式为：

$$K_c = \frac{f \sum W}{\sum P} \tag{8-35}$$

式中： K_c 为抗滑安全系数，见表 8-8。对于不列级的低坝，安全系数 K_c 值可根据表 8-8 作适当的降低； $\sum W$ 为作用于 1m 宽坝段上所有垂直力的代数和，包括自重、水重、泥沙重和扬压力； $\sum P$ 为作用于 1m 宽坝段上所有水平力的代数和，包括上下游水平方向水压力和泥沙压力； f 为摩擦系数，应由现场试验确定。对于低坝一般可参考表 8-9 的数值。

表 8-8 抗滑稳定安全系数 K_c

地质种类	计算情况	坝 的 级 别			
		1	2	3	4, 5
		安 全 系 数			
非岩地基	设计情况	1.30	1.25	1.20	1.15
	校核情况	1.10	1.05	1.05	1.00
岩石地基	设计情况	1.10	1.05	1.05	1.00
	校核情况	1.05	1.05	1.00	1.00

表 8-9 混凝土及浆砌石与各种地基的摩擦系数表^[37]

软 基	f	岩基岩石分级	f'	c'
粘 土	0.20~0.30	I	1.25~1.08	1.05~0.91
粘壤土	0.25~0.35	II	1.08~0.92	0.91~0.77
砂壤土、砂土	0.35~0.40	III	0.90~0.73	0.74~0.47
砂卵石、砾石	0.40~0.50	IV	0.71~0.55	0.45~0.32

式 (8-35) 忽略了坝体与岩基间的胶结作用或土壤的粘着力, 不能完全反映实际情况, 计算的 K_c 一般偏小, 但由于该式计算简便, 且安全可靠, 故在实际工程中应用甚广。

(2) 若考虑坝底与岩基 (或软基) 的摩擦力及粘着力时, 应按下列抗剪断公式验算坝体的抗滑稳定性

$$K_c' = \frac{f' \sum W + c' A}{\sum P} \quad (8-36)$$

式中: K_c' 为抗摩安全系数, 在岩基上一般不宜小于 3, 在非岩基上, 仍采用表 8-8 所列的数值; c' 为坝底与岩基接触面上的粘着力, 或软基上坝底齿墙间土壤的粘着力; f' 为坝底与岩基间的摩擦系数或软基上坝底齿墙间土壤内摩擦系数, 即 $f' = \operatorname{tg} \varphi$ (φ 为土壤内摩擦角); A 为岩基上坝基底面积或软基上坝底齿墙间土体剪切面的面积; 其他符号的含义同前。

按上式验算坝体的稳定比较符合实际, 但在岩基上由于影响 C 值的因素很多, 如岩石性质、坝体与岩基胶结情况等, 以致 C 值变化范围较大, 难以准确确定, 所以常采用较大的 K_c' 值。

当坝体与岩基接触面开挖成向上游倾斜 θ 角时 [图 8-17 (a)] (或者具有两个深度不同的齿墙), 则可按下式计算抗滑稳定性:

$$K_c = f \frac{\sum W \cos \theta + \sum P \sin \theta}{\sum P \cos \theta - \sum W \sin \theta} \quad (8-37)$$

可见, 坝基向上游倾斜时可增加坝体稳定性, 反之, 则坝的稳定性降低。

八、基底压力验算

坝体强度不仅取决于材料, 而且与施工质量密切相关。工程实践证明, 坝高低于 50m 的溢流重力坝, 其坝体强度不是控制条件。因此对于以中型为主取水工程溢流重力坝一般可不作坝体应力分析, 而只校核基底压力即可。主要是验算坝基上下游边缘的应力, 如出现拉应力, 将使坝与地基之间开裂, 破坏防渗设施, 恶化工作条件。坝基边缘应力的要求是: 上游灌浆缝处或边缘在库满时不允许出现拉应力, 最大压应力不超过地基允许压应力 $[\sigma]$,

[σ] 值由试验求得，或参考表 8-10 确定。对于软基上的坝，还应控制坝底上下游压应力的比值不大于 1.5~3.0（视土质情况而定），以免产生过大的不均匀沉陷。

表 8-10 地基允许压应力 [σ] 参考值

地 质 性 质	[σ](N/cm ²)
特别坚硬的岩石(石英岩、细粒花岗岩等)	3920~5980
坚硬岩石(片麻岩、花岗岩、玢岩、致密砂岩、致密石灰岩等)	1960~3920
中等岩石(铁质砂岩、石灰岩)	980~1960
密实的砾石或砂砾混合	490~590
软质岩石(凝灰岩、页岩等)	690~980
疏松的砾石或密实的粗砂	280~590
疏松的粗砂或密实的细砂	200~340
疏松的细砂	98
硬粘土	390~690
中等粘土	150~390
软粘土	98

溢流坝基底压力可用偏心受压公式计算：

$$\sigma_y = \frac{\sum W}{B} \pm \frac{6 \sum M}{B^2} \leq [\sigma] \tag{8-38}$$

式中：ΣM 为所有荷载（外力）对于坝底截面形心的力矩代数和；[σ] 为地基允许压应力；其余符号含义同前。

以上设计均系指非冰冻地区设计内容和方法。从原电力工业部和水利部提供的设计规范背景资料看：用上述方法设计混凝土或浆砌石溢流坝在非冰冻地区没有溃坝失事，但在冰冻地区，如我国西北和东北地区，就有 17 座溢流坝（坝高 21~8m）的混凝土或浆砌石材料，因建筑在非岩石冻土地基上，由于地基向上竖向冻胀力作用，坝基与冻胀土之间变为疏松，摩擦力 f 和粘着力 C 显著降低，在初春河流发生春汛时，坝、铺盖、护坦均产生滑动破坏，岸墙及翼墙在冰冻水平冻胀力作用下倾覆倒塌。本章将在第四节专门叙述壅水建筑物与船闸的抗冰冻设计。

九、坝的构造与材料

(一) 溢流坝坝面构造

溢流面的形状、尺寸应力求正确，表面光滑平顺，以免发生真空和气蚀，从而破坏坝面。溢流面一般采用混凝土、钢筋混凝土或浆砌料石砌筑。混凝土或钢筋混凝土护面比浆砌料石护面易于施工、完整性好、比较光滑。

取水工程溢流坝多为浆砌石，一般采用厚 30cm 以上混凝土护面或钢筋混凝土护面。护面与砌石体用锚筋锚固（图 8-33）。当单宽流量较小时，可采用质量良好的料石浆砌护面；溢流坝顶及鼻坎反弧段也可采用混凝土或钢筋混凝土护面，直线段仍采用砌石护面。湖南省某浆砌石溢

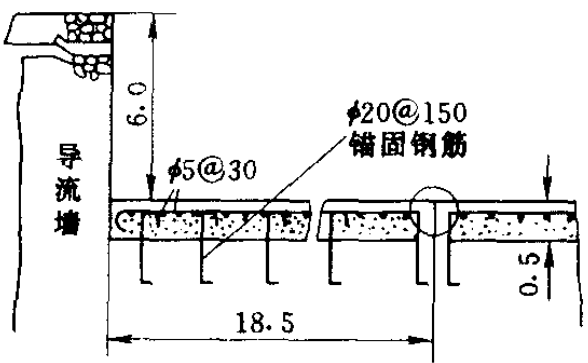


图 8-33 溢流坝顶纵断面
(长度单位：m)

流坝，设计单宽流量为 $2.28\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ ，鼻坎最大流速为 19.8m/s ，溢流面采用 1 : 3 水泥砂浆砌花岗岩料石。河北省某浆砌石溢流坝鼻坎流速为 18.1m/s ，采用 250 号钢筋混凝土护面，见图 8-34 及图 8-35。

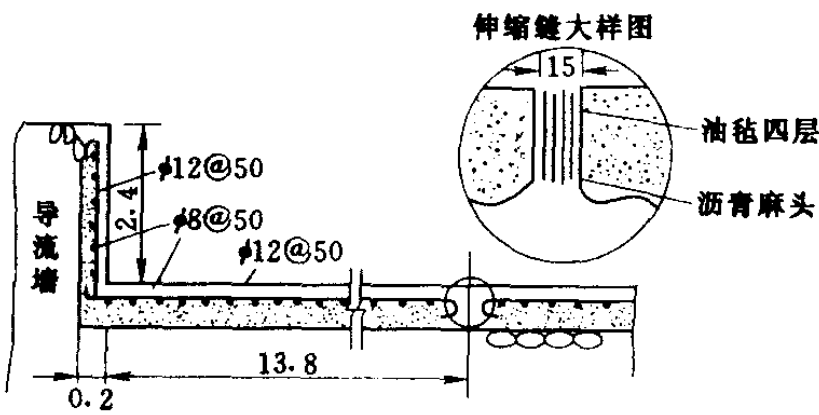


图 8-34 挑流鼻坎反弧段横断面 (长度单位：m)

(二) 坝体防渗和排水措施

溢流重力坝可用浆砌石或混凝土建造，但在取水工程中多采用浆砌石溢流坝。由于块石棱角很多，凹凸不平，其中空隙很难

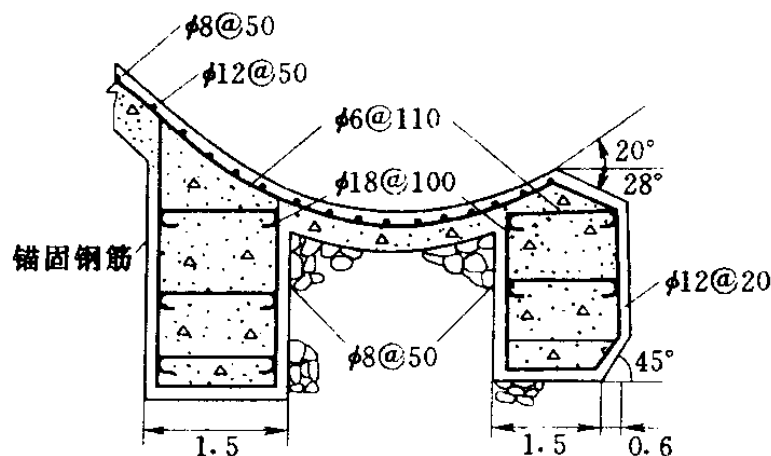


图 8-35 挑流鼻坎配筋图 (长度单位: m)

用砂浆填满。此外, 当砂浆干缩及施工养护不好时, 也会产生裂隙。因此, 坝体常会形成渗水的通道。所以对浆砌石坝体必须采取防渗措施, 以提高坝体的抗渗稳定性。现将常用的防渗措施介绍如下。

(1) 坝体迎水面设置混凝土防渗面板。若为岩基时, 防渗面板需嵌入完整的基岩内 $1 \sim 1.5\text{m}$ 。防渗面板的厚度一般采用坝上游水深的 $\frac{1}{20} \sim \frac{1}{30}$ 。但必须保证施工方便, 顶部不宜小于 $0.3 \sim 0.5\text{m}$ 。为了使防渗面板不致因温度变化或收缩应力的影响而引起

破坏, 一般沿坝轴线方向每隔 $15 \sim 20\text{m}$ 左右, 设置一道竖向伸缩缝。伸缩缝用柏油 (沥青) 杉木和白铁片和 1mm 厚铜片止水 (或用氯丁橡胶带止水) (图 8-36), 重要的工程还可在迎水面用环氧树脂加贴一层 0.35m 宽的氯丁橡胶带, 以提高防渗效果。防渗面板的混凝土强度等级一般用 C15 或 C20 即可满足防渗要求。

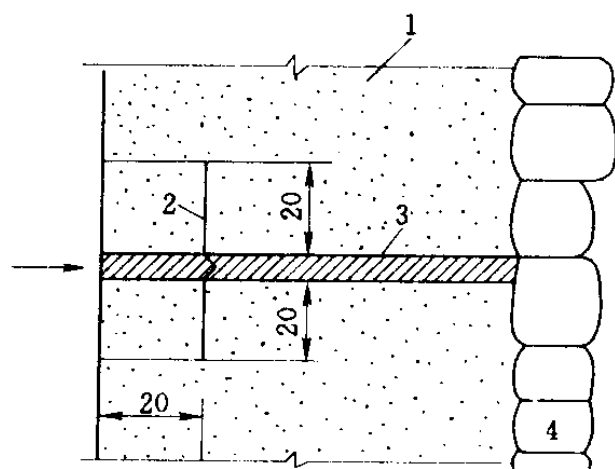


图 8-36 防渗面板伸缩缝构造
(单位: cm)

1—混凝土防渗面板; 2—止水片;
3—沥青砂板; 4—浆砌石

混凝土防渗面板一般布有

直径为 6~9mm 的温度钢筋，纵横间距 0.3m。为了使防渗面板与坝体牢固连接，可在坝体迎水面每平方米预埋一根 $\phi 12 \sim \phi 16$ mm 的锚筋，将防渗面板锚紧。

(2) 坝体上游迎水面采用条石或加工的块石防渗。条石或加工的块石一般用 1:3 的水泥砂浆或 1:2:9 水泥石灰砂浆砌筑。灰缝为 1~2cm，最后用 1:3 的水泥砂浆勾缝。它的优点是施工简单，节省材料；缺点是仍可能有不同程度的漏水现象。

(3) 坝体迎水面内侧浇筑混凝土防渗墙。这种方法在浙江、湖南、河北等省采用较多，其主要优点是节省模板脚手和钢材；缺点是不易检修。

(4) 其他方法。坝体灌浆法是在砌体预埋灌浆管或用钻机在砌体钻孔，然后用水泥浆灌入、充塞砌体空隙、形成阻水帷幕。

除了采用防渗措施外，对于较高的坝体还需在坝身设置排水措施，进行排渗。排水管是用无砂混凝土制造，直径约为 0.2m，一般设在靠近上游坝体 1.5~2.0m 处，间距为 5~8m，使透过坝体的渗水，经过水管汇集于设置在坝底的纵向排水沟，再经每隔 15~20m 的横向排水沟流入下游。当溢流坝底设置廊道时，则应利用它来排走渗透水流。

(三) 坝体分缝

建筑在软基上的溢流坝，常沿坝轴线方向设置横缝，以适应坝体伸缩和地基沉陷变形。一般混凝土坝每隔 12~18m 设横缝一道。对于浆砌石溢流坝，由于砌石水泥用量较少，受温度和水水泥凝固干缩影响不大，缝的间距可以加大，一般约为 20~30m，具体视地基情况而定。对于岩石地基，缝的间距还可加大。横缝的宽度约 1~2cm。缝的位置应和防渗面板的缝相协调。

当坝顶设有闸门时，为了防止坝体发生不均匀沉陷时能保证闸门及其支座的相互位置不致变动，使闸门保持正常工作，常在每孔闸墩中间或每隔一闸墩设置一道沉陷缝。近年来采用不灌浆的斜缝。

为了防止水从横缝向下游流出，必须在上游坝面附近设置止

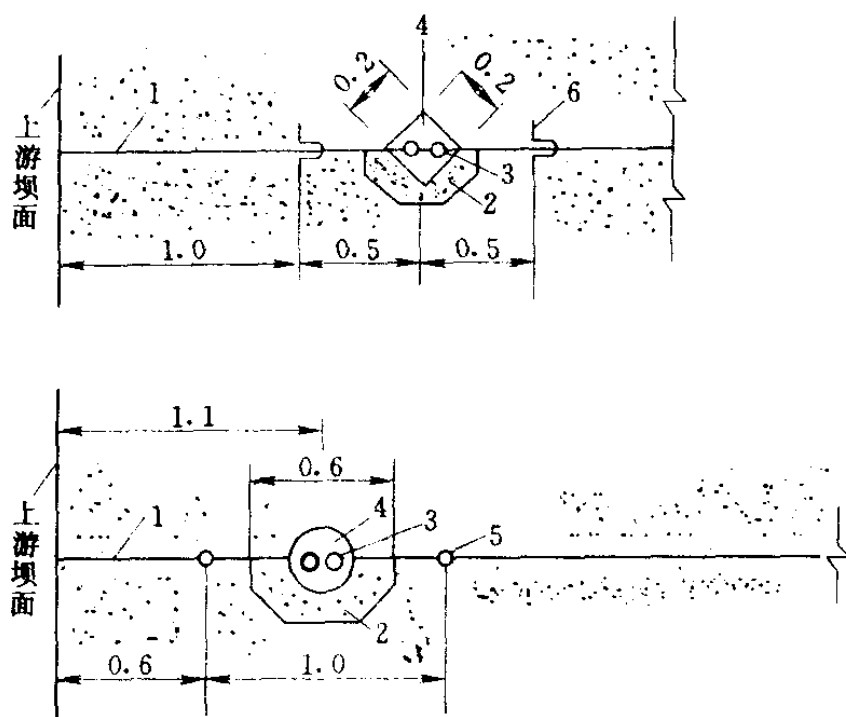


图 8-37 混凝土溢流坝止水构造图 (单位: m)

1—横缝; 2—预制体; 3—加热管 (通蒸气) $\phi 200$;

4—沥青井; 5—沥青绳; 6—止水片

水设备。混凝土溢流坝止水设备构造如图 8-37 所示 (供参考)。

(四) 筑坝材料

取水工程的溢流坝一般采用混凝土或浆砌块石建造。

1. 水工混凝土

水工混凝土的材料主要是水泥、砂、石子和水, 在水泥中往往加掺合料。此外, 为了改善混凝土的特性, 常采用外加剂。

(1) 水泥。一般采用 C25~C30 以上的大坝低热水泥, 并加掺合料, 减少发热量, 节约水泥。掺合料可用高炉熔渣磨细成粉, 加入量不应超过 50%, 另一种是加入磨细成粉的烧结粘土或粉煤灰, 加入量不应超过 20%。

(2) 砂。要求质地坚硬、颗粒圆整。粒径为 0.15~5mm。细度模数为 2~3, 级配良好, 杂质含量少。

(3) 石子。要求质地坚硬、颗粒圆整、表面干净、级配良好的花岗岩、石英岩、石灰岩等。

低坝水工混凝土强度等级一般是 C10~C15。抗渗要求 S_8 (即

混凝土试件 28 天龄期能承受 50 次冻融循环，强度降低不超过 25%)。我国南方一些省因冬季气温较高，无抗冻要求。

2. 浆砌石

砌石坝的胶结材料主要是水泥砂浆。在坝体底部、护面或坝体受力较大的部位，应采用较高标号（80 号以上）的水泥砂浆。坝体下部用 50 号，上部用 30 号水泥砂浆砌筑。对于低坝，其挡水面和溢流面的外壳部分约 0.5~1m 范围内，可用 50 号水泥砂浆砌筑并勾缝，坝心部分可用 1:2:9 的水泥石灰砂浆砌筑。

湖南省沅口浆砌石坝，曾试用烧粘土的混合水泥浆作胶结材料，试验表明，掺入 20% 的烧粘土对砂浆强度影响不大。

石料要求采用石质均匀、坚硬密实、无裂纹，未风化的干净岩石。花岗岩、片麻岩、砂岩和石灰岩均可用为坝体的石料。溢流面和挡水面一般采用条石砌筑，坝体可用块石砌筑，块石大致方正，最小厚度不宜小于 25cm。

十、其他坝型

（一）浆砌石溢流拱坝^[53]

1. 拱坝特点

拱坝是在平面上向上游凸出形成拱形，在铅直断面上，有时也向上游凸出，见图 8-38。拱的两端支承于两岸山体上，作用于上游面的静载大部分依靠拱的作用传递到两岸岩壁上，只有少部分荷载通过竖直的悬臂梁作用传到岩石坝基上。拱传力特点主要是轴向压力，弯矩不大，如果设计合理，弯矩极小，因此断面应力分布均匀，这样便可以充分利用耐压而不耐拉的混凝土和浆砌石材料。故坝体厚度较薄，与同样高度重力坝相比，可节省材料 1/3~1/2。

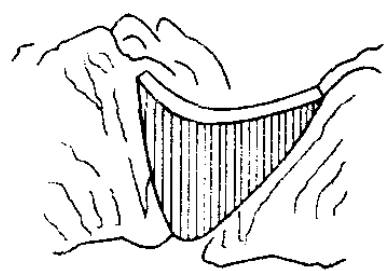


图 8-38 拱坝立视图

根据 2002 年对我国已建成的浆砌石坝的统计（表 8-11），浆砌石拱坝数量占有砌石坝的 57.3%，特别是近十几年来发展很快，因优点突出，造价低，被广大水利科学工作者所认可。

表 8-11

我国已建浆砌石坝统计表

类 别		重力坝	拱坝	支墩坝	其他坝型	合计
合 计		780	1538	83	282	2683
按库容分 (10^4m^3)	大(2)型(1000~100000)	17	3	3	11	34
	中型(1000~10000)	162	113	13	179	467
	小(1)型(100~1000)	227	536	18	39	820
	小(2)型(10~100)	374	886	49	53	1362
按坝高分 (m)	>100		2			2
	70~100	10	18	2	4	34
	50~70	48	92	5	36	181
	30~50	212	392	15	134	753
	15~30	510	1034	61	108	1713

2. 拱坝对地形、地质要求

拱坝对地形和地质条件的要求较严格，一旦两岸岩体有一定变形，将引起拱坝开裂破坏。地质条件好，拱坝比重力坝有较大的超载能力，超载力达 5~13 倍，即安全度高。拱坝要求河谷高而窄，河谷形状一般有 V 形、倒梯形与 U 形三种。其中 V 河谷最好，因水压力自上而下加大，而水平拱圈的跨度逐渐减小，故拱圈厚度增加很少，可以做得很薄，称薄拱坝；U 形由于拱跨自上而下变化不大，而水压力却自上而下呈线性加大，因此底部拱圈做得厚；梯形河谷介于上述两者之间。如果用坝顶河谷宽度 L_1 与坝高 H 的比值 L/H (宽高比) 表示河谷形状特征，坝底厚度 T 与坝高 H 之比值 T/H (厚高比) 表示拱坝相对厚度，当 $L/H < 1.5$ 时，可称薄拱坝， $L/H = 1.5 \sim 3.0$ 时宜做中厚拱坝， $L/H = 3.0 \sim 4.5$ 时，宜做厚的重力拱坝； $T/H < 0.20$ 为浆砌薄拱坝， $T/H = 0.20 \sim 0.40$ 为中厚度浆砌石拱坝， $T/H > 0.40$ 为厚的浆砌石重力拱坝。当 $L/H > 7 \sim 8$ 时，为开阔河谷，拱的作用很小，应采取其他坝型。

3. 拱坝应力与坝肩稳定

一般计算方法有：①纯拱法；②拱冠梁法；③多拱多梁法；④

有限单元法；⑤模型试验法。浆砌石溢流拱坝和非溢流拱坝在SL25—91《浆砌石坝设计规范》中规定用拱冠梁法计算应力，用刚体平衡法计算坝肩岩体稳定。坝体主压应力和主拉应力在基本荷载组合下的安全系数 $K \leq 3.5$ ，特殊组合荷载下 $K \leq 3.0$ 。坝肩稳定安全系数和应力安全系数一致。坝体计算的拉应力值不大于表 8-12 所列数值。

表 8-12 浆砌石拱坝控制计算拉应力 (10⁴Pa)

胶结材料标号	毛 石 砌 体		粗料石、块石砌体	
	中央悬臂梁底	其他部位	中央悬臂梁底	其他部位
75	70	55	100	80
100	90	70	120	100
125	100	85	135	120
150	110	100	150	140

4. 北京市昌平区德胜口浆砌石溢流拱坝

德胜口水库建在东沙河上(图 8-39)，为十三陵水库上游梯级水库，坝址处为一梯形河谷，为片麻岩和花岗岩。地基覆盖层平均厚 3m，两岸坝肩至微风化层平均 2m 左右。宽高比 $L/H=2.2$ ，厚高比 $T/H=0.214$ ，为中厚度浆砌石拱坝。坝顶两端为非溢流坝，中间为溢流坝，最大坝高 H_{max} 为 28m，最大坝底拱厚 6m。上游为圆筒面，下游坝面为同一圆心变半径、变中心角的圆弧面。坝顶中心角 136°。右岸非溢流坝段在高程 160m 处埋设直径 0.8m 的钢筋混凝土预制管并穿入坝身进入坝后水电站蜗室内，发电尾水沿右岩环山岩石渠道向下游十三陵地区进行农业和果木灌溉及居民生活与工业给水。在右岸高程 154m 高程处设置冲沙孔。溢流坝顶采用条石跳檐，上用 C25 混凝土浇筑成克奥 I 型挑流鼻坎，地基采用 C15 混凝土垫座，厚 30cm，并进行水泥帷

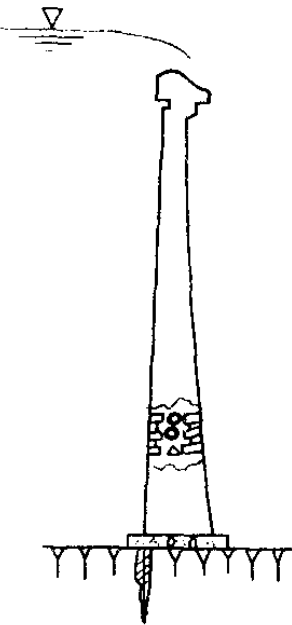


图 8-39 德胜口浆砌石溢流拱坝

幕灌浆，大坝上下游面为 100 号砂浆砌块石并勾缝，中间用二级配小石子混凝土砌筑毛石。该坝于 1959 年 1 月至 2 月最冷的 50 天建成，不分缝，采用拱冠梁法设计，坝肩采用刚体平衡法分析计算，大坝建成后沿坝顶用钻机在砌体内钻孔灌水泥浆，充塞砌体空隙，形成坝体阻水帷幕。经 43 年运行考验，坝体无裂缝，评为优质工程，发挥很大效益。

(二) 硬壳溢流坝

重力坝是以自身重量来维持抗滑稳定的，故坝的体积较大，内部材料受力较小，远未能充分发挥材料的强度。在大量实践的基础上，我国水利工作者又创造了新型圬工硬壳坝（简称硬壳坝）。它是用干砌石或卵石作坝体材料，外包以水泥砂浆砌石或混凝土或钢筋混凝土层硬壳以达到防渗、抗冲的要求。目前广东省、浙江省取水工程中建造了不少硬壳溢流坝，见图 8-40。

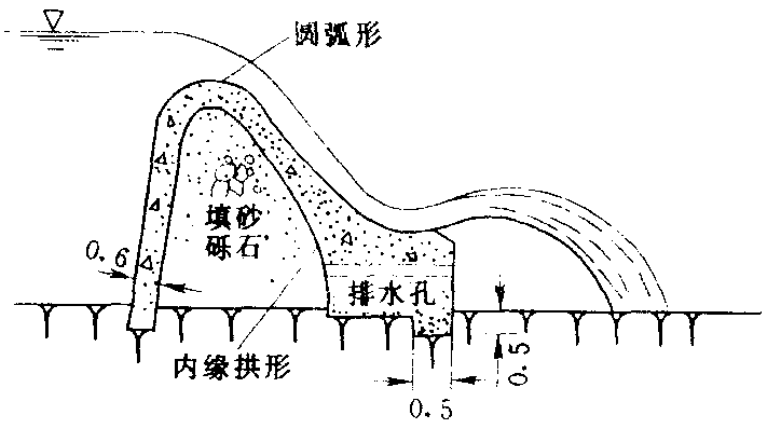


图 8-40 硬壳坝（单位：m）

硬壳坝一般建在岩基上，砂土地基亦可建造。在有砂、石料的情况下，由于坝体是用砂砾石、堆石或干砌石材料填筑，如硬壳一旦发生局部破坏，就很容易引起坝体坍塌。因此，在结构设计和施工质量上要特别注意。尤其是在砂质河床上，地基的沉陷、不均匀沉陷以及渗流对坝体安全的影响最大。

为了施工方便和减小坝内填料的侧压力，硬壳部分的上游坡度一般采用 $1:0.3 \sim 1:1$ ，下游坡度考虑到坝面溢流也不宜过陡，可采用 $1:1 \sim 1:2$ ，使硬壳体形成拱形。这样，即使内部填

料沉陷也不致开裂。较低的硬壳坝外坡还可以缓些。

硬壳厚一般为 0.6~1.5m，上游面坝踵处硬壳厚不小于 1/5 坝高，下游面硬壳不小 1/7 坝高。硬壳除用浆砌石、混凝土建筑外，还可用钢筋混凝土。采用钢筋混凝土时，面板厚度为 0.2~0.3m，内置 $\phi 6 \sim 9 @ 20\text{cm}$ 钢筋，面板下放一层沥青油毡，再下一层是浆砌块石垫层，使面板和垫层间可以自由变形并可提高防渗能力。面板顺坝轴线每隔 40m 设垂直缝一道，缝内设置止水。

由于硬壳坝渗径短，故应在坝体的上游面设置粘土铺盖防渗，铺盖长为 3~5 倍水头，平均厚度不小于 1m，靠近上游坝踵处可增至 1.5m，下游坝趾以下应设排水反滤层。

硬壳坝在岩基上主要采用挑流鼻坎消能，设计要求和重力坝相同。

图 8-41 为广东省文楼硬壳坝断面布置图。该坝是建在砂砾石地基上的。上游坝坡为 1:1，下游坝坡 1:2，浆砌石硬壳厚 40cm，钢筋混凝土护面厚 20cm。坝心填砾料，在填料与硬壳之间有一层 30cm 的干砌石，粘土铺盖长 36m，相当于 7 倍水头。采用面流式消能，单宽流量为 $21\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ 。在鼻坎下设排水孔，铺有三级配反滤层。

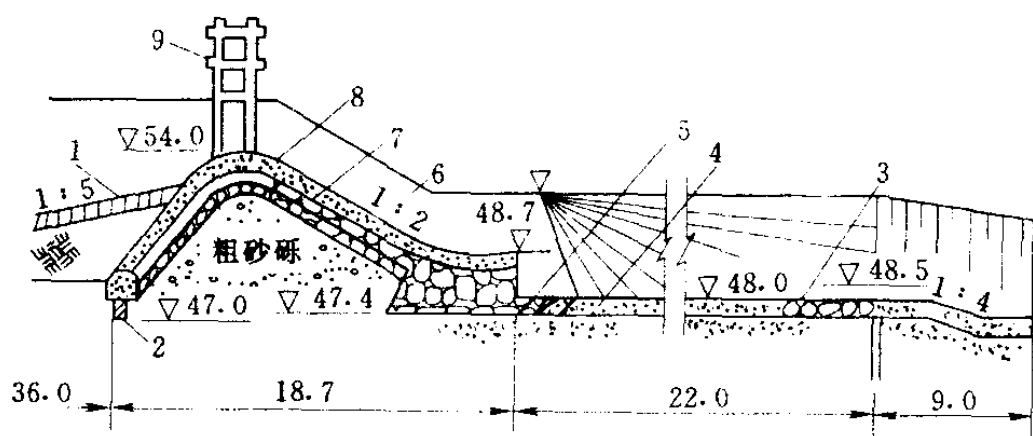


图 8-41 广东省化州县文楼硬壳坝 (单位: m)

1—干砌石护面；2—混凝土齿墙；3、6—干砌石；4—混凝土预制构件；
5、8—钢筋混凝土；7—浆砌石；9—混凝土预制构件行人桥

表 8-13 为某些已建的中小型硬壳坝的构造及有关数据，可供设计参考。

表 8-13

某些已建中小型硬壳坝构造有关数据表

坝 体 结 构	地基情况	消能形式	坝高 (m)	坝长 (m)	坝顶宽 (m)	坝底宽 (m)	上游 坝坡	下游 坝坡	溢流水深 (m)		单宽流量 [m ³ /(s·m)]		建成 日期
									设计	已出现	设计	已出现	
浆砌石硬壳(上游厚 2.2~1m, 下游厚 0.8m), 水泥砂浆抹面, 干砌石充填坝体	砂岩	鼻坎挑流, 坎高 4.0m, 挑射角 15°	17.0	16	2.0	29.2	1:0.5	1:1.1	2.28	0.5	6		1966 年
钢筋混凝土, 浆砌石硬壳(上游钢筋混凝土厚 0.3m, 下游 0.2m; 浆砌石厚 1.0m), 坝体用卵石充填	花岗岩	鼻坎挑流, 坎高 1.5m, 挑射角 14°	10.5	136	2.5	19.4	1:0.3	1:1	7.16		42.6		1966 年
钢筋混凝土, 浆砌石硬壳(上游钢筋混凝土厚 0.3m, 下游 0.2m; 上游浆砌石厚 4~2.5m, 下游厚 2.5m), 干砌石充填坝体, 中间有隔墙	花岗岩	鼻坎挑流, 坎高 5m, 挑射角 27°	14	80	2.5	18.5	1:0.1	1:1	4.5		21		
浆砌石硬壳(厚 1.0m), 水泥砂浆抹面, 砂卵石填充坝体	砂岩	鼻坎挑流, 坎高 2.4m, 挑射角 13°	7.2	35	2.0	6.7	1:0	1:1		1.8	14.3	5.27	1965 年

续表

坝体结构	地基情况	消能形式	坝高 (m)	坝长 (m)	坝顶宽 (m)	坝底宽 (m)	上游 坝坡	下游 坝坡	溢流水深 (m)		单宽流量 [m ³ /(s·m)]		建成 日期
									设计	已出现	设计	已出现	
混凝土浆砌石硬壳(上游厚 1.9~2.2m, 其中混凝土厚 0.8m, 下游厚 0.9m, 其中混凝土厚 0.4m), 坝体用块石堆筑	石灰岩	面流消能, 仰角 10°	6.27		4.0	11.0	1:0	1:1.5					1972 年
浆砌石硬壳(上游浆砌石厚 1.3m, 下游混凝土厚 0.3m, 浆砌石厚 0.4m), 块石充填	石灰岩	面流消能, 仰角 18°	5.85		4.0	9.5	1:0	1:1.9					1972 年
浆砌石硬壳(上游厚 1.2~0.8m, 下游厚 0.8m), 卵石充填坝体	砂岩	面流消能, 仰角 0°	5.8	59	2.0	11.0	1:0.3	1:1.7	6.22	1.0			1966 年
钢筋混凝土、浆砌石硬壳(钢筋混凝土护面厚 0.4m), 坝体用粗砂砾填筑	粗砂	面流消能, 坎高 1.7m, 仰角 10°, 护坦长 22m	5.4	67.5	2.2	18.7	1:1	1:2	4.4	1.6	21	4	1996 年

