

取水输水建筑物丛书

主编 陈德亮

Sluices

水闸

陈宝华 张世儒 编著



中国水利水电出版社
www.waterpub.com.cn

丛书策划 王照瑜
责任编辑 冯红春
封面设计 王鹏

取水输水建筑物 丛书

倒虹吸管 Inverted Siphons	渡槽 Aqueducts	隧洞 Tunnel Conduits	泵站 Pumping Stations	涵洞 Culverts	水闸 Sluices	取水工程 Water Diversion Projects
量水技术与设施 Water Measurement Technique and Measure	跌水与陡坡 Drops and Steep Slopes	闸门与启闭设备 Gates and Hoists	桥梁与基础 Bridges and Foundations			

ISBN 7-5084-1509-4



9 787508 415093 >

ISBN 7-5084-1509-4 / TV · 341

定价 36.00元

华北水利水电学院图书馆



207813678

TV66

C360

取水输水建筑物丛书

主编 陈德亮

Sluices

水 闸

陈宝华 张世儒 编著

Shuizha



中国水利水电出版社

www.waterpub.com.cn

781367

内 容 提 要

本书共有六章,全面系统地阐述了水闸工程的等级划分及设计洪水标准,总体布置,水力计算,防渗排水设计及近年来防渗、消能防冲的新工艺新方法,闸室稳定分析及软基处理、沉降计算,以及水闸的结构设计等。书末还附有6个附录,分别给出了岩土的分类方法,基础下的应力系数表和弹性地基梁的弯矩系数表,以及条形基础的附加应力计算。

本书内容比较全面、实用,既有系统的理论分析,又有部分工程实例作参考,特别适合于各地水利设计部门使用。

本书可供水利工程技术人员学习,是一部水闸设计人员理想的参考书;同时,本书也可用作水利院校师生的教学参考书。

图书在版编目(CIP)数据

水闸/陈宝华等编著. —北京:中国水利水电出版社, 2003

(取水输水建筑物丛书/陈德亮主编)

ISBN 7-5084-1509-4

I. 水… I. 陈… III. 水闸-水利工程 IV. TV66

中国版本图书馆CIP数据核字(2003)第037018号

书 名	取水输水建筑物丛书 水闸
作 者	陈宝华 张世儒 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: sales@waterpub.com.cn 电话: (010) 63202266 (总机)、68331835 (营销中心)
经 售	全国各地新华书店和相关出版物销售网点
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	850mm×1168mm 32开本 13印张 349千字
版 次	2003年9月第1版 2003年9月第1次印刷
印 数	0001—4100册
定 价	36.00元

凡购买我社图书,如有缺页、倒页、脱页的,本社营销中心负责调换

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年新中国成立以来，我国的用水状况发生了很大变化。新中国成立初期，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

2003/12

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，对水资源进行地域上的再配置。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》（以下简称《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《闸门与启闭设备》；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，我国的用水状况发生了很大的改变。随着经济与社会的发展，特别是改革开放 20 多年来，由于城市化进程的加快，水利建设的重点已从农业用水转化为发展城市、发展工业及保护生态与环境。相应水利工程的重点也已从灌区建筑物转变为大量的取水输水建筑物。为了适应当前和今后社会经济发展的需要，特编写这本《水闸》，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。

本书内容包括水闸的等级划分及设计洪水标准、水闸总体布置、水闸水力计算、防渗排水设计、闸室布置及稳定计算、水闸结构设计及计算等。本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，总结了近年来技术上先进、经济上合理、运用安全可靠的实践经验，并介绍了一些典型工程实例作为参考。本书可供水利工程技术人员学习使用，也可供水闸设计人员参考。

本书由江苏省太湖水利设计研究院陈宝华、张世儒编写，书中例题和插图绘制由江苏省太湖水利设计研究院孙永明、于建忠两位同志完成。本书稿完成后，由《取水输水建筑物丛书》主编陈德亮教授进行了审稿，并提出了很多宝贵的意见，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。

作者

2002 年 11 月

目 录

序

前言

第一章 概述.....	1
第一节 水闸的作用和类型.....	1
第二节 工程等别和建筑物级别.....	4
第三节 水闸的设计洪水标准.....	7
第二章 水闸的总体布置	11
第一节 水闸的闸址选择	11
第二节 水闸的组成及一般布置	16
第三节 水闸枢纽的布置	26
第四节 水闸与其他建筑物的联合布置	33
第三章 水闸的水力设计	43
第一节 水闸的闸孔设计	43
第二节 水闸的消能防冲设计	62
第四章 水闸的防渗排水设计	99
第一节 地下轮廓设计	99
第二节 渗流计算.....	105
第三节 地基土的抗渗稳定性计算.....	117
第四节 防渗排水设施.....	125
第五节 侧向绕渗计算和防渗措施.....	154
第五章 闸室的布置和稳定分析.....	158
第一节 闸室结构布置.....	158
第二节 荷载及其组合.....	170

第三节	闸室稳定计算.....	180
第四节	地基允许承载力计算.....	198
第五节	地基沉降计算.....	210
第六节	基础处理设计.....	217
第六章	水闸的结构设计.....	255
第一节	结构设计原理及有关规定.....	255
第二节	闸底板设计.....	264
第三节	闸墩设计.....	305
第四节	上部结构的构造及计算.....	316
第五节	岸墙和翼墙的结构设计.....	325
附录 I	岩土分类方法.....	339
附录 II	条形基础下的地基应力系数表.....	345
附录 III	条形基础的附加应力计算.....	375
附录 IV	弹性地基梁的弯矩系数表 (郭氏表)	381
附录 V	弹性地基梁在边荷载作用下的弯矩系数表.....	396
参考文献		404

第一章 概 述

第一节 水闸的作用和类型

水闸是一种低水头水工建筑物，具有挡水、泄水的双重作用，在水利工程中应用十分广泛。其主要作用除了通过闸门的启闭控制流量和调节水位外，还担负着防止潮水倒灌以及汛期排泄洪（涝）水的功能。水闸常常与其他水工建筑物组成水利枢纽，共同发挥作用，如与泵站组成抽水站枢纽、与水电站组成发电站枢纽，与其他挡水建筑物组成水库枢纽等。

水闸类型很多，按不同的分类法分述如下。

一、按照水闸的作用分类

水闸按照其作用可分为进水闸、分水闸、节制闸、泄水闸、排水闸、分洪闸、冲沙闸等，有些水闸兼有多种作用。

1. 进水闸

进水闸修建在河道、水库或湖泊的岸边、灌溉引水渠道的首部，用以保证控制入渠流量。由于进水闸位于渠首，所以又称渠首闸。

2. 分水闸

分水闸是用来把上一级渠道的流量按照需要引入下一级渠道，实际上就是下一级渠道的进水闸。分水闸的作用是控制调配流量，以达到计划用水的目的，是渠系中的配水建筑物。由于分水闸所在的位置不同，习惯上又有不同的名称，例如在支渠渠首的称支渠进水闸，在斗、农渠进水口的称斗门、农门等。

3. 节制闸

节制闸一般均横跨干、支渠修建，且位于支、斗渠分水口的下游，用以控制闸前水位，满足支、斗渠道引水时对水位的要求。

节制闸主要利用闸门的启闭来控制渠道水位。

4. 泄水闸

泄水闸的作用是为了宣泄水库、涝区、河道、渠道超过调蓄能力的洪水或存水。例如，设在水库溢洪道上排泄超过水库调蓄能力的水闸；由涝区排水的排水闸（见下）等。对于渠道上起排泄入渠洪水或多余水量作用的泄水闸，一般都建在重要渠段（如大填方、高边坡和地质条件较差的渠段）或重要渠系建筑物（如渡槽、倒虹吸、分水枢纽等重要建筑物）上游的渠侧。闸后设较短的泄水渠道，将洪水引入承泄区。当上游来水较多，下游发生洪水漫溢、危及建筑物安全，或险工地段发生事故，需要抢修时，泄水闸能及时排泄洪水或渠水，以保障重要渠段或重点建筑物的安全。在对渠道或建筑物进行维修时，也可用来放空渠水。

5. 排水闸

排水闸常修建在排水渠道末端的江河堤防线上。位于灌溉渠道末端的排水闸又称退水闸。排水闸的作用是将控制地区内的洪涝水排入江河或湖泊，以防止内涝。当控制区有蓄水灌溉任务时，在外河水位低落时，可以关闸蓄水。修建在感潮河段的排水闸，又称挡潮闸，除具有挡潮、排涝的功用外，还可以在控制区需水时引取涨潮顶托的河水用于灌溉或换水，改善城市水环境。排水闸的特点是既要双向挡水，又能双向过水。

6. 分洪闸

分洪闸常建于河道一侧分洪道首部，用来将超过下游河道安全泄量的洪水泄于分洪区或滞洪区，以削减洪峰，保证下游安全。

7. 冲沙闸

冲沙闸多修建在多泥沙河流上的引水枢纽或渠系中沉沙池的末端。当闸前有泥沙沉积时，可开闸放水，利用水流冲走沉积在上游河段或渠段的泥沙。修建在引水枢纽中的冲沙闸，可兼作洪水期泄洪之用。渠系中的冲沙闸，也可以设在布置在有节制闸的分水枢纽处，或者直接利用泄水闸冲沙。

二、按照闸室的结构型式分类

按照闸室的结构型式，水闸可分为开敞式水闸、胸墙式水闸、涵洞式水闸和双层式水闸。

1. 开敞式水闸

开敞式水闸的闸室为开敞式结构，开敞式闸室亦称堰流式闸室。其泄流特点是：闸门全开时过闸水流具有自由水面，一般闸槛高程较高，挡水高度较小的水闸都采用这种型式；当闸门全部打开时，闸室过水断面面积和泄流量都随着水位的抬高而增加，这对需要泄洪、分洪的水闸是一个很大的优点，因此，泄洪闸或分洪闸宜采用这种结构型式。由于过闸水流不受任何阻挡，大量的漂浮物可随着水流下泄，不致阻塞闸孔，因此有排冰、过木要求的水闸或有通航要求的闸孔，应采用开敞闸室结构。

2. 胸墙式水闸

胸墙式水闸闸室亦称孔流式闸室。其泄流特点是：闸门全开时过闸水流只能通过固定孔洞下泄，自由水面受到闸室上部的胸墙所阻挡，一般闸槛高程较低，挡水高度较大的水闸常采用这种结构型式。对于闸上水位变幅较大，高水位时需关闸挡水，而闸室总宽度为低水位时过闸流量所控制，即挡水位高于泄水运用水位或者为防止闸下局部冲刷，有限制过闸单宽流量要求的水闸，采用这种结构型式也较为合适，这样既不影响水闸的过水能力，又可减小闸门高度和启门力，降低工作桥高度（在有抗震要求的地区，更能显示出它的优越性）。因此，沿江、沿海地区的排水闸（排涝闸）、挡潮闸多采用这种结构型式。但是这种闸室结构显然不适用于有排冰、过木等要求的水闸。同时，由于闸室顶部设有固定结构，很难满足通航净空的要求，因此，也不适用于兼有泄水和通航作用的闸孔。

3. 涵洞式水闸

涵洞式水闸主要修建在渠堤较高、引水流量不大的渠道上，根据水力条件的不同，涵洞式水闸可分为有压涵洞水闸和无压涵洞水闸两种。灌排工程中，小型水闸和泄水闸常采用有压式；小型

分水闸如斗、农门等常采用无压式。

涵洞式水闸具有以下一些特点：①主要依靠洞身上的填土挡水；②洞身内的流态随闸前水位变化，同一水闸，洞身内可能出现无压流、有压流或半有压流等不同流态；③闸基防参与堤身防渗统一考虑；④洞身上填土高度不等，荷载沿洞身分布不均匀，应将洞身适当分段，设置沉降缝和止水设备，以防止不均匀沉降，危及洞身安全。

涵洞式水闸一般由进口首部、洞身和进出口连接段组成。在进口处设置闸门，其洞身工作特点与设计方法与涵洞相同，本书不作详细论述，详见《取水输水建筑物丛书》中《涵洞》分册。

4. 双层式水闸

双层式水闸闸室亦称混合泄流式闸室，是一种分上、下两层，分别装设闸门，既具有面层泄流能力，又具有底层泄流能力的闸室结构。其泄流特点是：开启上层闸门时可利用面层泄流泄放洪水和漂浮物，开启下层闸门时可利用底层泄流冲走闸前淤积的泥沙。这种结构型式多数适用于拦河节制闸或进水闸、分水闸。有时在软弱地基上建闸，为了加强闸室垂直水流向的横向刚度，以减小地基的不均匀沉降和闸室的结构变形，往往在闸室中部增设一层水平横向隔板，以构成上、下两层泄水通道，但共有一道闸门。

第二节 工程等别和建筑物级别

一、平原地区水闸枢纽工程的等别和建筑物级别

平原地区水闸枢纽工程是以水闸为主的水利枢纽工程，一般由水闸、船闸、泵站、水电站等水工建筑物组成，有的还包括涵洞、渡槽等其他泄（引）水建筑物。水闸作为挡水、泄水的水工建筑物，其主要作用除了日常的调节水位、控制流量或防止潮水倒灌外，同时在汛期还具有排泄洪（涝）水的作用，且排洪（涝）流量往往较大。因此，选用最能直接反映水闸枢纽工程规模和主要特点的水闸的最大过闸流量作为水闸枢纽工程的一项重要分等指标。此外，相同规

模的水闸，由于其作用不尽相同，工程防护的范围也不一样，工程一旦失事，所遭受的损失相差很大，因此，水闸枢纽工程防护对象的重要性也是工程分等的一项重要指标。

SL265—2001《水闸设计规范》规定：平原地区水闸枢纽工程应根据水闸最大过闸流量及其防护对象的重要性划分等别，其等别按表 1-1 确定。

表 1-1 平原地区水闸枢纽工程分等指标

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
最大过闸流量 (m^3/s)	≥ 5000	5000~1000	1000~100	100~20	≤ 20
防护对象的 重要性	特别重要	重要	中等	一般	—

注 当按表列最大过闸流量及防护对象重要性分别确定的等别不同时，工程等别应经综合分析确定。

规模巨大或在国民经济中占有特殊重要性地位的水闸枢纽工程，其等别应经论证后报主管部门批准确定。

水闸枢纽中的各水工建筑物的级别应根据其所属枢纽的工程等别、建筑物的作用和重要性划分，按表 1-2 确定。

表 1-2 水闸枢纽建筑物级别划分

工程等别	永久性建筑物级别		临时性建筑物级别
	主要建筑物	次要建筑物	
一	1	3	4
二	2	3	4
三	3	4	5
四	4	5	5
五	5	5	—

注 ①永久性建筑物指枢纽工程运行期间使用的建筑物；主要建筑物指失事后将造成下游灾害或严重影响工程效益的建筑物；②次要建筑物指失事后不致造成下游灾害或对工程效益影响不大并易于修复的建筑物；③临时建筑物指枢纽工程施工期间使用的建筑物。

二、山区、丘陵区水利枢纽中的水闸级别

山区、丘陵区水利水电枢纽的类型很多。有以进水闸、冲沙闸为主的无坝取水枢纽；有以溢流坝（或泄洪闸）、进水闸、冲沙闸为主的有坝取水枢纽；有以溢流坝（或泄洪闸）、非溢流坝、船闸为主的航运枢纽；有以溢流坝（或泄洪闸）、非溢流坝、水电站为主的发电枢纽等；无坝取水枢纽和有坝（闸）取水枢纽亦可统称为灌区渠首枢纽。总之，这些枢纽中都少不了水闸，而这些水闸在有的枢纽中尽管工程规模很大，而且排洪流量也很大，但其级别却是根据所属枢纽的工程级别及水闸自身的重要性而定。例如，四川省几座拦河修建的河床式水电站枢纽，建在汛期行洪流量在 $10000\text{m}^3/\text{s}$ 以上（有的高达 $30000\sim 40000\text{m}^3/\text{s}$ ）的青衣江、涪江、嘉陵江等大江大河上，具有防洪、发电、灌溉等综合效益。枢纽中平时用以调节水位、控制流量和汛期用以排泄洪水的泄洪闸，若按其最大过闸流量指标应列为 1 级水工建筑物，但实际采用的设计级别却都是 3 级，因为该闸所属的枢纽是水电站枢纽，其工程等别是按照水电站装机容量确定的，而枢纽中的水闸设计级别又是按照枢纽工程等别确定的。

山区、丘陵区水利水电枢纽工程等别应按国家现行的 SL252—2000《水利水电工程等级划分及洪水标准》的规定确定。

三、灌排渠系上的水闸级别

灌排渠系上的水闸是指灌排渠系上的进水闸、分水闸、排水闸、泄水闸、退水闸等，是灌排渠系建筑物中的一种类型。

灌排渠系上的水闸级别按过水流量不同划分，分级指标见表 1-3。

表 1-3 灌排渠系上水闸分级指标

工程级别	1	2	3	4	5
过水流量 (m^3/s)	≥ 300	$300\sim 100$	$100\sim 20$	$20\sim 5$	≤ 5

灌排渠系上的其他建筑物包括渡槽、倒虹吸、涵洞、隧洞、跌

水与陡坡等的级别划分同样采用表 1-3 的指标。

四、防洪（挡潮）堤上的水闸级别

位于防洪（挡潮）堤上的水闸，其重要性与防洪（挡潮）堤是一样的，有的防洪（挡潮）堤上的水闸即使规模不大，但一旦失事，其严重后果与防洪（挡潮）堤失事一样，且较难修复，因此防洪（挡潮）堤上的水闸级别只能高于或至少等于防洪（挡潮）堤的级别，而绝不能低于防洪（挡潮）堤的级别。例如，河南省人民胜利渠灌区渠首进水闸（正常流量 $60\text{m}^3/\text{s}$ ，加大流量 $85\text{m}^3/\text{s}$ ）和山东省打鱼张灌区渠首进水闸（设计流量 $120\text{m}^3/\text{s}$ ）的规模都不大，但都是位于黄河大堤上的引黄灌溉闸，具有和黄河大堤同样的重要性，黄河大堤的设计级别为 1 级，因此上述两灌区渠首进水闸的设计级别均定为 1 级。

第三节 水闸的设计洪水标准

一、平原地区水闸的设计洪水标准

平原地区水闸是组成水闸枢纽工程的主要水工建筑物，其主要作用除了调节水位、控制流量外，还承担排泄洪（涝）水的任务，运行工况有设计（正常运用）和校核（非常运用）两种。其设计洪水标准应根据所在河流流域防洪规划规定的防洪任务，以近期目标为主，并考虑远景发展要求，按表 1-4 所列标准综合分析确定。

表 1-4 平原地区水闸的设计洪水标准

水闸级别		1	2	3	4	5
洪水 重现期 (年)	设计	100~50	50~30	30~20	20~10	10
	校核	300~200	200~100	100~50	50~30	30~20

二、挡潮闸的设计潮水标准

挡潮闸是建在潮汐河口处用以防止潮水倒灌的水工建筑物，

有的还兼有积蓄淡水和排除洪（涝）水的作用，挡潮闸的洪水标准根据挡潮闸的工程级别按表 1-5 确定。

表 1-5 挡潮闸的设计潮水标准

挡潮闸级别	1	2	3	4	5
设计潮水位 重现期（年）	≥ 100	100~50	50~20	20~10	10

若按上表确定的设计潮水位低于当地历史最高潮水位时，应以当地历史最高潮水位作为校核潮水标准。

三、山区、丘陵区水闸的设计洪水标准

山区、丘陵区水利水电枢纽中的水闸，作为永久性挡水、泄水建筑物，通常承担平时调节水位、控制流量和汛期排泄洪水的任务，其自身安全的重要性同枢纽中的其他永久建筑物一样，因此山区、丘陵区水利水电枢纽中的水闸的设计洪水标准，应与所属枢纽中其他永久性建筑物的设计洪水标准一致。例如，四川省几座河床式水电站枢纽中水闸的设计洪水标准多采用 50 年一遇设计，500 年一遇校核，与枢纽中的河床式水电站洪水标准是一致的。当然，这些水闸的设计洪水标准也可以采用高于水电站的设计洪水标准（比如采用 100 年一遇设计，1000 年一遇校核），但要与所在河流的洪水特性和流域防洪规划要求相适应，不能脱离实际地擅自提高设计洪水标准。

山区、丘陵区水利水电枢纽中永久性建筑物的设计洪水标准按国家标准 SL252—2000《水利水电工程等级划分及洪水标准》中表 3.2.1 确定。

四、其他类型水闸的设计洪水标准

(1) 位于防洪（挡潮）堤上的水闸，其安全性与重要性与防洪（挡潮）堤是一样的。因此，其防洪标准只能高于或等于防洪（挡潮）堤的设计洪水标准，而绝不低于防洪（挡潮）堤的设计洪水标准。

(2) 灌排渠系上的水闸，其设计洪水标准按表 1-6 确定，设计

防洪标准宜取表列上限值，校核洪水标准可视具体情况和需要研究确定。

表 1-6 灌排渠系上水闸的设计洪水标准

水闸级别	1	2	3	4	5
洪水重现期（年）	100~50	50~30	30~20	20~10	10

(3) 临时建筑物的设计洪水标准依据其结构类别按表 1-7 的规定幅度结合风险度综合分析合理选定，对失事后果严重的重要工程还要考虑遭遇超标准洪水的应急措施。

表 1-7 临时性建筑物的设计洪水标准

建筑物类型	建筑物级别	
	4	5
	洪水重现期（年）	
土石结构	20~10	10~5
混凝土、浆砌石结构	10~5	5~3

风险度是指工程施工期与临时性建筑物选取用的洪水重现期的比率。例如，某工程施工期为 2 年，临时性建筑物选用的洪水重现期分别为 20 年、10 年、5 年或 3 年，则风险度分别为 0.1、0.2、0.4 或 0.67，也就是分别有 90%、80%、60%或 33%的保证率。又如：某工程施工期为 1 年，临时建筑物选用的洪水重现期分别 20 年、10 年、5 年或 3 年，则风险度分别为 0.05、0.1、0.2 或 0.33，即分别有 95%、90%、80%或 67%的保证率。因此，在工程施工期已定的情况下，临时建筑物选用的洪水重现期愈高，其抗风险的保证率则愈高，而在临时建筑物选用的洪水重现期已定的情况下，工程施工期愈短，其抗风险的保证率则愈高。

五、水闸消能防冲的设计洪水标准

水闸闸下消能防冲设施是水闸的重要组成部分，其作用是消除过闸水流的动能，减缓水流速度，防止水流对下游河床和岸坡

的冲刷。当水闸行洪时，如果闸下消能防冲设施被冲垮，必然会直接危及闸室的安全。因此，平原区水闸闸下消能防冲的设计洪水标准应与该水闸的设计洪水标准相一致，这就是说，平原区拦河水闸或挡潮闸闸下消能防冲的设计洪（潮）水标准，应分别按表 1-4 和表 1-5 规定的设计洪（潮）水标准执行。灌排渠系上的水闸闸下消能防冲的设计洪水标准按表 1-6 的规定执行。