续表

坝体结构	地基情况	消能形式	坝高 (m)	坝长 (m)	坝顶宽 (m)	坝底宽 (m)	上游 坝坡	下游 坝坡	溢流水深 (m)		单宽流量 [m ³ /(s·m)]		建成 日期
									设计	已出现	设计	已出现	
浆砌石硬壳(上游厚 1.5~1.0m, 下游 1.0m), 水泥砂浆抹面卵石坝体	砂卵石	消力池长 6.5m, 深 0.6m, 海漫长 9m	5.1	105	2.5	11	1:0	1:1.4		6.75	30	28.5	1966 年
浆砌石硬壳(上游厚 5.0m, 下游厚 2.7m, 混凝土护面厚 0.75~0.3m), 卵石充填坝体, 中间有隔墙	砂岩	鼻坎挑流, 坎高 9.0m, 挑射角 21°11'	19.5	80	3.0	22.5	1:0.02	1:1	7.3	3.97	41.3	18	1966 年
混凝土浆砌石硬壳(混凝土厚 0.3m, 浆砌石上游及顶部厚 2.5m, 下游厚 2.0m), 连拱隔墙, 砂卵石充填	砂岩	鼻坎挑流, 坎高 6.5m, 挑射角 24°36'	19.0	22.8	3.0	20.75	1:0.1	1:0.8	2.3				1969 年

(三) 堆石溢流坝

堆石溢流坝是由坝顶、溢流面板、堆石体、支墩及防渗设备等 5 部分组成。见图 8-42。

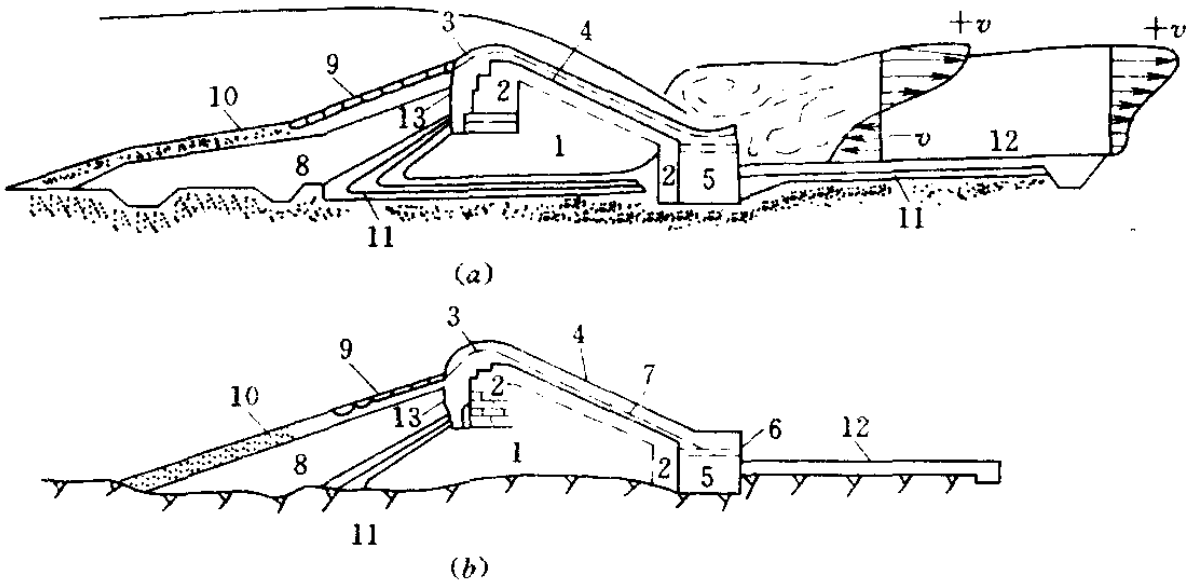


图 8-42 斜墙式堆石溢流坝

(a) 非岩石地基；(b) 岩石地基

1—堆石；2—干砌石；3—浆砌石坝头；4—溢流面板；5—支墩；6—排水孔；
7—联系钢筋；8—粘土斜墙和铺盖；9—砌石；10—砂砾保护层；11—反滤层；
12—护坦；13—沥青麻袋

从图 8-42 中可以看出，堆石溢流坝的整个坝体是一个反滤体，上游部分为不透水的粘性土料做的斜墙与铺盖；下游部分为堆石体，堆石体下游侧为支墩，在墩内设排水管，将坝体渗水排至下游。此种坝型的主要特点是加强了溢流面的保护，具有较高的安全性与经济性。它适用于坝高在 10m 以下，单宽流量 $10 \sim 13 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ （坝的下游淹没时）的中小型取水工程。现将各组成部分介绍如下。

1. 坝顶

坝顶的作用是承受水压力、漂浮物的作用力及斜墙的土压力，并与斜墙紧密结合，以满足防渗要求。一般用 C15~C20 混凝土或 100 号砂浆砌石建造。厚度不小于 1.0m，坝顶齿墙插入粘土斜墙内 1~1.5m，齿墙厚为 0.5~0.75m。坝顶形状为非真空剖面堰。

坝顶与溢流面板连接处的厚度不应小于 0.5m，或等于溢流面

板的厚度。坝顶与溢流面板都是刚性体，与堆石之间应铺干砌石过渡层，干砌石的厚度一般为 1~3m。坝顶温度沉陷缝的间距为 10~15m，沉陷缝用木板或木板沥青充填。

2. 溢流面板

溢流面板的作用是引导水流平顺地流向下游，保护堆石体不被高速水流冲毁。因此，要求面板应有足够的强度和稳定性。当堆石和地基沉陷时，要求面板可以自由变形而不致被折断。

为了有效地排除渗透水流，减小作用在面板下面的渗透压力，在溢流面板上设排水孔，孔径为 5~10cm。但也有认为面板上的排水孔有负作用，因而不设排水孔。

溢流面板的坡度一般为 1:2~1:3，可采用混凝土、浆砌石，或沥青混凝土建筑。根据工程实践，当坝的高度在 5m 以下时，面板的厚度为 0.5m，坝高在 10m 左右时，面板厚度为 0.75~1.0m。溢流面板应分割成正方形或长方形，以适应坝体的沉陷。预制混凝土板的尺寸为 2m×3m 或 3m×3m。板的最大长度有的建议为 4~10m。板与板之间接缝嵌木板作为止水或灌沥青砂浆。为了加强各面板之间的整体性，相邻面板可用 2~3 根 $\phi 6\sim 16$ 钢筋连接。

3. 堆石体

一般用块石或砂砾石、砾石、卵石、碎石密实堆筑而成。堆石体的石料应大、中、小相结合，即应有一定的级配，使堆石体达到密实的要求。石块的尺寸约为 0.2~0.4m，每块重 100~1000N，以便人力搬运和堆筑。堆石体的上游坡度决定于斜墙的坡度，一般为 1:1.5~1:2.0，下游坡度主要取决于溢流面板的坡度，一般不陡于 1:1.5，在非岩石地基上约为 1:2~1:3。

表 8-14 所示为我国几座堆石溢流坝的堆石体石料级配情况，可供设计参考。

4. 支墩

设在下游坝脚处，以增强坝体稳定并形成鼻坎，造成面流水跃。根据稳定和消能的要求来确定墩的高度和宽度。初步拟定尺寸时可参考下列数据。

表 8-14

堆石体的石料级配

工程编号	1		2		3	
堆石材料	砂 岩		石灰岩		砂 岩	
堆石空隙率	<35%		37%~39%		<30%	
堆石级配	块重 (kg)	百分比 (%)	块重 (kg)	百分比 (%)	块重 (kg)	百分比 (%)
	760	75	760	50~73	>160	65
	30~60	15	30~60	14.8~21.2	20~160	25
	<300	5	<30	9.2~30.2	<20	10
	≤30	5	≤3	3.1~5.6	石块间空隙用 砂石和粗砂冲填	

当坝高 $P=3.0\text{m}$ 时, 鼻坎的曲率半径 $R=(0.8\sim1.0)P$; 当坝高 $P=8\sim10\text{m}$ 时, $R=(0.4\sim0.5)P$ 。鼻坎的倾角 θ : 在有漂浮物的河流上, $\theta=10^\circ\sim12^\circ$, 否则 $\theta=0$, 以减少动水压力对鼻坎的作用。鼻坎的宽度 $b=(1.0\sim1.2)h_d$; 鼻坎的高度 $h_d=(0.2\sim0.4)P$ 。

墩内每隔 1~3m 设直径为 10~20cm 的排水孔一个。

5. 防渗设施

防渗斜墙与铺盖常用粘土或壤土做成。为便于施工, 斜墙顶及铺盖前端最小尺寸不得小于 0.5m, 斜墙底及铺盖根部厚度不应小于 1/10 水头, 且不小于 2~3m。斜墙内坡一般为 1:1.5~1:2.0, 外坡为 1:2.5~1:3.0。斜墙与坝顶齿墙的接触面长度为 1.5~2.0m。斜墙保护层的外坡通常为 1:3.0~1:5.0, 保护层的厚度为 0.5~1.0m。

6. 坝的稳定计算

堆石溢流坝稳定计算包括: ①防渗设备稳定计算; ②溢流面板稳定计算; ③坝体稳定计算; ④支墩稳定计算 (图 8-43)。兹分述如下。

(1) 防渗设备稳定计算。防渗斜墙稳定计算主要是核算保护

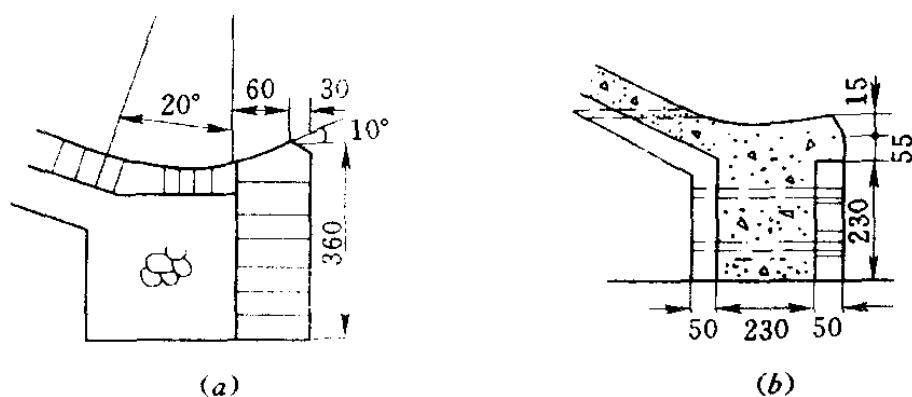


图 8-43 支墩形式示意图 (单位: cm)

(a) 浆砌条石鼻坎; (b) 混凝土鼻坎

层沿斜墙外坡的滑动稳定性和保护层与斜墙同时滑动的稳定性。

斜墙稳定计算的不利情况是当上游水位发生降落, 这时由于水位以上土体重量为湿重, 而水位以下土体为浮重, 因此, 对稳定不利。

斜墙的稳定分析方法很多, 但都假定为折线滑动面。下面介绍其中一种分析方法。

1) 保护层沿斜墙外坡滑动稳定计算。由图 8-44 (a) 所示, 假定滑动面为折线 $DEBC$, 在折线转折处以铅垂线 BA 分界, 将滑动体分为两个滑块, $EDBA$ 及 ABC_1 。滑动体 $EDBA$ 的下滑力在水平轴上投影为:

$$E_s = G_1 \sin \theta_2 \cos \theta_2$$

阻止土体下滑的抗滑力 (忽略粘着力) 在水平轴上投影为

$$E_R = G_1 \cos^2 \theta_2 \tan \varphi + G_3 \tan (\theta_3 + \varphi_3)$$

故稳定安全系数为:

$$K_c = E_R / E_s = [G_1 \cos^2 \theta_2 \tan \varphi + G_3 \tan (\theta_3 + \varphi_3)] / G \sin \theta_2 \cos \theta_2 \quad (8-39)$$

式中: G_1 为土体 $EDAB$ 的重力, kN; G_3 为棱体 ABC_1 的重力, kN; θ_2 为保护层滑动面与水平面夹角; θ_3 为假定的滑裂面与水平面夹角; φ 为保护层与斜墙的摩擦角; φ_3 为保护层的内摩擦角。

上面计算是在任意选定的滑动面下进行的, 因此还必须假定不同的 θ_3 值和上游水位, 求出最小的 K 值, 才是斜墙的稳定安全

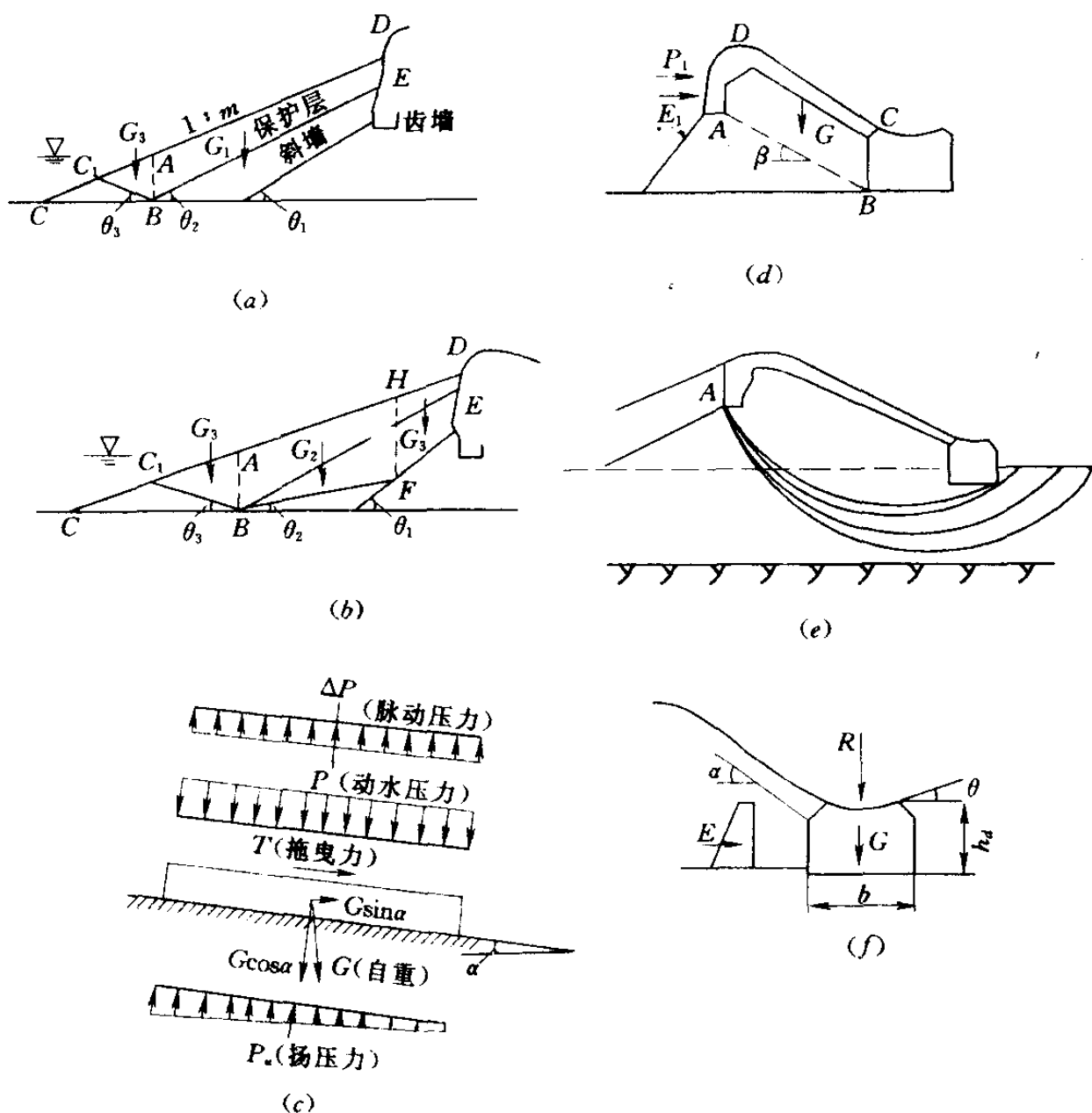


图 8-44 溢流堆石坝稳定计算图

- (a) 保护层稳定计算；(b) 斜墙及保护层稳定计算；
 (c) 溢流面板稳定计算；(d) 岩基上坝体稳定计算；
 (e) 软基上坝体稳定计算；(f) 支墩稳定计算

系数。此值应大于 1.2~1.5。

2) 保护层与斜墙沿堆石体滑动的稳定计算。计算原理同上，假定不同的 θ_3 、 θ_2 数值，代入下式，求其最小安全系数：

$$K_c = \frac{E_R}{E_s} = \frac{G_1 \cos^2 \theta_1 \operatorname{tg} \varphi_1 + G_2 \cos^2 \theta_2 \operatorname{tg} \varphi_2 + C_1 L_1 \cos \theta_1}{G_1 \sin \theta_1 \cos \theta_1 + G_2 \sin \theta_2 \cos \theta_2} + \frac{G_2 \cos \theta_2 + G_2 \operatorname{tg}(\theta_3 + \varphi_3)}{G_1 \sin \theta_1 \cos \theta_1 + G_2 \sin \theta_2 \cos \theta_2} \quad (8-40)$$

式中： G_1 为土体 $DEFH$ 的重力，kN； G_2 为土体 $HFBA$ 的重力，kN； G_3 为土体 ABC_1 的重力，kN； φ_1 为斜墙与堆石体摩擦角； φ_2 为粘土斜墙内摩擦角； C_1 为斜墙与坝体接触面的凝聚力，假定为斜墙粘土凝聚力之半，kN/m³； C_2 为斜墙粘土的粘聚力，kN/m²； L_1 、 L_2 为分别为滑裂面 EF ， FB 的长度，m。

(2) 溢流面板的稳定计算：作用在溢流面板上的力有以下几种 [图 8-44 (c)]。

1) 水流沿面板的拖曳力。当水流沿面板流动时，面板对水流有摩擦阻力，按作用与反作用的原理，则水流必然同时给予面板拖曳力，其数值等于上述的摩擦力，但方向相反。一块面板上拖曳力的数值为

$$T = \gamma \cdot R \cdot J \cdot b \cdot l \quad (8-41)$$

$$J = (1 - \varphi^2) \frac{H}{L}$$

式中： γ 为水的重度，kN/m³； b 、 l 为分别为面板的宽度和长度，m； R 为计算面板处的水力半径，此处等于水深，m； J 为面板上水流总水头线的平均坡降 [缺乏资料时，可近似地按 $J = (1 - \varphi^2) \frac{H}{L}$ 计算]； L 为整个溢流面板长度，m； H 为上下游水位差； φ 为流速系数，一般取 $\varphi = 0.85$ 左右。

2) 水流对面板的动水压力和脉动压力可按下式计算：

$$P = P_H \pm \frac{\Delta P}{2} \quad (8-42)$$

式中： P 为水流垂直作用于面板上的压力强度； P_H 为作用在面板上的水压强度； ΔP 为脉动压力，应根据水工模型试验测定。缺乏资料时，可近似地采用 ΔP 为 $(0.25 \sim 0.3) H$ 。

3) 扬压力。为经过坝体的渗流对溢流面板产生渗透压力 (P_u)。当面板设排水孔后，渗透压力往往很小，可以忽略不计。如果面板位于下游水位以下，还将受到浮托力作用。

作用在一块面板上的荷载求出后，可用下式计算其抗滑稳定安全系数：

$$K_0 = f(G\cos\alpha + P - \Delta P - P_u)/(G\sin\alpha + T) \quad (8-43)$$

(3) 坝体稳定计算。以下分别介绍岩基和非岩基上的坝体稳定计算方法。

1) 岩基上坝体稳定计算。岩基上坝的稳定计算主要验算坝顶面板以及堆石体沿 AB 面的滑动 [图 8-44 (d)]。

作用在 AB 面上的滑动力：

$$E_s = \sum G\sin\beta + (P_1 + E_1)\cos\beta$$

作用在 AB 面上的抗滑力：

$$E_R = [\sum G\cos\beta - (P_1 + E_1)\sin\beta]f_1$$

式中： $\sum G$ 为 $ABC'D$ 坝体总重力，kN； P_1 为上游水压力，kN； E_1 为土压力，kN； β 为 AB 面与水平线的夹角； f_1 为堆石内摩擦系数，约为 0.7。

如 $E_s > E_R$ 时，则 $(E_s - E_R)$ 的差值将由支墩承受，并按此核算支墩的稳定性：

$$K_u = \sum G \cdot f' / [(E_s - E_R)\cos\beta + \sum P] > 1.1 \sim 1.2 \quad (8-44)$$

式中： $\sum G$ 为作用在支墩上垂直力的代数和，包括重力、扬压力及水重等； $\sum P$ 为作用在支墩上的其他水平力的代数和，如水流冲击力，下游水压力等； f' 为支墩与岩基的摩擦系数。

2) 非岩基上坝体稳定计算。对于建筑在非岩基上的坝体稳定计算可采用圆弧法。圆弧的起点通过坝顶齿墙下端 A 点 [图 8-44 (e)]，并部分地穿过地基。

稳定安全系数为：

$$K_c = \sum M_R / \sum M_s \geq 1.3 \sim 1.4 \quad (8-45)$$

式中： $\sum M_R$ 为沿选定滑弧的抗滑力的力矩总和； $\sum M_s$ 为沿选定滑弧的滑动力的力矩总和。

有关圆弧滑动的计算，可参考《水闸》分册。

3) 支墩的稳定计算 [图 8-44 (f)]：建在没有流冰地区的溢流堆石坝，支墩上所受的力计有动水压力、浮托力、堆石压力、下游水压力及本身自重等。为了满足支墩抗滑稳定的需要，支墩的

宽度应按下式计算：

$$b = [K_c(E + W_g \cos \alpha - P_2) - fW_g \sin \alpha] / fh_d(\gamma_c - 1) \quad (8-46)$$

$$E = \frac{1}{2} h_d^2 \gamma_s \left[\frac{\cos \varphi}{1 + \sqrt{\sin(\varphi - \alpha) \sin \varphi / \cos \alpha}} \right]^2 \quad (8-47)$$

$$W_g = K_1 \gamma_c \frac{g}{g} v (1 - \cos \beta) = K_1 \gamma_c \omega \frac{v}{2g} (1 - \cos \beta) \quad (8-48)$$

式中：\$K_c\$ 为抗滑安全系数，取 1.1~1.2；\$P_2\$ 为下游水压力，kN；\$\gamma_c\$ 为圬工重度，kN/m³；\$f\$ 为支墩与河床基础的摩擦系数；\$E\$ 为堆石压力，kN；\$\gamma_s\$ 为堆石重度，kN/m³；\$\varphi\$ 为堆石自然休止角，可取 35°~38°；\$\alpha\$ 为下游坝面倾角；\$W_g\$ 为动水压力；\$K_1\$ 为流线性系数；\$\omega\$ 为水流冲击面积，m²；\$\beta\$ 为水流方向与水流冲击面的夹角，当 \$\theta\$ 已知时，\$\beta = \alpha + \theta\$；\$v\$ 为水流速度，m/s。

除对支墩进行抗滑稳定计算外，还应计算支墩基面的应力，要求其不出现拉应力。

图 8-45 所示为安徽淠史杭灌区横排头渠首堆石溢流坝，最大坝高为 6.75m，实际单宽流量为 13m³/ (s · m)，相应水头为 5.07m，20 年来运用效果良好。图 8-46 所示为广东省良德灌区的堆石溢流坝。

近几年来，国内外广泛推广兴建“面板坝”，将堆石分层振动碾压密实，下沉量微小，在其上下游坝面浇筑混凝土面层或装配式混凝土面板，起防渗作用，比堆石溢流坝坝坡陡，省材料、省工程量，是今后发展方向。

(四) 蓑衣坝

该坝外部是用毛条石向上游倾斜安放，内部填石块，上游用粘土斜墙铺盖防渗。坝顶溢水时好像水从蓑衣上流下来，故形象地称蓑衣坝，见图 8-47。

坝体的上游坡主要决定于安放条石倾角大小。如倾角过小，不仅坝体断面增大，而且坝顶条石易被水流冲走；如倾角过大，则条石本身易于滑动。根据工程实践和模型试验，条石倾角以 15°为

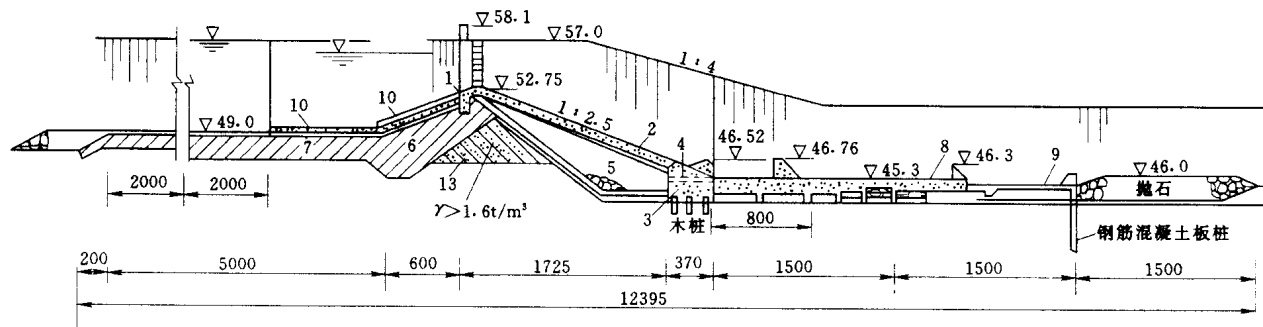


图 8-45 安徽淠史杭灌区横排头取水工程溢流堆石坝(单位:cm)

- 1—坝顶;2—面板;3—支墩;4—排水孔;5—堆石体;
6—斜墙;7—铺盖;8—护坦;9—海漫;10—砌石护面

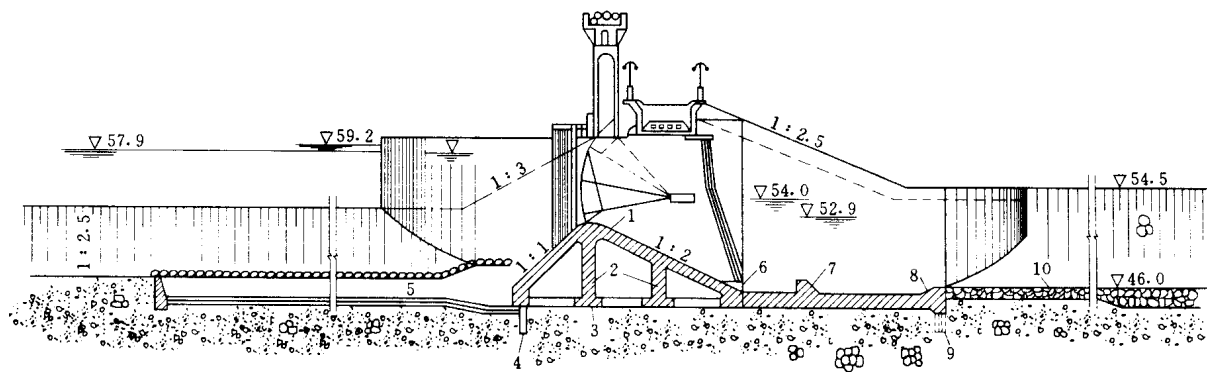


图 8-48 安徽省泾县溪口框格溢流坝

- 1—溢流坝面；2—框格坝纵隔墙；3—隔墙基础；4—防渗齿墙；
 5—粘土铺盖；6—消力齿；7—消力墩；8—消力坎；
 9—木桩防渗；10—浆砌石海漫

纵横隔墙和坝面的厚度为 0.5~1.0m，框格的纵横隔墙与地基接触部位的厚度视地基承载力而定，当土壤承载力小时，可适当扩大。坝的上游坝踵处作防渗齿墙或设板桩，因框格的隔墙与地基所组成的防渗长度有限，故铺盖与齿墙为该坝的主要防渗措施，必须仔细设计与施工。坝体下游消能防冲设备与一般溢流坝相同。

该种坝型适用于水头在 10m 以下的情况，较一般重力式溢流坝节约材料，造价减少 30%~40%。这种坝型因受框格空间的限制，故施工干扰大，施工速度慢，这是它的缺点。

图 8-48 为安徽省芜湖地区青弋江溪口取水工程框格溢流坝的典型剖面。该坝长 155.6m，坝高 7.6m，水头 5.2m，上游坝坡 1:1，下游坝坡 1:2；坝面和隔墙为厚 0.6m 的钢筋混凝土；坝顶有弧形闸门控制，孔径净宽为 10m；该坝设计流量为 3760m³/s，校核流量 5020m³/s；上游粘土铺盖长 100m，下游消力池、海漫共长 40.5m。该坝消能防冲布置采用图 8-22 所示的Ⅲ型消力池，运用情况良好。

(六) 桩石坝

桩石坝是在砂卵石河床上，打几排木桩，桩间填砂砾石，表面用大块石铺砌而成，见图 8-49。这种坝型施工简单，对地基适

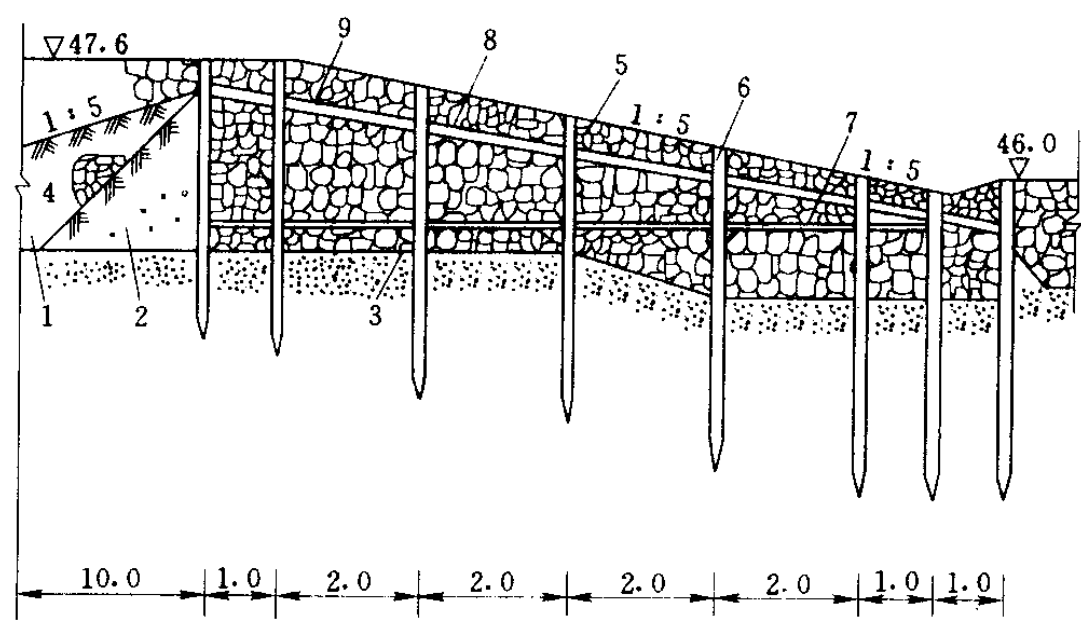


图 8-49 广东省罗定县桩石坝 (单位: m)

- 1—铺盖；2—粘土，石渣；3—草垫层；4—河卵石垫层；5—坝面干砌石；
- 6—枯木桩；7—水平支承；8—斜支承；9—横连杆

应性好，砂土及砂卵石地基均可建造。缺点是木材易腐蚀，常需修理。桩石坝高度较低，一般不超过 2~3m，溢流水深不超过 2.0m。在我国湖南、福建、四川、广东省及广西壮族自治区山区产木材的地方，都建有各种类型的桩石坝。图 8-49 为广东省罗定县 1966 年建成的桩石坝，使用效果较好。该坝高 2.5m，用长 4~4.5m 的木桩和横向连木做成排架，计 8 排，并用 3~4m 长的水平与倾斜的支撑加固。坝的上游采用粘土铺盖防渗，其上放块石防冲。下游面做成 1:5 的边坡。反坡以下用块石护脚。坝基先铺厚为 10cm 的草垫，再铺厚为 10~12cm 的河卵石垫层，然后填大块石。

(七) 混凝土面板堆石坝

混凝土面板堆石坝（简称面板坝），是由分层振动压实的堆石体和薄层混凝土防渗面板组成目前国内外正在发展与推广，国外 Campos Novo Dam 坝高 210m，国内云南省天生桥面板坝坝高 180m。其优点在前面堆石溢流坝中已介绍。

(八) 橡胶坝^[46,50,51]

1. 概述

橡胶坝是一种柔性薄壁水工建筑物，它是高强度合成纤维织物做受力骨架，内外涂敷合成橡胶作粘结保护层，加工成胶布，按一定尺寸要求，锚固在基础底板（坝袋底板）上，成封闭袋形，向坝袋内充水或充气，使之充胀而形成坝体，如图 8-50 所示。橡胶坝坝顶可以溢流，也可根据需要随时调节坝高。不需要挡水时，排空坝袋内的水或气，坝袋就铺于河床坝底板上，恢复原有河床断面，使河水下泄无阻，坝体布置可采用单跨或多跨。橡胶坝产生于 20 世纪 50 年代，即 1957 年，美国加州洛杉矶水利电力局工程师伊姆伯逊首先在洛杉矶河上设计建成世界上第一座挡水蓄水橡胶坝，揭开了橡胶与合成纤维等柔性材料制作水工坝的序幕，使活动坝成为现实。在此以后，荷兰、前苏联、法国、意大利、捷克、联邦德国、巴基斯坦、印度、印尼、日本等国相继建成一大批橡胶坝，尤其日本，自己兴建和帮助别国兴建 2000 余座。世界上最高的橡胶

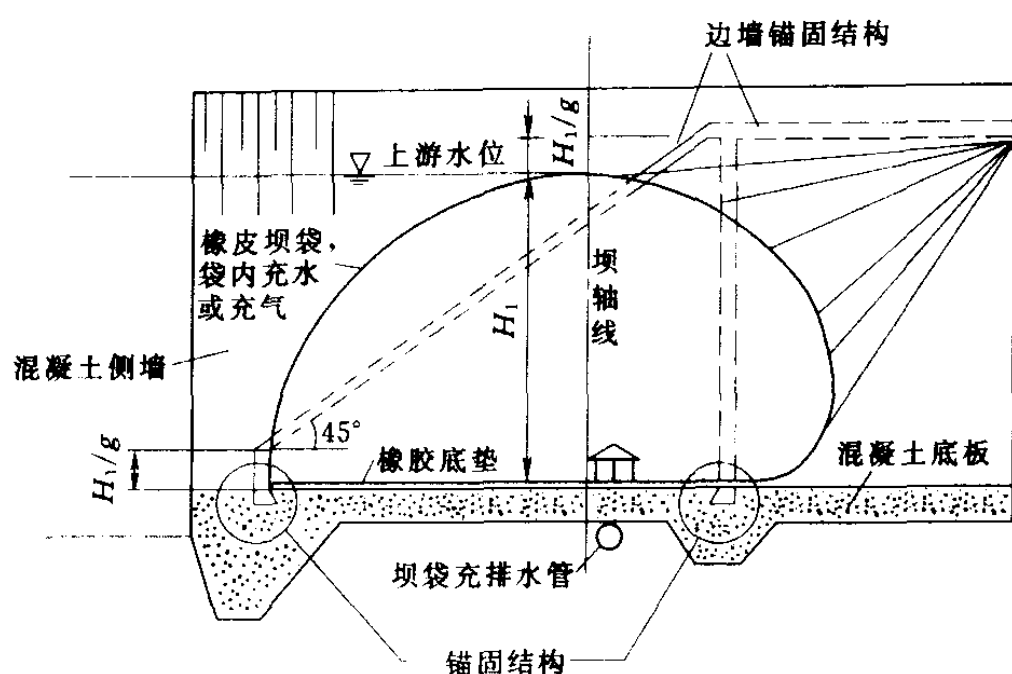


图 8-50 橡胶坝挡水情况图

坝坝高 15m, 多跨总长 $L_z = 900\text{m}$ 。我国 1966 年北京市政设计院与北京橡胶十厂合作设计建成中国第一座北京右安门挡水橡胶坝, 至 2002 年国内已建成橡胶坝 700 余座。国内充水橡胶坝高达 6m, 充气橡胶坝高达 8m, 单跨最长 150m, 山东临沂市沂河上的小浦东橡胶坝多跨总长 $L_z = 11.35\text{m}$ 为世界最长橡胶坝, 单跨一般 50m 左右, 寿命一般 20 年以上, 和世界水平有一定差距。

橡胶坝用途很广, 可作拦河闸坝、分水闸、节制闸、溢洪道、盐场的挡水堤、施工围堰、丁坝、顺坝、围海造地等, 用于灌溉、发电、防洪、回灌地下水, 可替代闸门, 美化城市环境, 防潮蓄清、引水防沙、污水处理、改善生态环境、挡潮等。其优点是节省三材、投资少、结构简单、施工期短、跨度大、不阻水、自重轻、对地基要求不高、抗震性能好、管理方便、功能多、适应性强、见效快, 是新型的先进的柔性水工建筑物。

橡胶坝的基础底板 (称坝底板) 一般采用 C15~C20 混凝土或钢筋混凝土建造。底板厚度约 50~80cm, 应满足充排水 (气) 管路及锚固结构布置要求, 如有抗冻要求则应适当加厚。如河南省与辽宁省, 以及黑龙江省的哈尔滨市所建橡胶坝, 其底板厚达 1.2~1.5m。顺水流方向坝底板宽度应按照坝袋坍平宽度以及安装和

检修的要求确定，其余布置和要求如防渗、消能、岸、翼墙顶高等与水闸相似。不同点是橡胶坝重量轻，对地基要求不高，坝底板高程应高出下游正常水位，且应比上游河床平均值高出 0.3~0.4m，以便枯水检修并防止泥沙潜入坝袋坍平段内，造成对坝袋磨损。底板与铺盖和护坦之间沉陷缝内设止水防渗，底板上、下游端设 0.5~2.0m 齿墙。

橡胶坝特有功能：“引清水拦沙”，不仅适用于清水河道上的壅水建筑物，而且更适用于多泥沙河流上的挡水建筑物，如黄河以及我国西部山区多泥沙河流。目前取水工程分为两大类（除提水工程外），即有坝取水与无坝取水，进入引水闸的水流比原河道水流挟沙量要小，但仍然携带一定量的悬移质中细沙与推移质粗沙，这些沙进入良田，久而久之使良田沙漠化，生态环境遭受严重破坏，黄河下游的山东省就是一个实例，百万亩良田沙漠化。多沙河流的引水闸，不能采用下卧式闸门，只能采用上提式闸门，这样势必让粗沙从河床底部大量涌入进水渠，而采用橡胶坝，通过排水（气）降低坝顶高度，可让上部清水入渠，同时又挡住大量泥沙，适当降低坝底板高程又能达到最大引水能力和最好的防沙效果。

橡胶坝的形状既不是流线型 WES 曲线，也不是驼峰形曲线，更不是宽顶堰形，它是一种特殊堰形，符合堰流泄流公式，但流量系数 m 是介于坍平时的宽顶堰与充水（气）时实用堰（近似）之间。泄流公式如下：

$$Q = \epsilon \sigma m B \sqrt{2gh_0^{3/2}} \quad (8-49)$$

式中： Q 为过坝流量， m^3/s ； B 为溢流断面平均宽度， m ； h_0 为计入行近流速水头的堰顶水头， m ； m 为流量系数； σ 为淹没系数，可取“水闸”中宽顶堰的试验数据； ϵ 为堰流侧收缩系数，可参见《水闸》分册，橡胶坝在运用中，流量系数可按下列公式计算（ $m=0.36\sim0.45$ ）。

(1) 单锚固线充水橡胶坝流量系数：

$$m = 0.138 + 0.18 \frac{h_1}{H} + 0.152 \frac{H_0}{H} + 0.32 \frac{h_2}{H} \quad (8-50)$$

式中： H_0 为坝袋内压水头，m； H 为运行时坝袋充胀的实际坝高，m； h_1 为坝上游水深，m； h_2 为坝下游水深，m。

以上各值均以坝底为基准面。溢流时的坝高可量测也可用下式计算：

$$\frac{H}{H_1} = 0.5138 - 0.7673 \frac{h_1}{H_1} + 0.8742 \frac{H_0}{H_1} + 1452 \frac{h_2}{H_1} \quad (8-51)$$

式中： H_1 为设计坝高，m。

(2) 双锚固线充水橡胶坝流量系数：

$$m = 0.1630 + 0.0913 \frac{h_1}{H_1} + 0.0951 \frac{H_0}{H} + 0.0037 \frac{h_2}{H} \quad (8-52)$$

$$\frac{H}{H_1} = 0.2127 - 0.2533 \frac{h_1}{H_1} + 0.7053 \frac{H_0}{H_1} + 0.1088 \frac{h_2}{H_1} \quad (8-53)$$

(3) 双锚固充气橡胶坝流量系数：

$$m = 0.0930 + 0.2720 \frac{h_1}{H} - 0.0200 \frac{H_0}{H} + 0.0270 \frac{h_2}{H} \quad (8-54)$$

$$\frac{H}{H_1} = 0.6275 + 0.08027 \frac{h_1}{H_1} + 0.0976 \frac{H_0}{H_1} + 0.2372 \frac{h_2}{H_1} \quad (8-55)$$

公式适用范围是： $\frac{H-h_2}{h_0} \leq 0.45$

(4) 坝袋完全坍平时，可视作宽顶堰流，流量系数 $m=0.33 \sim 0.36$ 。

橡胶坝基本有三大部分组成：坝袋、锚固系统、充排水（气）系统，现分别叙述如下。

2. 坝袋

现将充水橡胶坝介绍如下。

(1) 坝袋设计。坝袋设计包括坝袋结构造型、内外压比 (H_p/H_1) 和安全系数 (K) 的选定、坝袋袋壁周长 (L_0)、袋壁拉力 (T) 和充胀坝袋单宽容积 (V) 的计算。

坝袋结构造型。按照坝体结构的形状可分为袋型、帆型和混合型三种 (图 8-51, 图 8-52, 图 8-53)。袋型橡胶坝是一个封闭的胶布袋, 分单袋式 [图 8-51 (a) ~ (g)] 和多袋式 [图 8-51 (f)]。单袋式是按照设计坝高安装一个袋囊, 使之达到挡水高度。一般适用于坝高较低的情况, 这是目前国内外常用的坝型。若把几个坝袋叠加起来, 就成为分层控制的多袋式, 适用于坝较高、比较重要或有特殊要求的工程。帆式橡胶坝 (图 8-52) 又称片闸。它

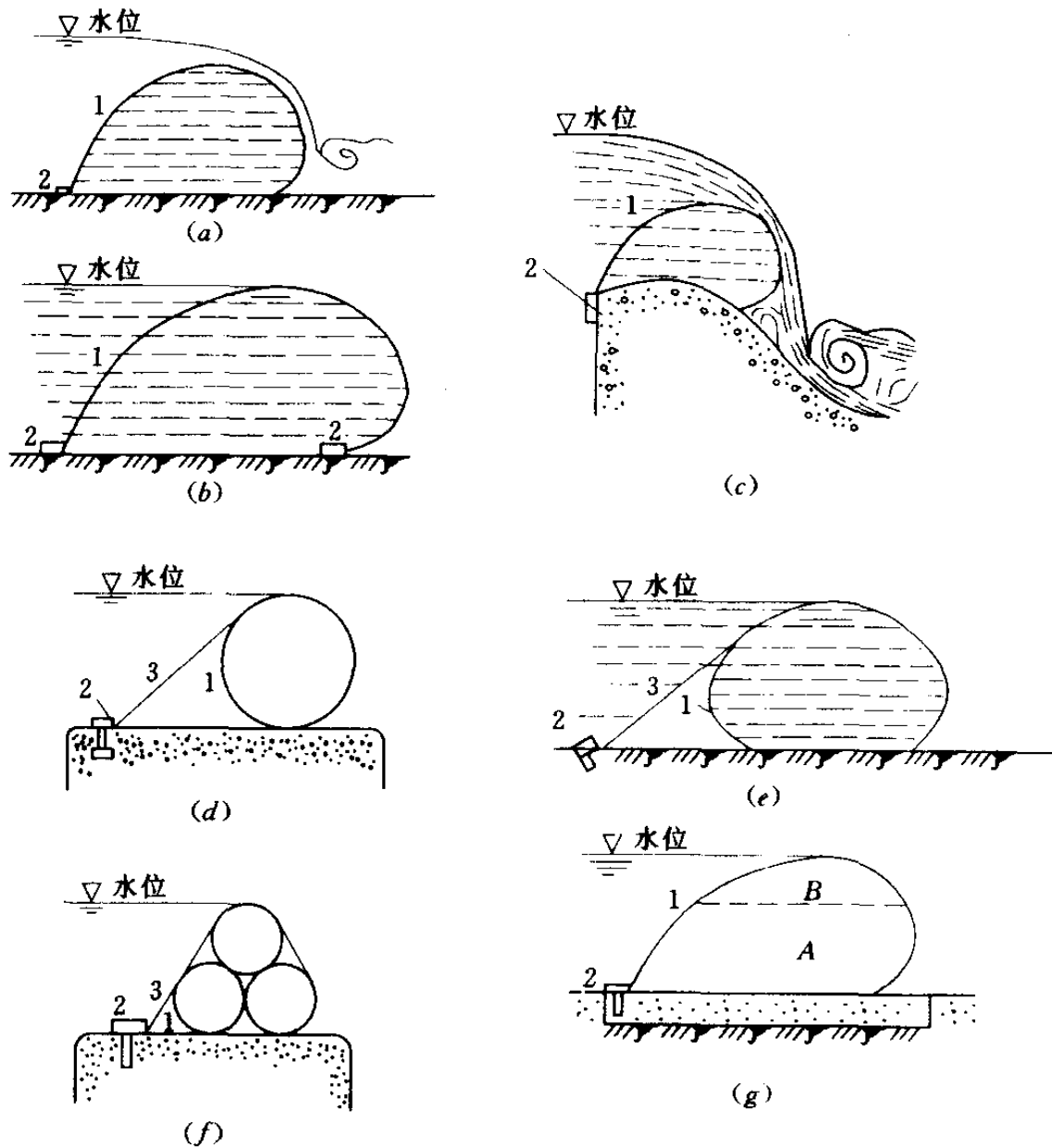


图 8-51 袋式橡胶坝结构示意图

1—橡胶坝袋; 2—锚固螺栓; 3—拉板或拉绳

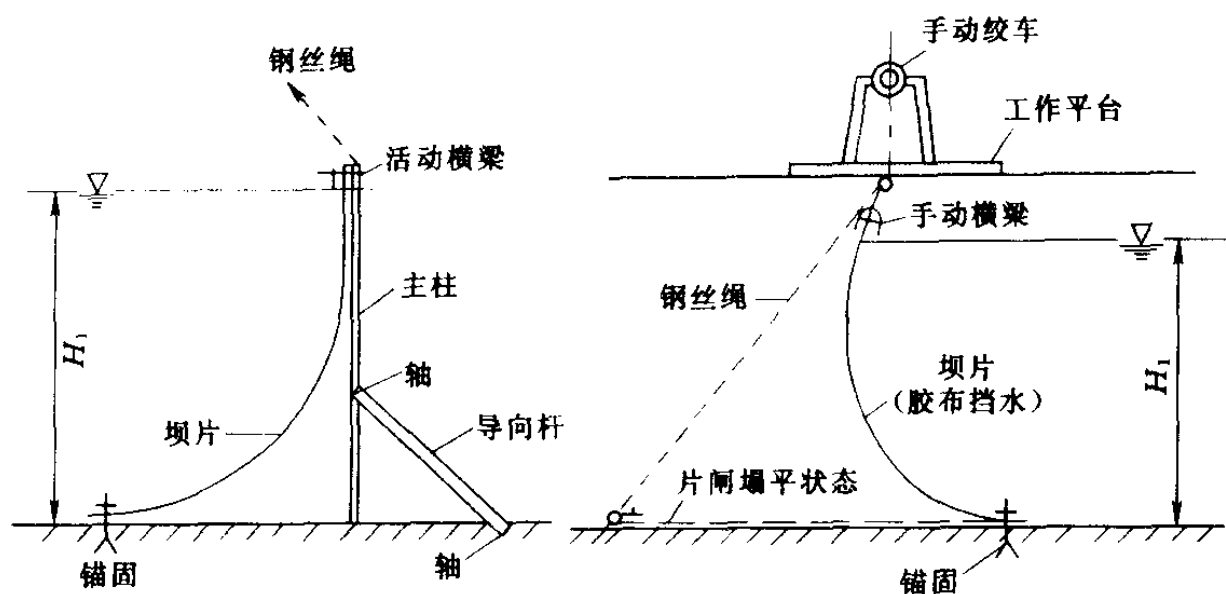


图 8-52 帆式橡胶坝结构示意图

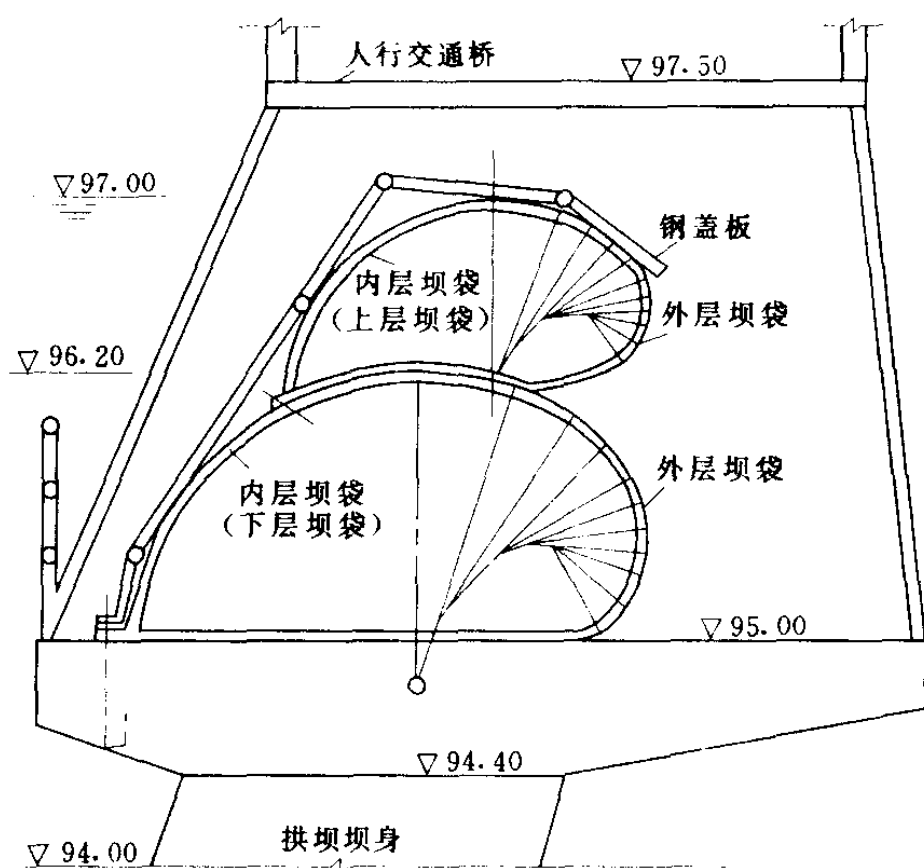


图 8-53 广东省丹霞山混合结构橡胶坝

是开敞的，没有封闭的空腔，靠机械升降坝片来调节挡水高度。坝片升高挡水时呈船帆形状。混合结构型是利用胶布制成坝袋或坝片与钢板或钢筋混凝土板结合而成的闸坝，如图 8-53 所示。

坝袋的上游面加设钢盖板，该板随坝袋升降而升降。坝坍平时，钢板将坝袋覆盖起来，起到保护坝袋的作用。坝体的锚固方

式可分为只有上游坝袋锚固的单锚固和上下游锚固的双锚固两种(图 8-51)。还有将坝袋锚固在底板上,两端用胶布封堵的堵头式,也称无皱折的枕式堵头坝袋,此处堵头断面比其他处断面大一些,充胀,此端部和其他处同高,而且紧贴垂直岸墙面,止水效果好,见图 8-54。由于无皱折又无端侧拉力锚固,因此没有皱折重复破损和因侧锚撕拉破坏现象,放水(气)后,坝袋平坦铺在底板上,坝袋没有振动摩擦,过流能力增强,辽宁省与浙江省使用效果好。

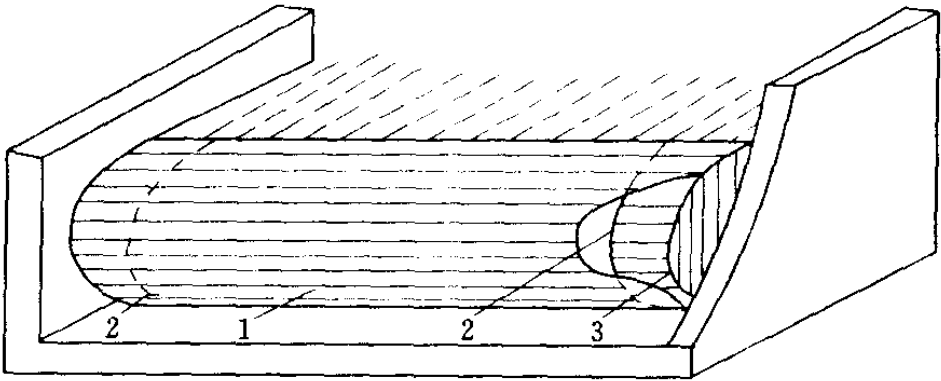


图 8-54 堵头式橡胶坝示意图

1—坝袋; 2—内胎粘接线; 3—堵头内胎

(2) 坝袋的内外压比及强度安全系数的选定。内外压比是指坝袋的内压高度 H_0 (图 8-55) 与坝袋设计高度 H_1 的比值 α , $\alpha = \frac{H_0}{H_1}$ 。 α 大, 则坝袋有效周长 (L_0) 短, 土建工程量小, 但袋壁拉力大, 要求材料强度高, 根据工程实践经验, 取 $\alpha = 1.25 \sim 1.60$ (充气橡胶坝 $\alpha = 0.75 \sim 1.10$)。

坝袋强度安全系数 $K \geq 6.0$ (充气坝 $K \geq 8.0$)。

(3) 坝袋袋壁拉力 T 、周长 L_0 和充胀容积 V 的计算。由于充水橡胶坝应用较广, 故重点介绍这种形式。

1) 坝袋袋壁拉力 T 的计算。根据坝袋上、下游水位和运用情况 (图 8-55), 取坝袋受力的不利组合情况 2, 即上游水位与坝顶齐平, 下游无水情况。坝袋计算可按平面问题考虑, 用薄膜理论计算坝袋内力, 即只考虑坝袋承受拉力, 且环向各点拉力相等, 不承受弯矩与剪力, 不计坝袋的自重和受力后的伸长影响。根据上

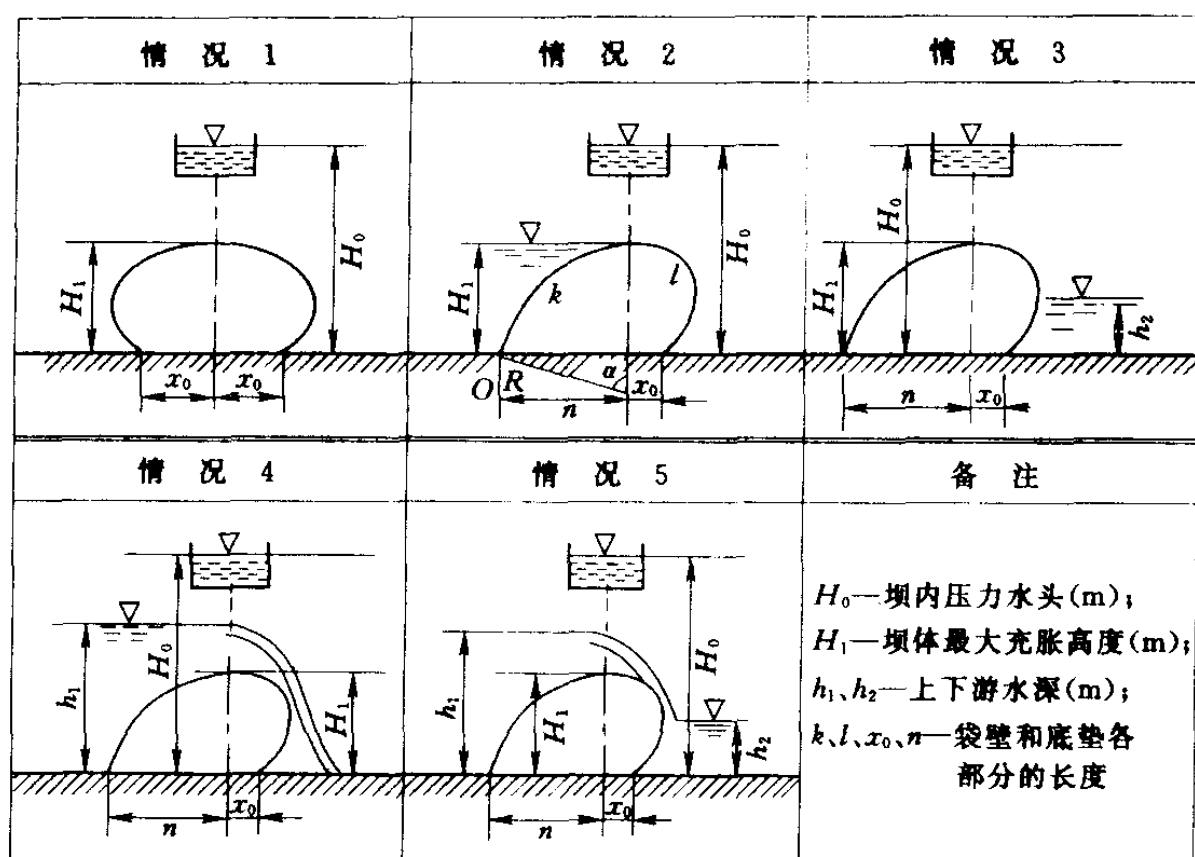


图 8-55 坝袋强度计算情况

述不利组合和计算假设，得到坝袋袋壁拉力为：

$$T = \frac{1}{2} \gamma \left(H_0 H_1 - \frac{1}{2} H_1^2 \right) \quad (8-56)$$

坝袋纬向（垂直水流方向）的拉力，根据锚固结构布置形式的不同，其坝袋中部和两岸端部的拉力不同。如采用岸墙锚固布置，则在靠近岸墙处，坝袋纬向拉力按环向拉力设计，而中部按环向拉力的一半设计，即可满足要求。如两端采用堵头结构，则端部的受力情况与中部相似，也可按环向拉力的一半设计。

2) 周长 L_0 和允胀容积 V 的计算。即坝袋外形计算。其目的是确定各部位的尺寸，便于绘制坝袋展开图及组装图，以供制造厂加工和施工单位安装。计算方法可用数解法、图解法和查图表法。

(a) 数解法。如图 8-55 所示的情况 2（一般为设计控制情况），坝袋周长从 O 点开始，由 k 、 l 、 x_0 及 n 四部分组成。 k 为坝袋上游面圆弧长度， l 为坝袋下游面圆弧长度； x_0 为坝袋下游面贴

地长度； n 为坝袋上游面贴地长度。各部分长度按下式计算：

$$k = \frac{2H_0H_1 - H_1^3}{4(H_0 - H_1)} \arcsin \frac{2H_1 \sqrt{2(H_0H_1 - H_1^2)}}{2H_0H_1 - H_1^2} \quad (8-57)$$

$$l = \frac{2H_0H_1 - H_1^2}{2H_0} \int_0^{\pi/2} \frac{d\varphi}{\sqrt{1 - \frac{2H_0H_1 - H_1^2}{H_0^2} \sin^2 \varphi}} \quad (8-58)$$

$$x_0 = \frac{H_0^2 + (H_0 - H_1)^2}{2H_0} \int_0^{\pi/2} \frac{d\varphi}{\sqrt{1 - \frac{2H_0H_1 - H_1^2}{H_1^2} \sin^2 \varphi}} - H_0 \int_0^{\pi/2} \sqrt{1 - \frac{2H_0H_1 - H_1^2}{H_0^2} \sin^2 \varphi} d\varphi \quad (8-59)$$

$$n = \frac{H_1 \sqrt{2(H_0H_1 - H_1^2)}}{2(H_0 - H_1)} \quad (8-60)$$

式(8-57)~(8-59)以及式(8-63)各式中的积分为椭圆积分，令：

$$\alpha = \sqrt{\frac{2H_0H_1 - H_1^2}{H_0^2}}$$

$$\alpha_1 = \int_0^{\pi/2} \sqrt{1 - \frac{2H_0H_1 - H_1^2}{H_0^2} \sin^2 \varphi} d\varphi$$

$$\alpha_2 = \int_0^{\pi/2} \frac{d\varphi}{\sqrt{1 - \frac{2H_0H_1 - H_1^2}{H_0^2} \sin^2 \varphi}}$$

当已知 $\frac{H_0}{H_1}$ ，即可由表 8-15 查得 α 、 α_1 、 α_2 值。

表 8-15 α 、 α_1 、 α_2 值表

$\frac{H_0}{H_1}$	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50
α	0.9860	0.9798	0.9729	0.9658	0.9583	0.9506	0.9428
α_1	1.0375	1.0502	1.0648	1.0764	1.0885	1.1011	1.1140
α_2	3.1928	3.0192	2.8669	2.7681	2.6796	2.5998	2.5273

当坝袋为单点锚固时，以上 4 式之总和为袋壁有效长度：

$$L_0 = k + l + x_0 + n \quad (8-61)$$

当坝袋为双点锚固时，袋壁有效长度为前二项之和，即：

$$L_0 = k + l \quad (8-62)$$

$x_0 + n$ 为底垫长度。底垫可省去袋布以纯胶片铺垫，或不予任何铺垫。坝袋和底垫片加工时，加上锚固所需长度 Δl （单点锚固长度为 Δl ，双点锚固长度为 $2\Delta l$ ）。而成为加工坝袋时的总周长 L 。

坝袋充胀容积计算的目的在于确定充排水管管径及充水与排空时间。中间坝段内单位坝长的充胀容积 V_0 为：

$$\begin{aligned} V_0 = & \frac{1}{2} [R_1^2 - \alpha - n(R_1 - H_1)] \\ & + \frac{H_0^2 + (H_0 - H_1)^2}{2} \int_0^{\pi/2} \frac{d\varphi}{\sqrt{1 - \frac{2H_0H_1 - H_1^2}{H_1^2} \sin^2 \varphi}} \\ & - H_0^2 \int_0^{\pi/2} \sqrt{1 - \frac{2H_0H_1 - H_1^2}{H_1^2} \sin^2 \varphi} d\varphi \end{aligned} \quad (8-63)$$

式中

$$R_1 = \frac{2H_0H_1 - H_1^2}{4(H_0 - H_1)} \quad (8-64)$$

$$\alpha = \sin^{-1} \frac{n}{R_1} \quad (8-65)$$

岸坡坝袋可以按锥形体积近似计算：

$$V_{\text{坡}} = \frac{1}{3} \pi r^2 h \quad (8-66)$$

式中 H_0 、 H_1 、 R_1 、 n 的意义同前，单位以 m 计。上式中的 r 为圆锥锥底的半径 (m)：

$$r = \frac{L_0}{2\pi} \quad (8-67)$$

h 为锥体高度，即从坡脚到坡顶的水平长度 (m)。

(b) 图解法。坝袋是典型薄膜结构，当袋壁受内水压力作用时，袋壁产生环向拉力 $T = RP$ ，坝袋充胀后，各点的曲率半径 R

$$=\frac{T}{P}。$$

式中：P 为坝袋上某点的内外压力差，kN/m²，见图 8-55 情况 2；R 为坝袋上某点的曲率半径，m；T 为袋壁环向拉力，kN/m。

上游袋壁段 k 范围内， $P=r(H_0-H_1)=\text{常数}$ ，故 $R_{\text{上}}=\frac{T}{P}$
 $=\frac{T}{r(H_0-H_1)}$ ，即上游段形状为一等曲率半径圆弧线。

下游袋壁段 l 袋内点压力 $P_i=r(H_0-H_i)$ ， H_i 为变数。故 $R_{\text{下}}=\frac{T}{P}=\frac{T}{r(H_0-H_i)}$ ；即 $R_{\text{下}}$ 随 H_i 呈线性变化，故下游段 l 形状为变曲率半径的圆弧线。

作图时以 $R_{\text{上}}$ 为半径（图 8-57），即图上 $\overline{OR}$ ，画圆弧得坝袋上游弧长 k。下游段先将坝高 H_1 ，分为若干等份（为计算方便通常分成 10 等份），代入上式求出各分段的变曲率半径 $R_{\text{下}}$ ，如表 8-16。然后从坝顶算起逐段绘出弧线，每小段圆弧线终点应落在坝高等分段中点较为准确。将各段圆弧线连接起来与基础底面线相交，即构成充胀后的坝袋形状。从图 8-57 中可量得坝袋上游圆弧长 k、下游圆弧长 l 和底垫长度 $n+x_0$ ，再加上锚固长度，即为坝袋的加工周长。

表 8-16 $R_{\text{下}}$ 值 表

序号	H_1 (m)	$\gamma(H_0-H_1)$ (kN/m ²)	T (kN/m)	$R_{\text{下}}=\frac{T}{r(H_0-H_1)}$ (m)
1	5.0	11.8	90.7	7.71
2	4.5	16.7	90.7	5.45
3	4.0	21.6	90.7	4.21
4	3.5	26.5	90.7	3.43
5	3.0	31.4	90.7	2.89
6	2.5	36.3	90.7	2.50
7	2.0	41.2	90.7	2.20
8	1.5	46.1	90.7	1.97
9	1.0	51	90.7	1.78
10	0.5	55.9	90.7	1.62

以广东省新兴县共成水库溢洪道橡胶坝为例(图 8-56,图 8-57)。

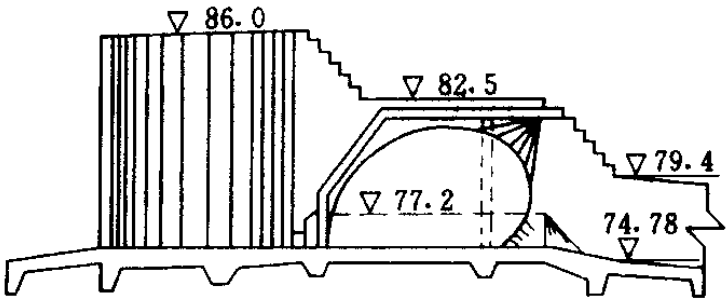


图 8-56 广东省新兴县共成水库
溢洪道橡胶坝纵剖面图

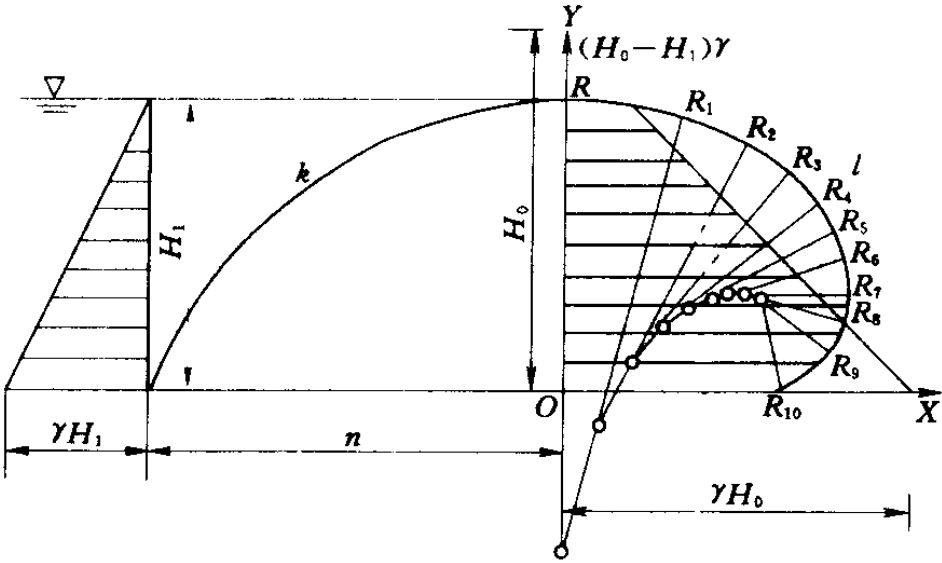


图 8-57 广东省新兴县共成水库溢洪道橡胶坝袋图解计算

已知: $H_1 = 5\text{m}$, 选用 $\frac{H_0}{H_1} = 1.24$, $H_0 = 6.2\text{m}$, $r = 9.8 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