山区、丘陵区水工建筑物的设计洪水标准一般是稀遇洪水标准，出现几率很少，且持续时间很短，若闸下消能防冲设施按稀遇洪水标准设计，显然是偏高的。根据我国多年工程经验，山区、丘陵区泄水建筑物消能防冲的设计洪水标准，原则上可低于该泄水建筑物的设计洪水标准，按表 1-8 的规定执行。

表 1-8 山区、丘陵区水闸闸下消能防冲的设计洪水标准

水 闸 级 别	1	2	3	4	5
消能防冲设计洪水重现期（年）	100	50	30	20	10

平原地区及山丘区水闸闸下消能防冲的设计洪水标准，除按上述方法确定外，还应考虑泄放流量小于消能防冲设计洪水标准的流量时可能出现的不利情况。

山区、丘陵区水闸当泄放流量超过消能防冲设计洪水标准的流量时，允许消能防冲设施出现局部破坏，但必须不危及闸室安全，且易于修复，不致长期影响工程运行。

第二章 水闸的总体布置

第一节 水闸的闸址选择

水闸的闸址应根据水闸的功能、特点和运用要求，综合考虑地形、地质、水流、潮汐、冻土、冰情、施工、管理、周围环境等因素，经过技术经济比较后选定。

一、一般要求

1. 地形、地质条件

水闸的闸址宜选择在地形开阔、岸坡稳定、岩土坚实和地下水位较低的地点。

水闸的闸址宜优先选用地质良好的天然地基，避免采用人工处理地基。

水闸的闸址的地质条件对选好闸址至关重要。分析已建水闸工程的失事，其主要原因之一往往是闸址地质条件不好，或虽然经过人工处理但仍未处理好，属不良人工地基。因此闸址应优先选用地质条件良好的天然地基，最好是选用新鲜完整的岩石地基，或承载能力大、抗剪强度高、压缩性低、透水性小、抗渗稳定好的土质地基。如果在规划闸址范围内实在选不到地质条件良好的天然地基，而且又没有其他选择余地时，则只有采用人工处理地基，但这往往是不经济的。国内已建水闸工程多数是修建在平原、滨海地区的土质地基上，在土质地基上，以地质年代较高的粘土、重壤土地基最好。淤泥、淤泥质粘土或粉砂、细砂地基最差，特别是粉砂、细砂地基抗渗稳定性最差，要尽量避开。至于中壤土、轻壤土、砂壤土、粉质壤土、粉质砂壤土或中砂、粗砂地基则属中等，如设计采取的措施失效，也可能发生局部渗流破坏或局部冲刷破坏，对此也应予以注意。

2. 水流条件

闸址的位置应使进闸和出闸水流比较均匀和平顺，闸前和闸后应尽量避免其上、下游可能产生有害的冲刷和泥沙淤积的地方。若在平原河网地区交叉口附近建闸，选定的闸址宜在距离交叉口较远处，若在多支流汇合口下游河道上建闸，其闸址最好远离汇合口，因为闸前需要有足够长度的河段，用以调整由于支流来水量不等、流向不正所形成的闸前不良水流条件，以避免出现在各闸孔过闸流量不均时，出闸水流冲刷岸坡的情况。例如，江苏省某水闸位于紧临三条支流汇合口的下游河道上，各支流来水量不等，流向不正，来不及调整，对该闸的进水条件造成十分不利的影响，实际运行情况证明，由于各孔过闸流量不均，致使出闸水流左右折冲，下游河床严重变形，岸坡坍塌，不得不进行必要的加固处理。后经水工模型试验验证认为，凡是在多支流汇合下游河道上修建水闸，其闸址至汇合口至少应保持相当于水闸上游河道水面宽度的3倍距离。

3. 铁路、公路的影响

在铁路桥或Ⅰ、Ⅱ级公路桥附近建闸，选定的闸址与铁路桥或Ⅰ、Ⅱ级公路桥的距离不能太近。由于铁路桥或Ⅰ、Ⅱ级公路桥车流量大、交通繁忙，对附近水闸的正常运行有一定的干扰影响。为了保证水闸的正常运行和良好的使用环境，若在铁路桥或Ⅰ、Ⅱ级公路桥附近建闸，选定的闸址与铁路桥或Ⅰ、Ⅱ级公路桥不宜太近，根据已建大、中型水闸工程的调查资料，水闸轴线至上、下游护坦、海漫末端的长度最大可达100m左右，因此在一般情况下，水闸闸址（自轴线算起）与铁路桥或Ⅰ、Ⅱ级公路桥的距离至少不宜小于100m。至于在Ⅲ、Ⅳ级公路桥附近建闸，因Ⅲ、Ⅳ级公路桥的车流量不大，对水闸正常运行干扰影响不大，故不受上述限制，甚至还可以结合使用。

4. 施工、管理条件

选择闸址应综合考虑材料来源、对外交通、施工导流、场地布置、基坑排水、施工用水、用电等条件，还应考虑水闸建成后

工程管理和防汛抢险等条件。

选择闸址还应考虑尽可能少占土地及拆迁房屋，尽量利用周围已有的公路、航运、动力、通信等公用设施。有利于绿化、净化、美化环境和生态环境保护，有利于开展综合经营。

二、特殊要求

由于各类水闸其主要作用和功能不一样，在闸址选择时对不同类型的水闸，有不同的要求。

(1) 节制闸或泄洪闸闸址宜选择在河岸基本稳定的河段，经技术、经济比较后也可选择在弯曲河段裁弯取直的新开河道上。

节制闸主要是用来调节水位、控制流量，以满足灌溉、航运、发电等要求，有的在汛期还兼有排泄洪水的任务，使河（湖）水位不超过某一限定值，以免造成堤防溃决；而泄洪闸则以承担泄洪任务为主，平时也可兼顾蓄水灌溉等要求。为了保证节制闸或泄洪闸泄水（特别是汛期泄洪）通畅，减少对上、下游河（湖）床的冲淤影响和对堤防的威胁，节制闸或泄洪闸闸址宜选择在河道顺直、河势相对稳定的河段，这样可使过闸水流平顺，单宽流量分布均匀，具有良好的水流状态。

(2) 进水闸、分水闸或分洪闸闸址宜选择在河岸基本稳定的顺直河段或弯道凹岸顶点稍偏下游处。

进水闸或分水闸主要是用来引水灌溉或发电，或向城镇及工矿企业供水；而分洪闸主要是将下游河道不能安全下泄的多余洪水分入分洪区（亦称蓄洪区或滞洪区）。进水闸、分水闸与分洪闸虽然作用不同，但都是建在河（渠）道岸边，在水流条件方面有着共同的要求。为了保证进水闸或分水闸有足够的引水量，并减少进口泥沙淤积或泥沙被挟带入渠，进水闸或分水闸闸址宜选择在河岸基本稳定的顺直河段或弯道凹岸顶点稍偏下游处。因为在弯曲河（渠）段深槽一般都靠凹岸一侧，无论水位高低，主流随着深槽而偏向弯道凹岸，不仅对进水闸或分水闸引水有利，而且由于弯道环流作用，底沙向凸岸推进，从而减少底沙被挟带入渠。一般情况下，进水闸或分水闸引水口距弯道起点之间的距离可用

下式估算：

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

式中： L 为进水闸或分水闸引水口至弯道起点之间的距离，m； B 为弯道前直线段的河槽宽度，m； R 为弯道河槽中心线的弯曲半径，m； K 为与渠道分沙比有关的系数，一般取 0.6~1.0。

位于弯道凹岸的分洪闸，其闸室迎向深槽主流方向，进闸流量分布均匀，对减免闸下冲刷是有利的，但分洪闸不宜选择在险工堤段和被保护重要城镇的下游堤段，主要是为了避免加重险工堤段的防洪负担和对被保护重要城镇的防洪保安构成威胁。

(3) 排水闸（排涝闸）或泄水闸（退水闸）闸址宜选择在地势低洼、出水通畅处。排水闸（排涝闸）闸址宜选择在靠近主要涝区和容泄区的老堤堤线上。

排水闸（排涝闸）主要是用来排除河（湖）岸或灌区渠系渠水范围内低洼地区对农作物生长有害的积水，或防止外水倒灌影响堤内农作物的正常生长；而泄水闸（退水闸）主要是用来排除渠道内多余的水量，或为了检修渠道时排除渠道内的积水。排水闸（排涝闸）和泄水闸（退水闸）虽然所在位置不同，但其作用却是基本相同的，因此，对水流条件的要求也是相同的。为了保证排水闸（排涝闸）和泄水闸（退水闸）能够有效地排除洼地积水或渠道内的余水，减免农田受淹损失或方便渠道检修，排水闸（排涝闸）或泄水闸（退水闸）闸址宜选择在地势低洼、出水通畅处，这样可缩短水头损失减少土方开挖量，增加有效的排水量，减少工程投资。至于排水闸（排涝闸）闸址宜选择在靠近主要涝区和容泄区的老河堤堤线上，是因为老堤经过较长时间的预压作用，承载力较高，对减免地基处理工程量是有利的，同时由于闸址靠近主要涝区和容泄区，可以多排涝水和增加向容泄区抢排的机会。

当排水闸位于河道的岸边时，也应当将排水渠的出水口设在河道的凹岸（或直岸），以免出口处发生淤积。排水渠轴线应向着

河流方向，并与河水流向成锐角相交，交角一般宜小于 60° ，闸的上、下游渠道应力求顺直。特别是下游排水渠，更应做到顺直通畅，减少闸下水流的有害冲刷。在排水期间，江河水位降落较快的地区，应将闸下游排水渠留有足够长度。在排水工况最不利的情况下，渠内有足够的水深，使水跃不推到护坦以外。

排水闸位置的选择，常与整个除涝区采用排水方法及经济效益有关，有时在一个能集中控制整个除涝区的地点修建一个大的排水闸要比分散在许多地点修建几个小闸更好，在这种情况下，排水干渠深而宽，且泄量大，容易冲走闸外可能沉积的泥沙。但如果排水面积大且分散，水自远处流至排水闸处所经过的路线延长，就要延长排水所需要的时间，且挖方量也将增大，这时应考虑将排水闸分散布置。

(4)挡潮闸闸址宜选择在岸线和岸坡稳定的潮汐河口附近，且闸址泓滩冲淤变化较小，上游河道有足够的蓄水容积的地点。

挡潮闸分布在沿江、沿海地区受潮汐影响的感潮河段，主要是用来防止潮水倒灌影响堤内农作物的正常生长，并兼有排除渠道范围内涝水的功能，同时还可以调节内河水位，以满足农田灌溉和内河航运的需要。但因挡潮闸闸下水位受潮汐影响，过闸水流为变量流，水流条件较为复杂，加之我国沿海地区的潮汐类型及其挟沙能力以及上游河道来水量及含沙量等均各不相同，对潮汐河口及附近海岸冲淤变化的影响也不一样，同时建闸后对其附近已建港航工程也会产生较大的影响，因此在选择挡潮闸闸址时，应充分考虑这些因素。为了防止潮水涨落对闸下岸线和岸坡造成冲刷，并尽量减少挡潮时给感潮河段带来的泥沙淤积量，挡潮闸闸址宜选择在岸线和岸坡稳定的潮汐河口附近。根据江苏省沿海地区修建挡潮闸的实践经验，挡潮闸闸址距离潮汐河口不宜超过 1000m。对大型漫滩行洪河道上海口挡潮闸而言，要求闸址选择在泓滩冲淤变化小、上游河道有足够蓄水容积的地点。因为在这样的地点建闸，闸址处河势稳定，而且闸上可以容蓄较多的来水，这对于闸下冲淤和更好地发挥挡潮闸的效益是有利的。

第二节 水闸的组成及一般布置

水闸由上游连接段、闸室段、下游连接段三部分组成。上游连接段的作用是将上游来水平顺地引进闸室，并且具有防冲和防渗等作用；下游连接段的作用是引导过闸水流均匀扩散，通过消能防冲设施，以保证闸后水流不发生有害的冲刷。闸室段位于上下游连接段之间，是水闸工程的主体，其作用是控制水位、调节流量。

水闸的组成详见图 2-1。

一、上游连接段

水闸上游连接段包括渠底的铺盖、护底、上游防冲槽以及上游翼墙和护坡。

1. 铺盖

铺盖的位置紧靠闸室底板的上游，其作用主要是增加防渗长度，并兼有防冲作用，在闸室抗滑稳定安全不满足规范规定的要求时，采用钢筋混凝土铺盖还可以兼作阻滑板，以增加闸室的稳定性。

铺盖的长度可根据闸基防渗需要确定，一般采用上下游最大水头差的 3~5 倍。

水闸防渗铺盖，根据闸基土质情况，可采用混凝土或钢筋混凝土铺盖、粘土铺盖或土工膜防渗铺盖。混凝土或钢筋混凝土防渗铺盖最小厚度不宜小于 0.4m；粘土或壤土铺盖的厚度应根据铺盖土料的允许坡降值计算确定，其前端最小厚度不宜小于 0.6m，逐渐向闸室方向加厚，铺盖上面应设保护层；防渗土工膜厚度应根据作用水头，膜下土体可能产生裂隙宽度、膜的应变和强度等因素确定，但不宜小于 0.5mm，土工膜上应设保护层。

2. 上游护坡、护底

水闸上游护坡及护底布置应根据水流流态、河床土质抗冲能力等因素确定，必要时上游护底首端宜增设防冲槽或防冲墙。

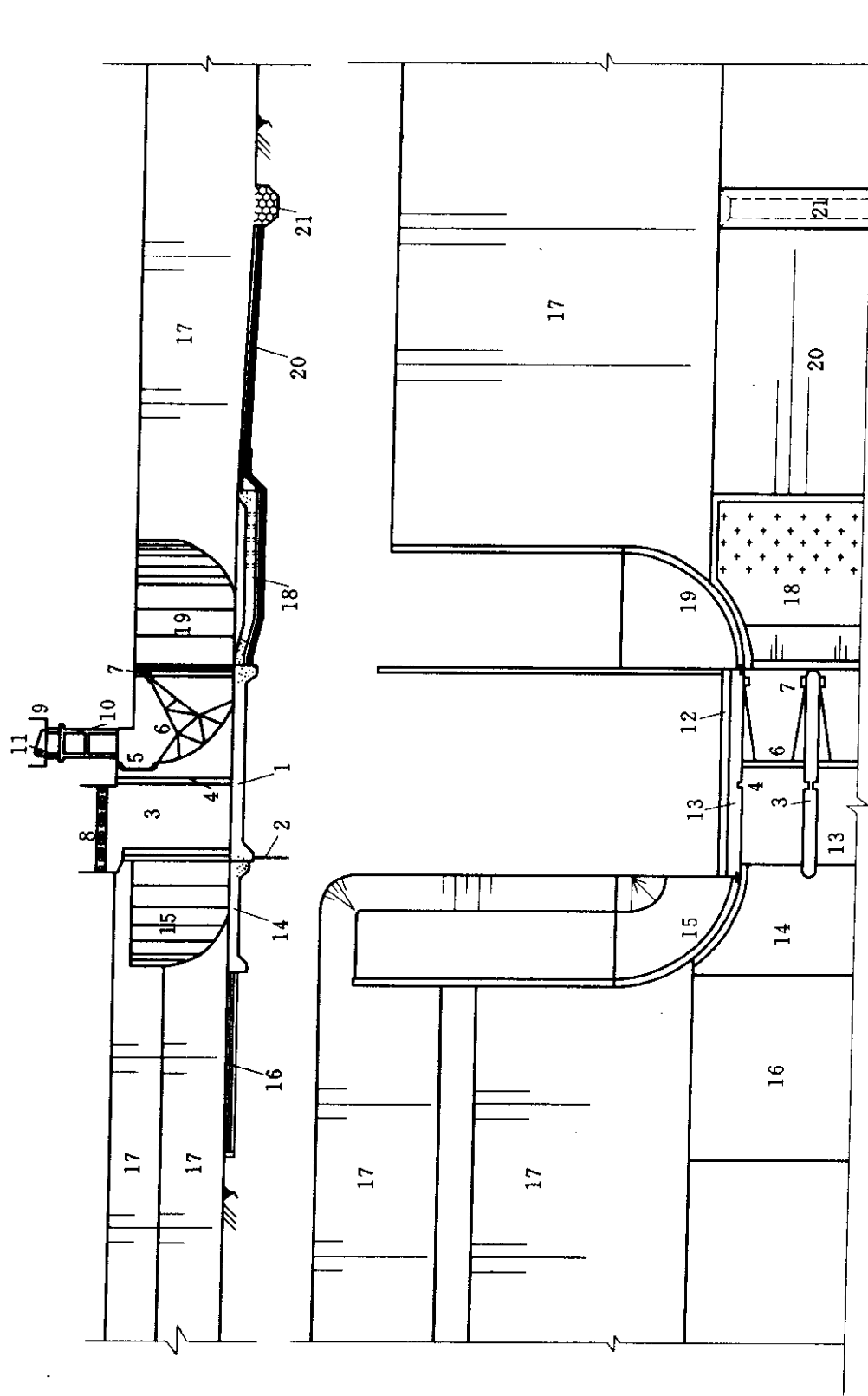


图 2-1 水闸的组成

- 1—底板；2—板桩；3—闸墩；4—检修门槽；5—胸墙；6—闸门；7—闸门支座；8—公路桥；9—工作桥；10—排架；11—启闭机；12—岸墙；13—边墩；14—铺盖；15—上游翼墙；16—护底；17—护坡；18—消能池；19—下游翼墙；20—海漫；21—防冲槽

具有双向水头作用的水闸，其上游护坡、护底应根据反向水流条件确定。

3. 上游翼墙

上游翼墙的主要作用是使闸室和上游岸坡平顺连接，使水流平顺进闸。上游翼墙的平面布置宜采用圆弧式或椭圆弧式，在坚硬的粘性土和岩石地基上，上游翼墙可采用扭曲面与岸坡连接（图 2-2）。上游翼墙顺水流方向的投影长度应大于或等于铺盖长度。

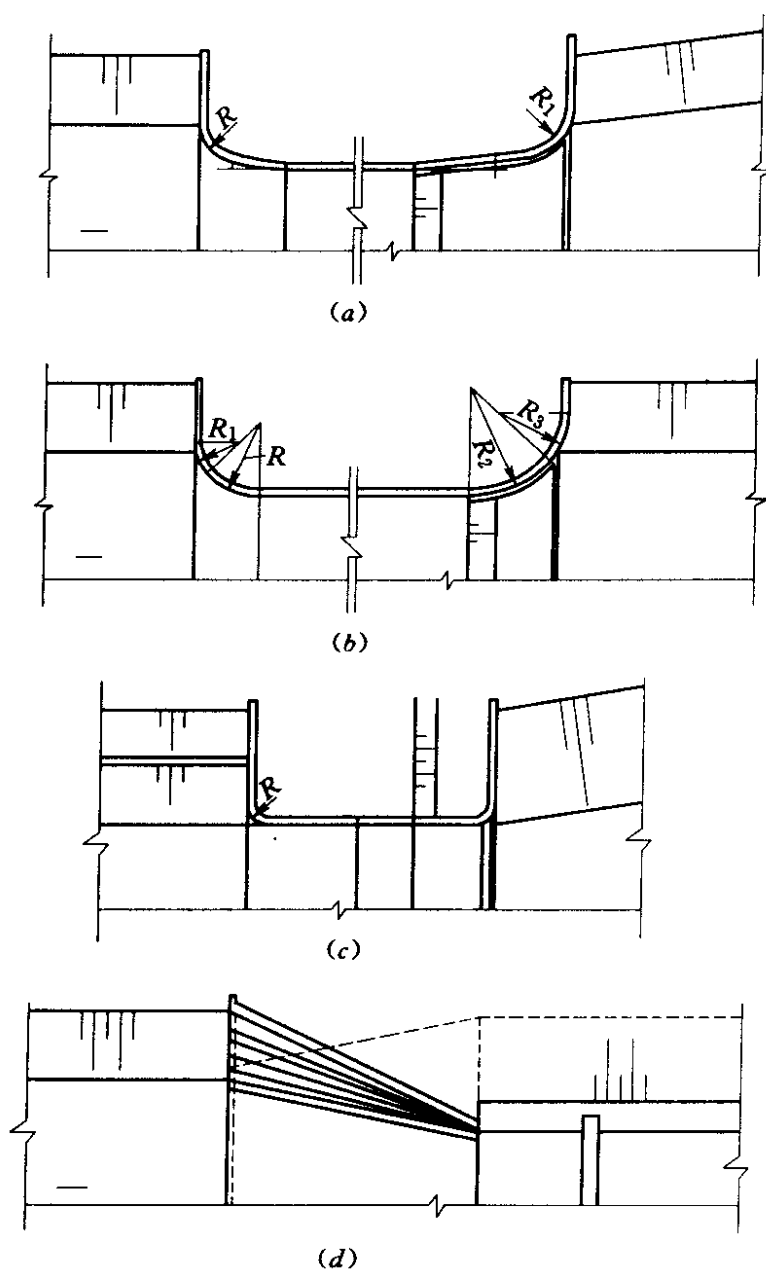


图 2-2 翼墙结构型式

(a) 八字墙；(b) 圆弧形翼墙；(c) 角墙式翼墙；(d) 扭曲面式翼墙

上游翼墙平面上也有采用角墙式或八字墙式，角墙式的优点是对侧向绕渗的防渗效果较好，但是工程量相对较大，且未能形成良好的收缩，在紧靠垂直段墙体的上游会产生回流，严重的不仅会使上游单宽流量加大，可能造成冲刷，而且影响来水均匀进闸，甚至进而恶化下游的流态，目前大都不采用这种结构。而八字墙结构是在角墙式基础上发展起来的，转角处结合圆弧连接，可有效的防止产生回流。

上游翼墙宜采用直墙结构，在坚实或中等坚实的地基上，及挡土高度不高时，可采用重力式结构（一般5~6m以下），或采用扶壁式结构（一般7~8m以下），在松软地基上或挡土高度较大时，宜采用空箱结构。

二、闸室段

闸室段是水闸工程的主体，包括闸底板、闸墩、胸墙、闸门、工作桥、交通桥等，闸室布置应根据水闸挡水、泄水条件和运行要求，结合考虑地形、地质等因素，做到结构安全可靠、布置紧凑合理、施工方便、运用灵活、经济美观。