求得 $T = \frac{1}{2} T \left(H_0 H_1 - \frac{1}{2} H_1^2 \right) = 90.65 \text{ (kN/m)}$

$$R_{\perp} = \frac{T}{r(H_0 - H_1)}$$

$$= \frac{90.65}{9.8(6.2 - 5)} = 7.71 \text{ (m)}$$

$$R_{Fi} = \frac{T}{r(H_0 - H_i)}$$

各段 R_{Fi} 见表 8-16。

根据表中各段 R_{Fi} , 按照上述方法作图, 从图上可量得坝袋各部分的长度。图解法较简单, 与数解法比较, 误差不超过 3%, 精度可以满足设计要求。

坝袋充胀容积 V_0 。只要在方格纸上绘出坝袋外形图,用求积仪或计小方格数目,经过单位换算便得 V_0 。

(c) 查图表法:此法是通过数解法得出,计算简便,计算时只需知道设计坝高,将 α 计算出后,根据 α 值可查出充水式橡胶坝设计参数,由于表繁多,设计者可查 SL227—98《橡胶坝技术规范》P21—P30。

第二部分:充气橡胶坝

(1) 坝袋各项设计参数可通过数解法按下列公式计算。

1) 坝袋径向计算强度:

$$T = \frac{1}{2} \gamma \alpha H_1^2 \quad (8-68)$$

式中: α 为袋内充气压力与相当于坝高的水柱压强之比; H_1 为设计坝高, m。

2) 可将充气后的坝袋轮廓分成三个部分,上游坝面曲线段长度 S_1 ,下游坝面曲线长度 S 及坝袋贴地段长度 D 。坝袋有效周长(不包括锚固长度)为:

$$L_0 = S + S_1 + D \quad (8-69)$$

$$S = \frac{1}{2} \pi H_1 \quad (8-70)$$

$$S_1 = \sqrt{2\alpha} H_1 \left[F\left(k, \frac{\pi}{2}\right) - \frac{1}{2} F(k, \varphi_1) \right] \quad (8-71)$$

$$D = \sqrt{2\alpha} H_1 \left[2E\left(k, \frac{\pi}{2}\right) - F\left(k, \frac{\pi}{2}\right) - E(k, \varphi_1) + \frac{1}{2} F(k, \varphi_1) \right] \quad (8-72)$$

$$k = \sqrt{\frac{\alpha}{2}} \quad (8-73)$$

$$\varphi_1 = \cos^{-1} \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) \quad (8-74)$$

$F\left(k, \frac{\pi}{2}\right)$ 查表 8-15 的 α_2 ; $E\left(k, \frac{\pi}{2}\right)$ 查表 8-15 的 α_1 , $F(k, \varphi_1)$

查表 8-15 的 $\alpha_2 \times \frac{2\varphi_1}{\pi}$; $E(k, \varphi_1)$ 表 8-15 的 $\alpha_1 \times \frac{2\varphi_1}{\pi}$ 值。

下游坝面曲线段曲率半径:

$$R = \frac{1}{2}H_1 \quad (8-75)$$

3) 坝袋单宽容积:

$$V = \frac{1}{8}\pi H_1^2 + (1 - \alpha)H_1D + \frac{1}{2}\alpha H_1^2 \sin\varphi \quad (8-76)$$

$$\varphi = \cos^{-1}\left(\frac{1}{\alpha} - 1\right) \quad (8-77)$$

充气坝各项设计参数也可查 SL227—98 《橡胶坝技术规范》P32—P41。

(2) 坝袋材料。

1) 材料。我国以前坝袋所用帆布种类较多,有锦纶、维纶、棉、玻璃丝等,经过 30 余年实践证明,维纶、棉、玻璃丝虽工艺成熟,也经济,但不满足橡胶坝的工作性能需要,已被淘汰,目前广泛普遍使用锦纶帆布,虽然价格昂贵,但由于强度高,柔性好,能耐大气老化、耐腐蚀、耐磨损且耐水性能好、强度高、抗冻性能好,耐屈挠而不裂,有足够的抗拉强度(200~900kN/m),与橡胶加工有良好的粘合性能,寿命长,故从总体看,还是经济的。

2) 胶层厚度。外覆盖胶大于 2.5mm,夹层胶 0.3~0.5mm,内层盖胶大于 2.0mm,一般情况作贴在坝袋内壁的胶层,起保护帆布及防漏水作用。橡胶一般采用国产氯丁橡胶,具有良好的不透水性和耐大气老化、耐挠曲和耐化学侵蚀的性能,坝袋厚度应大于 7mm。

3) 胶布接头处理。坝袋加工时,并非用一块庞大的袋布一次作成,而是将事先作好的各幅胶布(贴上橡胶的帆布)粘合而成。胶布各幅间是用白硫胶浆以搭接的方法粘贴起来的。由于白硫胶浆的粘接强度目前尚不稳定,所以布的搭接宽度在设计时不能确定,可由橡胶厂在加工时通过试验确定,以接头剪切强度不小于胶布纬向断裂强度为原则,图 8-58 为洛阳市湍河橡胶坝的接头处理。

4) 坝袋防磨措施。根据工程实践,磨损的部位主要是在下游坝袋坍落线至锚固线一带。磨损原因主要是:①底板表面粗糙;②

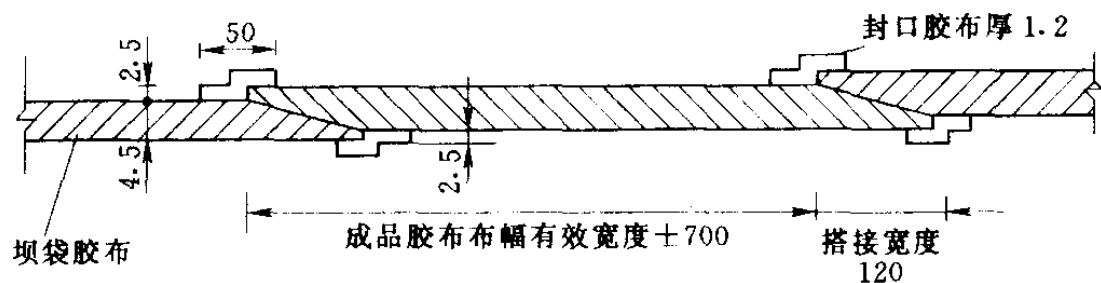


图 8-58 洛阳市湍河橡胶坝接头 (单位: cm)

水工布置不合理, 造成下游水流过坝后的回流, 将泥沙挟带停留于坍落线以内的底板上, 从而磨损下游袋壁。减轻磨损有以下措施: ①下游底板作光滑处理。例如制成水磨石表面, 或表面涂一层水玻璃; ②加强下游袋壁的橡胶厚度。如加贴一层厚 1.5~2.5mm 厚的纯氯丁橡胶片; ③采用双锚固线锚固坝袋; ④采用无折皱的枕式堵头坝袋; ⑤从水工布置上采取措施, 尽量减少下游回流, 杜绝泥沙在该部位停留。例如下游底板从锚固槽至消力池底采用 1:2~1:4 陡坡连接, 或用短跌坝衔接, 且坝底板下游部分应高出消力池板 1.2~1.5m 以上。⑥采用聚醚型聚氨酯涂层, 防老化耐磨效果最好。

5) 坝袋减振防磨损措施。①在工程运用中, 调节坝高, 避免充水 (气) 升至 0.8 倍设计坝高 (此时振动强烈), 同时注意过坝流量大小和下游水深的影响; ②在水工布置时, 坝址应选择在水流平顺河段; ③坝袋充排水 (气) 管的孔口数量采用 2 个以上, 在充排时, 坝袋起落同步, 过坝水流平稳, 利于防振; ④在坝袋内部设置缓冲垫, 以减轻振动对坝袋的磨损; ⑤坝顶溢流时, 充胀高度控制不严也易振动磨损, 可在坝袋上设置拢流器或转向器等防振装置, 使溢流水流与坝体脱离, 充足通气, 起减振作用; ⑥橡胶坝经原型实测, 最大自振频率约为 5.19Hz, 上下游方向最大振幅 2.03mm; 有抗风浪能力。

6) 防寒防冰冻措施。①坝袋采用氯磺化聚乙烯氯丁橡胶和锦纶帆矾制成的二布三胶坝袋, 厚度大于 8mm, 具有较好防寒防冻性能; ②橡胶坝的冻害在于锚固槽的冻拔现象, 要将楔块砸实; ③

在严冬季节将冻冰碎块和积雪覆盖在坝袋上 0.3~0.5m, 保坝越冬; ④充排水(气)管在结冻前全部放空, 以防冻胀破坏。

在酷暑夏日正常用水期, 坝上不需溢流, 此时也应控制进行薄层溢流, 主要防止阳光暴晒坝袋老化。

3. 锚固系统

坝袋的锚固方法, 经过 45 年的实践, 现已发展了三种类型: ①螺栓压板锚固; ②混凝土楔块锚固; ③胶囊充水锚固。以上三类型又分为坝袋单锚固线和双锚固线两种方式。单锚固线只适用坝高 2m 以下。

(1) 螺栓压板式锚固。该种锚固即用螺栓与钢板、型钢和特种形式钢构件将坝袋挤压住, 采用单锚固线锚固, [图 8-61 (a)、(c)、(d)、(f)] 和双锚固线锚固 (图 8-50)。单锚固线锚固线路较短, 安装简便, 坝袋安装后成为一个密封袋, 防渗性能好, 坝高 1.5m 以下的坝和充气坝多采用。但坝袋周长较大, 耗料多; 由于坝袋只在上游固定, 可动范围较大, 不利于坝袋防震防磨。特别是坝顶溢流时, 坝脚易产生负压, 将沙石吸入坝底, 造成坝袋磨损。双锚固线锚固的优缺点与单锚固线锚固相反, 其坝袋周长可较单锚固线缩短 30%, 经济性好, 故目前充水(气)橡胶坝中广泛采用。按锚固坝袋的方式可分为穿孔锚固和不穿孔锚。穿孔锚固是在锚固部位将坝袋穿孔套进地脚螺栓用压板锚紧 [图 8-61 (a) (b)]。不穿孔锚固是将锚固部位的胶布卷起放在锚固位置, 用构件压紧 [图 8-61 (c)、(d)、(e)、(f)、(g)], 两种锚固方法各有优缺点, 穿孔锚固优点是, 锚固周长短 (为不穿孔锚固周长之半), 施工安装和拆卸检修方便。缺点是锚固部位由于穿孔, 受力不均匀, 应力集中易损坏, 金属钢件易遇水锈蚀, 特别在含酸污水河道中使用, 锚固很快破坏, 故现在设计橡胶坝普遍采用不穿孔锚固法。沿锚固槽的螺栓间距一般采用 0.2~0.3m。每根螺栓承受的荷载可按下式计算:

$$Q_0 = \frac{T_0}{n} k_1 \quad (8-78)$$

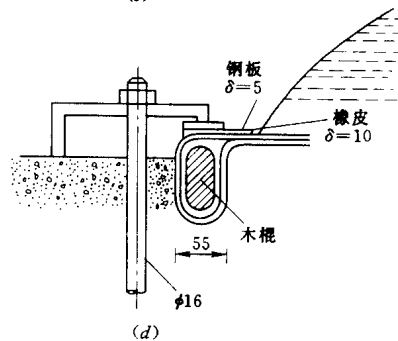
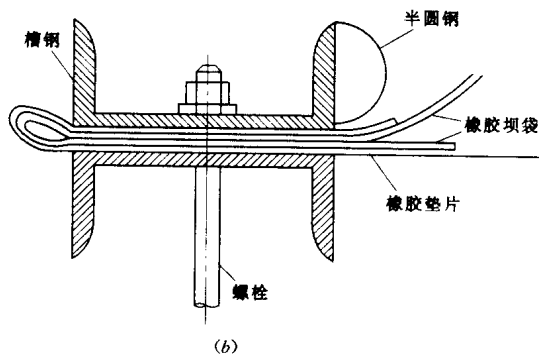
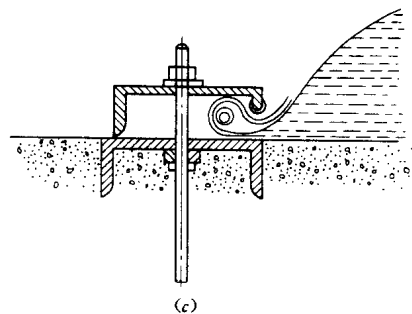
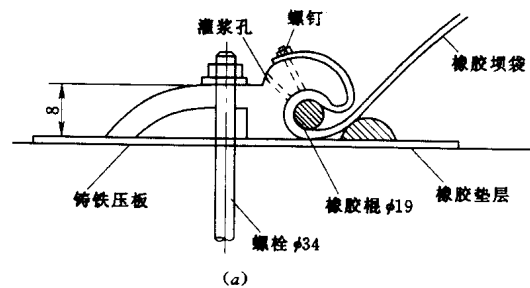


图 8-59 橡胶坝锚固方式(尺寸单位:cm)(一)

(a)(b)穿孔锚固法;(c)北京东便门橡胶坝锚固法;(d)山东省沧州七里淀阎家务橡胶坝锚固法;

式中： Q_0 为每根螺栓承受的荷载； T_0 为沿锚固线单位长度螺栓计算荷载，kN/m； K_1 为栓紧力及扭转力的影响系数，一般取 $K_1 = 1.75$ ； n 为 1m 长度内螺栓根数。螺栓直径可按下式计算：

$$d \geq \sqrt{\frac{4 \times 1.3Q_0}{\pi[\sigma]}} \quad (8-79)$$

式中： d 为螺栓直径，cm； $[\sigma]$ 为螺栓允许拉应力，N/cm²（由厂家提供）。

螺栓的埋置深度 L_m 宜根据螺栓材料的承载力设计值 [可参看参考文献 [42] P14 表 3.2.3—1 钢筋强度设计值 (N/mm^2)], 由混凝土拔拉锥状破坏计算确定, 应不小于表 8-17 的规定值。当螺栓埋置深度受到限制时, 应在螺栓底部弯钩或开叉, 或与基础底板中的预埋钢筋牢固地焊在一起。压板强度宜按下式验算:

表 8-17 **螺栓锚固长度表**

分 类	螺纹钢筋	光面钢筋
$d \leq 16\text{mm}$, 混凝土标号 $\geq \text{C20}$	$20d$	$15d$ 加弯钩
$d > 16\text{mm}$, 混凝土标号 $< \text{C20}$	$25d$	$20d$ 加弯钩

注 在任何情况下, 锚固长度应不小于 250mm。

$$\sigma = \frac{M}{W_r} \leq [\sigma] \quad (8-80)$$

$$M = K_2 TL \quad (8-81)$$

式中： M 为坝袋拉力作用在压板上产生的弯矩， $\text{N} \cdot \text{cm}$ ； L 为力臂，为螺栓中心至压板边缘距离， cm ； k_2 为安全系数，一般取3.0； W_x 为抗弯截面系数， cm^3 。

(2) 楔块挤压式锚固。即采用钢筋混凝土前后两块楔，先将坝袋一端用木芯裹好放入锚固槽凹腔处，见图 8-59(h) 和图 8-60，然后把前楔块放入槽内紧贴坝袋锚固一端，然后放入后楔块，用已埋固好的螺栓旋紧螺母，挤压前楔块压紧坝袋锚固端，即图 8-59(h)。另一种形式就是图 8-60，将后楔块打进前楔块的空隙中用环氧砂浆磨平，与坝底板同高程。经过实践，前者螺栓浸水锈

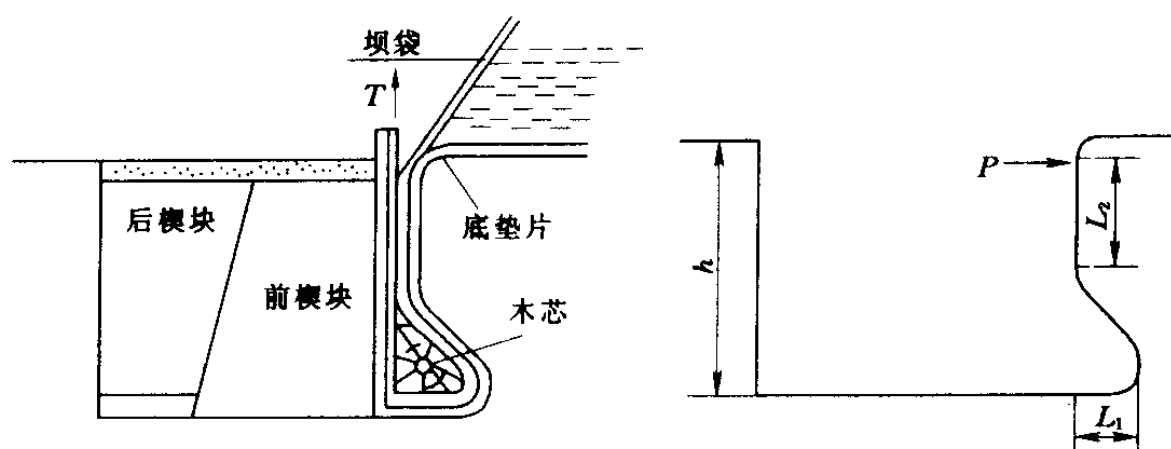


图 8-60 楔块锚固与计算图式

蚀后直径变细，螺母易松，10 年左右锚固失灵，近来多采用后者（图 8-60）。该种形式凹槽（即放木芯处）弯曲应力及槽内壁挤压强度按下式计算：

$$\sigma = \frac{M}{W} < [\sigma] \quad (8-82)$$

$$M = TL_1 \quad (8-83)$$

式中：\$M\$ 为槽壁弯矩，\$N \cdot cm\$；\$L_1\$ 为凹槽深，\$cm\$；\$[\sigma]\$ 为混凝土允许拉应力，\$N/cm^2\$。

锚固槽挤压强度可按下式验算：

$$\sigma = \frac{P}{F} < [\sigma] \quad (8-84)$$

$$P = \frac{K_d T}{f} \quad (8-85)$$

$$F = L_2 \times 1 \quad (8-86)$$

式中：\$P\$ 为由袋壁径向拉力产生的挤压力，\$N\$；\$f\$ 为楔块与混凝土槽壁间的摩擦系数，\$f=0.5\$；\$K_d\$ 为动荷系数，\$K_d=2\$；\$[\sigma]\$ 为混凝土允许压应力，\$N/cm^2\$；\$F\$ 为锚固槽内胶布与槽壁接触的最小面积，\$cm^2\$。

楔块断面宜设计为梯形，在楔块中应适当配置钢筋。前楔块长度可取为 \$50 \sim 60cm\$，后楔块 \$20 \sim 30cm\$。楔块混凝土强度应大于 C30，压轴（木心）采用松木、钢管等。

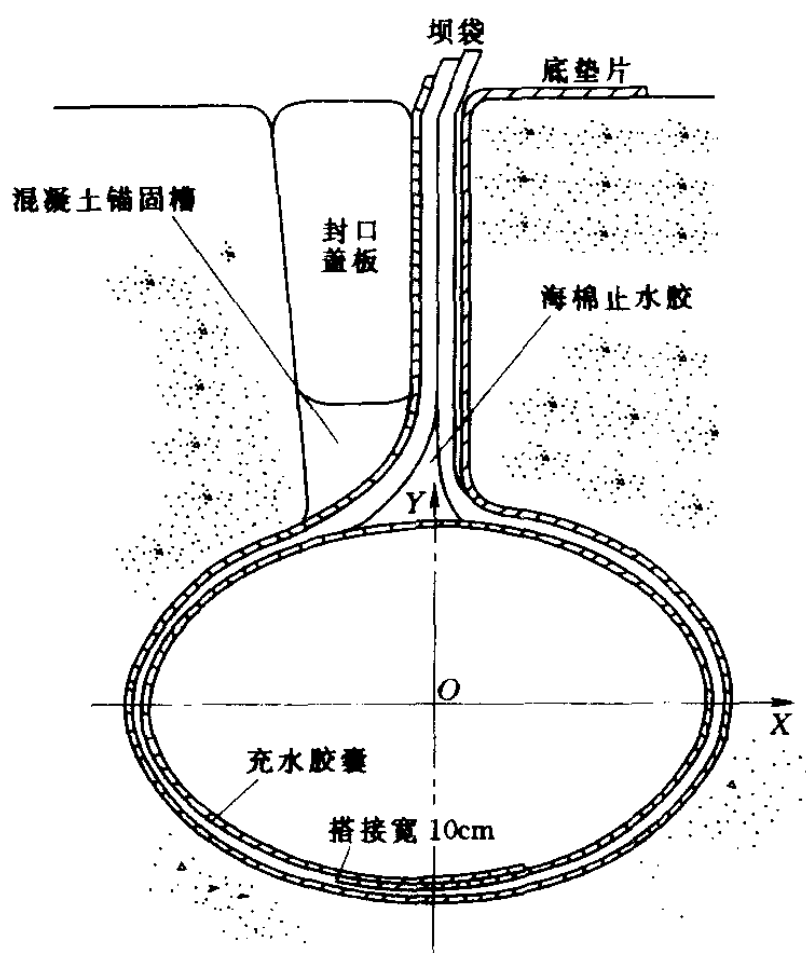


图 8-61 胶囊充水锚固

(3) 胶囊充水锚固。见图 8-61，锚固槽内有一个椭圆截面空腔，将坝袋一端放入其内，进行充胀，然后将楔块（即封口盖板）打入混凝土锚固槽内，将坝袋与垫片挤压在锚固槽壁产生摩阻力，充水胶囊也起锚固作用，这样将坝袋拉住起锚固作用，此种锚固形式安全可靠，止水性能好，拆卸方便。锚固方式一般采用双锚固线锚固。椭圆截面空腔长半轴 b 和短半轴 a 的比值宜为 $b/a=1.22$ ，并且槽口下沿宽度不小于 7cm，上沿宽度不小于 9cm，胶囊粘接缝宽度 10cm。锚固力 T_0 可按下式计算：

$$T_0 = kh_x \quad (8-87)$$

式中： h_x 为胶囊充胀工作内水压力， N/cm^2 ； K 为综合系数，取 $K=1.99$ 。

锚固槽强度可按悬臂梁设计计算：

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq [\sigma] \quad (8-88)$$

$$M = T_0 b \quad (8-89)$$

$$W = \frac{b_0 h^2}{6} \quad (8-90)$$

式中： σ 为混凝土拉应力， N/cm^2 ； M 为弯矩， $\text{N} \cdot \text{cm}$ ； b_0 为截面宽度， cm ； b 为锚固槽椭圆空腔长半轴， cm ； h 为截面高度， cm 。

4. 充排水（气）系统

橡胶坝充排水（气）系统的作用与闸门的启闭机装置的作用相似。一般根据地形和使用要求来考虑它的布置形式。通常有以下三种：

(1) 自流式 [图 8-62 (a)]。适用于河流有较大的落差，可以通过引水渠将水引入集水池，水池的水面略高于橡胶坝的高程，如果引水渠来的水挟带少量泥沙，此时集水池必须做大一些，泥沙沉淀下来后的清水充胀橡胶坝，集水池应留一排沙洞阀，定期排除泥沙。

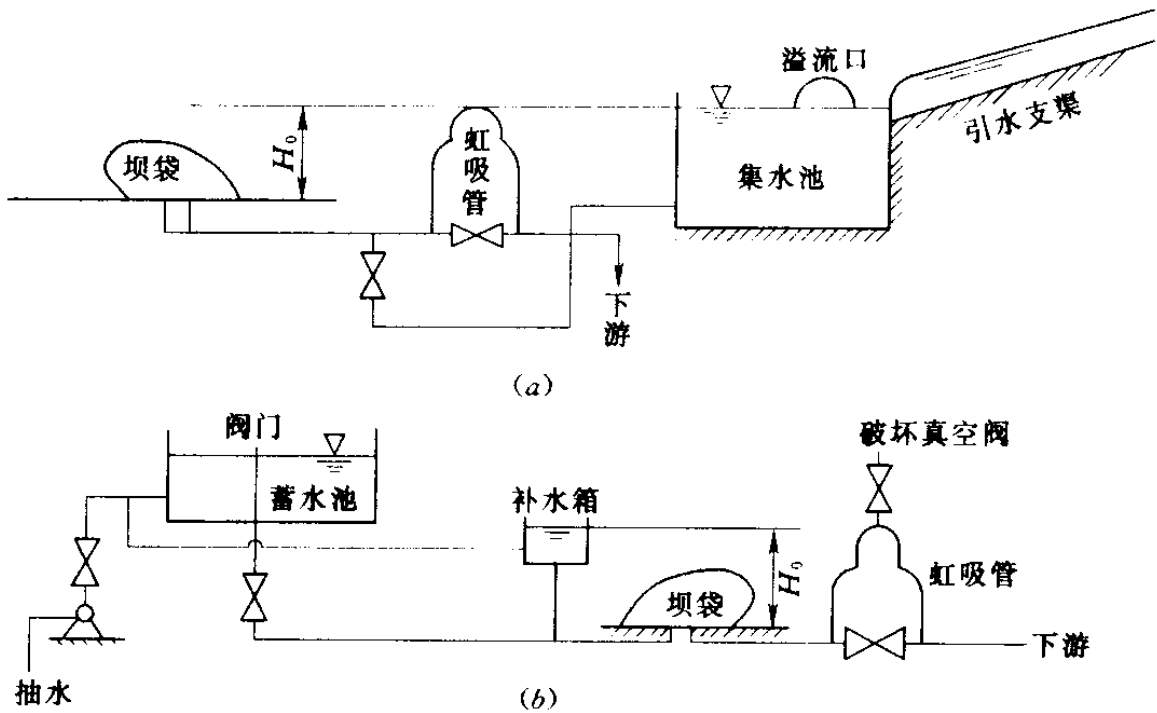


图 8-62 充排水系统

(a) 自流式；(b) 混合式

(2) 加压式，完全利用水泵抽排，直接通过输水管充水或排水。

(3) 混合式 [图 8-62 (b)]。即利用水泵抽河水或库水入蓄水

池，再通过蓄水池自流充坝，或自流排或抽排。坝袋充排的控制设备及安全观测装置均应设在坝头岸边上控制室内，控制室布置应考虑运行管理方便，对于严寒与潮湿地区，应有防冻、防潮措施。

允排水（气）系统一定要保证橡胶坝均匀升降，应根据坝长均匀设置两个以上充排水（气）进出口，防止过坝水流不匀而引起坝袋振动或坝袋超压破坏，水源是多方面的，除上述从河道、水库引水外，还可以引井水。提水设备除水泵外，还有充排水（气）管、控制闸门，以及补漏、测压、排气等安全辅助设备。充排水（气）时间，一般根据水库调度或工程实际要求确定，如果坝袋充胀体积已知，则水泵（气泵）抽水能力及管道断面已知，时间便确定。国内一般用 2~3h。

5. 工程实例——²⁵ 湫河橡胶坝袋设计

湫河坝位于洛阳市区内。坝址处河槽底宽 30m，河底高程 133.5m，渠底高程 135.0m，加大流量灌溉渠水位 137.0m。设计坝高需满足灌溉水位要求，故确定坝高 $H_1 = 137.0 - 133.5 = 3.50$ (m)。

为维持原有河道行洪断面，两岸以 1:2 坡度连接。另外，为弥补两坡脚处坝袋褶皱，将锚固最高点定为 137.20m，即比设计坝高高出 20cm。故坝底长为 30m，坝长为 44.80m。

为了防止河流泥沙和节省坝袋周长，降低坝袋造价，同时坝高超过 2m，故采用双点锚固法。

假设 $H_0/H_1 = 1.30$ 。按式 (8-56) 进行袋壁拉力及周长计算如下：

湫河坝沿河两岸工厂、机关、居民密集，较为重要，应选较大的安全系数，故采用：

$$\frac{H_0}{H_1} = 1.30, \quad H_0 = 4.55\text{m}, \quad k = 3.67$$

$$T = 48 \text{ (kN/m)}$$

按式 (8-56)，式 (8-57) 求袋壁径向有效弧长，见表 8-18。

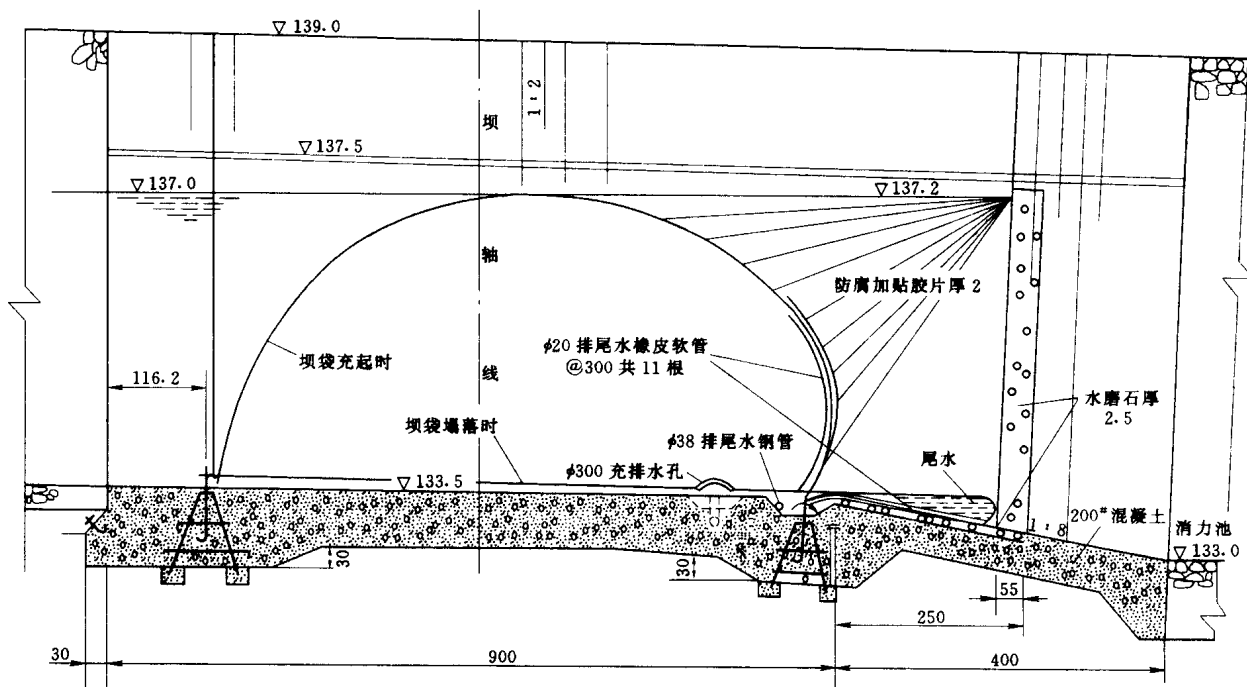


图 8-63 涯河橡胶坝图(长度单位:cm)

表 8-18

袋壁径向有效弧长计算表

H_1 (m)	$\frac{H_0}{H_1}$	H_0 (m)	$T = \frac{1}{2}\gamma (H_0H_1 - \frac{1}{2}H_1^2)$		采用帆布强度 (kN/m)	安全系数 K	袋壁径向全周 K (m)
			(kN/m)	(kN/m)			
3.5	1.30	4.55	48	2401	8820	3.67	18.83
3.5	1.40	4.90	54	2701.9	8820	3.26	17.43
3.5	1.50	5.25	60.1	3001.7	8820	2.94	16.71

$$k = \frac{2 \times 4.55 \times 3.5 - (3.5)^2}{4(4.55 - 3.5)} \sin^{-1} \frac{2 \times 3.5 \sqrt{2 \times (4.55 \times 3.5 - (3.5)^2)}}{2 \times 4.55 \times 3.5 - (3.5)^2}$$

$$= \frac{19.6}{4.2} \sin^{-1} \frac{18.97}{19.6} = 4.67 \sin^{-1} 0.95$$

$$l = \frac{2 \times 4.55 \times 3.5 - (3.5)^2}{2 \times 4.55} \int_0^{\pi/2} \frac{d\varphi}{\sqrt{1 - \frac{2 \times 4.55 \times 3.5 - (3.5)^2}{(4.55)^2} \sin^2 \varphi}}$$

$$= 2.155 \int_0^{\pi/2} \frac{d\varphi}{\sqrt{1 - 0.947 \sin^2 \varphi}} = 2.155P$$

查积分表得 $P = 2.915$ 。

所以： $l = 2.155 \times 2.915 = 6.28$ (m)

有效袋壁径向弧长 $= k + l = 5.83 + 6.28 = 12.13$ (m)