1. 闸室结构

闸室结构有开敞式、胸墙式和涵洞式、双层式等。对于闸槛高度较高、挡水高度较小的水闸，以及泄洪闸、分洪闸和有排冰、过木或通航要求的水闸均应采用开敞式结构。对闸槛高度较低、挡水高度较大的水闸，可采用胸墙式结构或涵洞式结构；挡水水位高于泄水运用水位或闸上水位变幅较大，且有限制过闸单宽流量要求的水闸，也可以采用胸墙式结构或涵洞式结构。对要求面层泄流或底层泄流的水闸，可采用双层式结构。

2. 分缝形式

对开敞式闸室结构，当垂直水流向宽度较大时，一般应进行分缝处理，以防止由于不均匀沉降引起结构开裂，影响建筑物使用。根据分缝形式的不同，闸室结构可分为整体式和分离式。通常情况下，涵洞式结构和双层式结构不宜采用分离式。

整体式闸室结构是在闸墩中间设顺水流向永久缝（沉降缝、伸

缩缝)，将多孔水闸分成若干段，每个闸段一般由 2~4 个完整的闸孔组成 [图 2-3 (a)]。这种结构适用于地质条件较差、可能产生不均匀沉降的地基。分离式闸室结构是在闸室底板上设顺水流向永久缝（沉降缝、伸缩缝），将多孔闸分成若干闸段，每个闸段呈倒 T 形或倒 U 形 [图 2-3 (b)]，这种结构适用于地质条件较好、地基承载力较大的地基。

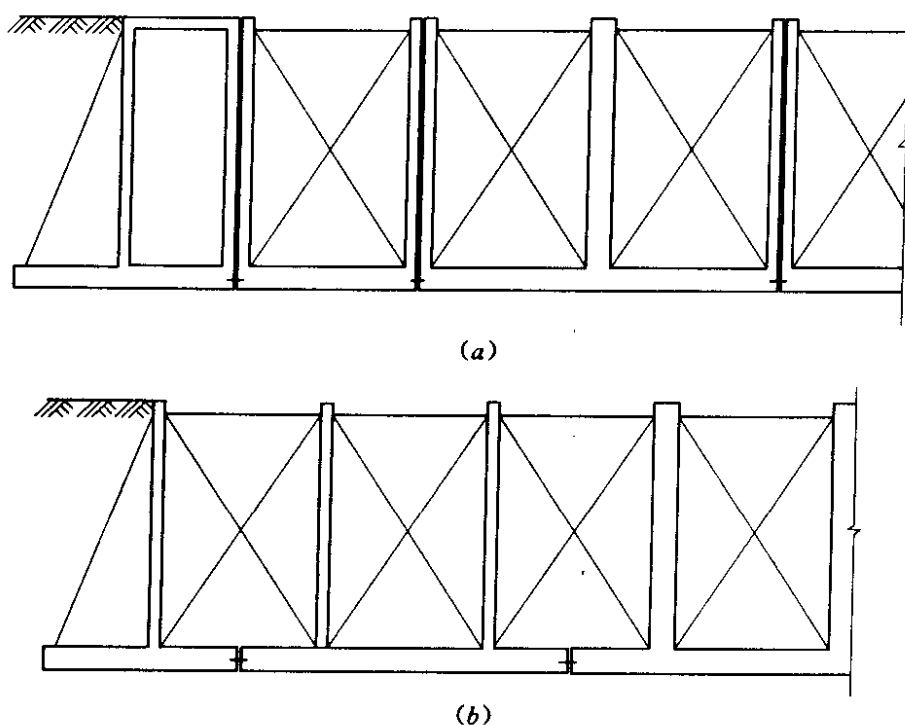


图 2-3 闸室结构分缝形式

3. 闸顶高程

闸顶高程通常是指闸室胸墙或闸门挡水线上游闸墩和岸墙顶部高程。由于水闸是兼有挡水和泄水双重作用的水工建筑物，因此，闸顶高程应根据挡水和泄水两种运用情况确定。水闸通常是在正常蓄水位条件下关门挡水，有时因外河行洪或其他原因，不允许水闸向外河泄水，因此可能出现最高挡水位高于正常蓄水位的情况。无论是在正常蓄水位或最高挡水位条件下的关门挡水，由于风力作用，闸前均会出现波浪（立波波型或破碎波型），因此闸顶高程不应低于正常蓄水位（或最高洪水位）加波浪计算高度并增加一定的安全超高。当水闸闸前水位达到设计洪水位（或校核

洪水位) 必须开闸泄水时, 由于流速的影响, 水面不会形成较高的波浪, 至少不会形成立波波型, 因此闸顶高程不应低于设计洪水位 (或校核洪水位) 加相应的安全超高值之和。为了不致使上游来水 (特别是洪水) 漫顶过闸, 危及闸室结构安全, 上述挡水和泄水两种情况下的安全保证率必须得到满足。

根据 SL265—2001《水闸设计规范》规定, 水闸安全超高下限值见表 2-1。

表 2-1 水闸安全超高下限值 单位: m

水闸级别		1	2	3	4、5
运行情况					
挡水时	正常蓄水位	0.7	0.5	0.4	0.3
	最高挡水位	0.5	0.4	0.3	0.2
泄水时	设计洪水位	1.5	1.0	0.7	0.5
	校核洪水位	1.0	0.7	0.5	0.4

位于防洪 (挡潮) 堤上的水闸闸顶高程不应低于防洪堤顶高程。此外, 在确定闸顶高程时, 还应分别考虑地基上闸基沉降的影响, 多泥沙河流上闸前泥沙淤积后水位可能抬高的影响, 及防洪 (挡潮) 堤上水闸两侧堤顶可能加高的影响等。

对于软弱地基上闸室沉降的影响, 可按通常的沉降计算方法计算沉降值, 并参照类似条件下已建工程实例沉降值研究确定。对于多泥沙河流上、下游河道变化引起水位升高和降低的影响, 可根据河道演变预测资料参照同一河流上已建工程的实践经验确定。对于防洪 (挡潮) 堤上水闸两侧堤顶可能加高的影响, 由于江河堤防标准的不断提高, 挡洪堤随之逐年加高, 如果不考虑这一因素, 过若干年后, 将出现闸顶高程低于两侧堤顶高程的情况, 这显然是不合适的。

4. 闸室底槛高程

闸室底槛高程的确定, 不仅对闸孔的型式、尺寸和闸室的稳定有着决定性的影响, 而且直接关系到整个水闸工程的工程量和

造价。如果将闸槛高程定得低一些，可加大过闸水深和过闸单宽流量，减少闸室总宽度，减少工程投资，而且有利于水闸引水和排水；但是如果将闸槛高程定得太低，将增加闸身和两岸结构的高度，可能反而增加了工程投资，同时增加了闸下游消能防冲布置上的困难，甚至还会带来严重的泥沙淤积（如位于潮汐河口的挡潮闸）。当地基上部土层土质很差，且厚度较薄，清除后即可将闸底板置于较坚实的地基上，从而避免做人工处理时，适当降低闸槛高程，则是完全必要和合理的。因此，闸槛高程应根据河（渠）底高程、水流、泥沙、闸址地形、闸址地质等条件，结合选用的堰型、门型经技术经济比较确定。在一般情况下，为了多泄（引）水、多冲沙，节制闸、泄洪闸、进水闸或冲沙闸闸槛高程宜与河（渠）底平；多泥沙河流上的进水闸、分洪闸、分水闸，在满足引水或泄水、分水条件下，闸槛高程可比河（渠）底略高一些，以防止大量推移质泥沙被挟带入渠或被挟带入分洪区；排水闸（排涝闸）、泄水闸或挡潮闸往往兼有排涝闸作用，在满足排水、泄水条件下，闸槛高程应尽量定得低些，以保证将涝水或渠系集水面积内的洪水迅速排走。

据调查了解，江苏、河南、四川等省的水闸闸槛高程多数与河（渠）底齐平，安徽等省某些水闸闸槛高程比河（渠）底高程略高一些，认为只要满足泄流条件就可以了。

多孔水闸各闸孔底槛高程，多数情况下是相同的，但对复杂河床上的多孔闸，当闸基为岩石或坚硬的粘性土时，可选用高、低闸底槛（即深、浅闸孔）的布置形式。至于低底槛（深孔）是放在河道的中间或一侧，可根据规范、河槽断面形式及水流条件确定，一般是将低底槛布置在深泓部位，但必须注意开挖好闸的基坑，妥善布置好高、低闸底槛衔接处的防渗止水措施。在一般情况下，粉砂、细砂地基上的多孔水闸不宜采用高、低闸底槛的布置形式。

闸孔宽度确定详见第三章（水闸的水力设计）。

闸室各部位结构尺寸和要求详见第五章（闸室的布置和稳定

分析)。

三、下游连接段

下游连接段包括下游河床部分的护坦(消力池)、海漫和防冲槽,及两岸的翼墙和护坡两大部分,其主要作用是改善出闸水流条件,提高泄流能力和消能防冲效果,确保下游河床和边坡稳定。

1. 下游翼墙

下游翼墙顺水流向长度应大于或等于消力池长度,墙顶高程宜高于下游最不利的运用水位,以防止下泄水流由墙顶漫回消力池,加大单宽流量,影响消能效果。

当闸室宽与渠底宽相等时,下游翼墙平面上可采用角墙式,为防止墙后两岸岸坡部分产生回流而压缩主流,形成对岸坡和渠道的冲刷,当出闸流速较大时,宜在翼墙转角处用一小段圆弧形墙体连接。

当渠底宽大于闸室宽度时,下游翼墙平面上可采用八字形与圆弧(或椭圆形)组合的方式,八字墙平面扩散角每侧宜采用 $7^{\circ}\sim 12^{\circ}$,不应过大,以免过闸水流脱离墙面,在主流与墙面之间产生回流,压缩主流使之更加集中,造成对岸坡和河床的冲刷。对于水闸闸下消能来说,严格控制下游的扩散角是十分必要的。在坚硬的粘土地基和岩石地基上,下游翼墙也可以采用扭曲面与岸坡连接。

工程中常用的下游翼墙布置形式见图 2-4。

2. 护坡

翼墙下游水流流速和水面波动均较大,需要设置一定长度的护坡,以保护岸坡免遭冲刷。护坡长度与闸下游水流流态和渠岸土质有关,对粘性土质岸坡,闸下水流分布均匀的,其护坡长度可与防冲槽末端齐平,或适当加长。对抗冲刷能力较差的砂土类岸坡,或者水流扩散不良,容易发生偏流的岸坡,则护坡长度应予以加长。

护坡的构造一般与相应段内的海漫相同,常用的有浆砌块石护坡、干砌块石护坡、现浇混凝土护坡、预制混凝土块护坡及模

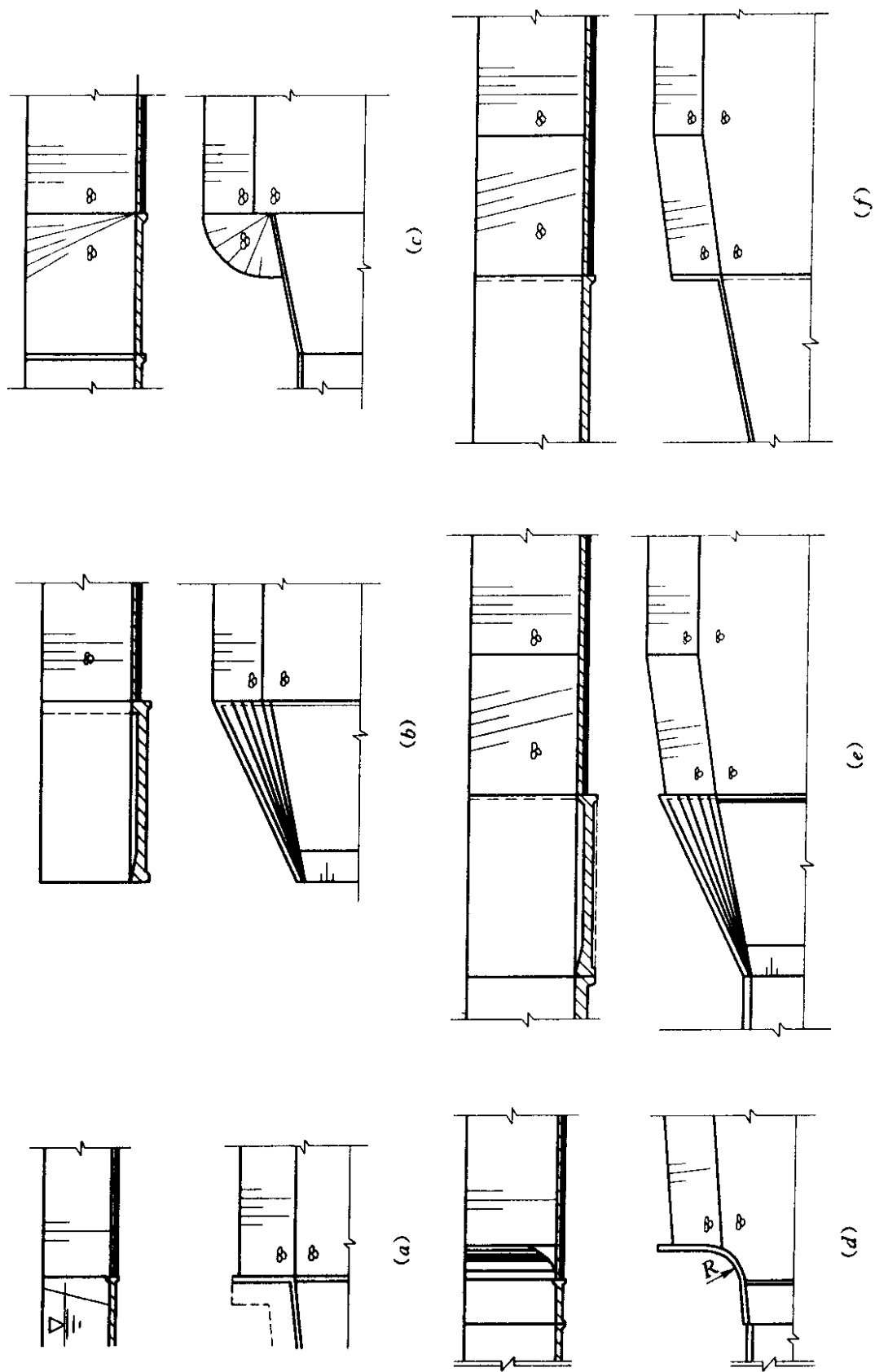


图 2-4 下游翼墙布置形式

袋混凝土护坡等。对面积很大的护坡，每隔 10~15m 应设置低强度等级的混凝土或浆砌块石格埂一道，纵横方向均要设置，以便把护坡可能遭受到的破坏限制在一定的范围内，防止其扩大，并便于修理。格埂的高度应使其底部位于护坡垫层底层以下，在护坡底脚及护坡与下游岸坡交接处的隔埂，应加大深度，做成嵌入土中的齿墙，以防淘涮。护坡下的垫层应根据不同的土质情况确定，对砂土质渠岸，应铺设碎石与砂，构成有过滤作用的垫层，每层厚度不宜小于 10cm；对于粘土质渠岸，只铺筑厚度不小于 10cm 的碎石垫层即可。近年来，土工织物也大量应用于护坡结构中。

3. 护坦（消力池）

护坦其主要作用是消除过闸水流的能量，防止冲刷下游河床。水闸宜采用底流式消能，其消能设施的布置形式应根据水位流量情况、地质条件、消能效果经技术经济比较后确定。

当闸下尾水深度小于跃后水深时，可采用挖深式消力池消能，消力池底板可采用斜坡面与闸底板连接，斜面坡度不宜陡于 1:4。当闸下尾水深度略小于跃后水深时，可采用突槛式消力池消能。当闸下尾水深度远小于跃后水深，且计算的消力池又较深时，可采用挖深式与突槛式消力池结合的综合式消力池。当计算的消力池很深，宜采用二级或多级消能。因为如采用一级消能，消力池的工作条件十分恶劣，不仅消力池中的流速和脉动压力显著增大，而且消力池池底扬压力也很大，消力池的稳定问题需慎重对待，处理不好甚至会影响闸室和边墙地基的稳定；如采用二级或多级消力池消能，消力池的受力条件显著改善，稳定性问题也容易解决，尽管各级消力池的总长度增加，但消力池底板厚度可以减小，由于水流横向扩散能力增大，下游防冲工程量可能减小。因此，水闸下游总的消能防冲工程量并不会显著增加，而在技术上则更加可靠。

消力池内可设置消力墩、消力梁等辅助消能工。消力墩、消力梁等辅助消能工设置的目的是为了改善水流条件，提高消能效果，且能减小消力池尺寸，节省工程量。

当水闸闸下尾水深度较深，且变化较小，河床及岸坡抗冲能力较强时，可采用面流式消能。当水闸承受水头较高且闸下河床及岸坡为坚硬的岩石时，可采用挑流式消能。

4. 海漫及防冲槽

流出消力池的水流，紊动现象仍很剧烈，底部流速较大，流速分布也未恢复到正常状态，对河床仍有较强的冲刷能力，因此应设置一定长度的海漫以保护河床免受冲刷。

海漫应具有一定的柔性、透水性和表面粗糙性，其结构及抗冲能力应与水流流速相适应。

根据试验，海漫宜采用一定的倾斜度，但如果坡度过陡，虽可节省工程量，但斜坡上容易产生漩涡，反会影响在垂直方向的水流扩散或造成单宽流量集中的现象，达不到增加水深、减缓流速、调整流速分布、提高防冲效果的目的。根据江苏、安徽等省的建闸经验，为了使海漫充分发挥作用，海漫宜做成 $1:10 \sim 1:20$ 的斜坡。

为了防止水流冲刷，海漫末端应设置防冲槽，其深度一般采用 $1.0 \sim 2.0\text{m}$ ，防冲槽的上下游边坡可采用 $1:2 \sim 1:4$ ，两侧边坡可与两岸边坡相同。

第三节 水闸枢纽的布置

水闸枢纽是以水闸为主的水利枢纽，一般由水闸、船闸、水电站、泵站等建筑物组成。与其他水利枢纽一样，水闸枢纽布置应根据闸址地形、地质、水流等条件，以及该枢纽中各建筑物的功能、特点、运用要求等，合理安排好水闸与枢纽中其他建筑物的相对位置。如水闸与枢纽其他建筑物布置紧凑协调，就可组成一个整体效益最大的有机联合体，以充分发挥整个水闸枢纽工程的作用；否则，不仅会影响整个枢纽工程的正常运用，而且还将增加各建筑物的施工难度及工程造价。例如，以节制闸为主的水闸枢纽，一般是首先布置节制闸，然后再根据枢纽其他建筑物的

功能、特点和运用要求，布置枢纽其他建筑物。一旦遭遇洪水时，节制闸可及时开闸泄洪，不影响枢纽其他建筑物的正常运用及下游河床和岸坡的稳定。又如，具有泄洪任务的水闸枢纽，一般是首先布置泄洪闸，使其过闸流态不影响枢纽其他建筑物的正常运用，且不致冲刷下游河床和岸坡，因为泄洪闸的过闸流量一般都比较大大，如果流态不好，造成的后果是严重的。

一、水闸在枢纽布置中的要求

水闸枢纽是以水闸为主体的水利枢纽。因此，在总体布置时应首先考虑满足各类水闸的功能要求，确保水闸的正常运行。在此基础上，再根据其他建筑物的功能、特点和运用要求进行布置。水闸枢纽工程中的水闸根据其作用不同，有不同的要求。

(1) 对于节制闸或泄洪闸，为了保证节制闸或泄洪闸（特别是汛期泄洪）泄水通畅，减少对上、下游河（湖）床的冲刷影响和对堤防的威胁，节制闸或泄洪闸的轴线宜与河道中心成正交。根据原南京水利实验处的试验资料，一般要求节制闸或泄洪闸上、下游河道的直线段长度不宜小于 5 倍水闸进口处水面宽度。位于弯曲河段上的节制闸或泄洪闸，宜将其布置在河道凹岸的深泓部位，以保证其通畅泄洪。

(2) 对于进水闸或分水闸，为了保证进水闸或分水闸有足够的引水量或分水量，减小进水闸或分水闸前泥沙淤积或被挟带入渠，进水闸或分水闸的中心线与河道或渠道的中心线的交角不宜超过 30° ，且其上游引河（渠）长度不宜过长。

根据水工模型试验和原型观测资料的分析研究，进水闸进口水流状况主要与引水角度的大小有关。引水角愈小，引水口前沿长度愈长，则进口水流转弯愈平缓，但土建工程量愈大；而引水角愈大，进口水流转弯愈急，水流的收缩程度愈激烈，不但增大了闸上的水头损失，而且由于进口水流流速分布不均匀，容易造成闸上和闸下的局部冲刷；同时，引水角愈大，进水口附近由于横向比降引起的横向环流愈显著，使推移质泥沙被带进口门愈多，进水口门上端的淤积情况也愈严重。根据前苏联 TY24—109—49

《引水道式水电站的开敞式进水闸设计规范》的建议，对于过闸水位差大于 0.2m 的进水闸，其引水角不要大于 30°，并尽可能将引水角定得小些；对于过闸水位差小于 0.2m 的进水闸，其引水角可按下列公式计算确定：

$$\delta = \cos^{-1} \frac{V_0}{V_1} \quad (2-2)$$

式中： δ 为引水角，(°)； V_0 为引水口外的河道流速，m/s； V_1 为引水口内的渠道流速，m/s。

引水角的确定，还与引水渠道的引水比（即引水量与河道来水量的比值）有关。前苏联 TY24—109—49《引水道式水电站的开敞式进水闸设计规范》中指出，布置在河流弯道凹岸的进水闸，当引水比小于 25% 时，可以完全防止推移质泥沙进入引水渠。我国一些引水工程的试验研究证实，当清水河流上引水工程的引水比超过 50% 或多泥沙河流上引水工程的引水比超过 30% 时，即使将引水工程布置在河流弯道凹岸，仍不能完全防止推移质泥沙被挟带入渠。在此情况下，宜在引水工程前设置拦沙槛，并在其相邻位置设置冲沙闸，这样既可保证引水工程有足够的引水量，又可防止推移质泥沙被挟带入渠。因此在布置进水闸时，对引水角的确定应特别慎重。

分洪闸通常是无坝分洪，即使有拦河节制闸与其配合，在分洪时节制闸总是开敞的，因此仍属于无坝分洪。为了使分洪时闸前不产生偏流，即过闸流量分布均匀，以减小下游消能防冲工程的负担，因此分洪闸的中心线宜正对河道主流方向。

(3) 对于排水闸和泄水闸，为了保证排水闸和泄水闸能够及时有效地排除洼地积水或渠道内的余水，减免农田受淹损失和方便渠道检修，排水闸或泄水闸的中心线与河（渠）道的中心线的交角不宜超过 60°，其下游引河（渠）宜短而直，以利迅速排（泄）水，并减少泥沙在下游引河（渠）淤积，同时对减少外江（河）对岸顶冲也有利。根据江苏省建闸实践经验，排水闸闸下泥沙淤积与大风风向有密切关系，在风向与下游引河（渠）方向一

致时，闸下泥沙淤积量较多，因此下游引河（渠）轴线方向宜避开建闸地区的常年大风向。

（4）对于滨湖水闸，滨湖水闸的轴线布置十分重要，为了保证滨湖水闸闸前来水平顺，各孔流速分布均匀，出闸后不致形成折冲水流，滨湖水闸的轴线宜尽量与来水方向正交。当滨湖水闸上、下游水面较宽阔时，可根据需要设一定长度的导水堤，以减少由于横向水流而引起的在边孔处发生立轴回流、各孔泄流不均匀以及出闸水流扩散不良等现象。

二、水闸枢纽中各建筑物的布置

水闸枢纽是以水闸为主的水利枢纽，因此一般以水闸居中布置，具有通航、发电或抽水灌溉作用的船闸、水电站或泵站等其他建筑物原则上宜靠岸布置。根据江苏、安徽等省某些工程的实践经验，这些建筑物可布置在水闸两侧，但船闸不宜与泵站或水电站布置在同一岸侧，以确保泵站抽水时，船只的航行安全。船闸、泵站或水电站与水闸相对位置的确定，除应注意解决其自身安全运行问题外，还应以不影响水闸通畅泄水为原则。例如，安徽省某灌区渠首引水枢纽，包括拦河节制闸、进水闸、船闸等建筑物，拦河节制闸布置在引河弯道末端的老河床深槽处，进水闸布置在与拦河节制闸相邻的凹岸，船闸则布置在与进水闸相邻的同一侧河岸上，上游引航道与引河连接，下游引航道与灌区渠道相通，这样的布置对进水闸引水和船闸通航都比较有利，既可保证进水闸能按期从河道中引取所需要的水量，又可使船闸避开由于受对岸（凸岸）老河床宽浅的影响而对通航产生不利问题。又如，安徽省茨淮新河上某水闸枢纽，包括拦河节制闸、进水闸、排水闸、排水地涵、船闸和泵站等建筑物。整个枢纽布置在新开河道的出口处，船闸紧靠拦河节制闸右侧布置，都放在新开挖河道的河槽中，船闸上、下游与拦河节制闸之间分别用导航墩隔开，以保证船只通航安全；进水闸、排水闸和泵站均布置在河道左岸，泵站为灌溉、排水两用，既可从拦河节制闸闸下通过进水闸将水抽入闸上新开河道，供闸上取水灌溉之用，也可通过排水闸和横穿

两岸的排水地涵，抽排新河两岸洼地的涝水，这样的布置紧凑合理，使用安全方便。江苏省无锡市某水闸枢纽工程（图 2-5），包括单孔净宽 20m 拦河节制闸、 $60\text{m}^3/\text{s}$ 排涝泵站及 $12(16)\text{m} \times 90\text{m}$ 船闸。单孔 20m 拦河节制闸居中布置，既保证节制闸排泄水顺畅，同时在水位平时利用节制闸作通航孔，也可方便船只航行，以增加枢纽建筑物的通航能力；船闸紧邻节制闸布置在左侧，其上闸首与节制闸在同一横轴线上，上游用空箱隔水墙分隔；三台套泵站紧邻节制闸布置在右侧，以减小泵站抽排水时对过闸船只航行的影响。由于河道宽度小于建筑物宽度，在确定各建筑物位置时，综合考虑水流顺畅、征占地范围等因素，将船闸紧靠左岸布置在主河道内，而泵站布置在右岸上，上、下游开挖部分进出水渠与主河道顺接。这种布置方式能满足各建筑物的功能要求，布置紧凑合理，工程投资也较省。

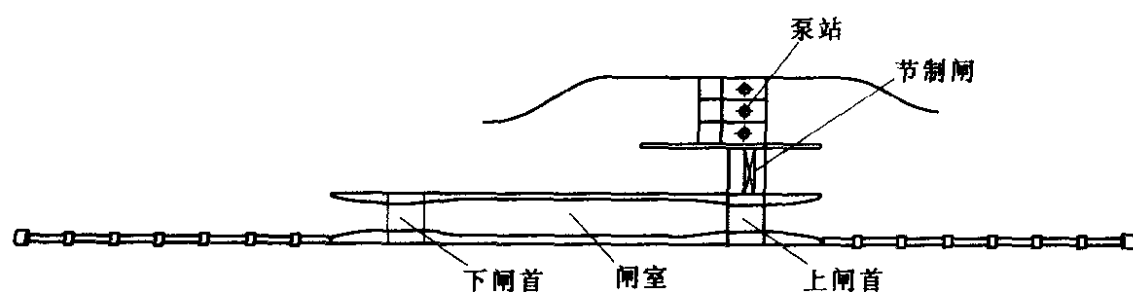


图 2-5 无锡市某水闸枢纽总体布置图

水闸枢纽各建筑物的布置考虑不周，将直接影响各建筑物的使用功能。如安徽省淮河上某水闸枢纽，包括拦河节制闸、船闸和水电站等建筑物。拦河节制闸须布置在主河道上，没有选择的余地。因老河床宽度不大，船闸只能布置在河岸上，考虑到建筑材料来源和交通运输等因素，将船闸布置在南岸距拦河节制闸 200m 处，中间用导流堤隔开，船闸上、下游引航道分别长达 1000m 左右，船只进出引航道均比较方便，但土方量增加较多。水电站布置在拦河节制闸两侧，与拦河节制闸并列。后因原规划有误，发现拦河节制闸泄洪能力不足，必须增辟分洪道，加之扩建时只图施工快速方便，将分洪道布置在船闸南面，致使分洪时影

响船闸航行条件，这显然是考虑不周造成的。

此外，水闸枢纽各建筑物的布置对工程总投资的影响巨大。例如，当老河道断面较小，在主河道上布置水闸、抽水站、船闸等建筑物位置不够，需另辟引河时，如何布置各建筑物的位置，将直接影响到工程的造价。常用的方法是将拦河节制闸布置在主河道上，泵站可设在节制闸的一侧或两侧，而船闸则另辟引河建造。这样，既能保证各建筑物独自发挥功能，且可兼顾到施工期导流的要求。由于船闸上、下游引航道较长，这样布置势必需开挖较长的引河，增加土方开挖量，且增加拆迁和多占土地。反之，若将船闸布置在老河道上，而将节制闸和抽水站布置在新开的引河上，虽可减少工程量，但可能对汛期泄洪带来影响。因此，水闸枢纽在进行总体布置时，应在满足各建筑物功能的前提下，综合考虑各种因素，进行多方案比较，选定合理的布置方案。

三、多泥沙河流上的水闸枢纽

在多泥沙河流上，常在进水闸进水口或其他取水建筑物取水口的相邻位置设置冲沙闸（排沙闸）或泄洪冲沙闸，以冲泄进水闸进水口或其他建筑物取水口处的淤积泥沙。如果进水口或取水口高出河床很多，也可以在进水口或取水口的口门下设置冲沙廊道（或将进水闸底板做成箱形结构，利用底部空箱冲沙），而不另设冲沙闸（排沙闸）。江苏省一些水闸采用非汛期带水头开闸冲淤，而不另外专门设置冲沙闸。

在多泥沙河流上，为了减少泥沙被进水闸引水时挟带入渠或减少对船闸、水电站、泵站等取水建筑物安全运行的影响，应特别注意解决进水闸进水口或其他取水建筑物取水口可能产生的泥沙淤堵问题。

四、水闸枢纽的综合利用

在平原水网地区建闸，应综合考虑通航的要求。因为原河道一般都是通航河道，或虽然目前不通航，但要求将来能够通航。当然，设置与船只货运量相配套的船闸当然能满足要求，但在平原河网地区往往是不经济的。由于平原河网地区很长部分时间水闸

上、下游水位差很小，甚至是平水。更为合理的做法应该是根据河道的通航货运量要求，设置规划较小的船闸，另外在水闸布置时，再设置 1~2 孔通航孔（兼作泄水孔），在平水时利用通航孔通航。在非骨干航道上甚至可以不设船闸，只利用通航孔通航。在江苏省沿江、沿海地区，不少水闸都设有通航孔。通航孔一般设在河道的一侧或两侧，其上、下游设有简易的引航、导航设施。当水闸枢纽设有泵站或水电站时，为了保证船只安全过闸和泵站或水电站的安全运行，通航孔不宜紧靠泵站或水电站布置。通航孔闸室进出口段以及闸门槽处应设置防撞设施（一般用防撞钢板或防撞钢护木），以保护水闸结构免遭过闸船只撞坏。

当水闸经常有水流下泄，且有过鱼要求时，为了满足过鱼的要求，可结合岸墙、翼墙的布置设置鱼道，这样布置紧凑、经济合理。根据江苏、安徽等省在沿江地区设置鱼道的实践经验，鱼道进口一般设置在鱼类洄游和集群的地方，但附近的水流不应有漩涡、水跃等扰动情况。鱼道下泄水流宜与河道水流斜交，使鱼类容易找到上溯进口。鱼道出口不宜紧靠泄洪闸，以免上溯至上游的鱼再被冲至下游。

在平原区，水力资源缺乏，如水闸上游有余水可以利用，且有发电要求时，为了满足发电要求，可结合岸墙、翼墙的布置设置小型水力发电机组或在边闸孔内设置可移式发电装置。对沿江、沿海挡潮闸，为综合利用水资源，增加经济效益，也可以结合岸墙、翼墙的布置设置潮汐发电站。这些发电机组或发电装置虽然发电量不大，但对于平原区水闸管理单位来说，是十分可贵的。江苏省近年来在不少有条件的水闸工程中，利用加固改造的机会，在岸墙、翼墙内设置小型水力发电机组或在边闸孔内设置可移式发电装置，取得了较好的经济效益。

图 2-6 为江苏省某沿江水闸（汛期排泄涝水，枯水期引水灌溉，具有挡潮、排涝和引水灌溉等功能）。为勾通长江和内河的通航，右侧边孔设计为通航孔，以满足航运要求；结合左侧岸墙，设置潮汐发电站；为满足过鱼要求，在水闸右岸设置了鱼道。鱼道

进口设在潮汐电站下游，结合上游翼墙，鱼道出口设在上游护砌以外处，与河道水流斜交。

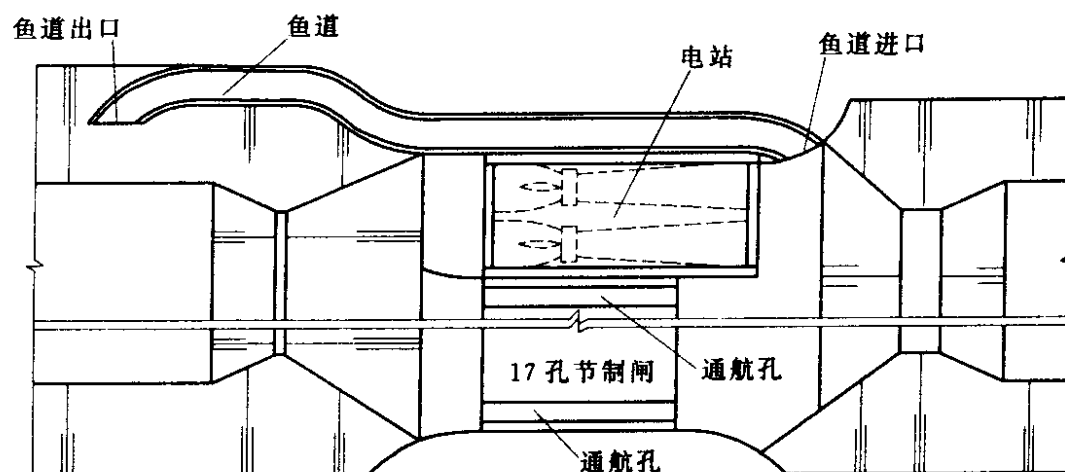


图 2-6 江苏省某水闸枢纽总体布置图

第四节 水闸与其他建筑物的联合布置

灌排渠系中的水工建筑物往往不是单一功能，相当多的建筑物具有多种功能，因此，如果有可能，应将水闸与其他建筑物联合布置在一起，成为一个综合体。联合布置的优点是：①它们共同使用一个或几个结构物，如翼墙、闸（边）墩、铺盖、引渠等，减少了工程量；②可以少占土地；③便于集中管理。在考虑总体布置时，应注意以下几个问题：①几个建筑物联合在一起修建时，不应妨碍建筑物发挥各自的作用，不恶化水流条件，并有利于防沙排沙；②应具备适宜的地形和地基条件；③联合建筑物的造价应比分散建筑的总造价低；④结构应简单，便于施工管理。根据实践经验，在一般情况下，如果设计合理，采用联合布置是经济合理的。

一、水闸与桥梁的联合布置

灌排渠系上往往需要修建许多桥梁，凡是能够结合的，均应考虑和水闸修建在一起，即使没有重要的交通要求，水闸也需设置人行便桥。将桥梁架在水闸上，可以利用闸墩和边墩作为桥面

的支承结构，而不需要另行修建桥墩和桥台。闸墩以闸底板为基础，不像其他河道桥梁一样，需对冲刷问题进行特殊处理。这种布置方式无疑是比较经济的，应尽量加以利用。经过经济方案的比较，即使适当调整交通线路，把交通桥与水闸修建在一起，可能还是适宜的。

在考虑二者联合布置时，应注意以下几个问题：①桥头引道弯道半径、坡度均应满足交通部门的要求，以利车辆能平稳通过，确保行车安全；②在通航的渠道上，桥下净空应能满足 GBJ139—50《内河通航标准》规定的通航净空要求；③不宜远离农村专用道路，使群众绕道过远。在不影响灌溉排水效益的原则下，可将水闸的位置作适当调整，以适应道路桥梁的布置；④应考虑经济发展的需要，桥梁设计荷载标准及桥梁总净宽要留有足够的余地。

在桥梁设计时，应进行充分的调查研究，征询交通部门、有关生产部门和群众的意见，尽可能满足各方面的要求。桥梁的设计方法可参考《取水输水建筑物丛书》中《桥梁与基础》分册。

二、水闸与交叉建筑物的联合布置

交叉建筑如渡槽、倒虹吸管常可与水闸联合修建在一起。

1. 水闸与渡槽的联合布置

渡槽作为过水桥，与交通桥一样，可以利用水闸的闸墩和边墩作为它的支承结构。渡槽槽身的高度较大，将它架设在水闸上时，可能会影响闸孔泄流，设计时务必注意。因此，这两种建筑物联合修建的先决条件是渡槽槽身下缘必须在闸孔最高泄水位以上。

钢筋混凝土或砌石渡槽槽身可直接支承在闸墩和边墩上，交通桥桥面板可铺设在槽身顶部，成为槽身的一个组成部分，即槽身截面为一封闭的箱式结构（图 2-7）。小型闸、槽则可采用槽身底板的外伸部分作为人行便桥（图 2-8）。工作桥得视其结构与尺寸，或另行修建，或者利用槽身的一部分。交通桥如通行荷载等级较高的车辆时，则应考虑将其与渡槽在闸身上分开布置。

为了减少渠道渗漏对闸室底板和岸墙的影响，宜在渡槽跨过

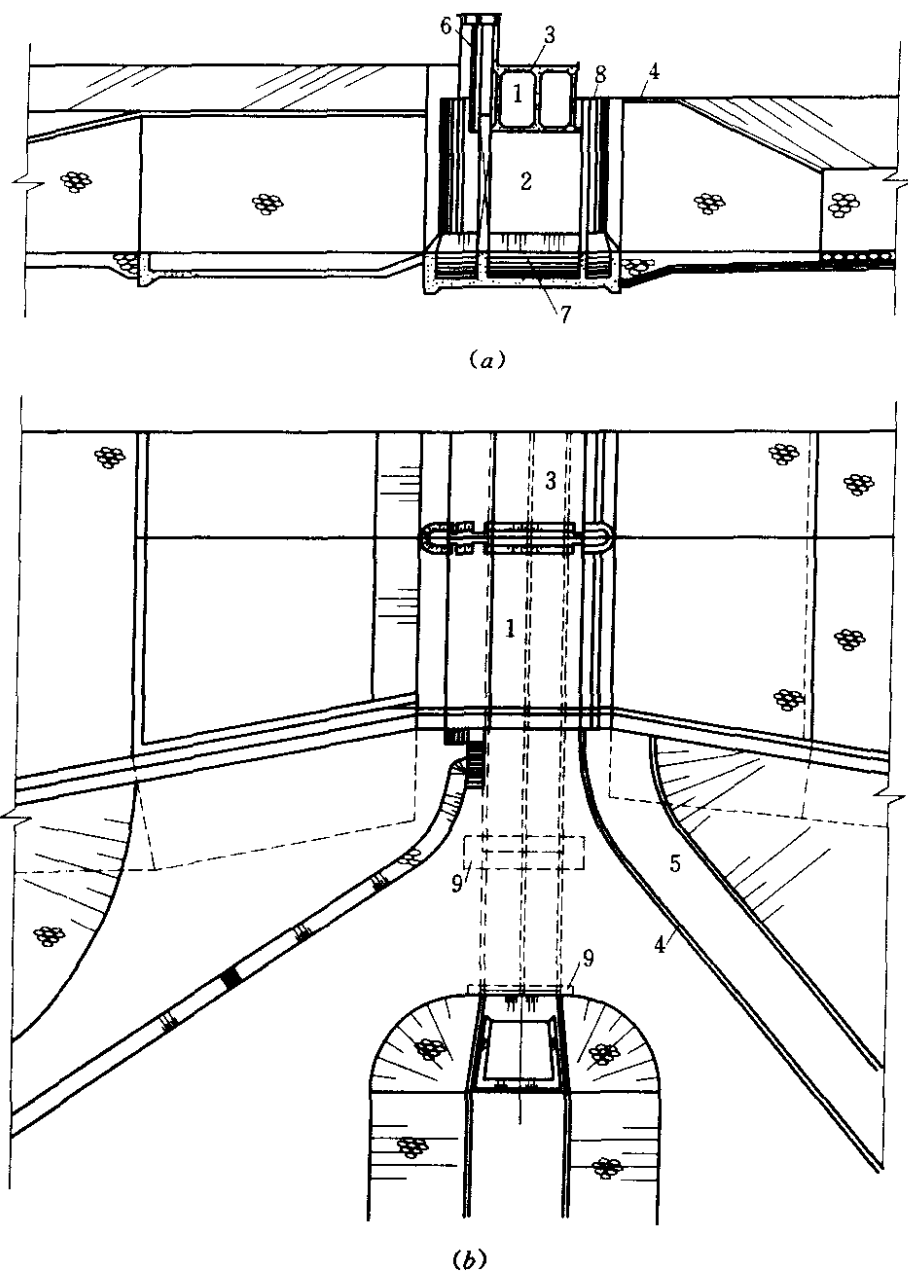


图 2-7 水闸与渡槽联合布置形式之一

(a) 纵剖视图; (b) 半平面图

1—渡槽; 2—节制闸; 3—交通桥; 4—挡土墙; 5—检修工作台;
6—平衡砣槽; 7—反拱底板; 8—检修便桥; 9—渡槽支墩

闸室段之后, 仍保持其结构型式, 向两岸各延伸一段距离, 使渡槽的进出口位于较远的地方。并在进口的首端和出口的末端修筑齿墙, 以延长渗径。同时还应做好槽身伸缩缝及缝中的止水。

结合闸基稳定的考虑, 同时也是为了降低闸墩高度, 应尽可能地将槽身布置在闸室下游一侧, 或下游翼墙上。

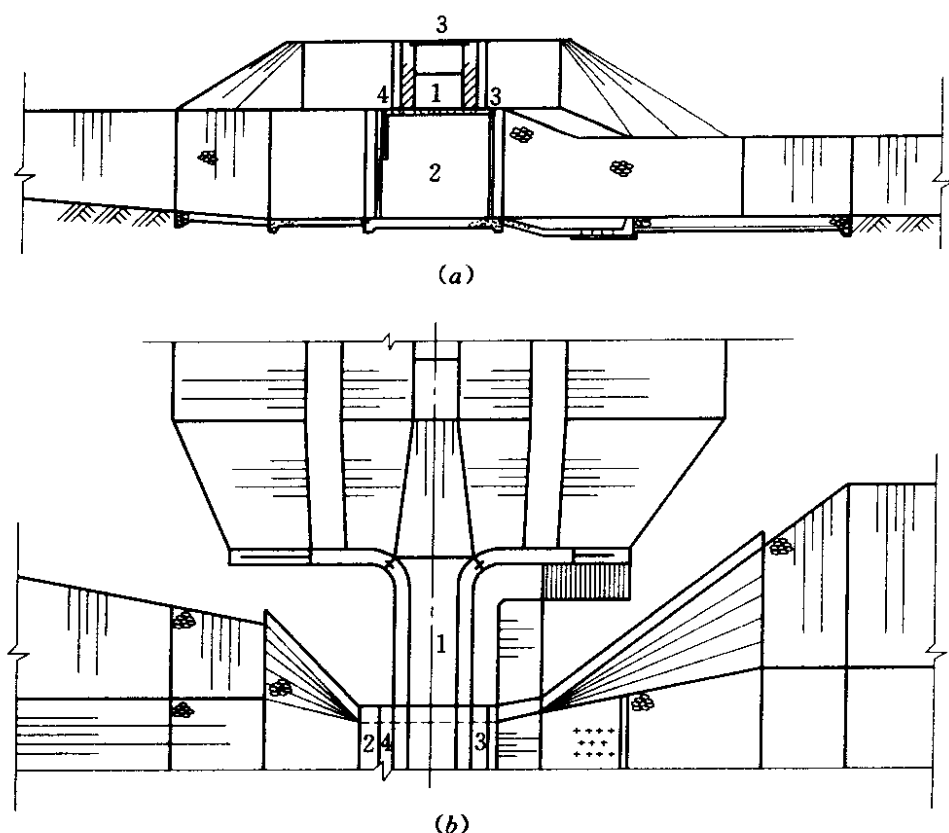


图 2-8 水闸与渡槽联合布置形式之二

(a) 纵剖视图; (b) 半平面图

1—渡槽; 2—节制闸; 3—便桥; 4—工作桥

岸、翼墙后的填土，作为渡槽槽身的地基，必须认真压实，防止过大的沉降。为保证槽身的稳定，可在岸、翼墙之后，先行砌筑槽墩，而后回填土，墩台必须建于坚实的原状土地基上。