按式 (8-59)，式 (8-60) 求坝袋贴地部分长度：

$$n = \frac{3.5 \sqrt{2[4.55 \times 3.5 - (3.5)^2]}}{2(4.55 - 3.5)}$$

$$= \frac{3.5 \times 2.71}{2.1} = 4.52$$
 (m)
$$x_0 = \frac{(4.55)^2 + (4.55 - 3.5)^2}{2 \times 4.55}$$

$$\int_0^{\pi/2} \times \frac{d\varphi}{\sqrt{1 - \frac{2 \times 4.55 \times 3.5 (3.5)^2}{(4.55)^2} \sin\varphi}}$$

$$- 4.55 \int_0^{\pi/2} \sqrt{1 - \frac{2 \times 4.55 \times 3.5 - (3.5)^2}{(4.55)^2} \sin\varphi} d\varphi$$

$$= 2.40F - 4.55E$$

查积分表得 $F=2.915$; $E=1.06$ 。

所以: $x_0 = 2.4 \times 2.915 - 4.55 \times 1.06 = 7.0 - 4.82 = 2.18$
(m)

坝袋贴地部分长度 $= n + x_0 = 4.52 + 2.18 = 6.70$ (m)

按查曲线图法计算:

公式 (8-57) ~ 式 (8-59) 计算, 以 $\frac{H_0}{H_1} = 1.3$, 求得 $\frac{L}{H_1} = 5.4$;

$$\frac{x_0 + n}{H_1} = 1.90$$

所以全周长: $L = 5.4 \times 3.5 = 18.90$ (m)

贴地部分长: $x_0 + n = 1.90 \times 3.5 = 6.65$ (m)

按图解法计算: 如图 8-64 所示。

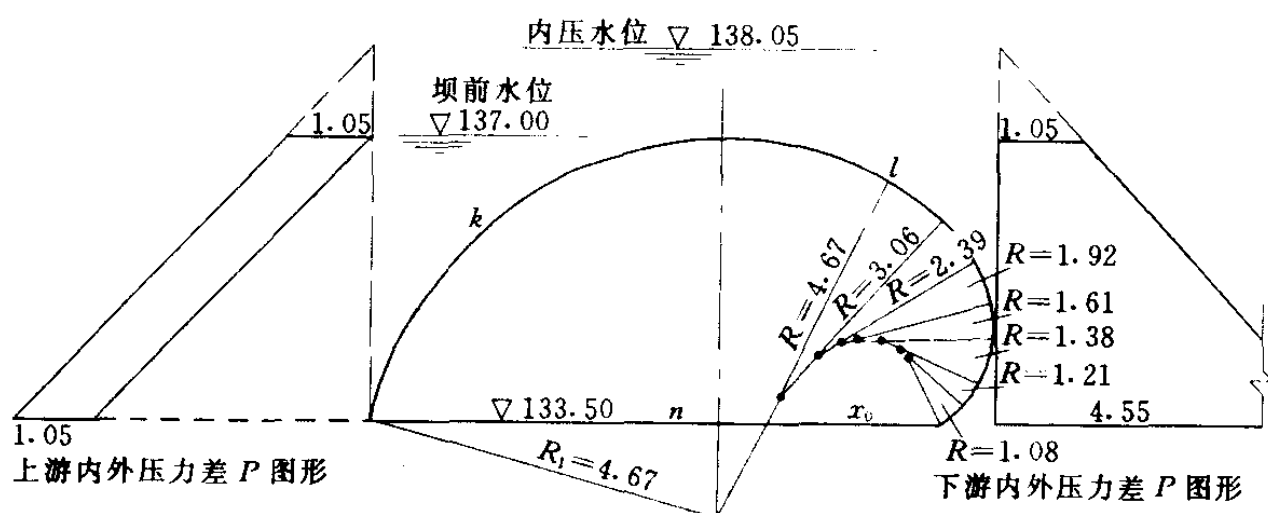


图 8-64 用图解法求袋囊形状图

从袋囊形状图上量得: $k + l = 11.65$ (m)

$$n + x_0 = 7.35$$
 (m)

全周长=11.65+7.35=19.0 (m)

在图上量得

$$\left. \begin{array}{l} k = 5.85(\text{m}) \\ l = 5.80(\text{m}) \end{array} \right\} k + l = 11.65(\text{m})$$

$$\left. \begin{array}{l} n = 4.50(\text{m}) \\ x_0 = 2.85(\text{m}) \end{array} \right\} n + x_0 = 7.35(\text{m})$$

$$L = 19.0$$

$$V_0 = 87.4 \times 0.25 = 21.85 \text{ (m}^2\text{)}$$

坝 高 $H_1=3.5 \text{ m}$

坝内水头 $H_0=4.5 \text{ m}$

袋壁拉力 $T=48.06 \text{ kN/m}$

曲率半径 $R=T/P \text{ (m)}$

内外压差 $P=\gamma \text{ (} H_{\text{内}}-H_{\text{外}} \text{)} =0.8 \text{ (} H_{\text{内}}-H_{\text{外}} \text{)}$

H (m)	上游 P (kN/m ²)	下游 P (kN/m ²)	上游 R (m)	下游 R (m)
3.5	10.30	10.30	4.67	4.67
3.0	10.30	15.20	4.67	3.16
2.5	10.30	20.11	4.67	2.39
2.0	10.30	25.02	4.67	1.92
1.5	10.30	29.92	4.67	1.61
1.0	10.30	34.83	4.67	1.38
0.5	10.30	39.73	4.67	1.21
0	10.30	44.67	4.67	1.08

上述计算以数解法最精确，故应以公式计算结果为准。

按式 (8-63)、式 (8-64)、式 (8-65)、式 (8-66) 4 式求坝袋充胀容积：

$$R_1 = \frac{2 \times 4.55 \times 3.5 - (3.5)^2}{4(4.55 - 3.5)} = \frac{19.6}{4.2} = 4.67 \text{ (m)}$$

$$\alpha = \sin^{-1} \frac{n}{R_1} = \sin^{-1} \frac{4.52}{4.67} = \sin^{-1} 0.968 = 70^{\circ}30' = 1.318 \text{ rad}$$

$$V_1 = \frac{1}{2} [(4.67)^2 - 1.318 - 4.52(4.67 - 3.5)]$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{(4.55)^2 + (4.55 - 3.5)^2}{2} \times \int_0^{\pi/2} \frac{d\varphi}{\sqrt{1 - 0.947\sin^2\varphi}} \\
& - (4.55)^2 \int_0^{\pi/2} \sqrt{1 - 0.947\sin^2\varphi} d\varphi \\
& = 11.73 + 10.9P - 20.7E \\
& = 11.73 + 10.9 \times 2.915 - 20.7 \times 1.06 = 21.63 \text{ (m}^3/\text{m)} \\
V_{\text{坡}} & = \frac{1}{3} \times 3.14 \times \left(\frac{18.83}{2 \times 3.14} \right)^2 \times 7.4 = 70 \text{ (m}^3/\text{m)} \\
\text{则坝袋充胀容积} & = 21.63 \times 30 \times 2 \times 70 = 649 + 140 = 789 \text{ (m}^3\text{)} \\
\text{用查曲线图法计算: 以 } \frac{H_0}{H_1} & = 1.3, \text{ 查得:} \\
\frac{V_0}{H_1^2} & = 1.72
\end{aligned}$$

所以

$$V_0 = 1.72 \times (3.5)^2 = 1.72 \times 10.25 = 21.1 \text{ (m}^3/\text{m)}$$

用图解法计算: 在图 8-63 中, 量得袋囊形状图包围面积为 87.4cm^2 , 则:

$$V_0 = 87.4 \times 0.25 = 21.85 \text{ (m}^3/\text{m)}$$

该工程委托天津市第一帆布厂将原水利部拨给的 260 袋锦纶丝织成帆布, 其规格见表 8-19。

表 8-19 锦 纶 丝 规 格

帆布编号	支墩 (袋/股)		密度 (根/10cm)		幅度 (cm)	强度 (N/5cm)	
	经	纬	经	纬		经	纬
锦 24-2	$\frac{260}{6}$	$\frac{260}{6}$	106	110	91	4900	4900
锦 46-2	$\frac{260}{6}$	$\frac{260}{6}$	106	110	91	4410	2254

计算袋壁拉力:

$$T = \frac{2401\text{N}}{5\text{cm}} = 48 \text{ (kN/m)}$$

要求袋壁强度:

$$KT = 3.67 \times 2401\text{N} = \frac{8820\text{N}}{5\text{cm}} = 176.4 \text{ (kN/m)}$$

故选用帆布二层，其径向强度应大于或等于要求强度，在中段用锦 46—2 布（纬向强度达经向的 50% 以上）；在边段用锦—24—2 布（纬向强度相同）。中段和边段的分界线在坡脚以内 5m 处。

外胶层厚 1.7mm；夹胶层厚 0.4mm；内胶层厚 0.7mm。帆布每层厚为 0.85mm，故袋壁总厚度为 4.5mm。

接宽度由厂方根据接缝处剪切强度大于或等于袋壁纬向强厚的原则试验确定。此坝 1976 年兴建，由于当时工程实践经验少，故在设计上存在明显问题：安全系数 $K < 4$ ，耐久性差，现在规范要求： $k > 6$ 。在构造上也存在问题，坝袋两端不宜采用锚固方案，应采用直立式岸墙，枕式堵头坝袋，锚固方式不必采用螺栓压板锚固，可采钢筋混凝土楔块挤压锚固，这样该坝寿命可显著增长。如果 $k = 6$ ，那么袋壁总厚度为 7.4mm，即大于 7mm，则符合《橡胶坝技术规范》要求。

第三节 船 闸^[40,54]

船闸不仅是河流上水利枢纽中常用的一种过船建筑物，而且在通航运河和灌溉干渠上也常需修建船闸用来克服由于地形所产生的落差。船闸是利用闸室中水位的升降将船舶浮运过坝的，通船能力大，安全可靠，应用最广。我国南北大运河和其他江河上的低水头水利枢纽都建造了很多的船闸，为发展水运事业起了很大的作用。到目前为止，我国已兴建 800 多座船闸。

一、船闸的组成和运行方式

船闸由闸室、上下游闸首、上下游引航道等三部分组成，见图 8-65。闸室是由上下游闸首内的闸门与两侧闸墙构成一个长方体空间，供过闸船只临时停泊。当船闸充水或泄水时，闸室内水位就自动升降，船舶在闸室中亦随水位而升降，为了闸室充泄时

船舶能稳定和安全停泊，在两侧闸墙上常设有系船柱和系船环等辅助设备。闸首是分隔闸室与上、下游引航道并控制水流的建筑物，位于上游的称上闸首，位于下游的称下闸首。在闸首内设有工作闸门、输水系统、启闭机械等设备。上下游引航道是闸首与河道之间的一段航道，用以保证船舶安全进出闸室交错和停靠。引航道内设有导航建筑物和靠船建筑物，前者与闸首相连接，其作用是引导船舶顺利地进出闸室；后者与导航建筑物相连接，供等待过闸船舶停靠使用。

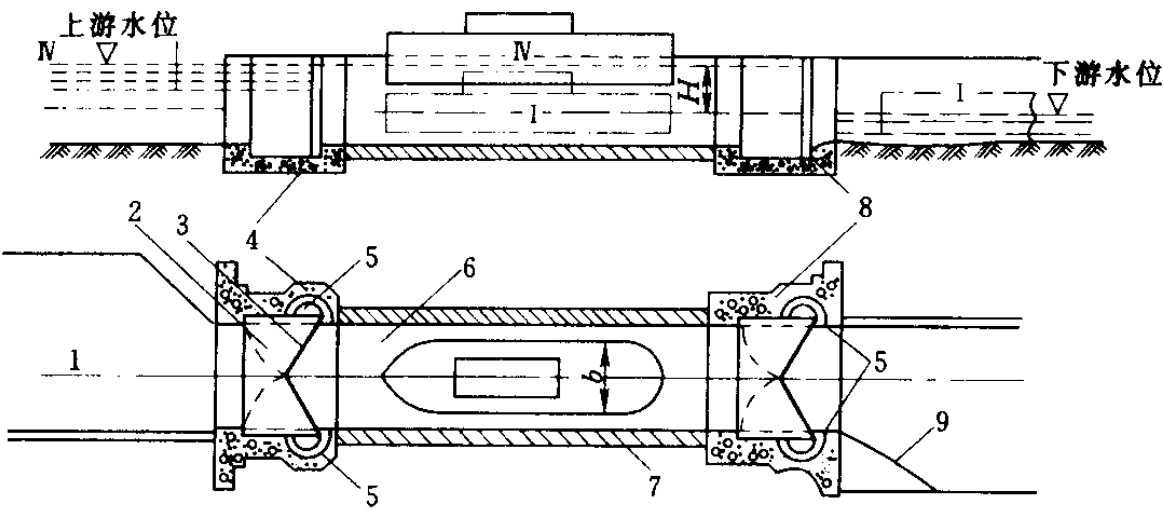


图 8-65 单级船闸简图

1、IV—闸室内船位置；1—上游引航道；2—壁龛部分；3—闸门；
4—上闸首；5—输水系统；6—闸室；7—闸墙；8—下闸首；9—下游引航道

船闸的运行方式，即船舶过闸的过程如图 8-66 所示。假定开始时闸室内水位与下游水位齐平，上闸门及上游输水阀门是关闭的，船舶需从下游上行过闸时，先打开下闸门，船舶驶入闸室；关闭下闸门及下游输水阀门，打开上游输水阀门并向闸室灌水，待闸室内水位与上游水位齐平后，开启上闸门，船舶即驶出闸室而

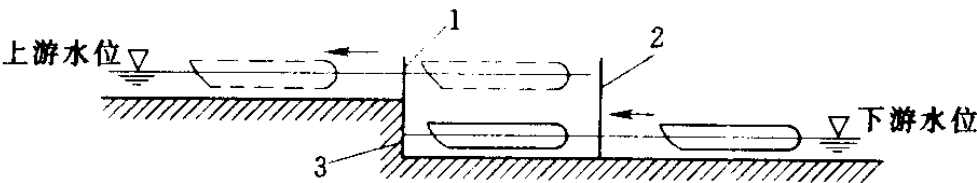


图 8-66 船舶过闸示意图

1—上闸门；2—下闸门；3—帷墙

进入上游引航道。这样就完成了一次船舶从下游到上游的单向过闸程序。当船舶从上游驶向下游时，其过闸程序与此相反。

二、船闸的布置原则

船闸的平面布置直接关系到船闸能否安全畅通及运行管理的方便，因此，应予以充分重视。影响船闸布置的因素很多，如地形地质、水文泥沙、航道状况、取水工程的总体布置及运行条件等。下面简要介绍船闸平面布置应遵循的原则和具体要求。

(1) 通航期内要保证船舶在上下游停泊及进出闸的安全和方便，为此，布置中需考虑下述要求：①船闸轴线与河道基本平行，引航道应与河道平顺连接，其夹角严格限制在 25° 以内。一般情况下，引航道口门区水面纵向流速不超过 $1.5 \sim 2.0 \text{ m/s}$ ，横向流速不超过 $0.25 \sim 0.3 \text{ m/s}$ 。②船闸与上下游引航道布置在一条直线上，以保证船队（舶）严格按直线进出闸室；具有弯曲的引航道，其最小曲率半径不得小于 $(3 \sim 5) L_c$ 。③船闸宜临岸布置，与取水工程中泄水建筑物及冲沙闸间应设足够长的分水导墙（堤）；船闸不应布置在溢流坝冲沙闸及电站、进水闸等两个过水建筑物间，以避免泄水对通航条件的不利影响。④引航道出口应布置在河床比较稳定、流态较好的位置，以避免风浪、河床冲淤、回流等不利影响。

(2) 船闸位置选择应充分利用有利的地形地质条件，并结合建筑材料来源及施工场地等因素确定，以降低工程造价。

(3) 船闸所在的取水工程进行布置时，除满足航运近期要求外，还应考虑远期发展的需要，必要时，可预留二期船闸的位置。

三、船闸的类型

(一) 按船闸纵轴上闸室级数分类

1. 单级船闸

船闸轴线上仅有一级闸室的船闸称单线船闸（图 8-65）。船舶能一次克服全部水位落差，一般适用于水头小于 20 m 的情况。单线船闸具有过闸时间短、船闸通过能力大、管理方便等优点，在国内外得到广泛应用。我国已建成的船闸中，绝大多数为单级船

闸，江西万安船闸，最高水头达 32.6m；国外俄罗斯石山嘴单线船闸最高水头为 42m，是目前世界上水头最高的单线船闸。

2. 多级船闸

船闸轴线上有两级以上闸室的船闸称多级船闸（图 8-67）。当水头较高（大于 20m）或地形、地质等技术经济条件需要限制单线船闸水头时，可将水头分为若干级而采用多级船闸，如长江三峡大坝上游正常水位 175.0m，坝下游相应水位 62.0m，上、下游落差 113m 的高坝，就采用双线连续 5 级船闸，闸室有效尺寸为 280m×34m×5m（长×宽×吃水深），可通过万吨级船队，是世界上总水头最高的船闸。

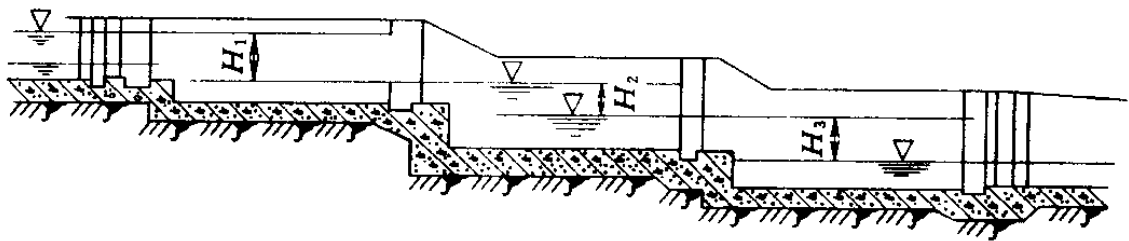


图 8-67 多级船闸

（二）按并列的闸室数分类

1. 单线船闸

水利枢纽或通航水道中，仅有一条通航线路的船闸称单线船闸。单线船闸是工程中使用最普遍的一种船闸。

2. 多线船闸

水利枢纽中建有并列的两条或两条以上通航线路的船闸称多线船闸。多线船闸适用于货运量大，单线船闸通过能力不能满足要求的情况。

（三）船闸类型的选择

船闸类型的选择，主要根据水头、运输量和地形地质条件，并结合具体情况进行技术经济比较确定。除上面介绍的几种基本形式外，在一些特定条件下，也有一些不同的布置形式，简单介绍如下。

1. 具有中间闸首的单线船闸

设置中间闸首将闸室分成两部分（图 8-68），当通过较小船只

时，仅使用前闸室或后闸室，以节省过闸耗水量及缩短过闸时间；当通过船队时，则开启中间闸门，前后闸室作为一个闸室使用。这种船闸适用于过闸船队种类多、尺度差别较大的情况。

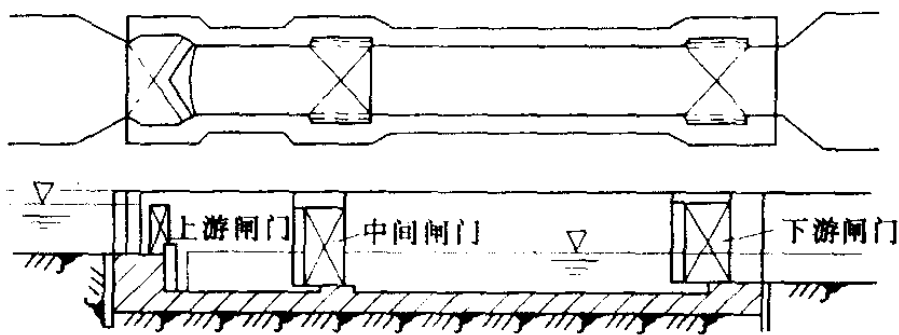


图 8-68 具有中间闸首的船闸

2. 广室（厢）船闸

闸室宽度大于闸首口门宽度的船闸称广室船闸，闸室可布置成对称式 [图 8-69 (a)]、反对称式 [图 8-69 (b)]、锁式 [8-69 (c)] 等。由于闸首口门尺寸小，可降低造价，但船舶进出闸室需作横向移动，使操作复杂化并增加过闸时间，一般只用于Ⅳ级以下的航道。

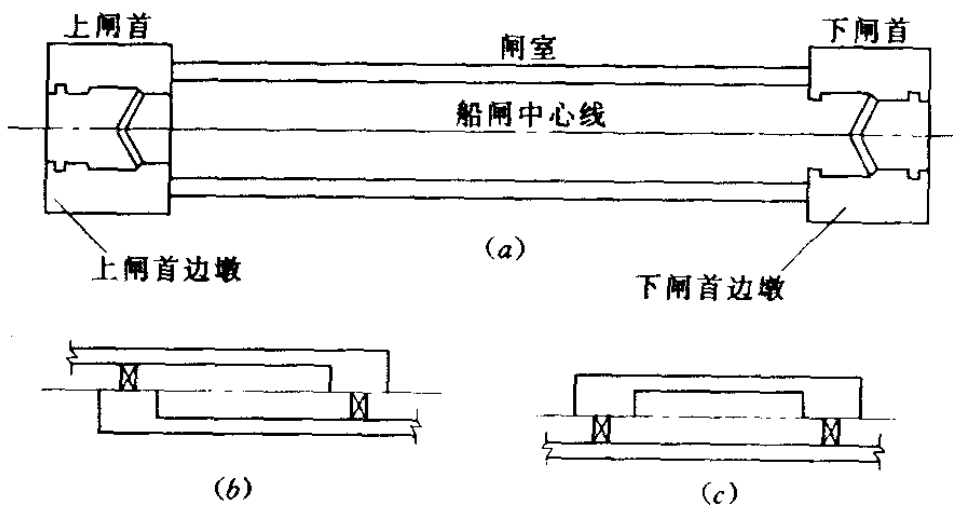


图 8-69 广室船闸示意图

(a) 对称式；(b) 反对称式；(c) 锁式

3. 井式船闸

下闸首工作闸门上部设胸墙，其下留有过闸船舶需要的通航净空的船闸称井式船闸（图 8-70）。井式船闸适用于水头较高、地质条件较好的情况。这种布置可减小下游闸门的高度及工程量。目

前国外单线井式船闸的最大水头已达 42m，即俄罗斯石山嘴单级船闸。

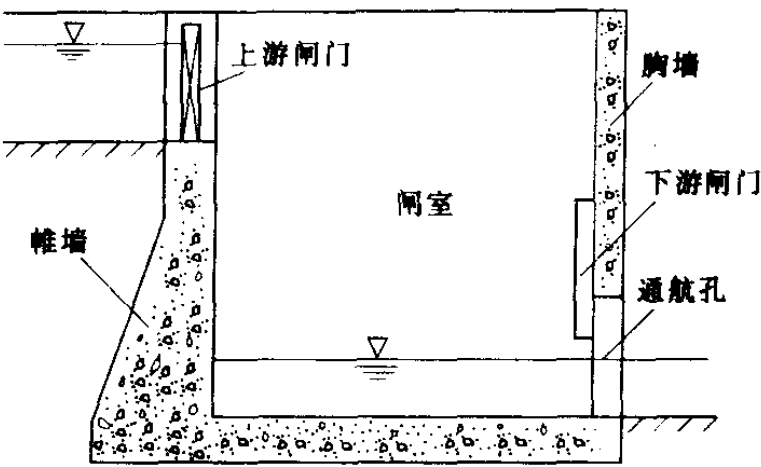


图 8-70 井式船闸

4. 省水船闸

为节省过闸耗水量，在闸室一侧或两侧设置多层贮水池的船闸称省水船闸（图 8-71）。闸室泄水时，部分水体自流进入贮水池；充水时由贮水池流回闸室，以减少过闸耗水量。

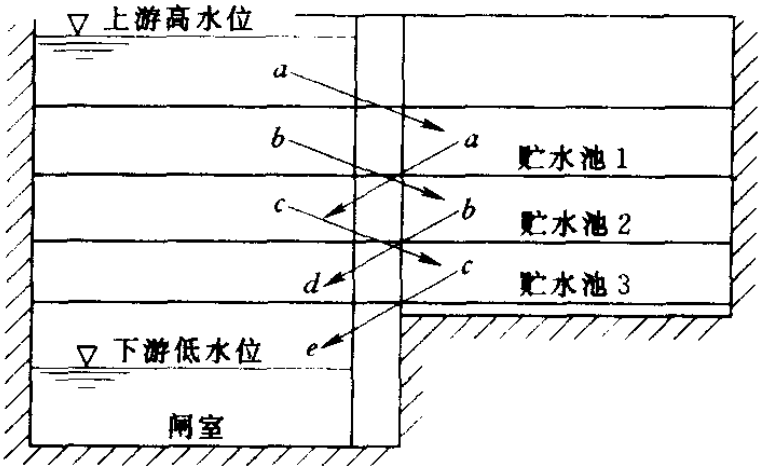


图 8-71 省水船闸示意图

5. 上下闸首错开的船闸

有利通航小吨位的木船，船只进出方便。闸室以短而宽为经济，纵向不长，但宽度可以并列 3~4 行船为佳，这样闸室容量大，闸室墙的总长较短。

四、船闸基本尺度及高程的确定

船闸的基本尺度与高程是反映船闸规模的主要指标，其大小

的确定与船闸的级别及设计水平年紧密相关，是船闸设计中的一项主要内容。

在我国，船闸的级别是根据其设计最大船舶吨级划分为七级。我国船闸标准尺度见表 8-20。设计水平年是指从船闸建成投入运营至船闸通过能力达饱和的年限，主要按船闸的级别确定，对 I ~ IV 级船闸一般采用建成后 15~25 年；V ~ VII 级船部取建成后 10~20 年。

表 8-20 我国船闸标准尺度

等级	驳船吨级 (t)	船队尺度(m) (长×宽×吃水)	船闸有效尺度(m)		
			长	宽	门槛水深
一	3000	267×32.4×3.5 192×32.4×3.5	280	34	5.5
二	2000	245×32.4×3.4 180×14×2.6	280 195	34 16	5.5 4.0
三	1000	238×21.6×2.0 167×21.6×2.0 160×10.8×2.0	260 180 180	23 23 12	3.0~3.5 3.0~3.5 3.0~3.5
四	500	160×21.6×1.6 112×21.6×1.6 109×10.8×1.6	180 120 120	23 23 12	2.5~2.0 2.5~2.0 2.5~2.0
五	300	125×18.4×1.3 89×18.4×1.3 87×9.2×1.3	140 100 100	23 23 12	2.0~2.5 2.0~2.5 2.5~3.0 2.0~2.5
六	100	顶推 361×5.5×2.0 拖带 154×14.6×1.0 非机动 65×6.5×1.0 木船 74×6.4(7.5)×1.0	190 160 80 80	12 16 8 8	2.5~3.0 1.5 1.5 1.5
七	50	273×4.8×1.75 200×5.4×0.8 60×6.5×0.7	140 110 70	12 12 8	2.5 1.2 1.2

(一) 船闸基本尺度确定

船闸的基本尺度是指船闸正常通航期内, 为满足过闸船队安全停泊和通过闸室所需的尺度, 包括闸室有效长度、有效宽度及门槛上的水深, 应根据设计船型、船队、船闸在设计水平年内的客、货运量及过船量的需要确定。

1. 闸室有效长度 L_x

指闸室内供过闸船只安全停泊的长度, 通常为从下闸首门龛或防撞装置的上游边缘到上闸首门龛或帷墙下游边缘 (首部输水时为镇静段末端) 的长度 (图 8-72)。可由下式确定:

$$L_x = l_c + l_f \quad (8-91)$$

式中: L_x 为闸室有效长度, m; l_c 为船队计算长度, m, 当每次仅有一个船队时, 为设计最大船队长, 当数个船队纵向排列同时过闸时, 则为各设计船队长度之和加船队间的停泊间隔长度; l_f 为富裕长度, m, 取值标准如下: 对顶推船队 $l_f \geq 2 + 0.06l_c$, 对拖带船队 $l_f \geq 2 + 0.03l_c$, 对非机动船 $l_f \geq 2$ 。

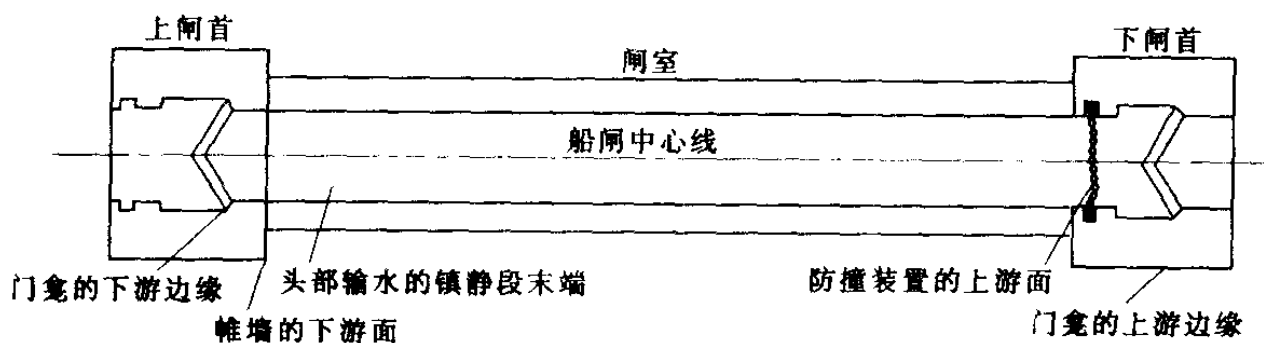


图 8-72 船闸有效尺度示意图

2. 闸室有效宽度 B_x

为闸室内两侧墙面最突出部分间的最小距离, 可按下式确定:

$$B_x = \sum b_c + b_f \quad (8-92)$$

式中: B_x 为闸室有效宽度, m; $\sum b_c$ 为闸室内并列停泊船队 (船) 的最大总宽度, m, 当仅有一个船队 (船) 过闸时, 则为设计最大船队 (船) 的宽度 b_c ; b_f 为富裕宽度, m, 当 $b_c \leq 10\text{m}$ 时, $b_f \geq 1.0$; 当 $b_c > 10\text{m}$ 时, $b_f \geq 0.5 + 0.04 \sum b_c$ 。

3. 船闸门槛水深 H_k

为设计最低通航水位到槛最高点的深度，应满足下式要求：

$$H_k \geq 1.5T \tag{8-93}$$

式中： H_k 为门槛水深，m； T 为设计最大船队（船）的满载吃水深度，m。

按上式确定的槛上水深应留有较大的富裕度，主要为了加大过水断面，减小船舶入闸阻力，便于船舶安全进入闸室。此外，当由于某些原因使通航水位降低时，可避免出现槛上水深不足的情况。

(二) 船闸的设计通航水位

船闸的设计通航水位系指船闸上、下游的最高、最低通航水位，是船闸设计的重要依据，一般根据航道及船闸级别、航道条件、水文特征、地形条件等确定。水利枢纽中船闸设计水位的确定还应考虑其他用水部门的要求。

1. 上游设计最高通航水位

是指船闸正常运行的上游最高水位。按表 8-21 给定的洪水频率选择设计流量，并综合考虑航道条件、河床淤积、回水影响等因素后确定，但在任何情况下，其值不应低于所在枢纽的正常蓄水位。

表 8-21 洪 水 频 率 表

船闸级别	I ~ II	III ~ IV	V ~ VI
洪水频率 (%)	1~5	5~10	10~20

2. 上游设计最低通航水位

是指保证船闸正常运行的上游最低水位，根据船闸级别按表 8-22 给定的保证率确定，但不应高于所在枢纽的死水位或最低运行水位。

3. 下游设计最高、最低通航水位

表 8-22

设计最低通航水位保证率

船闸级别	I ~ II	III ~ IV	V ~ VI
保证率 (%)	$\geq 99 \sim 98$	98 ~ 95	95 ~ 90

下游设计最高通航水位一般可采用与上游设计最高通航洪水频率的最大下泄量相应的下游水位；而下游设计最低通航水位仍按表 8-22 的标准确定。在确定这两种水位时，需同时考虑枢纽中其他用水部门对水位的要求、河床冲淤变化及河道整治引起的水位变化等因素的影响。

(三) 船闸高程的确定

正确确定船闸各部分的高程，直接关系到船闸运转操作的安全性及工程的经济性。船闸高程包括各组成部分的顶高程和底高程，主要根据设计水位、船闸级别、门槛水深等确定。

1. 船闸的顶部高程

(1) 闸门高程。上闸首闸门顶高由上游最高水位+超高，I ~ IV 级船闸超高值不小于 0.5m；V ~ VI 级船闸的超高值不小于 0.3m。还需加浪高或水面涌高值。下闸首闸门顶高程=上游最高水位+船闸级别超高值。

(2) 闸首边墩顶高程。根据闸门顶高程及结构布置情况，应不低于闸室墙顶高和其他挡水建筑物高。

(3) 闸室墙高程。由上游最高水位+设计船队（舶）最大高载干舷高度。

(4) 上、下游导航墙和靠船建筑物的顶高程。分别由上、下游最高通航水位+设计船队的驳船空载最大干舷高度。

(5) 公路桥顶高程。应使桥底面与最高通航水位+空载时船队（舶）的顶高+（0.3~0.5m）超高，桥梁宜跨过下闸首。

2. 船闸的底部高程

主要包括闸首门槛顶、闸室及引航道底部高程。

(1) 上、下闸首门槛顶高程分别等于上下游设计最低通航水

位减去门槛水深。

(2) 闸室底部高程不应高于下闸首的门槛顶部高程。

(3) 上、下游引航道底部高程分别等于上、下游设计最低通航水位减去引航道最小水深。

对于多级船闸，可将上游最高水位与下游最高水位两点拉一条斜线，使得各级船闸的水头，上、下游最低水位拉一斜线，使得各级船闸的最小水头，闸首边墩、闸室墙、闸门、上下游导航墙顶高程等与上述单线船闸同。

五、船闸的引航道

(一) 引航道的长度和宽度

1. 引航道长度

引航道的直线段应平行于船闸轴线，其长度由下述三段组成[图 8-71 (c)、(d)]:

(1) 导航段长度 L_1 :

$$L_1 \geq L_c \quad (8-94)$$

式中: L_c 为对顶推船队全船队长; 对拖带船队或单船, 为其中的最大船长。

(2) 调顺段长度 L_2 :

$$L_2 \geq (1.5 \sim 2.0)L_c \quad (8-95)$$

或
$$L_2 = \sqrt{L_c^2 + C(4R - C)} \quad (8-96)$$

式中: R 为船队(船)曲线行驶时, 航线的弯曲半径, 一般取 $R = 3L_c$; L_c 同式 (8-94); C 为出闸船队(船)航线中心与靠进闸船队(船)中心线的位置距。

(3) 停泊段长度 L_3 :

$$L_3 \geq L_c \quad (8-97)$$

式中: L_c' 为对顶推船队全船队长, 对单船为最大船长。

当引航道内停泊的船队(船)数不止一个时, 则按需要加长。

引航道直线段的总长度:

$$L = L_1 + L_2 + L_3 \quad (8-98)$$

对通航多种船队的船闸， L 应根据各种情况分别计算，并取其大值。

对于山区Ⅲ级及以下船闸，因地形限制等原因，不能满足直线段长度要求时，通过技术论证，可适当布置，满足航运要求，并由交通运输主管部门同意。

当引航道直线段宽度与航道宽度不一致时，两者之间可用渐变的过渡段连接，其边墙按 $1:15 \sim 1:20$ 的直线变化，其长度 L_4 应不小于 $10\Delta B$ (ΔB 为引航道直线段宽度与航道宽度之差)。此外，从引航道口门到停泊段前沿的长度，应能满足船队（船）制动的需要，其长度 L_4' 应根据口门区流速大小，设计最大船队的长度和性能确定，并可与过渡段重合使用。

2. 引航道宽度

引航道的宽度应满足设计最大船队（船）有航行偏差时所需要的宽度。对于单线船闸引航道的宽度 [图 8-73 (c)、(d)] 可按下列式计算：

$$B_0 \geq b_c + b_{c1} + b_{c2} + 2\Delta b \quad (8-99)$$

式中： B_0 为设计最低通航水位时，设计最大船队（船）满载吃水船底处的引航道宽度，m； b_c 为设计最大船队（船）的宽度，m； b_{c1} 为一侧等候过闸船队（船）的总宽，m； b_{c2} 为另一侧等候过闸船队（船）的总宽，m； Δb 为富裕宽度。船队（船）之间的富裕宽度，可取 $\Delta b = b_c$ ；船队（船）与岸之间的富裕宽度，可取 $\Delta b = 0.5b_c$ 。

如引航道内只有一侧停靠等候过闸的船队（船）时，即 $b_{c2} = 0$ ，则：

$$B_0 = b_c + b_{c1} + 2\Delta b \quad (8-100)$$

式中： $2\Delta b = 1.5b_c$ 。

引航道在平面上的布置有对称式和非对称式两类。前者引航道轴线与闸室轴线相重合 [图 8-73 (b)]，单向过闸时，船队都沿着引航道轴线行驶；当双向过闸时，为船舶交错避让，船舶进出闸都必须沿曲线行驶，过闸时间加长，对提高船闸通航能力不利，多用于小型船闸。后者引航道轴线与闸室轴线不重合 [图 8-73

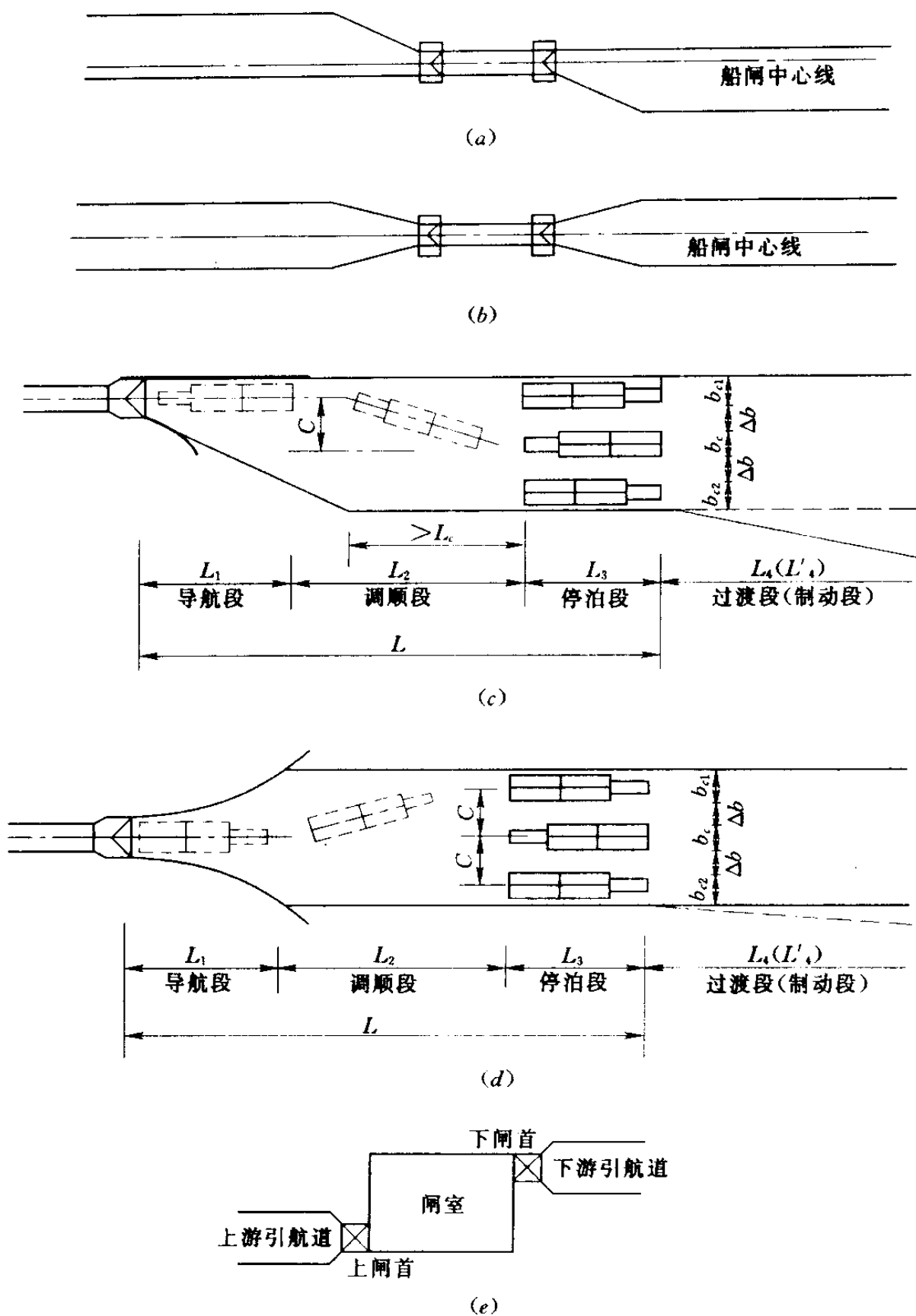


图 8-73 引航道平面图

(a)], 多采用引航道向不同岸侧扩大的布置形式, 双向过闸时, 船舶沿直线进闸而曲线出闸, 可提高船舶进闸速度, 从而提高船闸的通航能力。

(二) 引航道上建筑物

1. 导航建筑物

导航建筑物位于引航道内与闸首相联连, 引导船队(船)进出闸, 亦称导航墙。保护船队(船)不碰闸首边墩, 引导受侧向风力和横向水流作用的船队(船)不偏离航线安全进闸, 其前进方向右侧称主导航建筑物, 进闸靠右航行, 另一侧称辅导建筑物, 平面上弧形布置。在对称式引航道中, 导航建筑物平面上对称弧形布置 [图 8-73 (c)、(d)]。

2. 靠船建筑物

供船舶进闸前停靠的建筑物, 其长度一般等于设计船队的总长, 一般在船队航行右侧布置, 靠船建筑物一般采用重力式结构, 对于大中型船闸的靠船建筑物, 常采用非连续的墩式结构, 彼此间用粗铁链连接, 以节省工程量。靠船建筑物的前沿应做成铅直平面, 以利船舶停靠及系泊安全。

六、船闸的通过能力和耗水量

(一) 船闸的通过能力

船闸通过能力系指每年过闸的船舶总数或货物总吨数。由于过闸的船舶包括货船、客船、工程船、服务船以及其他类的船舶, 而在货船中又有满载船、非满载船和空船的区别; 过船能力相同的船闸, 通过货物的数量并不完全相同。因此, 在一般情况下, 船闸的通过能力是指每年内可能自两个方向(上、下行)通过船闸的货物总吨数。

船闸的通过能力取决于船舶过闸时间, 而过闸时间又与船闸的运行方式有关。当船舶过闸时连续向一个方向进行(从上游到下游或从下游到上游)者称为单向过闸; 如船舶上行和下行两个方向依次轮换交错过闸, 则称为双向过闸。

单向过闸一次所需的时间 T_1 可按下式计算:

$$T_1 = 4t_1 + t_2 + 2t_3 + t_4 \quad (8-101)$$

式中: t_1 为闸门启闭时间, 设上、下闸首闸门的开启与关闭所用时间均相同; t_2 为船舶(队)进闸时间; t_3 为闸室灌、泄水时间, 设

灌水时间与泄水时间相同； t_4 为船舶（队）出闸时间。经济安全合理的灌泄水时间为 $8 \sim 12\text{min}$ ，中小型船闸 $t_3 = 5\text{min}$ ，大型船闸 15min 。

双向过闸所用时间 T_2 只需在单向过闸时间内增加一次船舶进闸和出闸时间即可。但由于双向过闸的船队停靠等候过闸的地点离闸首较远，而且在引航道中要避让反向船舶（队），行驶速度要降低。因此双向过闸的船队进出闸时间比单向过闸的船队进出闸时间要长些，故应以 t'_2 和 t'_4 代替式 (8-101) 中的 t_2 和 t_4 ，即：

$$T_2 = 4t_1 + 2t'_2 + 2t_3 + 2t'_4 \quad (8-102)$$

式中： t'_2 为双向过闸时船舶（队）进闸时间； t'_4 为双向过闸时船舶（队）出闸时间。

双向过闸在 T_2 时间内完成了两个船队交错过闸任务，因此每一船队占用时间为 $T_2/2$ 。

在实际运行中，船队单向过闸与双向过闸两种情况都会遇到。因此常采用平均过闸时间 T 来计算船闸的通过能力。即：

$$T = \frac{1}{2} \left(T_1 + \frac{T_2}{2} \right) \quad (8-103)$$

根据江苏部分中型船闸的统计，在一般情况下，平均过闸一次约为 60min 。

若以 T (min) 表示一次过闸的时间，则一昼夜的理论过闸次数为：

$$n = \frac{24 \times 60}{T} \quad (8-104)$$

如果每次过闸的货船数为 m ，平均每只货船的载重量为 G 吨，每年通航天数为 N ，则船闸全年的理论通过能力为：

$$P = nNmG \text{ (t)} \quad (8-105)$$

船闸的实际通过能力总是小于理论通过能力。这是因为：①过闸船舶除货船外，还有其他非载货船舶，所以必须从每天过闸次数 n 中减去非载货船舶过闸次数 n_0 ；②船舶的载重量由于受营运过程中各种因素的影响，也不能完全满载利用，要引入载重量

利用系数 α ，一般为 $0.7 \sim 0.8$ ；③考虑到一年内由于季节性的影响，造成每月货运量的不平衡，需要引入不平衡系数 β ，此值等于最大月货运量与平均月货运量之比，通常取 $1.25 \sim 1.75$ ；④船闸在使用过程中由于检修、养护或气候等原因要停止工作，因此船闸一昼夜的平均工作小时数 τ 小于 24h 。考虑上述各种因素后，船闸的实际通过能力为：

$$P = (n - n_0) \frac{NmGa}{\beta} \cdot \frac{\tau}{24} \quad (\text{t}) \quad (8-106)$$

由式 (8-105) 可见，要提高船闸的通过能力，必须从设计、管理上加速船舶过闸，缩短每 1 次过闸时间 T ，增加每昼夜过闸次数 n ；力求减小货物运输的不平衡系数 β 和增大船舶载重量利用系数 α ；尽量利用闸室的有效面积，做到满室过闸，使货船数 m 达到设计最大值；同时还要充分发挥船闸设备的使用能力，尽量延长每年的通航天数 N 。

(二) 船闸的耗水量

船队过闸时，为了升降闸室水位，都需要从上游向闸室内灌水，然后由闸室向下游泄水，因此每次过闸从上游泄放的水量称为船闸的耗水量。它对水库的发电效益和灌溉用水产生一定的影响，这是船闸设计的一项重要技术经济指标。

船闸的耗水量取决于设计水头、闸室的尺寸和船舶过闸方式等因素。对于闸室为矩形断面的单线船闸，一次单向过闸的耗水量可近似按下式计算：

$$V = KL_K B_K H \quad (8-107)$$

式中： V 为一次过闸的耗水量， m^3 ； L_K 为闸室有效长度； B_K 为闸室有效宽度； H 为单级船闸的设计水头； K 为耗水量系数，一般取 $K = 1.15 \sim 1.20$ 。

对于单级双向过闸每一循环所有消耗的水量仍为 V ，则每次过闸的耗水量为 $\frac{1}{2}V$ 。假定单向过闸与双向过闸次数相等，则每一昼夜的耗水量为 $n \cdot (V + \frac{1}{2}V) / 2 = 0.75nV$ (n 为一昼夜船舶过闸

次数)。考虑到在不过船时间内尚有闸门的漏水量，因此船闸的平均耗水流量 Q 为：

$$Q = \frac{0.75nV}{86400} + q_0 \tag{8-108}$$

$$q_0 = C \cdot \sum L \tag{8-109}$$

式中： q_0 为闸门漏水流量， m^3/s ； C 为闸门每米止水的漏水流量，一般取 $C=0.0015\sim0.003\text{m}^3/\text{s}$ ； $\sum L$ 为闸门和阀门的止水总长度， m 。

七、船闸的结构布置、选型及尺寸的确定

(一) 闸室

1. 闸室结构形式及构造

闸室是由两侧闸墙和底板组成。闸墙主要承受水压力和墙后土压力。由于闸室内水位是经常变化的，闸墙前后有水位差，因此闸室除必须满足稳定和强度要求外，还要满足防渗要求。

闸室按横断面形状可分为斜坡式和直立式两种类型。前者是由两侧岸坡和水平闸底加以砌石保护而成(图 8-74)，优点是结构简单、施工容易、造价便宜，适用于农村灌溉渠道上使用；但灌泄水体积大，时间长，耗水量多，且闸室水位迅速升降易引起岸坡坍塌，仅用于较小的低水头

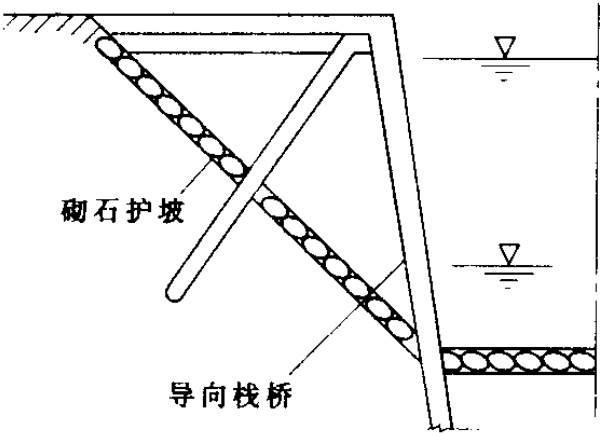


图 8-74 斜坡式闸室

船闸上。后者两侧闸墙为直立或基本直立，避免了斜坡式的缺点，使用最广，但造价一般较高（图 8-75）。

直立式闸室按闸墙与底板的连接方式可分为整体式和分离式两种。前者闸室的闸墙与底板为整体刚性连接，有坞式和悬臂式两种结构形式（图 8-75），适用于地基条件较差和水头较大的情况；后者闸墙与底板分开，闸墙成为独立的挡土结构，适用于地基条件较好的情况。分离式的闸室墙结构形式很多，见图 8-76 所

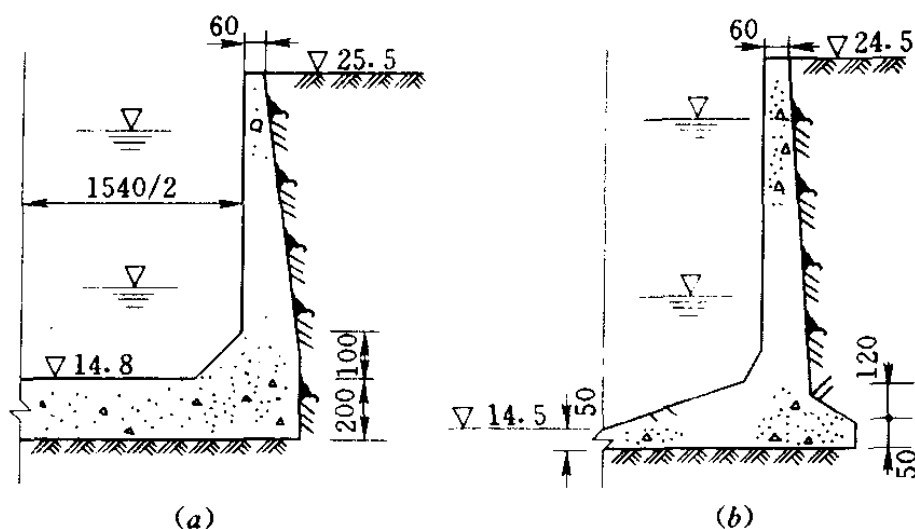


图 8-75 直立式闸室

(a) 坞式; (b) 悬臂式

示。常用的有重力式 (图 a)、扶壁式 (图 e)、拉条板墙式 (图 g)、衬砌式 (图 b) (图 c) 等。

闸室结构形式的选择主要取决于地基性质和水头大小。输水系统的布置也会影响闸室结构布置。对于岩石地基, 常采用分离式的闸室, 其闸墙的结构形式可根据岩石的坚固程度、岩层顶面与闸底板的相对高程确定。当岩层顶面高程接近于闸底高程时, 一般采用重力式; 当岩面高于闸底, 岩层坚实完整时, 只在开挖的直立岸面上喷浆或喷锚支护即可, 否则可做成衬砌墙式 [图 8-76 (b)、(c)] 或混合式 [图 8-76 (d)]。对于非岩石地基, 当水头较小 $H \leq 6 \sim 8\text{m}$, 地基土质坚实, 可采用分离式闸室, 底板可做成透水的, 闸墙可采用如图 8-76 (a)、(e)、(f)、(g) 所示的形式; 当地基的土质较差、作用水头较大, $H \geq 8 \sim 10\text{m}$, 则宜采用整体式闸室, 见图 8-75 (a)、(b)。

(1) 重力式闸墙是应用最广泛的一种形式, 一般采用浆砌石或 100~50 号砂浆砌 C10~C15 混凝土材料。重力式闸墙靠自重维持稳定, 由于自重大, 对地基要求较高, 但可省钢材, 且施工方便, 墙高 h 在 5~6m 以下, 墙底板宽 $b = (0.5 \sim 0.6) h$ 时, 比较经济。当 $5\text{m} < h < 10\text{m}$, $b = (0.6 \sim 0.7) h$; 当 $10\text{m} < h < 15\text{m}$, $b = (0.7 \sim 0.85) h$ 时, 为节省材料可在墙内开洞, 见图 8-76 (h),

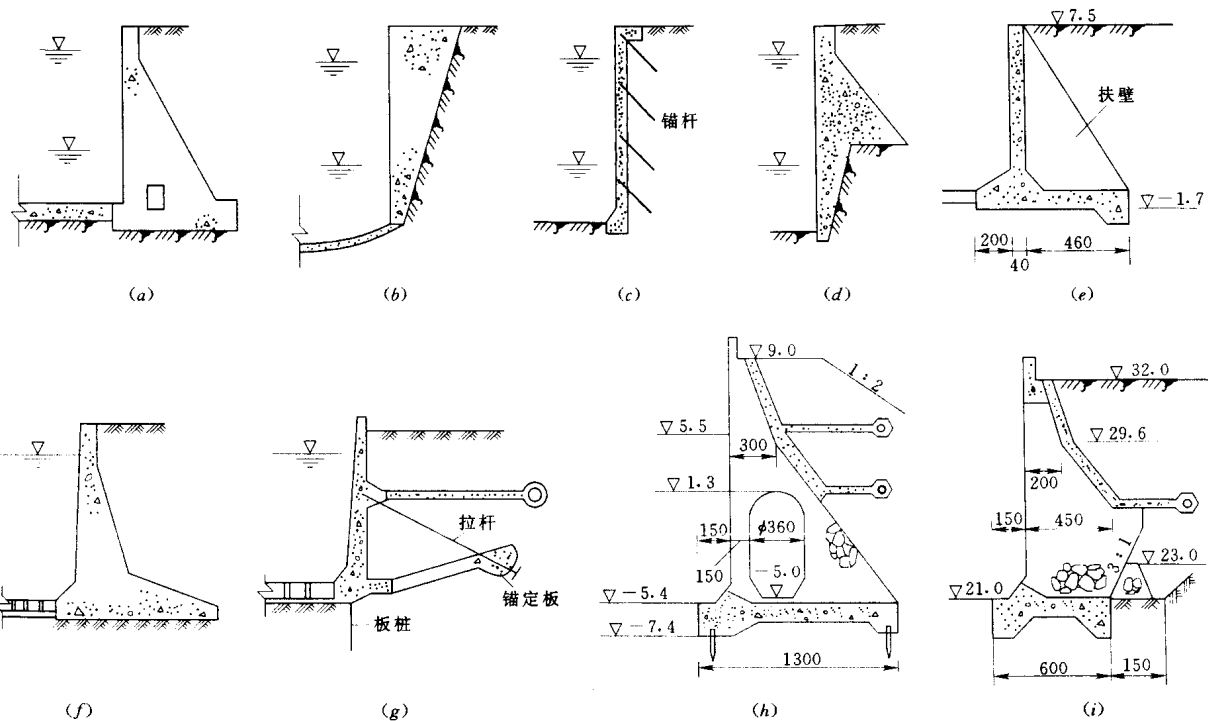


图 8-76 分离式闸室结构形式

可省工程量 10%~15%，也可采用衡重式闸墙 [图 8-76 (i)]。衡重式闸墙设卸荷平台，平台以上为梯形断面，其下为 4:1~5:1 倒坡。拓宽的平台可使闸墙重心后移，并减小下部水平土压力，使地基反力趋于均匀。比重力式可减工程量 10%~15%，平台设在墙高中间，平台向下垂直段一般为 1m。适用砂性土基。

(2) 悬臂式闸墙 [图 8-75 (b)] 由立板及底板组成。扶壁式闸墙 [图 8-76 (e)] 则在填土侧增设间距为 3~5m 的扶壁，以改善闸墙受力状况。这两种闸墙均为钢筋混凝土结构，其特点是厚度小，自重轻，可利用底板上的土重维持稳定，一般用于闸墙较高情况， $h > 10\text{m}$ ， $b = 0.8h$ ，扶壁厚 0.3m 左右，每段长 10~20m，钢筋用量大，适用较差地基。

(3) 板桩式闸墙 [图 8-76 (g)] 是由钢板桩或钢筋混凝土板及钢锚拉杆及锚锭结构构成。其工作特点是依靠板桩入土部分的嵌固作用和通过锚锭结构将部分荷载传入后方土体，并利用底板的支撑作用而维持稳定。这种结构适用于承载力较低的较弱地基。用钢材较多、造价高、墙高在 8m 以下。

(4) 悬臂式闸室 [图 8-75 (b)] 是分离式闸室中的一种特殊结构，其构造特点是闸室底板沿中心线分缝，缝中设止水防渗，悬臂底板厚度向中心方向逐渐减薄。底板与闸墙一起可视为弹性地基上的变刚度梁。由于每半个闸室可独立转动，因而增加了基底压力分布的不均匀性。为防止闸墙发生过大的不均匀沉降和倾斜而破坏止水的正常工作，在软土地基上的闸墙常设后悬臂以调整地基反力的分布。与坞式闸室相比，闸室底板受力状况得到改善，可减小钢筋用量；此外变厚度底板可增加闸室断面，对船舶的停泊条件有利，适宜于水头大，地基条件差的情况。

(5) 坞式闸室：适用于高水头软基情况，闸室如同船坞，为封闭不透水整体式，见图 8-75 (a)。闸室墙与底板连成一个整体，施工简单，伸缩缝较少。当闸室宽度大时，因跨中及支点的弯矩很大，以致底板厚度加大。一般闸室底板厚度 $\delta = (0.2 \sim 0.25)h$ ，沿闸室长度方向每隔 15~20m 设置沉陷止水缝一道。坞式闸室整

体性好，地基受力均匀，能适应荷载的变化，但钢筋混凝土用量较大，造价较高。这种闸室底板也可做成反拱形式，采用等截面圆弧拱，矢跨比采用 $1/8 \sim 1/10$ ，拱厚为跨度的 $1/10 \sim 1/12$ 。对于小型船闸，拱厚一般采用 $0.3 \sim 0.6\text{m}$ ，在拱座处局部加厚。由于反拱底板主要承受拱的轴向压力，从而大大减少了钢筋用量，降低了工程造价。但缺点是不能适应荷载变化，易产生地基不均匀沉降，一般只适应于 V、VI、VII 级船闸，而地基不能较差。

(6) 斜坡式闸室。如图 8-74 所示，一般用于小型和简易船闸中，闸室就是天然河道或人工渠道，渠坡和渠底常用卵石砌成，上、下游闸首就是单孔水闸，这种船闸也称套闸。若水位差达 3.0m ，而土质较差时，可采用 $1:2$ 的边坡并用块石砌护面。若是透水性大的砂土或砂壤土时，通常先用粘土护底护坡，再用干砌块石护面，块石下面铺设砂石反滤层。闸室内需设置简易的纵向栈桥，防止闸室泄水时船只搁置在岸坡上，造成翻船事故。此闸室构造简单，缺点是充泄水时间很长，耗水量大，只适于水头较小，闸室水位变化快，边坡易坍塌，现在改用岸坡植柳树，既防坍塌，船只又不会搁浅，树干作系船用，又起到绿化，又降低工程造价。

(7) 圆筒式闸室。圆筒式闸墙与空箱式类似，可使底板上的荷载减轻，多用于软土地基（图 8-77）。

当墙高为 14.5m ，墙宽为 6.50m 时，圆筒直径可用 4.50m 的现场浇筑钢筋混凝土管，墙身用混凝土浇筑或浆砌块石砌筑。若闸墙底板与闸室底板分开，其间铰接，称为圆筒式闸墙双铰底板。这种形式江苏省南通任港船闸曾使用，之后全国已有数十座船闸采用圆筒式闸墙，使用情况良好，若底板作成空心的，称之为圆筒式闸墙空箱底板。

闸室还要注意闸室墙表面保护，不因受过闸船舶的撞击而破坏。过去多在墙面设置间距为 $4 \sim 5\text{m}$ 的单根并列的竖向护木或组并列护木。这类设施不仅需增加闸室宽度，且要经常更换。近年来多采用高标号混凝土或细条石护面，提高闸墙表面的平整度和强度。保证安全使用。胸墙是设于闸墙顶部并与其临水面齐平的

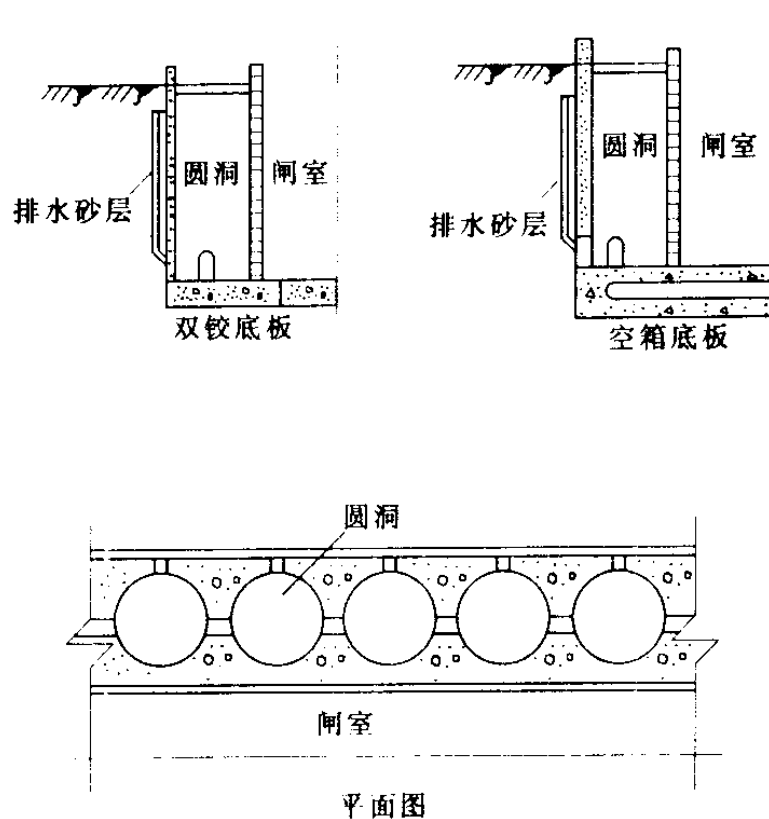


图 8-77 圆筒式闸室

实体墙，高度一般为 $0.9 \sim 1.2\text{m}$ ，厚 $0.2 \sim 0.5\text{m}$ 。胸墙的作用是保证船闸工作人员安全，并防止闸室泄水时，干舷较高的空载船舶悬挂在闸室墙上。

2. 闸室的渗流

船闸的渗流与其他水工建筑物有不同的特点。一个特点是作用在船闸建筑物上的水头，当灌水和泄水时变化很快；另一特点是渗透水充具有空间性质。所以，船闸渗流的精确计算是很复杂的，通常近似地将其当作平面问题来处理。普遍采用的方法是电拟法和流网法，借以决定底板上的渗透压力、渗透流速及出口处的渗透坡降，并检验其是否有可能发生管涌和流土现象。

对于分离式透水闸底的闸室，不论采用哪种闸墙形式都要考虑渗流问题。因其受双向渗流反复作用，所以必须进行防渗验算，验算时的渗压水头通常以检修期控制（图 8-78）。

具有独立闸墙和透水底板的闸室，其渗流的可能途径如下。

(1) 闸室泄水时。

1) 在上闸首底板下从上游渗入闸室。这时渗透水头决定于上

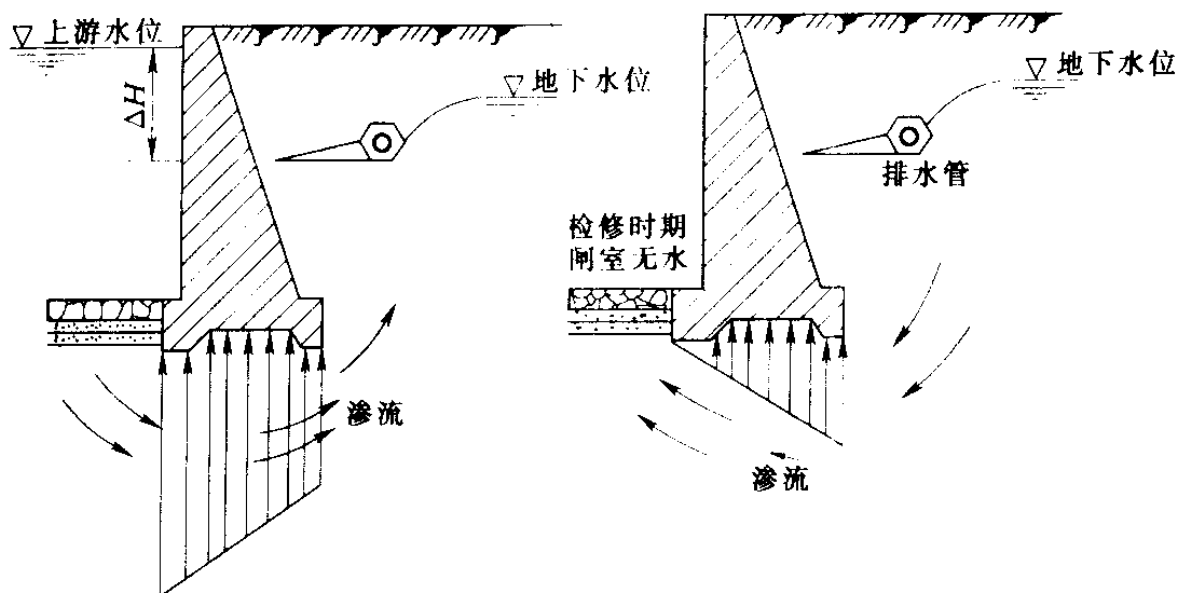


图 8-78 闸室地基渗流示意图

游和闸室内的水位差。

2) 在闸墙下从回填土渗入闸室。渗透水头决定于墙后地下水和闸室内的水位差。

(2) 闸室灌水时。

1) 在下闸首底板下从闸室渗入下游。

2) 在闸墙下从闸室内渗入回填土。

此外，在闸室灌水和泄水情况下，还会发生回填土内沿闸墙和绕闸首从上游向下游的渗透。

渗流计算包括：地下轮廊长度、底板下的渗透压力及出逸坡降的计算，校核地基土壤是否发生渗透变形。这时只需研究横向渗流，即闸墙下面的渗流运动，对问题的空间性质常予以忽略，因为沿闸墙从上游流向下游的水力坡降比在闸墙下横向流动的水力坡降要小许多倍。

计算方法通常采用“改进阻力系数法”，小型船闸的渗流计算一般采用渗径系数法。

当渗流从回填土向闸室中流动时，这个渗流方向对闸墙的稳定最不利。因此，为了减小闸墙底板的渗透压力，木板桩应布置在底板后面台阶附近，而在正面台阶附近打 2~3m 的短板桩，以防止管涌。如果渗透水流在出口处的出逸坡降超过临界坡降，在