2. 水闸与倒虹吸管的联合布置

水闸与倒虹吸管联合布置时，多将水闸底板设计成空心结构，作为倒虹吸管的一部分（图 2-9），如果管身过水断面仍嫌不足时，还可利用一部分钢筋混凝土铺盖和护坦。这种结构型式的优点是：它的刚性较大，对承载能力不大的软土地基的适应性较好，但也存在两个问题：一个问题是由于空心底板的重量较小，在水闸处于较大水头差的情况下，闸室沿地基表面的抗滑稳定性会很小。解决的办法是：除了在水闸上游设置防渗铺盖和齿墙外，应保持管中经常有水，利用水重来增加闸室的抗滑稳定性；还可以在闸底板下设置排水设备，并在闸室两端的管身设排水孔，以

降低或消除渗透压力。另一个问题是，底板的接缝不易处理，容易漏水。

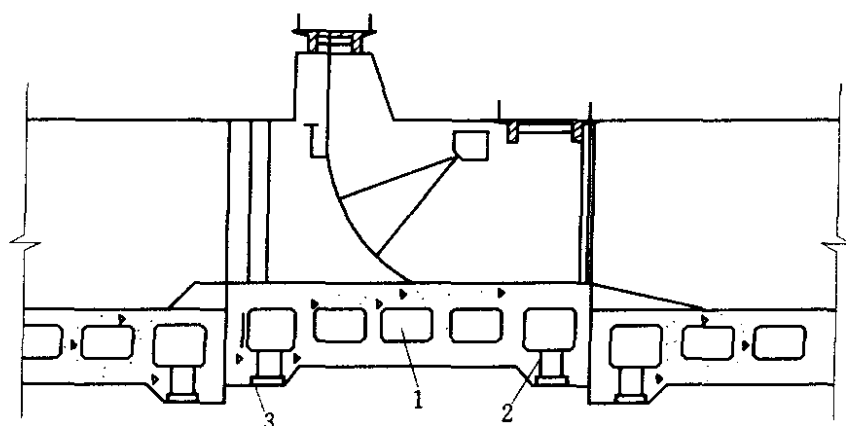


图 2-9 水闸与倒虹吸管联合布置

1—倒虹吸管；2—排水管；3—反滤层

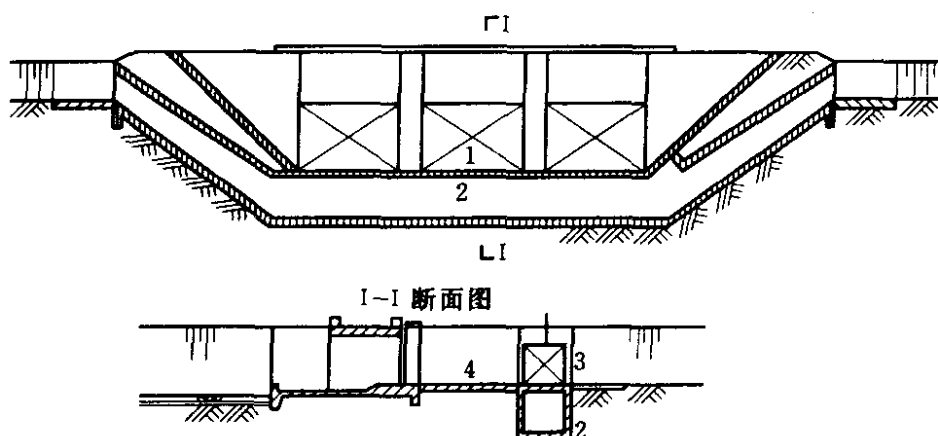


图 2-10 节制闸与倒虹吸管联合布置

1—主闸门；2—倒虹吸管；3—供水孔；4—铺盖

这两种建筑物联合布置的另一种形式见图 2-10。倒虹吸管位于水闸铺盖的首部，将管身作为它的上游齿墙，可以减少一部分铺盖长度。如果在铺盖边坡的护面上设置孔口，用斜拉式闸门进行控制，闸门开启后，可由此孔口自渠道向倒虹吸管供水。采用这种布置方式，在设计时应充分注意以下的水位条件，即在斜拉闸门开启时，渠中应有足够的水头能保证向倒虹吸管供水，关闭闸门时应考虑到管、渠的水位组合是否会使管中的水向渠中倒流。还应注意做好斜拉式闸门的双向止水。

三、水闸与落差建筑物的联合布置

水闸与跌水、陡坡等建筑物联合修建在一起，是灌溉渠系中最常见的联合建筑物。泄水闸、冲沙闸本身便是水闸与跌水或陡坡联合布置的综合体（图 2-11），根据渠系规划的需要，在跌水或陡坡的进口段内，增建闸门、工作桥、启闭设备和一些其他必要的结构物，便可起到水闸控制水位和流量的作用（图 2-12）。

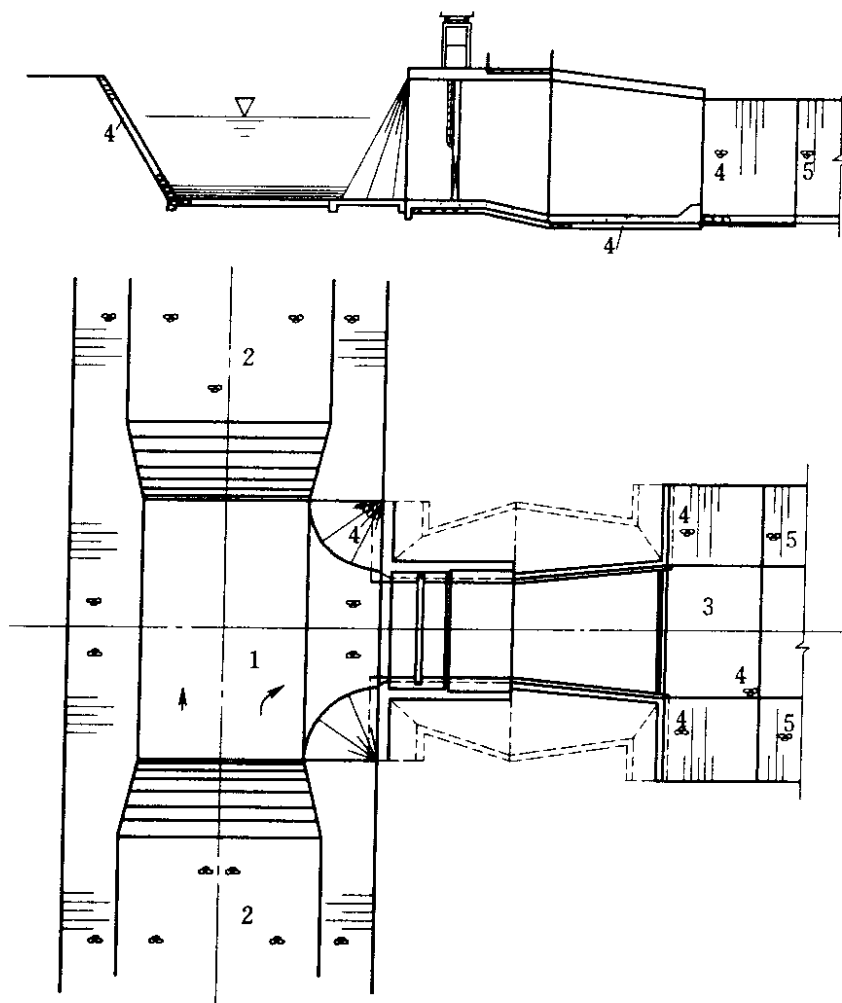


图 2-11 泄水闸

1—干渠降低部分；2—干渠；3—泄水渠；4—浆砌石；5—干砌块石

设计这种联合建筑物时，应同时满足水闸与落差建筑物各自的设计要求，其中尤应注意它们的稳定问题和上下游渠道的冲刷和淤积等问题。

四、水闸与水泵站的联合布置

平原、圩区的排水闸常与小型水泵站联合布置在一起。这种

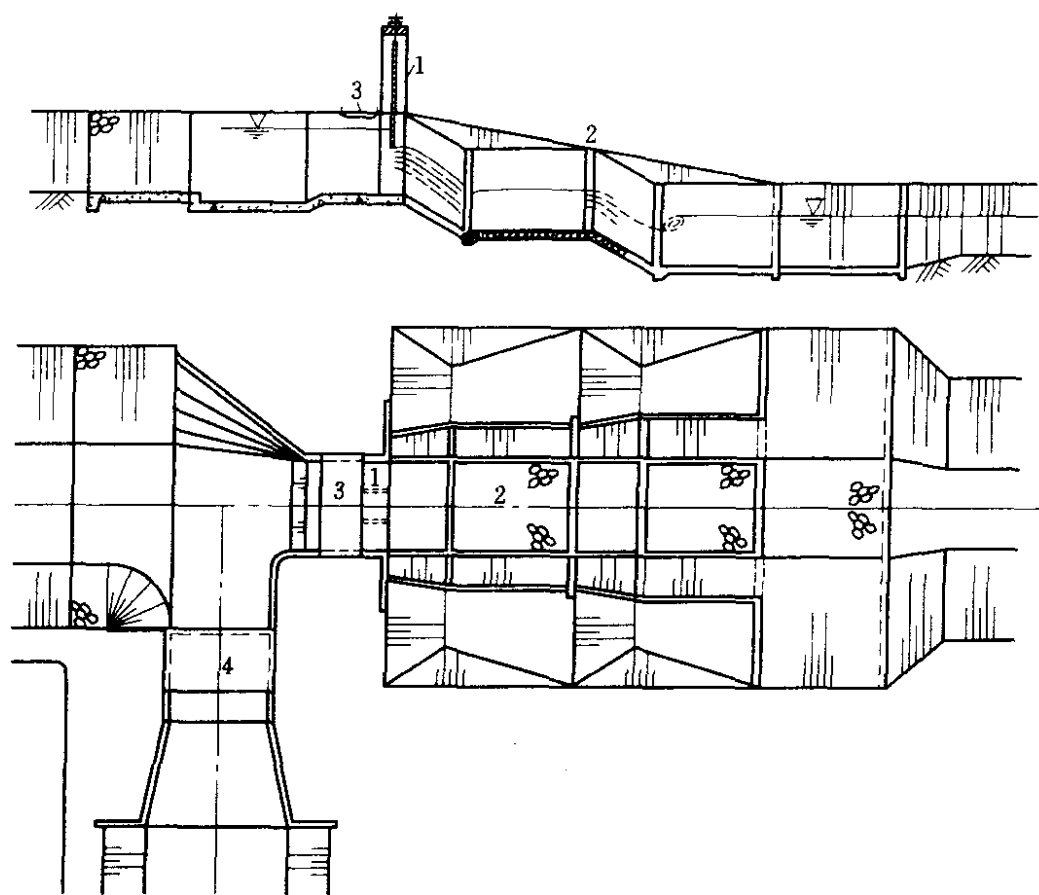


图 2-12 水闸与跌水联合布置

1—节制闸；2—多级跌水；3—交通桥；4—分水闸

水闸的作用水头一般不高，常在 2.0m 以内。将水泵站布置在水闸的空箱边墙内，并共同使用一块底板；进、出水池则利用翼墙向后移动所腾出来的位置。边墙之上为电机层（另一侧边墙则布置成操纵闸门的启闭室）。布置比较紧凑，管理很方便。内河水位高于外河水位时，可开启排水闸闸门自排；外河水位上涨，且高于内河水位时，则关闭闸门，开动水泵抽排。如为两台水泵机组，可分别布置在左右两侧岸墙上，抽排时还可以利用对冲水流消除一部分能量。图 2-13 为水闸与水泵站联合布置图。

近年来，随着工农业生产的迅猛发展，在大型引排河道工程中，为提高排涝和引水的保证率，经常使用水闸和水泵站联合布置的方案。在排水期，当内河侧水位高于外河侧水位时，开闸排水；当内河侧水位低于外河侧水位时，则开机抽排。同样，在灌溉引水期，也可以通过水闸和水泵站在不同水位条件下的工作确

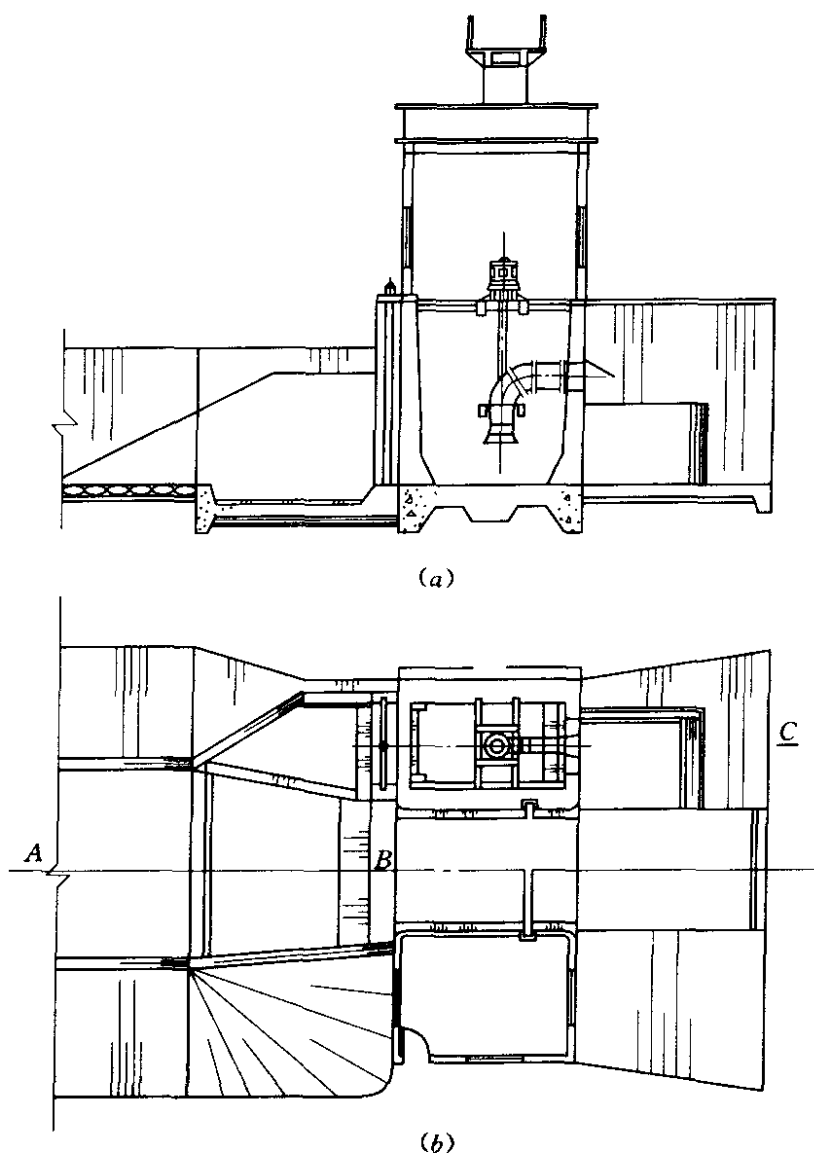


图 2-13 水闸与水泵站联合布置
(a) A—B—C 剖视图；(b) 平面图

保引水需要。

五、水闸与船闸的联合布置

在通航河道上修建水闸时，为不影响航运，通常还需修建配套船闸。水闸与船闸联合布置时一般有三种方式：第一种是将水闸布置在主河道内，另辟引航道布置船闸；第二种是将船闸布置在主河道内，另辟河道布置水闸；第三种方式是将船闸与节制闸集中布置在主河道内，二者共用上下游引河。前两种布置方式具有水闸和船闸互不干扰，和可各自发挥其功能的特点。其中第一种布置方式，进出闸水流比较平顺，但船闸需另开辟引航道，为

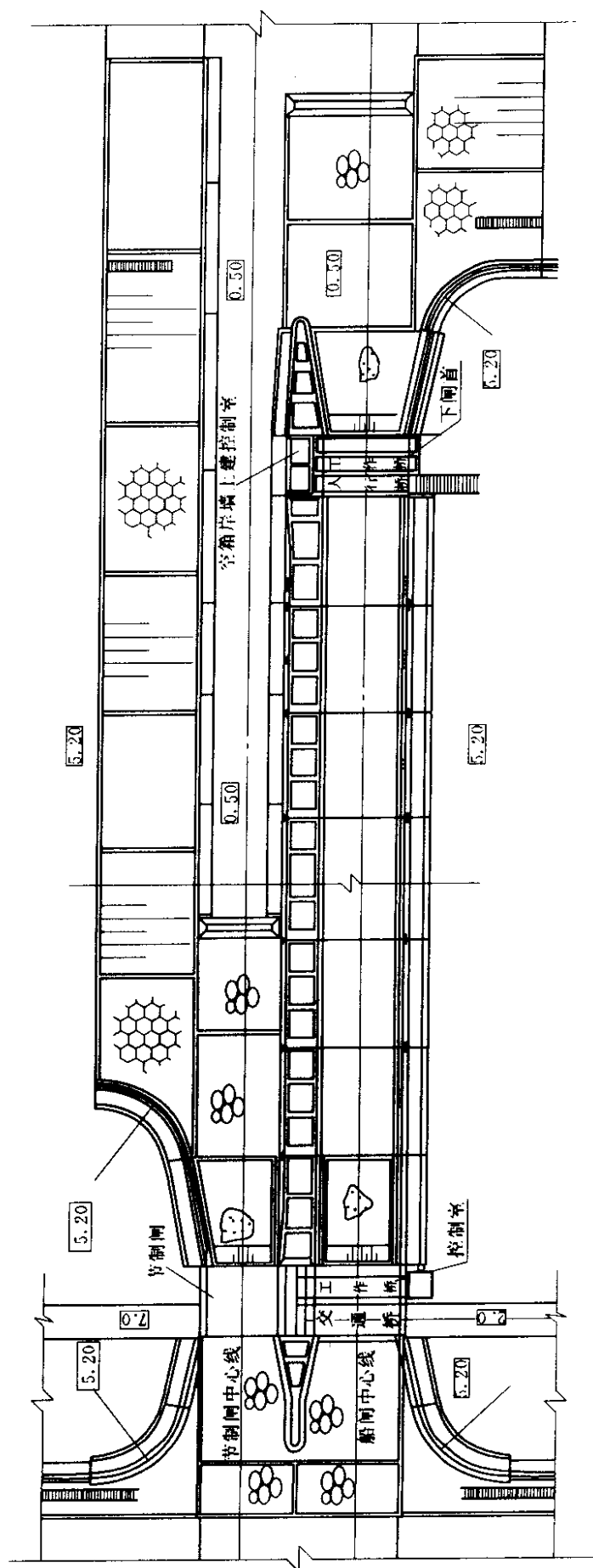


图 2-14 水闸和船闸的联合布置

满足上、下游引航道要求，需要比较长的引河；而第二种布置方式，水闸进出口水流有弯道，水流条件相对较差，出闸水流易形成折冲水流。第三种布置方式因具有工程投资省，管理运行方便的优点而被广泛采用。但在设计时应注意水闸泄洪时对船闸运行的影响。图 2-14 为水闸和船闸的联合布置图。

第三章 水闸的水力设计

水闸的水力设计内容包括：①闸孔总净宽计算及闸孔尺寸确定；②消能防冲设施的设计；③拟定闸门的控制运用方式。进行水闸水力设计时，应综合考虑水闸建成后上、下游河床可能发生淤积或冲刷以及闸下水位的变动情况对过水能力和消能防冲设施产生的不利影响。

第一节 水闸的闸孔设计

水闸的闸孔设计与闸址处的水文、地质、地形、施工以及管理运用等条件有关。具体设计内容主要是确定闸孔型式和尺寸。闸孔型式是指底板型式（堰型）、门型以及门顶胸墙的型式（采用胸墙时）。闸孔的尺寸指底板顶面高程（即堰顶高程）、墩墙顶部和胸墙底面高程、闸孔总净宽及闸孔的孔数等。

设计闸孔时，首先应选定底板型式（堰型），进而确定堰顶高程，再根据上、下游水位及过闸流量决定闸孔总净宽和孔数。

一、过闸水位差的确定

在水闸设计中，过闸水位差的确定，对水闸的工程造价和上游的淹没影响等关系极大。如采用较大的过闸水位差，固然可缩减闸孔总净宽，降低水闸工程造价，但却抬高了水闸上游水位，不仅要加高上游堤顶高程，而且有可能增加上游淹没损失，因此，确定水闸水位差时，应认真处理好节省水闸工程造价和减少上游堤防工程量以及淹没影响等方面的关系。在平原地区，对于排涝闸和挡潮闸，为了争取时间抢排，尽量减免涝情，在计算闸孔总净宽时，往往采用较小的过闸水位差；对于进水闸和分水闸，为了在低水位情况下也能获取较多的流量，有时也采用较小的过闸水

位差；而对于拦河节制闸，为了减轻上游堤防的负担，也不允许过分抬高水闸上游水位，因此也采用较小的过闸水位差。根据河北、安徽、江苏三省平原地区 63 座大、中型水闸设计中过闸水位差的统计，取值在 0.1~0.3m 之间者 51 座，占 80.9%；大于 0.3m 者 10 座，占 16.9%；小于 0.1m 者 2 座，占 3.2%。因此，在一般情况下，平原地区水闸的过闸水位差可采用 0.1~0.3m。当然，在水闸设计中，对过闸水位差的确定，还应结合水闸的功能、特点、运用要求及其他具体情况综合考虑。

二、水闸上、下游水位的确定

由于各种水闸的任务不同，水闸上、下游水位确定的方法也各有差异。

1. 渠首进水闸

进水闸分有坝取水和无坝取水两类，其上游水位的确定方法如下：

(1) 有坝取水。进水闸的上游水位是由拦河坝（闸）控制的，闸的上游设计水位，即拦河坝（闸）应该壅高的水位。其他时期的水位决定于相应时期内拦河坝（闸）泄流时的坝顶（闸前）溢流水位。

(2) 无坝取水。无坝取水进水闸的上游水位，可取闸前外河历年平均枯水位为设计水位，或是选用相当于灌溉设计保证率的灌溉临界期（即每年都有一段外河来水较少、水位较低、而灌区内用水较多的时间，或某一段时期外河来水较多，但用水量亦特别多的情况）外河平均水位，作为上游设计水位。

在确定无坝取水口渠首闸的闸前外河水位时，若引水比较大，应考虑取水口河水位的降落影响。如图 3-1 所示，当取水流量为 Q 时，由于引水的影响，河水位的部分势能转换为动能，取水口前的河水位 ∇ 比取水口下游的河水位 ∇_{x_2} 还要低落一个 ΔZ 值， ΔZ 值按式 (3-1) 计算：

$$\Delta Z = \nabla_{x_2} - \nabla = \frac{3}{2} \cdot \frac{k}{1-k} \cdot \frac{V_2^2}{2g} \quad (3-1)$$

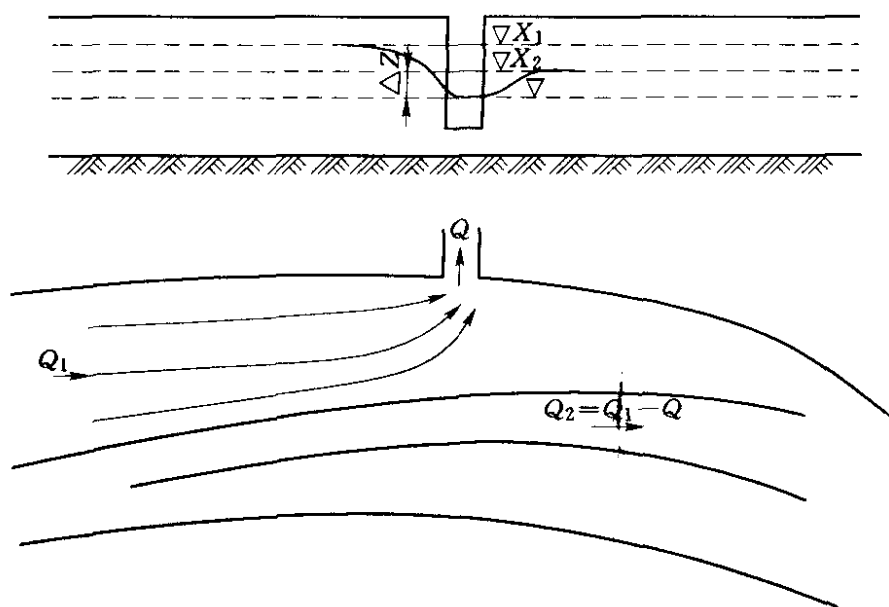


图 3-1 渠首闸前水位计算图

$$V_2 = \frac{Q_1 - Q}{A_2} \quad (3-2)$$

式中： k 为引水比， $k=Q/Q_1$ ； Q_1 为引水前河道流量； Q 为取水流量； V_2 为与水位 ∇x_2 相对应的河道平均流速； A_2 为相应于水位 ∇x_2 时下游河道过水断面面积，而水位 ∇x_2 则由河道水位流量关系曲线查得，此时下游河道流量为 $Q_2=Q_1-Q$ ， ∇ 为闸前设计水位。

根据以上算出的闸前设计水位 ∇ ，还必须与相应于流量 Q 的临界水位 ∇x_k 比较，如果 $\nabla < \nabla x_k$ ，则采用 $\nabla = \nabla x_k$ ，因为在缓流条件下，取水口处河水位不可能小于临界水深时的水位。

闸前引水渠长度若大于 20 倍闸坎以上的上游水深时，则上述水位还应减去引水渠的水头损失。

渠首进水闸的下游水位（无论是有坝取水，还是无坝取水），在灌区规划设计中，由田面高程到渠首进行渠系水位推算而决定。计算所得的渠道水位加上过闸水位落差，即为闸前上游水位。若河道水量丰富，且取水口处水位能与之相等或接近相等，则可满足灌溉引水要求；若高于闸前水位，则应筑坝（闸）壅高水位，或修改灌区规划，或修改取水口的设计方案。

2. 分水闸

如分水闸位于干渠节制闸的上游，则水分闸上游水位根据节制闸在闸前壅高的水位确定；若分水闸位于节制闸的下游，或干渠无节制闸，则近似地取干渠在分水以后的水位作为分水闸上游水位，闸下游水位也同样由用水区到支渠口进行推算决定。

3. 排水闸

排水闸上游水位是排水渠末端相应于排水流量的水位。排水闸一般在外河水位稍低于上游除涝水位时，即行开闸抢排。为保证适时排水，常选择低于上游水位约 $0.05 \sim 0.10\text{m}$ 的外河水位作为排水闸下游水位，以获得足够的闸孔宽度。

4. 节制闸

对于采用轮灌方式的渠道上的节制闸，闸上、下游的最大流量均为渠道的设计流量，下游水位即为相应于设计流量的下游渠首水位。如下游设有节制闸，则应计入该闸的壅高影响，上游水位按下游水位加过闸落差求得。对于采用续灌方式的渠道上的节制闸，闸上、下游渠道的设计流量不同，此时可取相应于上、下游渠道通过各自设计流量时的水位，作为闸的上、下游设计水位。

5. 泄水闸

闸上游水位可用渠道通过其设计流量时的水位，而闸下游水位则用泄水渠中通过泄放流量时的相应水位。泄水闸下游一般用跌水、陡坡等连接容泄区，水闸多为自流式泄流，下游水位较低，不影响泄流量。

6. 位于感潮河上的挡潮闸

位于感潮河道上的挡潮闸，其正常的运行方式为涨潮时关闸挡水，落潮时开闸泄水，挡潮时闸上河道起临时调节作用，泄水时过闸流态为变量变速流，水位、流量及流速均在不断的变化，情况相当复杂，实际工程中可按变量流动量平衡方程式和连续方程式编成程序计算。由于挡潮闸的泄流能力与上游来水情况、闸上河道的蓄水能力、闸下潮汐的涨落变化、下游河道的排水能力等有关，因此，计算挡潮闸闸孔总净宽时，应选择泄水期（或引水

期)可能出现的最不利潮型(如建于河道入口处的挡潮闸,可选择与历年来排涝时闸下最高潮位的多年平均最高潮位与干河洪峰流量遭遇时的潮型;如下游排水河道的水位主要受上游洪峰流量影响的挡潮闸,可选择与历年来闸下最高潮水位的多年平均值相接近的潮型)作为设计潮型,并将上游河道作为河川半日型调节水库考虑其调蓄能力,同时还应考虑潮汐河口回淤对挡潮闸泄流的影响,按水库调节计算的方法进行计算。

三、堰型的选择

水闸常用的堰型有宽顶堰和实用堰两类。宽顶堰的流量系数虽然较小,但构造简单、施工方便,所以在灌排系统内的水闸,一般均采用平底板宽顶堰的底板结构型式。在软弱地基上且上部荷载较大时,可采用宽顶堰箱式平底板结构型式。

当需要限制单宽流量而闸底建基高程不能抬高,或因地基表层松软需要降低闸底建基高程,或在多泥沙河流上有拦沙要求时,可采用实用堰底板。实用堰底板在实际工程中的应用远不及平底板宽顶堰普遍,而且受力条件较复杂,目前还没有精确的分析计算方法,只是在某些特定的条件下才被采用。

水闸底板采用实用堰,一般多为低堰。所谓低堰,是指上游堰高 $P_1 \leq (1.0 \sim 1.33) H_d$ 的实用堰 (H_d 为堰面设计水头)。当前常用的低堰有 WES 剖面堰、梯形堰、驼峰堰三种(图 3-2)。WES 剖面设计未考虑行近流速的影响,而另一种曲线实用堰渥奇剖面则计入其影响,但计算较繁。WES 剖面设计可参考有关水力计算手册。梯形堰施工方便,可用当地料石砌筑,为改善水流条件,堰角常修成圆形。驼峰堰是一种复合圆弧组成的驼峰剖面堰,它比较适合于软土地基,整体稳定性好,施工难易程度介于上述两种堰型之间。

四、过闸单宽流量的确定

水闸的过闸单宽流量应根据下游河床地质条件、上下游水位差、下游尾水深度、闸室总宽度与河道宽度的比值、闸的结构构造特点和下游消能防冲设施等因素选定。

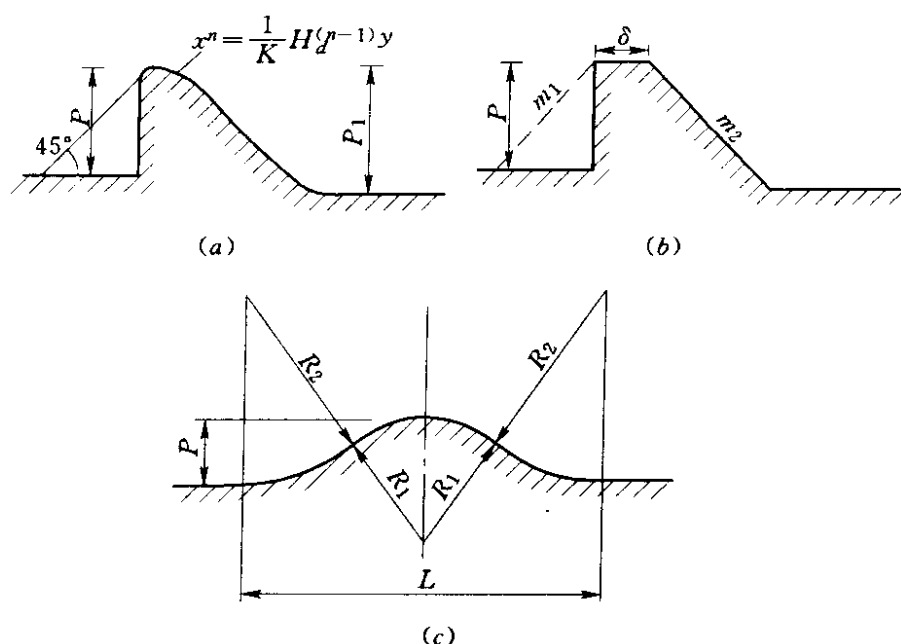


图 3-2 实用堰剖面型式
(a) WES 低堰；(b) 梯形堰；(c) 驼峰堰

从表面上看,过闸单宽流量的数值是由堰顶高程派生而来的,因为堰顶高程一经确定后,过闸单宽流量随之而定。但是,实际工作中在确定堰顶高程时,都是充分考虑闸后河床土质许可的单宽流量大小的,亦即过闸单宽流量是对堰顶高程的确定起制约作用的。

在水闸设计中,过闸单宽流量的确定,对水闸的工程造价和上、下游消能防冲设施的安全都有直接的影响。如果采用的单宽流量小了,就要加大闸孔总净宽,增加工程造价;如果采用的单宽流量大了,固然可以缩减闸孔总净宽,但下游的消能防冲设施(包括消力池及其后的护底、护坡)必须加强,也有可能是不经济的。根据长江中、下游各省土基上建闸的经验,在水闸的可行性研究阶段,其过闸单宽流量可按下列数据选用:粉砂、细砂、粉土和淤泥 $5 \sim 10 \text{ m}^3 / (\text{s} \cdot \text{m})$;砂壤土 $10 \sim 15 \text{ m}^3 / (\text{s} \cdot \text{m})$;壤土 $15 \sim 20 \text{ m}^3 / (\text{s} \cdot \text{m})$;粘土 $15 \sim 25 \text{ m}^3 / (\text{s} \cdot \text{m})$ 。下游水深较深、上下游水位差较小和闸后水流扩散条件较好时,宜选用大值。对于建于岩基上的水闸,单宽流量可选取用 $70 \text{ m}^3 / (\text{s} \cdot \text{m})$,甚至更大值。

对灌溉渠系上的大多数水闸来说，为了扩大灌区面积，过闸水头往往取得较小，在这种情况下，过闸单宽流量的选用并非完全取决于下游渠床的土质条件，而是决定于上下游水位差和堰顶高程。因为渠系水闸的过闸单宽流量本身都不是很大，如上下游水位差为 0.2m，堰顶以上水深不超过 4~5m，根据淹没式宽顶堰公式计算，所得的单宽流量一般都不会超过 $7\sim 10 \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ 。

渠系中泄水闸的下游水深较小，而堰顶上游水头却较大，应利用闸门控制下泄单宽流量，以免水流剧烈冲刷下游泄水渠渠床。

五、闸孔宽度的确定

水闸闸孔总净宽应根据闸槛形式和布置、上下游水位衔接要求、泄流状态等因素计算确定。

水闸的过闸水流流态一般可分为两种：一种是泄流时水流不受任何阻挡，呈堰流状态；另一种是泄流时水流受到闸门（局部开启）或胸墙的阻挡，呈孔流状态。在水闸的整个运用过程中，这两种流态均有可能出现，且在一定的边界条件下又是可以互相转化的。例如，闸孔出流的闸门开度增大到一定值时，闸前水位下降而不和闸门底缘接触，则水流性质由闸孔出流过渡为堰流；反之，如原为堰流，当闸门开度减小到能对水流起控制作用时，水流即过渡为闸孔出流。

水闸最常用的闸坎型式是宽顶堰，平原区已建水闸绝大多数是无坎高的平底闸（视为未设底坎的宽顶堰），只是由于闸墩的约束引起过闸水流的约束，产生类似宽顶堰的流态，有些水闸在平底板上设有折线型或曲线型低堰，其目的是为了减小闸门的高度而又不显著减小泄流能力。丘陵区或浅山区的水闸，有时也采用实用型低堰。

当过闸水流的流量不受下游水位的影响时，呈自由堰流状态，反之，则呈淹没出流状态。

1. 水闸过闸流态的判别

闸孔出流与堰流这两种水流现象，主要是从过闸水面是否受闸门（或胸墙）的影响来区分。当闸门位于某一开度时，可能出

现两种流态的互相转换，即由堰流转变为孔流状态，或由孔流状态转变为堰流状态。这两种流态相互过渡的条件，除和闸门相对开度 h_e/H (h_e 为闸门开度， H 为闸前水位) 有关外，还和底坎型式及上游来水是涨水或降水等有关。一般采用下列判别式来区分闸孔出流和堰流：当闸底坎为平底堰时， $h_e/H \leq 0.65$ 时，为闸孔出流； $h_e/H > 0.65$ 时，为堰流。当闸底坎为曲线型堰时， $h_e/H \leq 0.75$ 时，为闸孔出流； $h_e/H > 0.75$ 时，为堰流。

闸孔出流和堰流虽是两种不同的水流现象，但从研究过水能力及其影响因素来说，二者是有共同点的。首先，闸孔出流和堰流都是在一定的水头 H 作用下形成的，水头愈大，转化成的动能愈大，则闸、堰的过流能力也将愈大；其次，闸和堰都是局部控制性建筑物，起控制过水流量的作用。另外，这两种水流都属于明渠急变流，在较短距离内流线发生急剧变化，其流动过程中的能量损失主要是局部损失。

2. 宽顶堰自由过流能力的计算

平底宽顶堰堰流情况下，闸孔泄流能力按下式计算（图 3-3）：

$$Q = \epsilon m B_0 \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (3-3)$$

$$\text{单孔闸} \quad \epsilon = 1 - 0.171 \left(1 - \frac{b_0}{b_s} \right) \sqrt[4]{\frac{b_0}{b_s}} \quad (3-4)$$

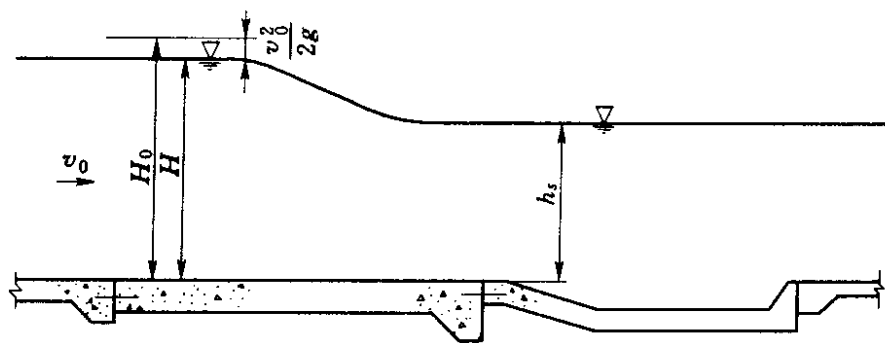


图 3-3 闸孔总净宽计算示意图一

多孔闸闸墩头部为圆弧形时

$$\epsilon = \frac{\epsilon_z(n-1) + \epsilon_b}{n} \quad (3-5)$$

$$\epsilon_z = 1 - 0.171 \left(1 - \frac{b_0}{b_0 + d_z} \right) \sqrt[4]{\frac{b_0}{b_0 + d_z}} \quad (3-6)$$

$$\epsilon_b = 1 - 0.171 \left[1 - \frac{b_0}{b_0 + \frac{d_z}{2} + b_b} \right] \sqrt[4]{\frac{b_0}{b_0 + \frac{d_z}{2} + b_b}} \quad (3-7)$$

以上各式中： B_0 为闸孔总净宽度，m； H_0 为计入行近流速水头的堰上水深，m； m 为堰流流量系数，无坎高的平底宽顶堰，其进口局部水头损失几乎接近于零，其堰流流量系数最大值取 0.385； g 为重力加速度，可采用 $9.81, \text{m/s}^2$ ； ϵ 为堰流侧收缩系数，对于单孔闸，按公式 (3-4) 计算求得或由表 3-1 查得；对于多孔闸，可按公式 (3-5) 计算求得； b_0 为闸孔净宽，m； b_s 为上游河道一半水深处的宽度，m； n 为闸孔数； ϵ_z 为中间闸孔侧收缩系数，可按公式 (3-6) 计算求得或由表 3-1 查得，但表中 $b_s = b_0 + d_z$ ； d_z 为中间闸墩厚度，m； ϵ_b 为边闸孔侧收缩系数，可按公式 (3-7) 计算求得或由表 3-1 查得，但表中 $b_s = b_0 + d_z/2 + b_b$ ； b_b 为边闸墩顺水流向边缘线至上游河道水边线之间的距离，m。

表 3-1 侧收缩系数 ϵ 值

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

对有坎宽顶堰，闸孔泄流能力仍按式 (3-3) 计算，其流量系数 m 按下列算式计算：

进口边缘为直角时，可按别列津斯基 (А. Р. Березински и) 公式计算：

当 $0 \leq P/H \leq 3.0$ 时

$$m = 0.32 + 0.01 \frac{3 - P/H}{0.46 + 0.75P/H} \quad (3-8)$$

当 $P/H > 3.0$ 时， $m = 0.32$

如进口边缘为圆弧时 (图 3-4), 可按别列津斯基公式计算:
当 $0 \leq P/H \leq 3.0$ 时

$$m = 0.36 + 0.01 \frac{3 - P/H}{1.2 + 1.5P/H} \quad (3-9)$$

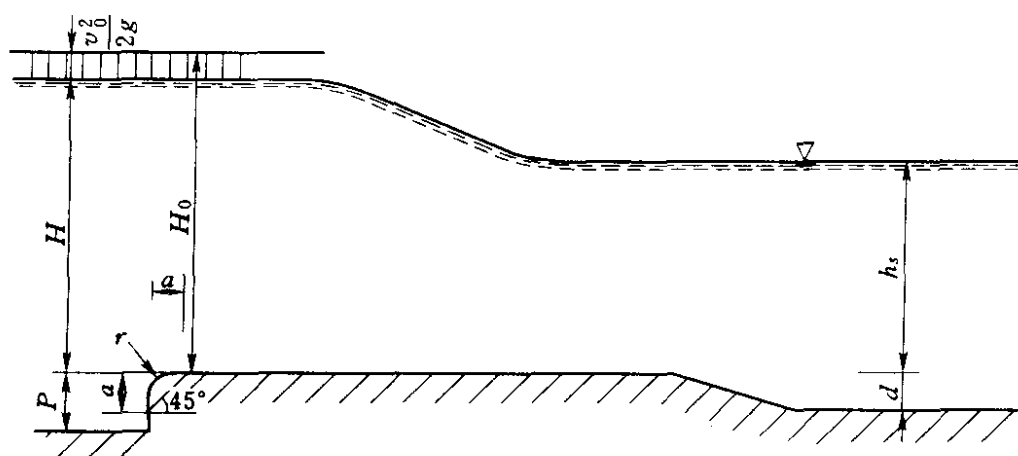


图 3-4 宽顶堰的水力计算图式

当 $P/H > 3.0$ 时 $m = 0.36$ 。

公式 (3-8) 及公式 (3-9) 是根据实验数据得出的, 只反映许多实验结果的平均情况, 只是近似公式。

当上游面是倾斜的或堰顶削角角度 $\theta = 45^\circ$ (图 3-4 中虚线倾角) 时, 流量系数可从表 3-2 中查得。

表 3-2 上游为 45° 削角和斜坡式进口的宽顶堰流量系数

P/H	45° 削角式进口				斜坡式进口
	a/H				$\text{ctg}\theta$
	0.025	0.050	0.100	≥ 0.200	≥ 2.5
0.0	0.385	0.385	0.385	0.385	0.385
0.2	0.371	0.374	0.376	0.377	0.382
0.4	0.364	0.367	0.370	0.373	0.381
0.6	0.359	0.363	0.367	0.370	0.380
0.8	0.356	0.360	0.365	0.368	0.379
1.0	0.353	0.358	0.363	0.367	0.378
2.0	0.347	0.353	0.358	0.363	0.377
4.0	0.342	0.349	0.355	0.361	0.376

对于斜坡式进口, 当 $\text{ctg}\theta=1$ 时, 其流量系数值与削角式进口 $a/H \geq 2.0$ 时的流量系数值相等。

3. 宽顶堰淹没出流过流能力的计算

在平原地区水闸中, 过闸落差较小, 相应下游水位较高时, 过闸水流的流量将受下游水位的影响, 成为淹没出流。

淹没出流过流能力用下式计算:

$$Q = \sigma \epsilon m B_0 \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (3-10)$$

$$\text{其中} \quad \sigma = 2.31 \frac{h_s}{H_0} \left(1 - \frac{h_s}{H_0} \right)^{0.4} \quad (3-11)$$

式中: σ 为堰流淹没出流系数, 可按公式 (3-11) 计算或按表 3-3 查得; 其他符号的含义与式 (3-3) 相同。

表 3-3 宽顶堰淹没系数 σ 值

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

堰流的淹没系数的取值主要与淹没度的高低有关。利用公式 (3-10) 计算闸孔总宽度, 主要是以堰上水头 H_0 为主要因素进行计算, 在一般情况下, 可采用该公式计算; 但当淹没度较高 ($h_s/H_0 \geq 0.9$) 时, 由于模型条件和边界条件的不同, 计算误差比较大, 在这种情况下, 可采用以流速水头为主要因素的计算方法 (图 3-5):

$$Q = \mu_0 h_s B_0 \sqrt{2g(H_0 - h_s)} \quad (3-12)$$

$$\mu_0 = 0.877 + \left(\frac{h_s}{H_0} - 0.65 \right)^2 \quad (3-13)$$

式中: μ_0 为淹没堰流的综合流量系数, 可定义为淹没堰流侧收缩系数与流速系数的乘积, 可按公式 (3-13) 计算求得, 也可以由表 3-4 查得。

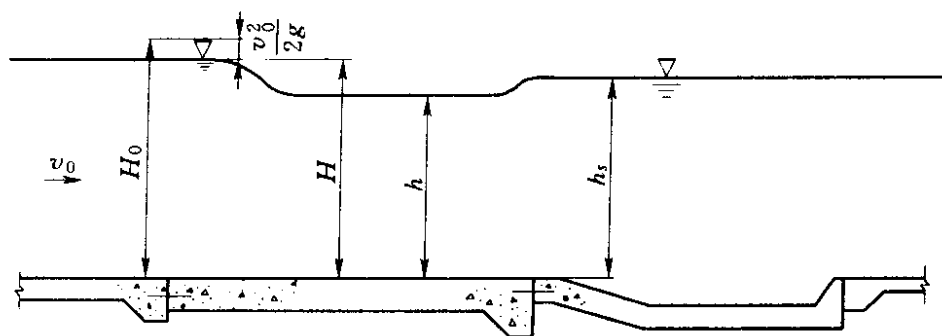


图 3-5 闸孔总净宽计算示意图二

表 3-4 淹没堰流综合流量系数 μ_0

h_s/H_0	0.90	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.995	0.998
μ_0	0.940	0.945	0.950	0.955	0.961	0.967	0.973	0.979	0.986	0.993	0.996	0.998