渗流进入闸室的出口处可能产生流土或管涌现象。为了确定渗透水流进入闸室时的实际出逸坡降，应选择闸门工作过程中可能出现的最不利情况。例如，当闸室内的水位长时间处于上游水位，就有可能发生渗流从闸室内流向回填土的稳定渗流，此时若闸室泄水，且很迅速，并近似认为作用在闸墙和底板上渗透压力短时间内是不变的，这种工作情况是土壤变形的最危险情况。为了防止土壤变形，必须延长闸室墙的地下轮廓长度，除了采用在闸墙下打一排或两排防渗板桩外，还可采用铺盖或加深齿墙等措施来满足各种土壤对渗径长度的要求。在闸墙后面采用填筑粘土铺盖的防渗措施具有以下优点：造价低，施工方便；较打防渗板桩经济，特别是在不易打板桩的地基条件下更为优越；粘土铺盖经常处于地下水中，不易开裂，但粘土铺盖与闸墙交接处可能形成缝隙，产生集中渗流，因此，闸墙底板与粘土铺盖之间需做止水设备。

采用透水闸底的闸室时，有一部分水由地基中渗漏至下游，增加了耗水量，但水量很小，一般不必采用特殊防渗措施。

如果闸室具有不透水底板，渗透水流就可在纵向环绕船闸的地下部分通过，这时沿船闸底板流动的水流是有压的，而沿闸墙流动的水流是无压的，具有自由表面。作用于船闸的水头就是渗透水头，其水头损失主要发生在上闸首范围内的防渗板桩上（60%~70%）。

不透水闸底的闸室的渗漏损失少。由于纵向渗径很长，出逸坡降很小，一般不需采取防渗措施，无横向渗流。

3. 墙后填土和排水

土压力是闸墙的主要荷载，应设法减小墙后土压力。如能合理控制土压力，就能够收到显著的经济效果。根据江苏省的经验，其做法如下：

（1）回填土不填平。墙顶平台 4~6m，平台后以 1:2~1:2.5 坡降至原地面 [图 8-76 (h)、(i)]。

（2）填土不到顶。一般比墙顶低 3m，这样可大大减少土压力。例如江苏宝应船闸闸室墙高 10.5m（底板以上高度），全墙宽高比

等于 0.667，比一般重力式闸墙的平均宽高比小 0.218。底板全宽接近衡重式闸墙，墙后填土高 7.5m，减小土压力很多。

(3) 采用挡水胸墙，以降低墙顶高度。例如江苏刘老涧船闸的闸室墙原定墙高 21.7m，后改为 20.7m，外加 1.0m 高的挡水胸墙，减小水平土压力约 10%。

水压力也是闸墙的主要荷载。为了降低墙后水压力，可在闸墙回填土内设置排水砂层或排水暗管，以控制地下水位。当下游水位变幅不大时，排水管的出口可布置在下游最高水位以上 0.5~1.5m 处；当下游水位变幅较大时，可布置在上下游水位之间，但不得低于闸室检修水位。排水暗管的纵坡一般采用 1：200~1：500。在排水设施正常工作情况下，闸墙后面的地下水位高程通常取等于排水设施中线的高程。在排水设施阻塞情况下，则采用较高的地下水位。

墙后排水习惯于在回填土内埋设互相连通的排水管和每隔一定距离设置排水检修井。检修井施工较麻烦。排水管往往由于不均匀沉陷而断裂，以致排水系统失效，修复时需要在墙后大量挖土，有时船闸建造不久甚至还没有完工而排水系统就已失效，这是其主要缺点，故应注意其施工质量。

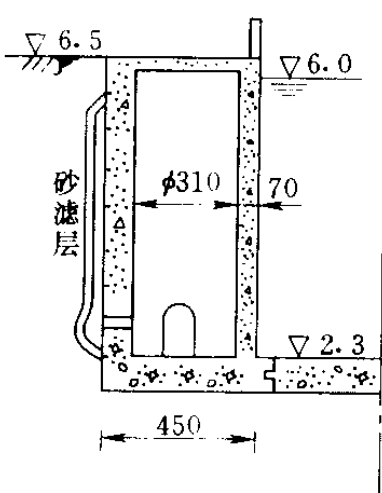


图 8-79 墙后砂滤层排水 (长度单位: cm)

目前，有一种排水称墙后砂滤层排水，用于圆筒式闸墙。墙后地下水通过砂滤层流入下部的排水短管，然后直接排至闸墙圆筒内 (图 8-79)。闸墙内圆筒相互连通，通过设在上下游闸首处的排水孔阀门控制，以调节墙后地下水位和闸墙圆筒内的水位。这种排水方式失效的可能性很小。墙后砂滤层检修时可用直径 1.5m 的半圆形钢围堰，以减少挖方及降低维修费用。

(二) 闸首

1. 闸首布置原则

闸首的布置主要决定于闸门、输水系统、有无帷墙、基本设

备的形式及地质条件。闸首的初步布置主要是决定它的总轮廓和尺寸。在闸首布置中，首先应确定输水设备和主要设备形式。在输水系统方案比较的过程中，需要制定几种不同的输水系统和不同的设备形式的闸首方案。一般常设帷墙，这样可以减小上闸首闸门和引航道建筑物高度，节省工程量。帷墙下空间设消能室，可缩短上闸首长度，但结构复杂，在大型船闸和中型船闸采用多。对中小型船闸也可以不采用帷墙，需通过综合技术经济比较，选择最合理的闸首布置方案。这里需要指出的是，选定闸门、阀门和修理闸门的形对闸首轮廓尺寸的决定有很大关系。

闸首是一挡水建筑物。闸首的口门越宽就需要装备更大的闸门来抵挡门前的水压力。闸首的边墩越高就要求断面更宽的挡土墙来拦阻墙后的土压力。此两者是布置闸首轮廓尺寸的重要因素。若口门很宽，边墩很高，应周密考虑闸首稳定、防渗、沉陷等问题，防止产生不良现象，以致引起船闸运用上的困难。

从闸首的横断面来看，它由底板与边墩两大部分组成。闸首的布置原则如下：

(1) 闸门、阀门及其启闭机械的位置宜布置在同一横断面内。虽然它们的位置不在同一高程上，但可布置在同一横断面内。这样既不会增加闸首边墩开挖的宽度，同时又可减少闸首部分的开挖工程量。

(2) 要尽可能缩短门龕、阀门井和修理闸门的支持墙的富裕长度。例如，可将一道修理阀门布置在廊道进口处，以缩短闸首长度。

(3) 在岩基上一般采用分离式闸首，边墩多为重力式结构或衬砌式结构。在软土地基上宜采用整体式闸首，即闸首底板与边墩连成一体。尤其是人字门的闸首，其两侧边墩需要负担闸门上传来的巨大横向挤推力。采用整体式闸首可避免边墩位移带来闸门漏水甚至使闸门无法启闭。但对建在坚实的土基上而水头又不大的闸首底板，可采用双铰分离式底板。

(4) 闸首底板高程在满足通航水深的条件下，未经充分论证

不应随意降低。底板高程的降低对地基来说是埋置深度的增加,虽然对闸首头部输水的消能有利,但由于闸首埋置深度的增加,边载也相应增大,对底板的厚薄、钢筋的用量都有影响。

(5) 边墩顶部的荷载组合及其布置应予全面考虑。例如,采用短廊道头部输水系统,边墩下半部为输水廊道兼作挡土墙,上半部挡土墙则建在廊道顶板上,并与之连成一体。边墩顶尚有启闭机室、管理楼、控制室、公路桥基础、墩顶围墙等,因此要统一安排,周密布置。

(6) 闸首前后两端要预留修理闸门的门槽。以便船闸大修时或检修时安装辅助闸门。

(7) 在布置输水廊道时,须注意输水廊道阀门的位置和阀门及其附属设备的安置范围。廊道阀门原则上要求布置在支持墙以外,以免削弱墙身。

(8) 在闸首的输水廊道中,除工作阀门外,尚应设置修理阀门。

(9) 阀门应优先选用简单的直升式平板阀门,因其所需的预留阀门井的工作位置最小,且结构简单。

(10) 闸首上部建筑的操作室应能观望全闸,并方便启闭闸门及阀门。在经济实用的原则下,在外形上应尽量满足建筑艺术的要求。

(11) 上闸首廊道进口应设拦污栅。下闸首廊道进口可按具体情况决定是否设置。

(12) 上下闸首的上下游底部为了防止灌水和泄水时的水流冲刷均应加以护砌。

(13) 如果上闸首有帷墙,要特别注意帷墙的连接。如果船闸位于开凿的岩石中,帷墙通常是用混凝土锚杆或混凝土衬砌同岩石面相连 [8-80 (a)]。当在软弱土基上建造船闸时,通常使部首底板与帷墙连成一体,成阶梯状的轮廓 [图 8-80 (c)],这对砌体是经济的。

(14) 闸首布置必要时须通过水工模型试验来验证。看其是否

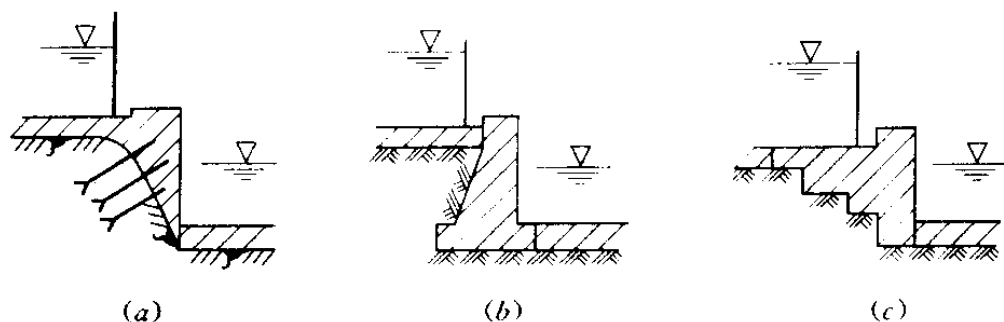


图 8-80 上闸首帷墙形式与闸首底板的连接

能满足设计要求。例如输水时闸室内船只缆绳拉力是否大于允许值，闸室镇静段如何尽可能缩短等。

2. 闸首结构

闸首既是挡水结构，同时又是闸室和引航道之间的连接结构（对于多级船闸的中闸首，连接相邻的上下游两闸室）。为了挡水，闸首部分设有闸门，并附设闸门的启闭设备和便于操作闸门用的工作桥。此外，闸首还设有输水廊道和在廊道上安装阀门，以便从上游向闸室灌水或由闸室向下游泄水。闸首上的工作闸门多为人字闸门，也可采用直升平面闸门、横拉平面闸门、下降式弧形闸门和三角闸门等（图 8-81）。人字门一般适用于单向水头，平面闸门和三角闸门适用双向水头。输水廊道上的阀门则多用直升平板阀门，在帷墙中设有消能室的输水廊道也可采用圆筒阀门。

闸首主要由底板和两侧边墩构成。闸首结构形式和布置主要取决于地基条件、闸门形式、输水方式和有无帷墙等因素。下闸首的底板通常与闸室底板齐平，其高程为下游最低通航水位减去有效水深 h_k ；上闸首底板高程为上游最低水位减去有效水深 h_k 。当船闸上下游最低水位之差较大时，为减小闸门和边墩的高度，节省上游引航道的开挖工程量，常在上闸首修建帷墙，如图 8-80 所示。设置帷墙还可以减少泥沙进入闸室淤积，并有利于布置输水系统。对于小型船闸，当上下游最低水位差不大时，也可不设帷墙而用斜坡护底连接闸首与闸室底板。平原地区闸、站枢纽中的船闸，常遇到双向水头问题，即汛期闸外（江）水位高于闸内（河）水位，汛期过后出现相反情况。这种船闸的闸首底板和闸室

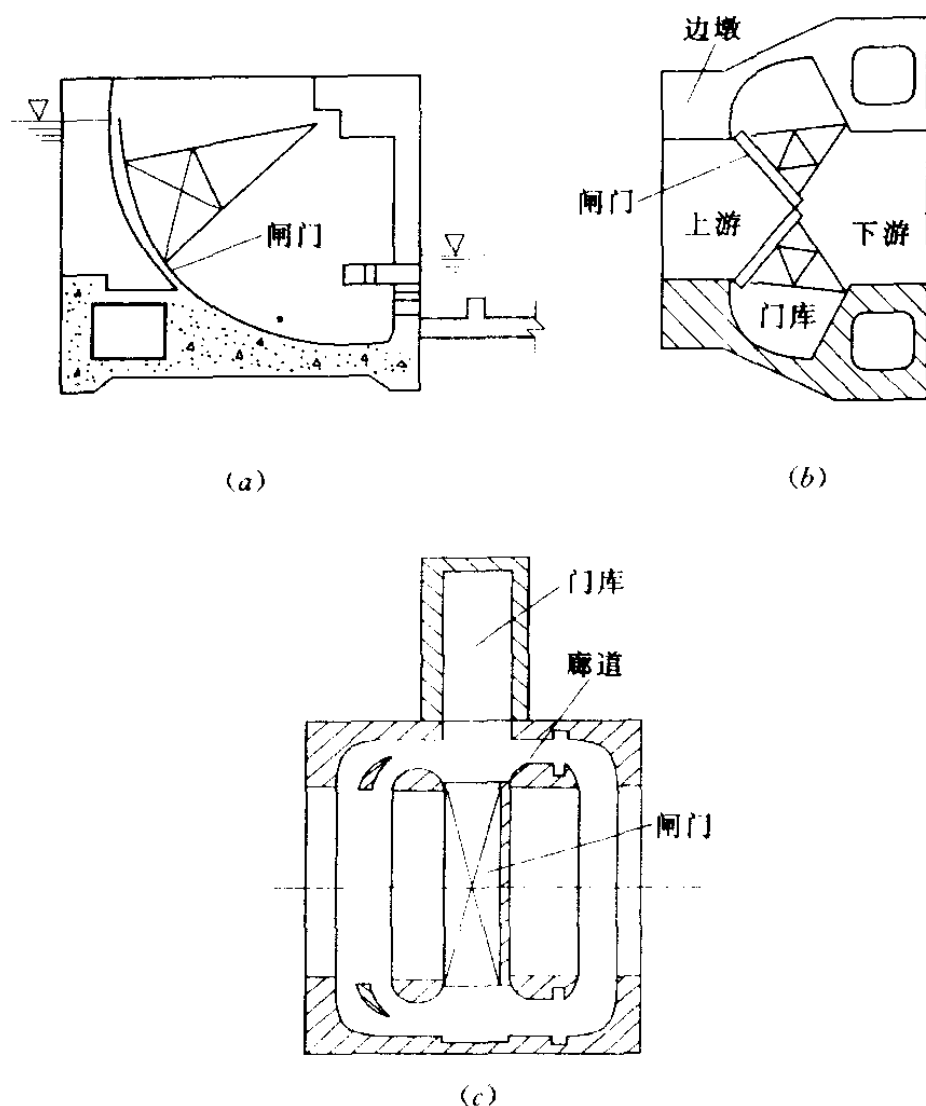


图 8-81 闸首布置形式

(a) 下降式弧形门闸首纵剖面图；

(b) 三角门闸首平面图；(c) 横拉门闸首平面图

底板常布置在同一高程上，闸首的防渗和排水问题与土基上的水闸相同。

闸首的结构形式也可分为整体式和分离式两种。前者边墩与底板连成整体，适用于非岩石地基；后者边墩与底板分离，各自独立承受荷载，适用于岩石地基。图 8-82 为整体式闸首结构图。

闸首的轮廓尺寸应先根据输水系统、闸阀门及启闭机的形式、布置及运用等因素进行拟定，同时应符合结构简单、材料节省和造价经济的原则，然后再根据地基的反力、稳定条件及构件强度进行校核。

闸首结构形式除了决定于闸门形式和输水方式外，还决定于

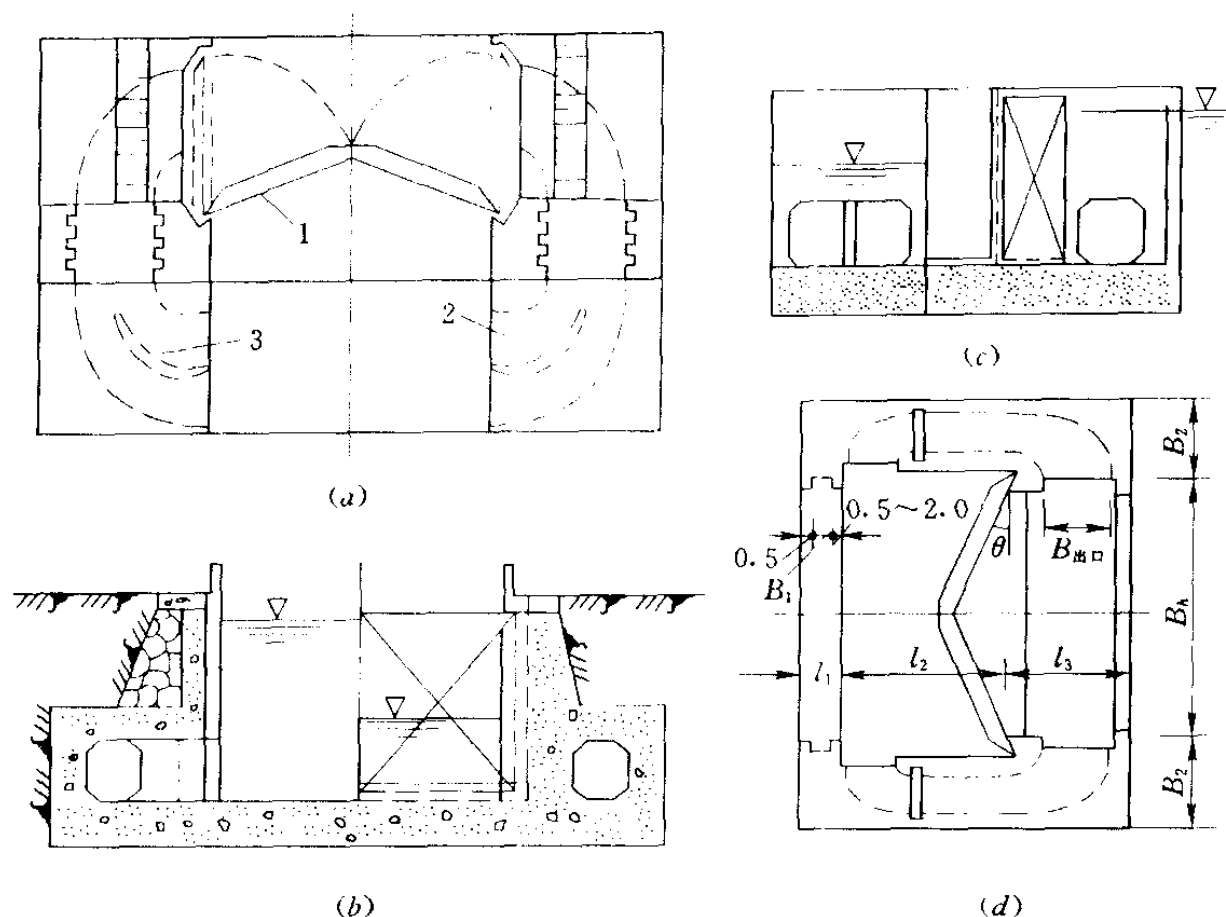


图 8-82 整体式闸首

(a) 平面图; (b) 横剖面; (c) 纵剖面;

(d) 人字门闸首平面尺寸图 (单位: m);

1—闸门; 2 廊道; 3 分流墩

上下游水头是单向还是双向。单向水头的船闸一般用人字门，双向水头的船闸一般用横拉门。取水工程中的船闸都是单向水头，采用人字门最为适宜。

人字门是以两个门扇形成的三铰拱来封闭孔口，闸门绕垂直轴转动，启闭省力。闸门开启后航道净空不受限制。其缺点是不能承受反向水压。当闸门很高时，采用人字门较为经济合理。人字门闸首的运用管理十分方便，因而此种闸首形式在船闸中得到最广泛的应用。人字门闸首长度方向由三部分组成，即前沿部分，门库部分和支持部分 [图 8-82 (d)]。前沿部分是上闸首与上游引航道或下闸首与闸室的连接部分。门库是闸门的门龕。闸门后面承受闸门压力的是支持部分。在初步确定人字门闸首的轮廓尺寸时，可参考下式拟定。

$$\text{前沿部分: } l_1 = 0.5 + B_1 + (0.5 \sim 2.0) \quad (8-110)$$

式中: l_1 为前沿部分的长度, m; B_1 为修理门槽宽度, m。

$$\text{门库部分: } l_2 = (1.1 \sim 1.2) \frac{B_k + d}{2\cos\theta} \quad (8-111)$$

式中: l_2 为门库部分的长度, m; B_k 为闸室有效宽度, m; d 为门库深度, m, 一般采用 $d=0.1B_k$ 或采用 $d=0.7\sim 1.0\text{m}$; θ 为人字门的布置角度, 一般采用 $\theta=18^\circ\sim 22^\circ$ 。

$$\text{支持部分: } l_3 = (0.6 \sim 0.8)h_1 \quad (8-112)$$

式中: h_1 为支持墙在闸底或帷墙顶上的自由高度, m。

人字门闸首的宽度等于闸室有效宽度 B_k 加上两侧边墩的宽度 B_2 。 B_2 取决于门库深度及输水廊道的断面尺寸与布置形式, 并应满足边墩强度的要求。

闸首底板一般采用钢筋混凝土结构, 有整体式底板和分离式底板两种。整体式底板由于纵向不分缝, 省去水平止水设备, 结构简单, 施工方便, 可以一次浇筑, 加快施工进度。但底板对地基沉陷的反应比较敏感, 强度要求高。总之, 整体式底板比分离式底板具有较多的优越性。

整体式底板刚性大, 可保证闸门可靠的启闭运用, 闸门止水较为有效而且防渗较为可靠。一般当墙高与闸首净宽的比例大于 $1/2$ 时较为经济合理。因其是超静定结构, 在粉砂或软土等易于遭受扰动发生变形或不均匀沉陷的地基上, 往往会产生过大的内力。若是细砂或粉砂地基, 为防止地基土壤发生液化现象, 通常在闸底四周打封闭式板桩。

除了建在岩基上的闸首以外, 一般都须将闸首底板和边墩相连, 做成一整体。若采用分离式底板, 要注意防止因不均匀沉陷而使边墩位移, 影响闸门启闭。分离式闸首结构依靠自重维持自身稳定, 所以闸首体积较大, 底板较厚。

为了节约材料和增加通航水深也可采用反拱底板。矢跨比一般采用 $1/10$, 拱顶厚 1.4m 左右。闸首边墩与中间反拱底板分开浇筑, 并预留工作铰, 待边墩地基沉实到一定程度再行封铰, 将

反拱底板与边墩连成整体。边墩与中间底板的封铰时间在理论上要求越迟越好，但由于工期限制，封铰时间又不能太迟，通常在船闸运行前的一段时间内进行。

为了减少闸首工程量，闸首底板和边墩可以做成空箱式。若地基土质较差，闸首上部挡土墙也可采用空箱式结构，以减轻闸首结构自重。空箱式结构刚性大，闸首挡土墙与廊道为一整体，因而能保证闸首边墩与闸门之间共同工作，但钢筋和木料用量多，施工较复杂。

若为一般中等土质地基，闸首上部挡土墙可采用重力式，其优点是节约钢筋木料，施工简单。若采用浆砌石重力式挡土墙，由于其与输水廊道连结较差，因而整体性较差，无法保证闸首结构与闸门之间共同工作，必须另设钢筋混凝土支持墙以支撑闸门。此外，为了设置阀门及修理阀门与闸门的工作需要，需设置钢筋混凝土阀门井及修理闸门的支持墙，以承受水压力。

3. 闸首的防渗（图 8-83）

如果闸室是采用封闭式不透水闸底，则闸首的纵向渗透问题不大，因为这时水流的渗透长度等于整个船闸的地下轮廓长度，防渗问题可以不予考虑。如果闸室是采用分离式透水闸底，则必须验算防渗长度是否满足要求。当闸室灌水和泄水时，闸首上下游水位差在几分钟内由最大值降至零。然后又由零增长到最大值，从而使闸首的渗流具有不稳定流的性质。为了确定地下轮廓线长度及其上各点渗透压力的数值，可用直线比例法计算。对于重要的闸首可用改进阻力系数法计算（见《水闸》分册）。

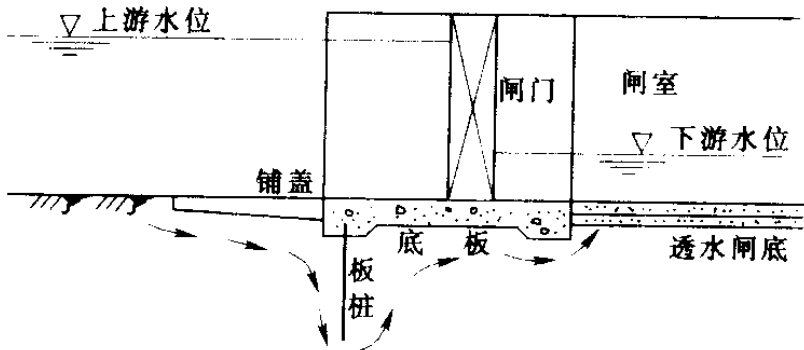


图 8-83 闸首渗流示意图

无论采用何种闸首形式，闸首的纵向和横向都要满足防渗要求。经过闸首底部的纵向渗流为有压流，而绕过边墩侧面的横向渗流为无压流。无论是纵向渗流还是横向渗流，它们各自都应有足够的地下轮廓长度。整个闸首必须考虑合适的防渗措施。防渗的合理布置对闸首设计是一个重要问题。在各种水位组合的情况下都需合乎要求。一般在粘土地基上可采用钢筋混凝土铺盖或仅利用闸首长度作为防渗长度；在砂土地基上可采用板桩防渗。不同地基对防渗和整体稳定的要求不同，应按有关地基规范进行。

(三) 输水系统

供闸室灌水或泄水的设备称为船闸的输水系统。设计输水系统应力求缩短闸室内灌泄水时间，保持闸室内水流平稳，避免船舶遭受剧烈震荡。船闸输水系统有集中的闸首输水和分散的闸室输水两种。前者是把所有灌水和泄水设备都布置在闸首内（图 8-84）。后者是把输水廊道布置在闸室的闸墙内或底板中，并通过闸墙或底板上的许多出水孔进行灌水和泄水（图 8-91）。闸室分散输水的优点是灌水时水流较平稳；缺点是结构复杂，造价较高，施工麻烦，适用于高水头大中型船闸。

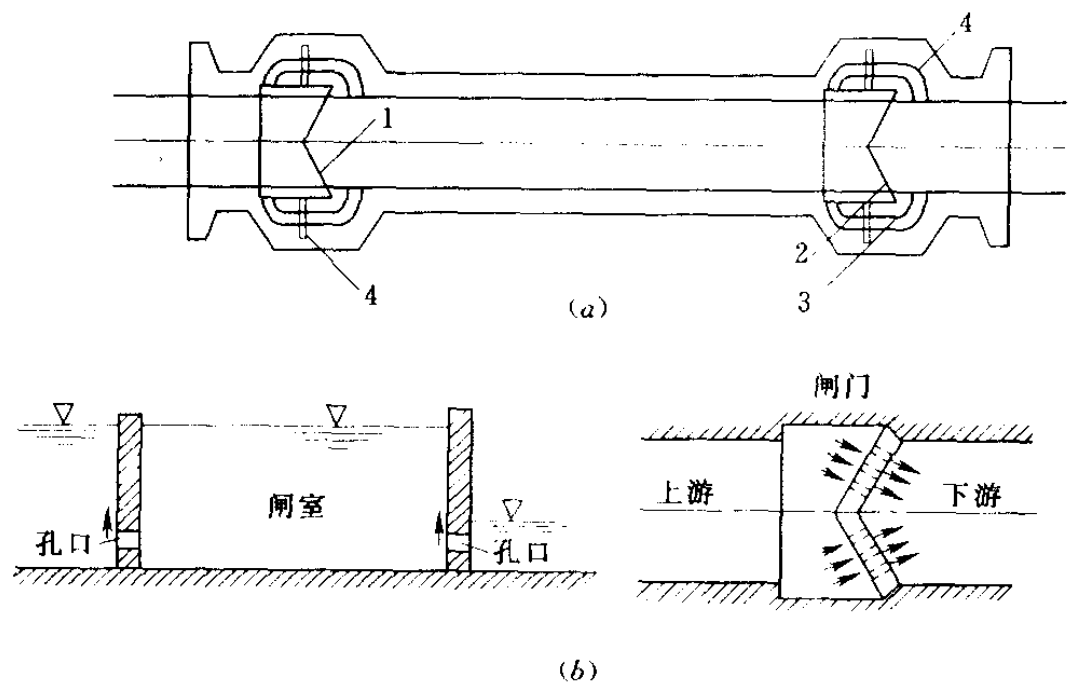


图 8-84 闸首集中输水系统

(a) 短廊道输水；(b) 闸门上孔口输水

1—上闸首闸门；2—下闸首闸门；3—输水廊道；4—廊道阀门

闸首输水系统常见的有短廊道输水和闸门上孔口输水两种。前者利用设在闸首两侧边墩内并绕过工作闸门的廊道输水，适用于水头和闸室均较大的情况。后者利用在闸门上开设孔口并安装阀门进行输水，结构简单，造价便宜；但水流集中，影响船舶平稳停泊，闸室有效长度也相应增加，一般仅用于低水头的小型船闸[图 8-84 (b)]。适用水头在 4m 以下小型人字门或单扇门船闸，其孔口顶部应尽可能布置在下游最低通航水位以下 0.5m。阀门通常采用提升式或绕平轴旋转的平板阀门。由于上述缺点，为了改善这种情况，可将输水阀门沿闸门高度布置成几排，或在孔口设置辅助的消力梁，或在镇静段设置消力坎或消力池，以削减能量，减弱涡流，稳定水流，改善船只稳定条件。在各种消能形式中，运用效果较好的是采用分流梁消能（图 8-85）。

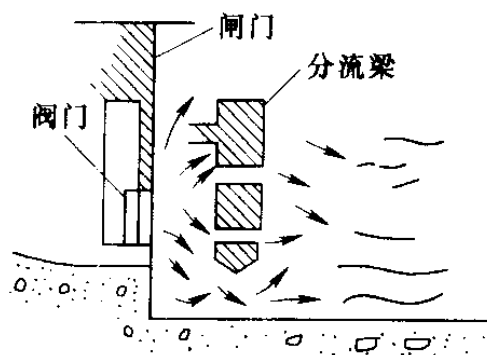


图 8-85 分流梁

在分流梁布置的主流范围内，它将主流分为两股，并在梁后形成两个相反的漩涡区，从而促进了主流的扩散，大大缩短了镇静段长度。为了进一步分散水流，分流梁的高度有一定限制。当由梁支配的空间较大时，可将它分割为主梁和辅助梁，最下面的一根辅助梁与闸底之间的距离一般不小于 1m。

农村小型船闸除了采用闸门上开小孔输水外，还可采用叠梁门，并利用叠梁门作为消能工（图 8-86）。湖南省志溪河渠化工程中的船闸利用上闸首活动插板门（单扇旋转门和叠梁门）进行输水，在两道叠梁门（一为工作门，一为备修门）之间形成消能室进行消能。灌水初期，水流经第一道叠梁门进入消能室，再由消能室进入闸室，呈二级薄壁堰流跌水消能。这种消能形式已应用于 6.3m 水头的船闸。灌水时，单扇旋转门或插板门突然开启，水流跃入消能室，它起着缓和初始波的作用。当水流漫过第二道叠梁门后，构成二次跃流消能。为了减小二次跃流的落差，可将叠

梁架空(图 8-87); 架空后的迭梁实际上构成了非常有效的消能梁栅。叠梁在闸室底部的排列宜较密, 使在初始阶段叠梁门处的过水断面仅为闸室过水断面若干分之一, 在距底部较高的位置上, 叠梁的间距可逐渐增加。

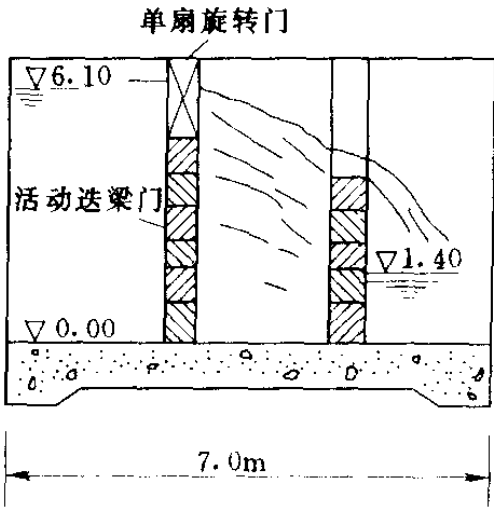


图 8-86 叠梁门消能工

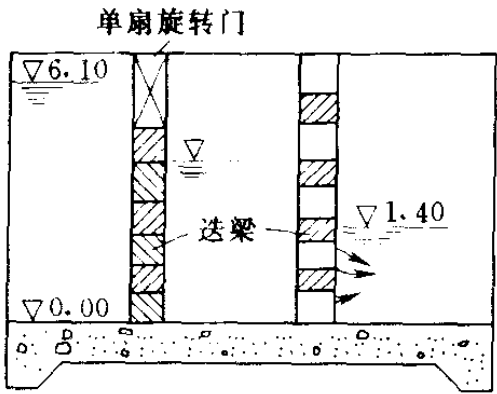


图 8-87 叠梁架空

利用闸首环形短廊道输水, 是把廊道设在闸首两侧的边墩内, 廊道绕过闸门, 并在其上安装阀门以控制水流。输水时, 利用水流对冲, 以消刹能量。采用环形短廊道输水应力求水流沿廊道各阶段的流速分布趋于均匀, 以减少单宽流量传递的动能, 增大流量系数。当水流经由廊道进入闸室时, 由于过水断面的突然变化, 流量分布极不均匀, 水流动能局部集中。随着水流的逐渐扩散, 水面产生翻腾漩滚, 使船只颠簸摇摆, 互相碰撞。为了减少这种紊动水流的扩散长度, 需要在输水廊道出口处布置消能设备, 以缩短镇静段的长度。常用的消能设备形式有以下几种:

(1) 简单的水流对冲消能(图 8-88)。多用于水位差较小的船闸上, 特别是下闸首用得较多。设计时, 廊道出口断面一般比进口断面要扩大 1.5~2.0 倍。在出口弯道上设置分水墙。廊道的进口和出口都要淹没, 淹没深度一般为 1~2m。当淹没水深不足时, 可将廊道出口设计成扁平形状。廊道进口的转弯半径可采用 (0.2~0.4) 倍的初始水头, 当采用 0.4 倍的初始水头时, 流量系数约为 0.85。以上是江苏所采用的数据, 实际运用表明, 上述尺

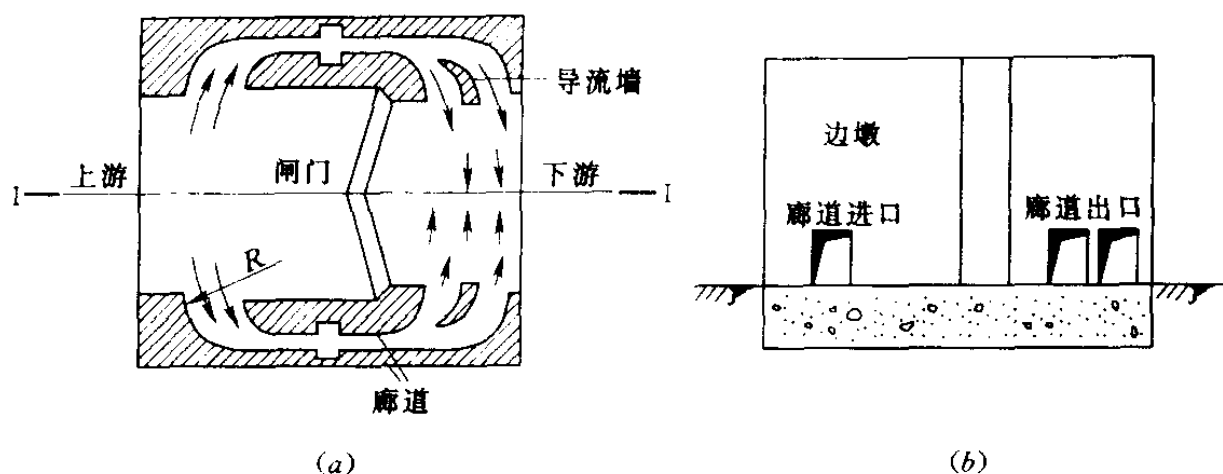


图 8-88 简单的水流对冲消能

(a) 平面图; (b) I—I 剖面

度是可行的。

(2) 低帷墙消能室 (图 8-89)。消能室是利用前后帷墙及顶部的消力梁组成。廊道出口段用分水墩隔成两孔。在消能室中部用隔墙联结左右两分水墩, 隔墙和帷墙上各开 4 个方孔, 使进消能室对冲后的大部分水流经方孔流出, 并流进镇静段范围内的消力池中, 再一次进行消能。另一部分水流则经消能室顶部的栅孔流入闸室, 这样就避免了水流过分集中所造成的不良影响。

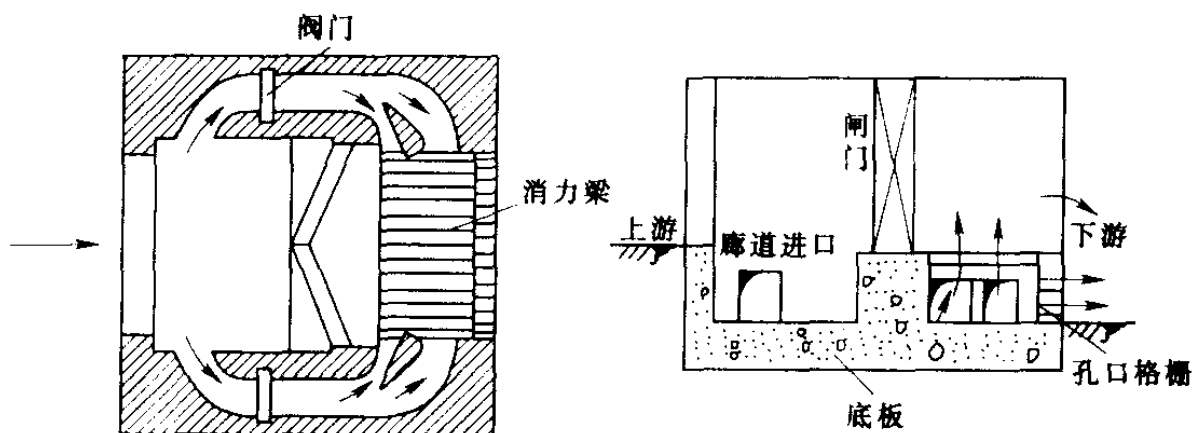


图 8-89 低帷墙的消能室

(3) 与跌水对冲相结合的消能室 (图 8-90) 将廊道进口段设于底板顶面, 廊道的前段为水平段, 过阀门井后突然降低廊道出口, 造成一种垂直跌落, 使水流在廊道内先经过跌水消能, 流出廊道后, 进入利用帷墙形成的消能室进一步消能, 大部分水流由

消能室顶部的栅孔流出，由于栅孔的面积不等，可使水流沿闸室宽度均匀分布，少部分水流由消能室正面帷墙上的圆孔流出，这样可以减小面流速，增大底流速，使垂直方向的流速更为均匀。

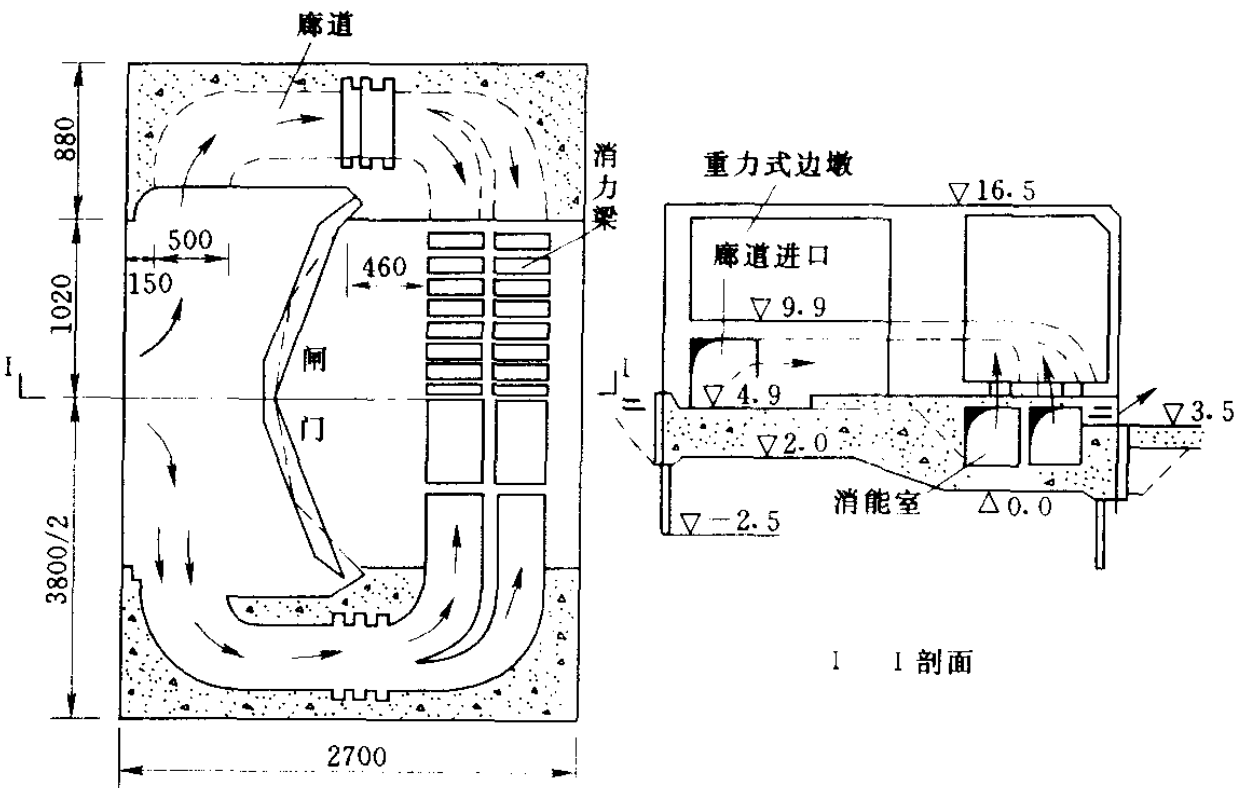


图 8-90 与跌水对冲相结合的消能室
(尺寸单位：cm；高程单位：m)

(4) 在闸首门坎下设置直通廊道输水。该输水形式也称坎下输水。在闸首底板门坎下面布置一排纵向输水孔，用一扇阀门同时控制几个输水孔。该输水形式适用于各种形式的工作闸门，在中低水头的船闸上均可采用。与其他形式的输水系统比较，可节省投资 30%~50%。由于输水廊道从门坎下面通过，可使闸首两侧的边墩结构大为简化。坎下输水形式曾在我国 8 个船闸上使用。具有双向水位差的坎下输水形式已在南京市秦淮河船闸上首次使用。该船闸有坎下输水孔 4 个，每孔高 0.8m，宽 2.3m，输水孔的进口和出口处设有消能室，以适应双向输水消能。消能室前面的墙上设有 8 个高 1.2m、宽 0.78m 的拱形出水孔，消能室顶面设置 5 根宽 0.2m、高 0.4m、间距不等的横向消能栅。阀门采用空腹框架式结构，有两个吊点，各设一台启闭机，同步误差控制在

3%以内。一扇阀门同时控制 4 个输水孔。图 8-91 是南京市秦淮河船闸坎下输水示意图。

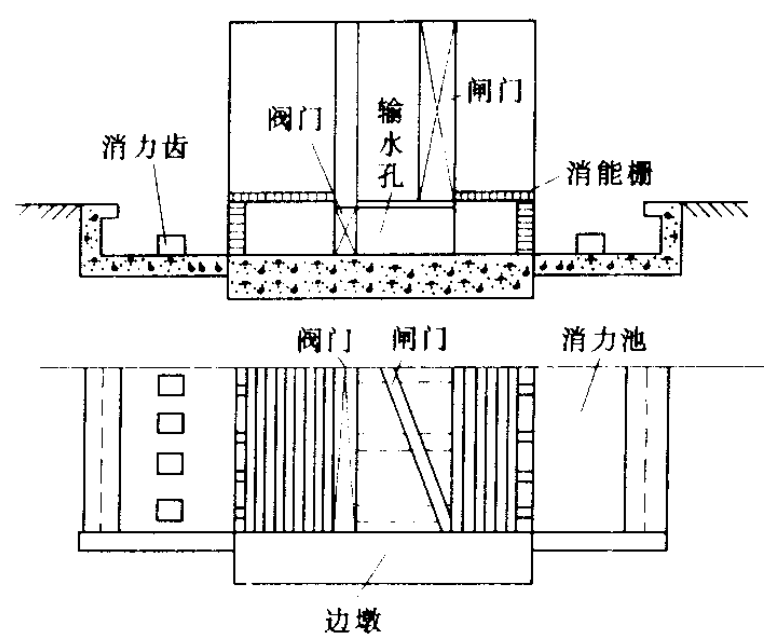


图 8-91 坎下输水

坎下输水不能利用水流本身对冲消能，但其出流沿闸首宽度分布基本上是均匀的，这给流速的调整带来有利因素。消能形式采用消能栅和齿坎，使水流与之碰撞和在消能栅前翻滚消能并调整水流的分布。实际运用证明，消能效果较好。由于淹没水深大，能满足船只停泊要求。此外，输水时间较短，水头 5~6m 的船闸，其输水时间约 8min 左右。

坎下输水若不采用消能设备，在输水孔后将出现水跃；如采用消能栅，其立柱的布置应予注意。当 4 根立柱等距离布置时，由于两侧栅孔出流较大，在邻近闸首的中部将产生回流。当 4 根立柱正对输水孔轴线布置时，虽然平分了孔口出水，但由于闸室断面扩大，在邻近闸首的两侧将出现回流。因此两侧立柱的布置不应正对两侧输水孔的轴线而是向闸室轴线偏移 0.25m。

2. 长廊道输水（图 8-92）

常称分散输水系统是将输水设备布置在闸首及闸室内，灌泄水通过布置在闸墙及闸底板内的输水廊道上的出水孔进行。这种形式与集中输水系统相比，水流条件得到明显改善，适用于高水

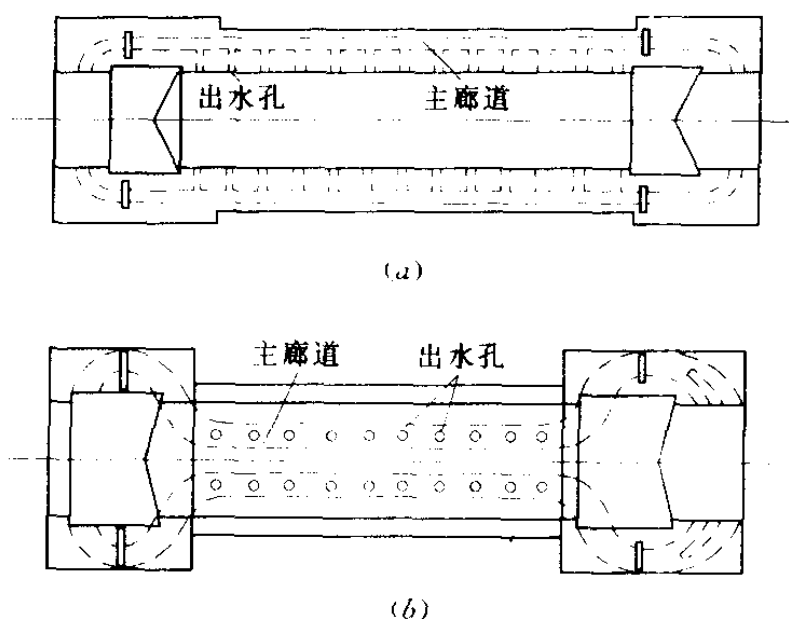


图 8-92 分散式长廊道输水系统示意图

(a) 侧向长廊道输水系统；(b) 底部长廊道输水系统

头的大型闸室。缺点是结构复杂，施工麻烦，工程造价较贵。是用短廊道还是用长廊道系统输水可用下式判断：

$$m = T \sqrt{H} \quad (8-113)$$

式中： T 为闸室灌水时间，min； H 为船闸设计水位差，m。

当 $m > 3.5$ 时，宜采用短廊道集中输水系统；当 $m < 2.5$ 时，宜采用长廊道分散输水系统；当 $2.5 \leq m \leq 3.5$ 时，经技术经济论证或参照类似工程选定。在取水工程中，绝大多数情况 $m > 3.5$ ，采用短廊道输水系统。

有关闸门、阀门、启闭机及自动操作系统详见《船闸设计规范》和“闸门”分册。船闸的稳定及结构计算参见《船闸设计规范》或《水闸》分册。船闸的水力计算参见《船闸设计规范》。

关于船闸在取水枢纽工程的布置详见本书的第三章有坝取水工程布置。

八、船闸的泥沙淤积及防治^[58]

(一) 多沙河流

在多泥沙河流建坝后，改变了天然河道的相对平衡，根据船舶航行要求，须依地形和取水工程布置，在靠河侧设置隔流分水导墙，或另行开挖引航道。河流弯曲时易造成泥沙淤积，上下游

引航道和船闸闸室也必然泥沙淤积，因此防治泥沙淤积是船闸总体设计的关键技术之一。淤积主要表现在船闸灌水及异重流和回流产生淤积，泄洪或洪水倒灌也易产生泥沙淤积。

（二）泥沙淤积防治措施

1. 从坝址选择布置着手

（1）船闸引航道轴线与天然河流主流应一致。

（2）船闸副导墙的长度和布置应具有防淤或减淤功能。

2. 工程措施

（1）修建冲沙闸。在引航道内船闸旁修建冲沙闸，定期冲沙，一般一天冲一次，每次 10~12h。

（2）修建丁坝等。有时利用船闸输水廊道放水冲淤，整个取水工程也设置大型冲沙闸，定期开闸泄冲沙。

（3）机械清淤。采取上述措施后，引航道和闸室仍有淤沙，需机械清除淤沙，必要时停航，上、下检修门放下，人工清理，用高压水枪冲洗，用泥浆泵抽排出去。

第四节 壅水建筑物与船闸的抗冰冻设计^[43]

我国北方及西北地区是冰冻地区，在冬季运行过程中均存在冰、冻融、地基土冻胀作用问题，使不少工程发生中度和重度破坏，即使温和地区水利水运建筑物也存在混凝土的冻融破坏问题，故应搞好水利水运建筑物的抗冰冻设计，保证其安全运行和应有的工程寿命。

做好壅水建筑和船闸的抗冰冻设计，必须充分掌握建筑物所在地的自然条件、建筑物施工和运行条件等基本资料，根据冰冻作用的因素、危害程度，船闸及壅水建筑物规模及其溢流坝型，来确定抗冰冻设计方案并提出对施工工艺和运行方面的要求，还应从选坝址和船闸闸址、工程布置、结构形式和材料性能上采取抗冰冻作用的工程措施，必要时可考虑其他辅助性技术措施。

一、溢流坝与船闸抗冰冻设计必备资料

应根据需要取得工程地点的气象、冰情、工程地质和冻土资料。对这些资料的要求、获取方法及计算方法均详见 SL211—98《水工建筑物抗冰冻设计规范》^[43]中的 2 及附录 A 和附录 B。

二、冰冻荷载

作用在水工水运建筑物上的冰冻荷载就是静冰压力和动冰压力与切向冻胀力，水平冻胀力及竖向冻胀力。以上这些荷载的计算详见 SL211—98《水工建筑物抗冰冻设计规范》^[43]中的 3 及附录 D。

三、冰冻地区对水工材料要求

(1) 混凝土材料。混凝土抗冻等级分为六级，即 F400、F300、F200、F150、F100、F50。各类水工水运结构及构件的混凝土抗冻等级应根据气候分区、冻融循环次数、表面气候条件、水分饱和程度、构件重要性来选定。对于混凝土或浆砌石溢流坝与船闸，在冰冻地区对材料的要求，可参见 SL211—98《水工建筑物抗冰冻设计规范》^[43]中第 4 部分的有关内容。

(2) 接缝止水。止水片宜用耐低温、抗老化和具有较大延伸率的橡胶或合成橡胶类材料制成。对深埋于混凝土中或水下的，变形不大时，可使用厚 0.6~0.8mm 的退火紫铜片，形式宜为 Ω 形。

(3) 保温材料。严寒地区外露的水工建筑物如船闸闸室充水结构，宜采用泡沫混凝土层，外面宜增设具有防水性能的保护层。采用聚苯乙烯泡沫塑料板作保温材料时，其原材料性能应符合表 8-23 的各项规定。

表 8-23 聚苯乙烯泡沫塑料板物理力学性能

密度 (kg/m ³)	吸水性 (g/m ³)	压缩强度 (压缩 50%) (kPa)	弯曲强度 (kPa)	尺寸稳定性 -40℃~+70℃ (%)	导热系数 [W/(m·c)]
≤20	<80	≥150	>180	±0.5	≤0.04
20~35		≥200	≥220		

四、冰冻地区对水工建筑物、船闸的特殊设计要求

(1) 坝顶超高：按常规设计和抗冰要求计算，并取两种计算超高的较大值。抗冰冻设计超高应按下列情况计算。

1) 流冰期河道与水库水位低于正常蓄水位，能调蓄凌汛流量而不超过正常蓄水位，其坝顶超高可按常规设计。

2) 流冰期按正常蓄水位运行，其正常蓄水位以上蓄冰容积不宜小于年流冰总量的 $1/3 \sim 1/2$ 。并自蓄冰最高水位以上按常规计算超高。

3) 无蓄冰容积水域需要泄冰，船闸上游引航道导墙和上闸首闸门与边墩及混凝土坝和浆砌石坝的挡水坝段和相邻岸翼墙的超高不宜小于开始流冰时水位以上 $1.5 \sim 2.0$ 倍河流与水库内最大冰厚。

4) 当坝与船闸上游武开江的年份较多时，不论泄冰与否，上述超高还应根据冰情估计的准确性、泄冰能力和采取措施的可靠性，以及冰灾后果等因素，加大到 $3 \sim 4$ 倍的河道与水库内最大冰厚，作船闸和混凝土坝和浆砌石坝的超高。以上所述各项超高应只算到闸与坝顶，不得算至坝的防浪墙顶。

(2) 冰冻地区的大坝与船闸上闸首稳定与应力分析，应考虑坝与船闸前水平冰压力与其他非冰冻荷载组合。基底面上的凝聚力 C 值，应考虑由于冻融而减小的影响。溢流坝排冰时，堰上水深宜大于流冰初期最大冰厚，下游消能尽量采用戽流消能或是远驱水跃方式。岸坡应防止冻融作用引起的崩坍或滑坡。溢流坝如考虑泄冰，堰顶较常规设计应增加配筋且其保护层不小于 20cm ，混凝土强度等级不低于 $C30$ ，鼻坎应焊钢板保护，消力池内不宜设置消力墩。

(3) 冰冻地区坝与船闸的上、下闸首与闸室的闸墙基础埋置深度应根据土的冻胀性和建筑物等级按下列要求确定：

1) 地基土冻胀性属 I、II 级时，基础埋深可以小于基础设计冻深。

2) 地基土冻胀性属 III 级时，1、2、3 级建筑物基础埋深不应

小于基础设计冻深,4、5级建筑物基础埋深可小于基础设计冻深。

3) IV、V级冻胀性土,各级建筑物基础埋深均应大于或等于基础设计冻深。

(4) 严寒地区溢流坝两侧非溢流坝段或边墙应与岸墙采用分离式;溢流坝下游消力池底板和护坡,宜减小分块尺寸。分块的边长顺水流方向宜取8~10m,垂直水流方向宜取10~12m。溢流坝坝踵坝趾处设置梯形断面齿墙,深度不宜大于30cm。溢流坝坝基及船闸上、下闸首验算稳定和应力除考虑冻冰水平压力外,还应考虑基底面土的冻胀竖向向上冻胀力 F_v ,计算公式如下:

$$F_v = m_\sigma \alpha_0 \sigma_v A \tag{8-114}$$

$$m_\sigma = 1 - ([S]/\Delta h)^{1/2} \tag{8-115}$$

基础无冰时:

$$\alpha_0 = (1 - d_i Z_f)^{3/2} \tag{8-116}$$

基础上有冰时:

$$\alpha_0 = [1 - (d_i + \delta_i)/Z_f]^{3/2} \tag{8-117}$$

式中: F_v 为作用在单块基底面上的竖向冻胀力标准值,kN; m_σ 为竖向位移影响系数; α_0 为基础度影响系数; σ_v 为单位竖向冻胀力标准值,kPa,见表8-24; $[S]$ 为建筑物基础允许产生可复位的垂直位移值,m,1与2级建筑物 $[S]=0,3,4,5$ 级建筑物 $[S]$ 值可按表8-25取值; Δh 为计算点的表冻胀量,mm; d_i 为计算点基础厚度,m; Z_f 为计算点基础设计冻深,m; δ_i 为基础上冻层厚度,m。

表 8-24 单位竖向冻胀力标准值 σ_v (单位: kPa)

块基础面积 (m ²)		5	10	50
地基土表冻胀量 Δh (mm)	20	100	60	50
	50	150	100	80
	120	210	150	120
	220	280	210	170
	>220	281~360	211~280	171~230

注 1. 表中数值可内插。
2. 本表不适用于单块基础边长小于2.0m和长宽比大于5的基础。

表 8-25

基础允许冻胀竖向位移值 [S]

(单位: mm)

建筑物类型及结构部位		[S]	
		3 级建筑物	4、5 级建筑物
涵闸进出口基础板		15	25
溢流坝、橡胶坝底板、船闸上下游闸室闸首底板		10	15
溢流坝下游消力池底板护坦板, 上游铺盖板桩	有侧向约束	15	25
	无侧向约束	20	30

(5) 抗冻胀措施。

1) 采用非冻胀性材置换冻胀性地基, 并满足下列要求:

(a) I、II、III 级冻胀性地基的置换材料采用砂砾料时, 其中小于 0.05mm 料径的颗粒含量按质量比必须小于总质量的 6%; 置换料与原状土之间设置反滤层或用非织造土工织物隔离; 置换的地基宜具有良好的排水条件。

(b) IV、V 级冻胀性地基在满足本条第 1) 款的技术要求的同时, 应采用具有足够强度、厚度和抗老化性能的土工织物反滤材料封包置换地基。置换的地基在冻结期内必须有通畅有效的排水条件。

(c) 置换深度应满足建筑物抗冻胀稳定要求。置换范围沿建筑物基础投影轮廓线向外侧加大 0.3~0.5m。

2) 对 4、5 级与 6、7 级船闸建筑物可采用回填土分层压实, 其压实深度: 对于 I、II、III 级冻胀地基为 $(0.8\sim0.9)Z_f$, 回填分层厚度为 25~30cm, 压实干密度 $\rho_d\geq 1600\text{kg/m}^3$; 对于 IV、V 级冻胀地基, 压实深度为 $(0.95\sim1.05)Z_f$, 回填土分层厚度不大于 25cm, 压实干密度 $\rho_d\geq 1650\text{kg/m}^3$ 。

3) 也可采用保温材料。保温材料厚度为基础板的 $\frac{1}{10}\sim\frac{1}{15}$ 。

(6) 水工挡土墙 (岸、翼墙) 及船闸分离式闸首边墩与闸室墙的抗冰冻设计。

该部分的设计要求详见 SL211—98《水工建筑物抗冰冻设计

规范》^[43]中的“9. 挡土墙”部分。

(7) 冰冻期需要操作船闸人字门或横拉门时, 启闭机室内应具有采暖设备, 有热蒸气管通入, 而且热蒸汽管通入闸门启闭机的运动曲柄链杆、门叶和门槽应采取加热保温措施。一般定时加热, 使需加热部位冰厚度融化为 1mm 厚。对频繁过船的船闸, 需连续加热运动部件, 不允许结冰。除上述热蒸汽法外, 还有压力水射流法、压缩空气吹泡沫或聚苯乙烯泡沫塑料板保温法。还有热空气法, 即用管状电加热器为热源, 均匀地布置在门叶结构中间。门叶下游面全部采用聚苯乙烯泡沫塑料板封闭保温, 其板厚度不得小于 50mm。

参考文献及参考资料

- 1 宋祖诏、张思俊编著. 渠首工程. 北京: 水利电力出版社, 1989 (第二版)
- 2 中华人民共和国水利部. 灌溉与排水工程设计规范. 北京: 中国计划出版社, 1999. 8
- 3 周素真等编著. 取水枢纽工程. 武汉: 武汉水利电力大学出版社, 2000. 7
- 4 严晓达, 刘旭攻, 李贵启等编著. 低水头引水防沙枢纽. 北京: 水利电力出版社, 1990. 11
- 5 刘旭东. 印度式渠首布置及其引水防沙结构水力计算. 西北水利科学研究所
- 6 郭桂珍. 多泥沙河流低坝式引水枢纽. 西北水利科学研究所, 1979. 12
- 7 罗福安, 吴清一等. 低水头枢纽防沙措施试验研究. 水利科学研究院泥沙研究所
- 8 梁晓华译. 新一代印度式引水防沙枢纽设计要点. 新疆水利科技, 1982. 3
- 9 谢致刚. 新疆人工弯道工程经验, 1982. 3
- 10 李贵启. 多泥沙河流人工弯道式引水枢纽. 西北水利科学研究所, 1979. 10
- 11 李承旗. 新疆山溪性多泥沙河流的弯道式引水枢纽. 新疆水利科技
- 12 刘旭东, 李贵启. 人工弯道式引水枢纽上下游整治问题. 西北水利科学研究所
- 13 马国有, 周素真. 弯道环流在取水防沙中的应用. 农田水利与小水电, 1993. 第二期
- 14 新疆水勘院水工室. 弯道式引水渠首的设计要点. 新疆水利科技, 1982. 9
- 15 刘瑜等. 新疆古尔图弯道式渠首总结. 新疆建设兵团第七师设计院
- 16 郭士付, 周维启, 卢震. 新疆底拦栅引水渠首. 泥沙研究 1983. 3
- 17 梁晓华. 头屯河拦栅渠首的设计和运行. 新疆水利科技, 1982. 1
- 18 周素真. 国外的底拦栅取水枢纽, 1982. 5

- 19 水利电力部昆明设计院. 云南省水电站取水防沙经验总结汇编, 1982. 6
- 20 云南省水利水电科学研究所. 云南省水电建设中的取水防沙, 1982. 8
- 21 梁志勇等. 引水防沙与河床演变. 北京: 中国建材出版社, 2000. 1
- 22 陈震. 新型取水防沙枢纽设计、试验和运行. 贵州电力设计院, 1982. 8
- 23 杨柱华. 四川省玉溪河引水灌溉工程凸岸取水防沙措施及运行情况. 四川省水利电力勘测设计院, 1982. 8
- 24 湖北省水利勘测设计院编. 大型电力排灌站. 北京: 水利电力出版社, 1989. 12
- 25 华东水利学院编. 抽水站. 上海科技出版社
- 26 于鲁田. 大禹渡引黄电灌站设计运行经验. 山西省水利勘测设计院
- 27 于鲁田. 多沙水流泵站技术. 中国水利出版社
- 28 周金全编. 地表水取水. 北京: 中国建筑工程工业出版社, 1986
- 29 吴赳赳等编. 给水工程 (第二版). 中国建筑工程工业出版社, 1995. 11
- 30 董辅祥主编. 给水水源及取水工程. 北京: 中国建筑工程工业出版社, 1998. 6
- 31 姚乐人. 江河防洪工程. 武汉: 武汉水利电力大学出版社, 1999. 6
- 32 余文涛, 曾静贤. 长江护岸丁坝局部冲刷和防洪研究, 长科院长江河道研究成果汇编, 1987
- 33 周素真, 钱尧华等. 底拦栅式取水枢纽试验研究. 武汉水利电力学院, 1982. 5
- 34 熊启钧. 博克拉沉沙池设计运行经验. 河南省水利勘测设计院, 2001
- 35 李焕才, 王孝思. 水电站斜板沉沙池模型试验研究. 泥沙研究, 1986. 6
- 36 钟淳昌, 戚盛豪. 简明给水设计手册. 北京: 中国建筑出版社, 1989 (第一版)
- 37 DL5108—1999 混凝土重力坝设计规范. 北京: 中国电力出版社, 2000. 7
- 38 DL5077—1997 水工建筑物荷载设计规范. 北京: 中国电力出版社, 1998. 2
- 39 水闸设计规范. 中国水电出版社
- 40 JTJ261—266 (试行) 船闸设计规范. 人民交通出版社
- 41 GBJ130—90 内河航行标准. 中国计划出版社, 1991
- 42 SL/T191—96 水工混凝土结构设计规范. 北京: 中国水利电力出版社, 1997. 5
- 43 SL211—98 水工建筑物抗冰冻设计规范. 北京: 中国水利电力出版社, 1998. 9
- 44 船闸抗冰冻设计资料. 中国计划出版社

- 45 SL25—91 浆砌石坝设计规范. 中国水利电力出版社, 1991
- 46 SL227—98 橡胶坝技术规范. 北京: 中国水利电力出版社, 1999. 1
- 47 吴媚玲编著. 水工建筑物. 清华大学出版社
- 48 郭子中著. 消能防冲原理与水力设计. 北京: 科学出版社, 1982
- 49 李炜, 徐孝平主编. 水力学. 武汉水利电力大学出版社
- 50 水利部中国灌排技术与发展培训中心等. 中日橡胶坝技术交流文集, 1995. 北京
- 51 河南省橡胶坝技术经验交流文集. 河南水利增刊, 2000. 1
- 52 涂启明编著. 船闸总体设计与图例. 北京: 人民交通出版社, 1992. 8
- 53 全国拱坝新技术研讨会论文集. 河海大学、江苏省水电工程学会, 2001. 10
- 54 美国和加拿大若干船闸. 国外通航建筑物, 1989
- 55 陆谟芳. 美国邦纳维尔船闸. 水运工程, 1989
- 56 涂启明. 朝鲜大同江南浦船闸. 水运工程, 1987 (6)
- 57 第 24 届国际航运会议文集第四分册. 交通部水运工程科技情报网, 1987
- 58 涂启明. 船闸设计中泥沙淤积和防治问题. 水运工程, 1986 (6)
- 59 陆文海编著. 水工新技术设计. 成都: 成都科技大学出版社, 1992. 10

Images have been losslessly embedded. Information about the original file can be found in PDF attachments. Some stats (more in the PDF attachments):

```
{
  "filename": "MTExMDk4MTQuemlw",
  "filename_decoded": "11109814.zip",
  "filesize": 25338338,
  "md5": "c5ac4c5f35d98ac24141dd93bc50ca72",
  "header_md5": "ed02283083c55110bd74fabf79b360be",
  "sha1": "660abda9d62c4c8e9746aeb954618dc6c2747700",
  "sha256": "8597c39ba1906489aa0507aad4a6a57d08b92bbf00fa9a301d83b4deabf1346d",
  "crc32": 3261612911,
  "zip_password": "",
  "uncompressed_size": 26349936,
  "pdg_dir_name": "\u255a\u00ed\u2566\u00ab\u2563\u00f1\u2502\u2560_11109814",
  "pdg_main_pages_found": 456,
  "pdg_main_pages_max": 456,
  "total_pages": 464,
  "total_pixels": 1639219200,
  "pdf_generation_missing_pages": false
}
```