4. 实用堰的泄流能力

这里的实用堰主要指梯形低堰和驼峰堰，它们的计算公式也适用于 WES 剖面堰，只是流量系数 m 及淹没系数 σ 值有所不同。

实用堰的泄流能力按下式计算：

$$\text{自由式堰流} \quad Q = \epsilon m B_0 \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (3-14)$$

$$\text{淹没式堰流} \quad Q = \sigma_s \epsilon m B_0 \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (3-15)$$

$$\text{其中} \quad \epsilon = 1 - 0.2 \frac{\xi_{\text{边}} + (n-1)\xi_{\text{中}}}{n} \times \frac{H_0}{b} \quad (3-16)$$

式中： ϵ 为侧收缩系数，对于实用堰， ϵ 值按公式 (3-16) 计算； $\xi_{\text{边}}$ 为边墩形状影响系数，根据边墩几何形状，查图 3-6 确定； $\xi_{\text{中}}$ 为闸墩形状影响系数，由表 3-5 查取；其余符号意义同前。

表 3-5 闸墩形状影响系数 $\xi_{\text{中}}$ 值

闸墩头部 平面形状	h_s/H_0 ≤ 0.75	h_s/H_0 ≤ 0.80	h_s/H_0 ≤ 0.85	h_s/H_0 ≤ 0.90	h_s/H_0 ≤ 0.95	附 注
矩形	0.80	0.86	0.92	0.98	1.00	(1) h_s 为下游水面超过堰顶的高度； (2) 墩尾形状与墩头相同
楔形	0.45	0.51	0.57	0.63	0.69	
半圆形	0.25	0.32	0.39	0.46	0.53	

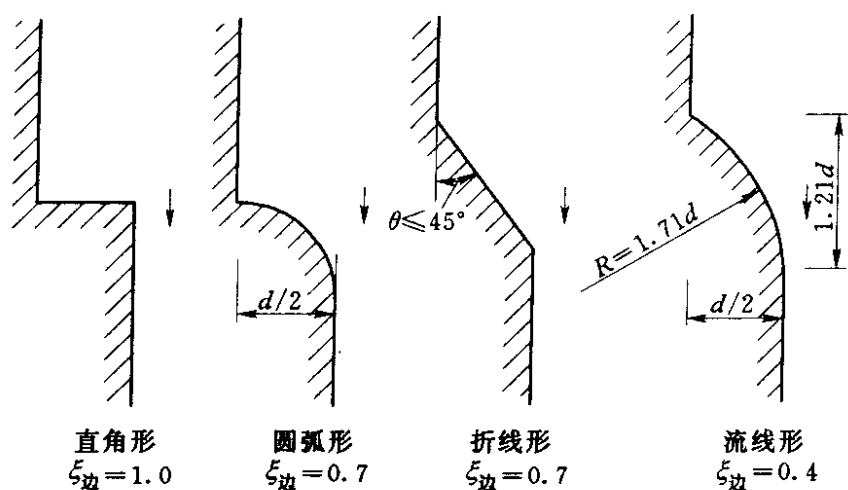


图 3-6 边墩形状影响系数 $\xi_{\text{边}}$ 值

应用公式 (3-16) 计算 ϵ 值时, 如 $H_0/b > 1$, 仍取 $H_0/b = 1$ 。
流量系数 m 随不同的堰型而异。

(1) 梯形低堰的流量系数。如图 3-7 所示的梯形剖面堰, 其流量系数可按表 3-6 查取。当上游边坡为 1:0.5 时, 其流量系数的值应较上述梯形剖面堰的流量系数加大 2%。将堰顶修圆后, 流量系数值则增大 5%。

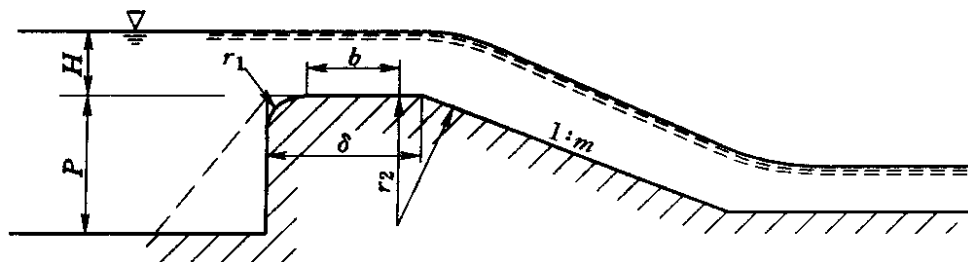


图 3-7 梯形剖面堰

表 3-6 梯形剖面堰的流量系数 m 值

下游坡	P/H	δ/H			
		2.0	1.0	0.75	0.5
1:3	0.5~2.0	0.34	0.36	0.40	0.42
1:5	0.5~2.0	0.34	0.35	0.37	0.38
1:10	0.5~2.0	0.34	0.35	0.36	0.36

(2) 驼峰堰的流量系数。驼峰堰的剖面一般由二至三段圆弧组成 (图 3-8), 圆弧之间可能还有直线连接。它的流量系数的值较大, 一般在 0.42 左右, 较大的 m 值可达 0.46。

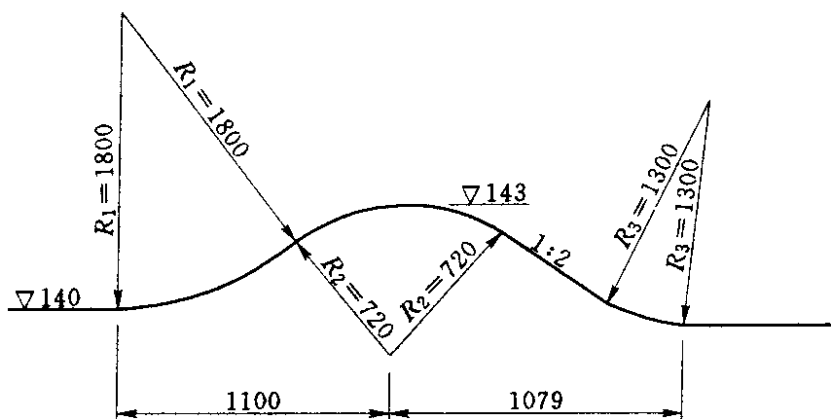


图 3-8 驼峰堰剖面实例图

$Q=306\text{m}^3/\text{s}$; $H_0=5.3\text{m}$; $P=3.0\text{m}$ (上游堰高);

孔数: 9 孔; 单孔宽度 $b=12\text{m}$; $m=0.472$

(3) 实用堰的淹没系数。实用堰的淹没系数值与淹没度 h_s/H_0 、堰的形状、堰顶相对宽度 δ/H 等因素有关。对于梯形低堰, 当 $\delta/H \approx 0.67$ 时, 按曲线型实用堰的淹没准则和淹没系数取用; 当 $\delta/H=0.67 \sim 2.5$ 时, 堰的淹没准则和淹没系数介于曲线型实用堰与宽顶堰之间。对于堰顶角修圆的梯形堰, 当 $\delta/H=0.5 \sim 0.7$ 时, 其淹没准则与淹没系数均参照曲线型实用堰取用; 当 $\delta/H=2.5 \sim 10$, 且堰顶水平段长度 $b=2.5H_d$ 时, 其淹没准则和淹没系数可按宽顶堰取用。

有关曲线型实用堰的计算可参考有关水力学计算手册。

5. 闸孔出流的泄流能力计算

有胸墙的水闸或开敞式水闸闸门部分开启时, 过闸水流表面受到上部胸墙或闸门的影响, 此时, 过闸水流为孔流状态 (图 3-9)。其过闸能力按下式计算:

$$Q_0 = \sigma' \mu h_e B_0 \sqrt{2gH_0} \quad (3-17)$$

$$\mu = \varphi \epsilon' \sqrt{1 - \frac{\epsilon' h_e}{H}} \quad (3-18)$$

$$\epsilon' = \frac{1}{1 + \sqrt{\lambda \left[1 - \left(\frac{h_e}{H} \right)^2 \right]}} \quad (3-19)$$

$$\lambda = \frac{0.4}{2.718^{16 \frac{r}{h_e}}} \quad (3-20)$$

式中： h_e 为孔口高度，m； μ 为孔流流量系数，可按公式 (3-18) 计算求得，或由表 3-7 查得； φ 为孔流流速系数，可采用 0.95~1.0； ϵ' 为孔流垂直收缩系数，可由公式 (3-19) 计算求得； λ 为计算系数，可由公式 (3-20) 计算求得，该公式运用范围为 $0 < \frac{r}{h_e} < 0.25$ ； r 为胸墙底圆弧半径，m； σ' 为孔流淹没系数，可由表 3-8 查得，表中 h''_e 为跃后水深，m。

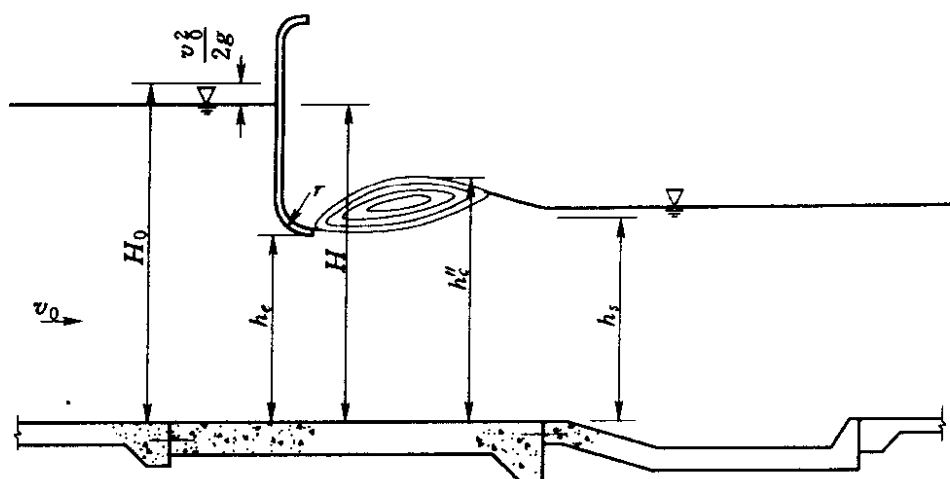


图 3-9 闸孔总净宽计算示意图三

上述计算孔流过流能力的公式是以流速水头为主要因素的计算公式，并考虑了淹没系数的影响，公式综合考虑了流速和垂直收缩对孔口出流的影响；由于平面侧收缩对闸门（或胸墙）孔口泄流能力影响较小，因此该公式不反映侧收缩的影响。

6. 闸孔宽度的确定

根据选定的闸孔型式（包括堰型）和过闸流量，上、下游水位以及堰顶高程等，通过上述公式推求闸孔总净宽。

表 3-7

闸孔孔流流量系数 μ 值

$\begin{matrix} h_c/H \\ r/h_c \end{matrix}$	0	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30
0	0.582	0.573	0.565	0.557	0.549	0.542	0.534
0.05	0.667	0.656	0.644	0.633	0.622	0.611	0.600
0.10	0.740	0.725	0.711	0.697	0.682	0.668	0.653
0.15	0.798	0.781	0.764	0.747	0.730	0.712	0.694
0.20	0.842	0.824	0.805	0.785	0.766	0.745	0.725
0.25	0.875	0.855	0.834	0.813	0.791	0.769	0.747
$\begin{matrix} h_c/H \\ r/h_c \end{matrix}$	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65
0	0.527	0.520	0.512	0.505	0.497	0.489	0.481
0.05	0.589	0.577	0.566	0.553	0.541	0.527	0.512
0.10	0.638	0.623	0.607	0.590	0.572	0.553	0.533
0.15	0.676	0.657	0.637	0.616	0.594	0.571	0.546
0.20	0.703	0.681	0.658	0.634	0.609	0.582	0.553
0.25	0.723	0.699	0.673	0.647	0.619	0.589	0.557

表 3-8

闸孔孔流淹没系数 σ' 值

$\frac{h_s - h''_c}{H - h''_c}$	≤ 0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
σ'	1.00	0.86	0.78	0.71	0.66	0.59	0.52	0.45
$\frac{h_s - h''_c}{H - h''_c}$	0.8	0.9	0.92	0.94	0.96	0.98	0.99	0.995
σ'	0.36	0.23	0.19	0.16	0.12	0.07	0.04	0.02

闸孔总净宽的确定，主要涉及两个问题：一个是过闸单宽流量的大小；另一个是闸室总宽度与河道总宽度的关系。如果采用的闸孔总净宽过小，使过闸单宽流量过大，将增加闸下游消能布置的困难，甚至影响水闸工程的安全；反之，如果采用的闸孔总净宽过大，使过闸单宽流量过小，工程量加大，造成浪费。一般

来说, 采用的闸孔总净宽要略大于计算值, 以留有余地 (以超过计算值 3%~5%) 为宜。同时, 还要求闸室总宽度大体上与上、下游河道宽度 (即通过设计流量的平均过水宽度) 相适应。根据江苏省几座大中型水闸工程的实践经验, 闸室总宽度与河道的比值一般为 0.6~0.85; 河北省水利水电勘测设计研究院根据根治海河工程的实践经验, 提出大中型水闸闸室总宽度与河道宽度的比值一般不宜小于表 3-9 所列的数值, 否则会加大连接段的工程量, 从而增加工程总造价, 同时对水闸安全泄水不利。

在闸孔总净宽确定后, 还必须进行分孔, 闸孔孔径的大小, 主要应根据闸的地基条件、运用要求、选用的闸门结构型式、启闭机容量等因素综合分析确定, 并应符合国家现行标准 SL74—95 所规定的闸门孔口尺寸系列标准。按照我国目前的闸门设计

表 3-9 水闸总宽度与河道总宽度的比值

河道宽度 (m)	闸室总宽度/ 河道总宽度
50~100	0.6~0.75
100~200	0.75~0.85
>200	0.85

技术和制造工艺条件, 如采用弧形钢闸门, 闸孔孔径一般选用 8~12m, 因为这样的孔径无论是在闸底板厚度和配筋方面、还是在闸门、启闭机价格方面都是比较合理的。当然, 如果闸孔有排冰、过木等要求, 孔径宜选得大些, 兼作通航孔的闸孔孔径, 还必须满足航运的要求。

对于多孔闸, 当闸孔孔数少时, 为了便于闸门的对称开启, 使过闸水流均匀, 避免发生偏流, 造成闸下的局部冲刷, 同时使闸室结构受力对称, 有利于工程的安全运行, 闸孔的孔数以采用单数为好。一般情况下, 当闸孔孔数小于 8 孔时, 宜采用单数孔, 超过 8 孔时, 采用单数孔或双数孔都是可以的。

【例 3-1】 无坝取水水闸闸孔宽度的确定。

(1) 资料: 已选定的无坝取水口位于河道右岸, 引水角为 40°。该处河床稳定, 河岸土质较密实, 系轻壤土构成, 故渠首闸闸址即选定在岸边不远处。引水渠甚短, 长约 45.0m。取水口处河底高程为

98.0m。干渠渠底高程根据渠道定线的要求,定为 100.00m。干渠底宽 27.0m,边坡 1 : 1.5。根据规划资料,灌溉临界期有两个:一个在春灌时期,取水口以下的河水位为 102.265m,平均流速为 0.6m/s,引水流量 $36.0\text{m}^3/\text{s}$,相应的干渠水位为 102.106m;另一个是夏灌时期,河道水位为 103.2m,平均流速为 0.8m/s,引水流量 $72\text{m}^3/\text{s}$,相应的干渠水位为 103.160m。两个时期的引水比都不大,引水口处河岸水位降落值可忽略不计(图 3-10)。

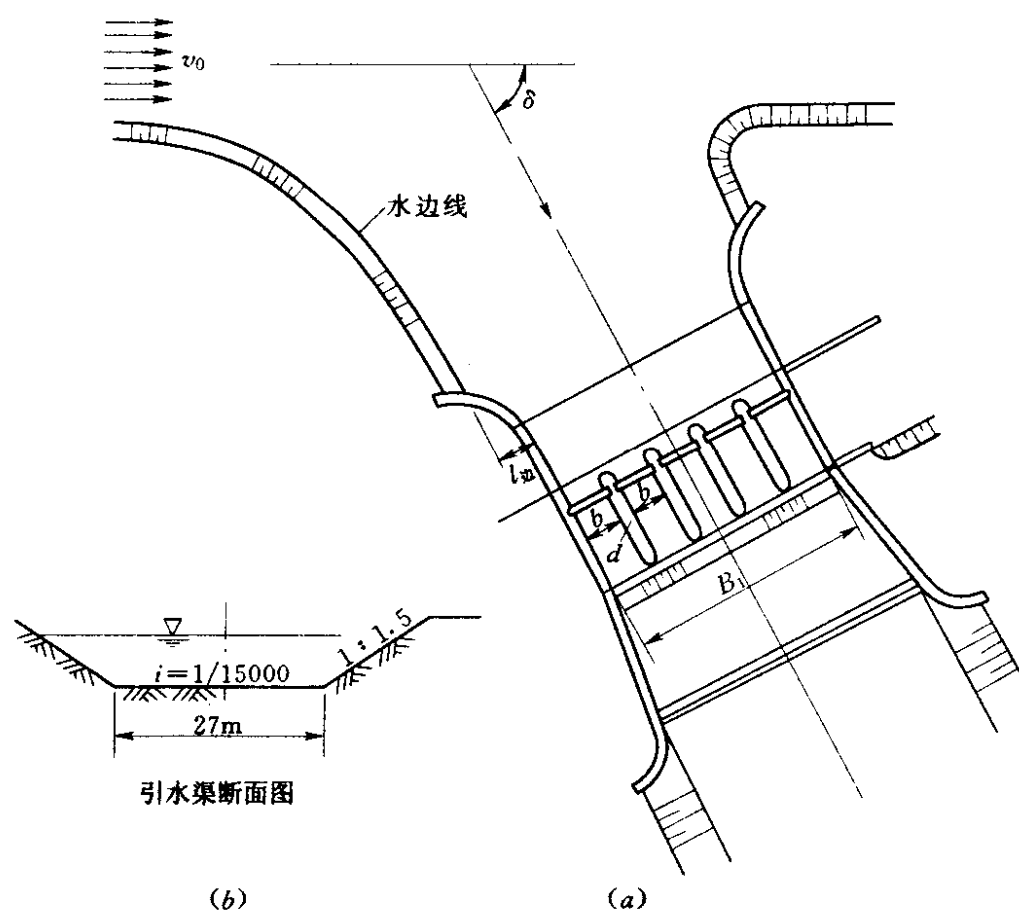


图 3-10 渠首闸平面布置图

(2) 渠首闸的闸孔计算: 根据闸基土质及干渠渠底高程等条件, 选用宽顶堰型平底板, 并置堰顶高程于 100.00m。

先按一般准则, 判别宽顶堰堰流流态。

时期 A

$$h_s/H = \frac{2.106}{2.265} = 0.93 > 0.72$$

时期 B

$$h_s/H = \frac{3.160}{3.200} = 0.99 > 0.72$$

故过闸水流流态均为淹没宽顶堰堰流。

初拟闸孔总净宽为 20.0m, 共分为 5 孔, 每孔宽度 4.0m。全闸用三个中墩分隔闸孔, 墩厚 1.0m, 半圆形墩头。底板在边孔和中孔跨中位置用缝分开。

其次用淹没式宽顶堰流对上述孔宽进行验算。

时期 A: 上游水深 $H_1=2.265\text{m}$, 外河流速 $v_1=0.6\text{m/s}$, 流速水头应考虑引水角的影响, 故:

$$\begin{aligned} H_{10} &= H_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g} \cos \delta \\ &= 2.265 + \frac{1.0 \times 0.6^2}{19.6} \cos 40^\circ \\ &= 2.279 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\frac{h_s}{H_{10}} = \frac{2.106}{2.279} = 0.92$$

查表 3-3 得 $\sigma=0.77$, 在式 (3-10) $Q=\sigma \epsilon m B \sqrt{2g} H_0^{3/2}$ 中, 由于堰顶高程与渠底高程相同, 故为无坎宽顶堰, $\epsilon=1.0$, 流量系数 $m=0.385$ 。

将 σ 、 m 等值代入, 可求出闸孔总净宽 B 为:

$$\begin{aligned} B &= \frac{Q}{\sigma m \sqrt{2g} H_0^{3/2}} \\ &= \frac{36.0}{0.77 \times 0.385 \times 4.43 \times 2.279^{3/2}} \\ &= 7.97 \text{ (m)} \end{aligned}$$

时期 B

$$\begin{aligned} H_{20} &= H_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} \cos \delta \\ &= 3.2 + \frac{1.0 \times 0.7^2}{19.6} \cos 40^\circ \\ &= 3.219 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\frac{h_s}{H_{10}} = \frac{3.160}{3.219} = 0.982$$

故查表 3-3 得 $\sigma=0.448$ ，由于堰顶高程与渠底高程相同，故为无坎宽顶堰，流量系数 $m=0.385$ ， $\sigma=1.0$ 。

故闸孔总净宽为：

$$\begin{aligned} B &= \frac{Q}{\sigma m \sqrt{2g} H_0^{3/2}} \\ &= \frac{72.0}{0.448 \times 0.385 \times 4.43 \times 3.219^{3/2}} \\ &= 16.32 \text{ (m)} \end{aligned}$$

小于初拟的闸孔宽度，故即采用 $B=20.0\text{m}$ 。

第二节 水闸的消能防冲设计

一、过闸水流的特点及消能方式

水流经过水闸流向下游时，因具有较大的上下游水位差，同时闸孔宽度一般都小于上、下游河（渠）宽，使过闸流量比较集中，单宽流量加大。因此过闸水流具有较大的动能，若不采取适当的消能防冲措施，势必冲刷下游河（渠）道，甚至威胁水闸的安全。

根据水闸的运用要求，其上、下游水位、过闸流量以及泄流方式（如闸门的开启程序、开启孔数和开启高度）等常常是复杂多变的，因此，水闸闸下消能防冲设施必须在各种可能出现的水力条件下，都能满足消散动能与均匀扩散水流的要求，且应与下游河道有良好的衔接，但是不同类型的水闸，其泄流特点各不相同，因而控制消能设计的水力条件也不尽相同。如拦河节制闸在保持闸上最高蓄水位的情况下，排泄上游多余来水量为控制消能设计的水力条件，当闸的下游河道已渠化时，应考虑下一级蓄水位对闸下水位的影响。又如，分洪闸宜以闸门全开，通过最大分洪流量为控制消能设计的水力条件。再如，排水闸（排涝闸）宜以冬、春季蓄水期通过排涝流量为控制消能设计的水力条件。挡

潮闸宜以蓄水期排泄上游多余来水量为控制条件。有时需用闸门控制泄水时，则以上、下游可能出现较大的水位差为控制消能设计的水力条件。

为了设计好水闸的消能防冲设施，应先了解过闸水流的特点及其对消能防冲设计的要求。

(1) 出闸水流流速较大，紊动强烈，必须考虑下游消能问题。平原地区水闸的水头一般较低，河（渠）道土质抗冲能力较小，下游水位变化又较大，故不宜采用挑流式或面流式消能，一般常采用底流式消能方式。

(2) 闸上、下游水位多变，出流形式多变，闸门开启程序也有变化。因此，底流式消能要求修筑的消能池或其他型式的消能方式，应在可能发生的工作情况下，都能满足水跃共轭水深的要求。

(3) 当水闸上、下游水位差小时，过闸水流会在下游形成波状水跃，消能效果不佳，挟有余能的水流会冲刷下游渠道，影响渠道的稳定性。对此应予以充分的重视，并采取适当的措施。

(4) 多孔水闸常因闸门的开启不当，形成折冲水流，冲毁消能防冲设施和下游河（渠）道。另外，若上游渠段不顺直，来水流势不匀称，或下游翼墙布置不当，扩散角太大，也都极易形成折冲水流。故在设计水闸的消能防冲设施时，必须做好总体布置，同时应制定合理的闸门控制调度方案。

(5) 水闸闸门的控制运用是保证工程安全运行的主要因素，如果闸门控制运用不当，将产生集中水流或折冲水流等不良流态，造成冲刷破坏，危及工程安全。因此，设计人员进行水闸设计时，应根据水力设计或水工模型试验成果，制定合适的闸门控制运用方式（包括闸门控制运用曲线，参见图 3-11），规定闸门的启闭顺序和开度，提供给管理单位，作为闸门控制调度的参考和依据，避免产生集中水流或折冲水流等不良流态。闸门的控制运用方式应满足以下要求：

1) 闸孔泄水时，保证在任何情况下水跃均完整地发生在消力池内。图 3-11 为某 5 孔闸闸门控制运用曲线，当 $OA > OB$ 时，水

跃淹没，消力池可充分发挥作用；否则水跃不淹没，消力池不能充分发挥作用，显然是不允许的。

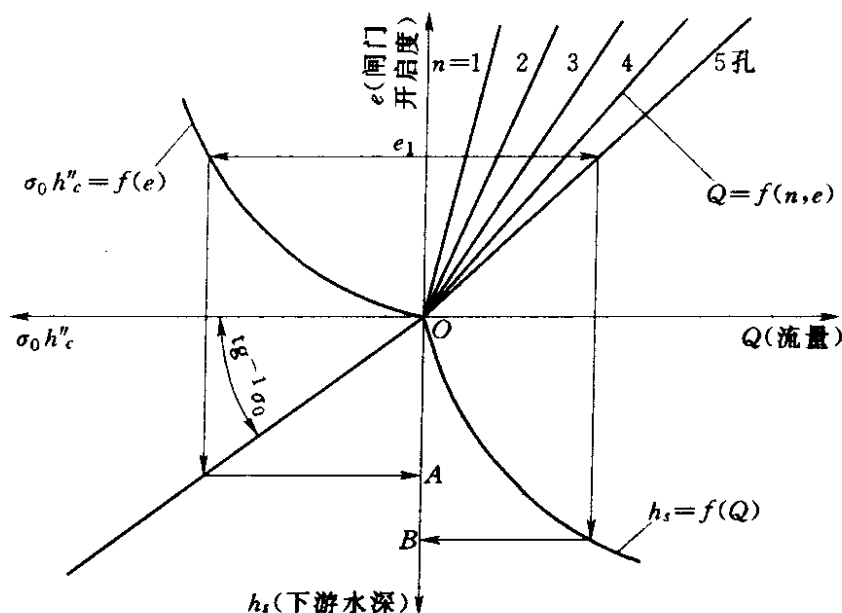


图 3-11 某 5 孔闸闸门控制运用曲线
(当闸门开启 5 孔，开度为 e_1 时)

2) 闸门尽量同时均匀对称启闭。若多孔闸门不对称开启时，由于水流出闸后偏流，在下游易形成折冲水流，从而冲刷下游河岸。从水力学的观点出发，多孔闸门以均匀齐步开启方案为最佳，此时下泄单宽流量较小，流势均匀，扩散良好。如不能全部同时启闭，可分先后、按档次开启闸门，原则上应最先开启中间闸孔，而后对称、间隔地按同一开度逐次开启两侧的闸孔，待全部闸门开至同一高度后，再按同样方法，开启下一档高度，这种情况下，虽有可能产生偏流，但对岸坡冲刷较小。关闭时与开门顺序相反。关于折冲水流对下游河道的冲刷破坏问题，其解决途径是：除了在总体布置时，上游进口段要有一定长度的顺直段，使来水均匀，以及下游翼墙的单侧扩散角不应超过 $7^\circ \sim 12^\circ$ ，使出闸水流均匀扩散，避免产生回流以外，还要在闸门运用管理方面，注意均匀齐步，或间隔对称等启闭原则。力避开启、关闭时大起大落和多孔闸部分闸孔泄流的运用方式。

3) 闸门开启时，应分级开启，严禁一次开闸到顶，即使多孔

闸全部闸孔能做到均匀齐步地打开，也应如此。闸门开出水面的总历时不可过短，以免增大上下游落差。闸门开启时，应分开几个档次，每开一个档次，须待下游水位上升稳定后，再提升至下一档开度。工程第一次行水时，闸门开度宜小一些，如发现闸门震动，水跃往返撞击闸门，或者其他水跃异常情况，可适当调整开度。

4) 对分层布置的双层闸孔或双扉闸门，应先开底层闸孔或下扉闸门，再开上层闸孔或上扉闸门，关闭时与上述顺序相反。

5) 严格控制始流条件下的闸门开度，避免闸门停留在振动较大的开度区泄水。一般来说，当闸门开度小于门前总水头的 0.1 倍时，门体容易产生振动；当闸门开度为门前总水头的 0.45~0.50 倍时，门前将出现剧烈的立轴漩涡和吸气漏斗，出闸水流不稳定，也容易引起门体振动。

6) 关闭或减小闸门开度时，应避免水闸下游河道水位降落过快。

水闸的基本消能方式是底流消能，但山丘区灌溉渠系上的泄水闸、退水闸等，如水力条件和地形、地质条件都能具备，也可以采用面流式消能和挑流式消能方式。

二、消能设计

(一) 底流式消能设计

底流式消能可用于各类地基上中、低水头的各类泄水建筑物，在水闸工程中应用非常普遍。由于水闸上、下游翼墙的平面扩散对增加水闸总宽度的影响不大，因此底流式消能设施，通常为消力池，其设计通常按二元问题求解。这在工程设计中是偏于安全的。

消力池的作用是促成水跃，并保护地基免受冲刷，其主要型式有三种：①挖深式消力池，即降低护坦高程所形成的消力池；②尾坎式消力池，即护坦高程不降低，在其末端修建消能坎形成的平底消力池；③综合式消力池，是一种常用的、既有挖深又筑有低坎的消力池型式。

消力池的设计主要是计算确定消力池的深度、长度和消力池

底板的厚度。

1. 消力池深度的确定

(1) 挖深式消力池。消力池的池深 d 应满足下列条件 (图 3-12):

$$d = \sigma_0 h''_c - h'_s - \Delta z \quad (3-21)$$

$$\begin{aligned} h''_c &= \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{gh_c^3}} - 1 \right] \left(\frac{b_1}{b_2} \right)^{0.25} \\ &= \frac{h_c}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \left(\frac{b_1}{b_2} \right)^{0.25} \end{aligned} \quad (3-22)$$

$$h_c^3 - T_0 h_c^2 + \frac{\alpha q^2}{2g\phi^2} = 0 \quad (3-23)$$

$$\Delta z = \frac{\alpha q^2}{2g\phi^2 h'^2_s} - \frac{\alpha q^2}{2gh''^2_c}$$

式中: d 为消力池深度, m; σ_0 为水跃淹没系数, 可采用 1.05~1.10; h''_c 为跃后水深, m; h_c 为收缩水深, m; α 为水流动能校正系数, 可用 1.0~1.05; q 为过闸单宽流量, $[\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})]$; b_1 为消力池首端宽度, m; b_2 为消力池末端宽度, m; T_0 为由消力池底板顶面算起的总势能, m; Δz 为出池落差, m; h'_s 为出池河床水深, m; Fr 为跃前断面水流的弗劳德数, $Fr = Qg/h_c \sqrt{gh_c}$; ϕ 为流速系数, 一般取 0.95。

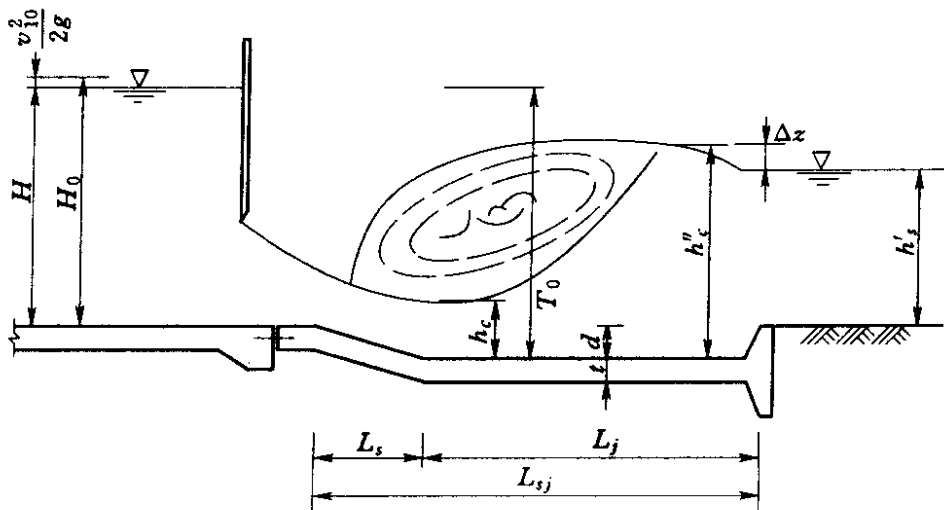


图 3-12 消力池深度计算

上述消力池深度的计算公式是按水跃动量方程列出的，用公式（3-22）和公式（3-23）推求 h_c 和 h_c'' 时，需用试算法，也可借助其他图表；共轭水深比与弗劳德数的关系见表 3-10。

表 3-10 矩形断面共轭水深比与弗劳德数的关系

$Fr^{2''}$	η_1	Fr^2	η_1	Fr^2	η_1	Fr^2	η_1	Fr^2	η_1	Fr^2	η_1
0.1	0.170			13	4.62	32	7.50	51	9.62	70	11.35
0.2	0.305			14	4.80	33	7.62	52	9.70	71	11.45
0.3	0.425			15	5.0	34	7.80	53	9.80	72	11.50
0.4	0.530			16	5.15	35	7.90	54	9.90	73	11.60
0.5	0.626			17	5.35	36	8.0	55	10.0	74	11.70
0.6	0.705			18	5.50	37	8.10	56	10.05	75	11.80
0.7	0.785			19	5.70	38	8.25	57	10.12	76	11.85
0.8	0.860			20	5.87	39	8.35	58	10.30	77	11.90
0.9	0.935			21	5.95	40	8.45	59	10.35	78	12.00
		3	2.0	22	6.17	41	8.60	60	10.50	79	12.05
		4	2.37	23	6.30	42	8.65	61	10.55	80	12.14
		5	2.70	24	6.45	43	8.80	62	10.60	81	12.20
		6	3.0	25	6.62	44	8.95	63	10.70	82	12.30
		7	3.27	26	6.70	45	9.05	64	10.80	83	12.40
		8	3.52	27	6.87	46	9.12	65	10.85	84	12.46
		9	3.75	28	7.0	47	9.20	66	10.95	85	12.57
		10	4.0	29	7.15	48	9.30	67	11.0		
		11	4.2	30	7.30	49	9.40	68	11.10		
		12	4.42	31	7.37	50	9.50	69	11.30		

注 $Fr^2 = v_c^2 / gh_c = q^2 / gh_c^3$; $Fr^{2''} = v_c''^2 / gh_c'' = q^2 / gh_c''^3$; $\eta_2 = h_c / h_c''$; $\eta_1 = h_c'' / h_c$ 。

求池深 d 值时，也需采用试算法。初次试算时，可按 $d_1 = \sigma_0 h_c'' - h_c'$ 拟定，其中 h_c'' 是未设消力池前的跃后水深。求得 d_1 值后，可先算出设池以后的 T_0 、 h_c'' 以及 Δz 诸值，然后将他们代入公式（3-21），反算水跃淹没系数 σ_0 ，如能满足 $\sigma_0 = 1.05 \sim 1.10$ 的条件，

则池深是合适的，否则还应继续进行试算，直至满足条件为止。

仅从消能效果看，临界水跃最为理想。但在实际工程设计中，为安全可靠计，防止水跃冲出池外，常令池中水跃稍有淹没，即 $\sigma_0 = 1.05 \sim 1.10$ 。淹没度过大时，将形成落底射流，对消能反而不利，其射流对下游河床所产生的冲刷，严重的并不亚于远离式水跃。

在消力池深度计算公式中，已考虑了扩散式消力池水流扩散以及出池落差的影响，同时要求出池河床水深应大于临界水深，否则消力池后将出现急流流态，这是不符合消能设计要求的。

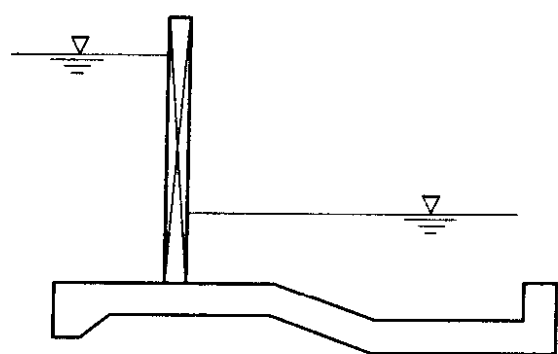


图 3-13 折线型底板示意图

在工程上，如果地质条件好、土质坚实，常将消力池移入闸室，闸室底板成为所谓的折线式底板（图 3-13），这样布置既可以减少闸后的池长，又可改善三元水流对水跃的压缩影响，闸孔的泄流能力也较大，流量系数 m 值可取 $0.38 \sim 0.40$ 。

(2) 坎式消力池及综合式消力池。当河床地质条件限制，不宜深挖，或开挖筑池不经济，甚至给施工带来困难时，可在护坦末修建尾坎，以壅高坎前水位，使之形成淹没式水跃。为此尾坎的高度应满足以下要求（图 3-14）。

$$c = \sigma h_c'' - H_1 \quad (3-24)$$

$$H_1 = \left(\frac{q}{\sigma_s m \sqrt{2g}} \right)^{2/3} - \frac{q^2}{2g(\sigma h_c'')^2} \quad (3-25)$$

式中： H_1 为坎上壅高的水头，按式 (3-25) 计算； m 为尾坎溢流时的流量系数，对于梯形断面的尾坎，上游面直立的，取 $m = 0.42$ ，上游面倾斜的，取 $m = 0.41$ ； σ_s 为淹没系数，按表 3-11 查取。

跃, 则需设置二级消力池, 或者改变设计方案, 采用综合式消力池。

综合式消力池的计算可分两步进行, 即先按 0.1~0.3 倍的下流水深确定坎高, 然后再按挖深式消力池的算法确定下挖深度。

这两种型式消力池的坎高, 应尽可能满足以下两个要求: ①坎顶下游水深与上游壅高水深的比值 $h_n/H_1 \leq 0.85 \sim 0.90$, 使坎后形成较为平顺的水面衔接; ②坎顶高出闸室堰顶的数值, 宜控制在 $0.05H$ (H 为闸上游水深) 以内, 以免影响水闸的泄水能力。

综合式消力池具有挖深式和尾坎式消力池的优点, 所以工程中采用较多。

【例 3-2】挖深式消力池池深计算。

利用 [例 3-1] 的资料, 并补充以下数据: ①河道洪水期仍需引水灌溉。开闸引水时的河道最高水位为设计洪水位 104.75m, 超过这个水位, 即关闸挡水, 最大引水流量为 $21.5\text{m}^3/\text{s}$, 干渠相应水位为 101.25m; ②校核洪水位为 105.25m; ③引水时假定二孔发生故障, 全部引水流量由其余三孔泄放。求消力池池深。

(1) 检查闸下水流衔接状态。按照迭代法求 h_c 时, 将式 (3-23) 移项变为 $T_0 = h_c + \frac{q^2}{2g\phi^2 h_c^2}$, 再加以转换。令 $q^2/2g\phi^2 = \alpha$, 则 $T_0 = h_c + \frac{\alpha}{h_c^2}$, 即 $h_c = \sqrt{\frac{\alpha}{T_0 - h_c}}$, 故

$$h_c = \sqrt{\frac{\alpha}{T_0 - \sqrt{\frac{\alpha}{T_0 - \sqrt{\frac{\alpha}{T_0}}}}}}$$

结合本例, 取 $\phi = 0.95$, 则 $\alpha = \frac{q^2}{2g\phi^2} = \frac{\left(\frac{21.5}{24 \times 3/5}\right)^2}{19.6 \times 0.95^2} = 0.126$ 代入上式, 可得

$$h_c = \sqrt{\frac{0.126}{4.75 - \sqrt{4.75 - \sqrt{\frac{0.126}{4.75}}}}} = 0.166 \text{ (m)}$$

查表 3-10, 因 $Fr^2 = \frac{q_c^2}{gh_c^3} = \frac{1.49^2}{9.8 \times 0.166^3} = 49.50$, 故得

$$h''_c = \eta_1 h_c = 9.45 \times 0.166 = 1.57 \text{ (m)} > h_s \\ = 1.25 \text{ (m)}$$

故需设消力池。

(2) 试求池深。试算时, 令 $d = \sigma_0 h''_c - h_s = 1.05 \times 1.57 - 1.25 = 0.40 \text{ (m)}$, 取池深 0.50 m 。此时 $T = 4.75 + 0.5 = 5.25 \text{ (m)}$, 通过迭代法计算和查表, 得 $h''_c = 1.62 \text{ (m)}$ 。同时, 按消力池出口实际宽度 $B_1 = 27 \text{ m}$ 计算行近流速 $v_{10} = \frac{21.5}{1.05 \times 1.62 \times 27} = 0.47 \text{ (m/s)} < 0.5 \text{ (m/s)}$, 行近流速水头甚小, 可不予考虑。取 $\phi = 0.95$, 由前面的 Δz 式得出出池水流的水面降落值为 (忽略流速水头项)。

$$\Delta z = \frac{q^2}{2g\phi^2 h_s'^2} \\ = \frac{21.5^2}{19.6 \times 0.95^2 \times 1.25^2 \times 27^2} = 0.023 \text{ (m)}$$

(3) 验算淹没安全系数。由公式 (3-21) 得

$$\sigma_0 = \frac{d + h_s + \Delta z}{h''_c} = \frac{0.5 + 1.25 + 0.023}{1.62} = 1.09$$

满足 $\sigma_0 = 1.05 \sim 1.10$ 的要求。开启三孔泄放时, 以隔孔开启为最好。只开中间三孔, 下游两侧回流会压缩主流, 使单宽流量加大, 对消能不利。不对称开启闸门, 下游流态更加恶劣, 应予避免。

以上计算是按闸孔出流在消力池内未扩散至全部池宽考虑

的。如果五孔齐开，所需要的池深自然要小一些。

【例 3-3】 尾坎式消力池计算。

仍利用 [例 3-2] 的部分资料，但将下游渠底降至 99.60m，底宽 25.8m，流量 $21.5\text{m}^3/\text{s}$ 仍由三孔泄放，下游相应水深为 $h_s = 1.30\text{m}$ 。求在新的护坦上设置的尾坎高度 c [图 3-14 (b)]。

(1) 校核下游水流衔接条件，确定是否需要设置消能坎（尾坎）。新的情况下 $H_0 = 4.75 + 0.4 = 5.15\text{ (m)}$ ，经过计算，得出 $h_c = 0.159\text{m}$ ， $h''_c = 1.60\text{m} > 1.30\text{m}$ ，故需设置消能坎。

(2) 确定尾坎高度。试算时，先假定坎顶堰流是非淹没的，故坎顶上游壅高的水头近似值为：

$$H_1 = \left(\frac{q}{m \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{21.5/25.8}{0.42 \times 4.43} \right)^{2/3} \\ = 0.59\text{ (m)}$$

$$c = \sigma_0 h''_c - H_1 = 1.05 \times 1.60 - 0.59 = 1.09\text{ (m)}$$

以上坎高 c 值超过了下游水深 h_s 的 0.1~0.3 倍，坎后将出现不良流态。且坎顶高程高出闸底板堰顶的数值为 $(99.6 + 1.09) - 100.00 = 0.69\text{ (m)} > 0.05H'_1 = 0.05 \times 2.0 = 0.10\text{ (m)}$ ($H'_1 = 2.0\text{m}$ 为枯水期闸上游水深)，将影响水闸在枯水期缓流取水的过水能力。因此，单纯采用尾坎式消力池是不合适的。现改用综合式消力池。

(3) 综合式消力池计算。设坎高 $c = 0.5\text{m}$ ，故 $h_n = 1.30 - 0.5 = 0.8\text{ (m)}$ 。设 $H_{10} = 0.85\text{m}$ ，则 $h_n/H_{10} = \frac{0.80}{0.85} = 0.94$ ，查表 3-11 得 $\sigma_s = 0.574$ ，故

$$H_{10} = \left(\frac{21.5/25.8}{0.574 \times 0.42 \times 4.43} \right)^{2/3} = 0.85\text{ (m)}$$

与假定值相符。消力池挖深 0.4m，即池底高程为 $99.6 - 0.4 = 99.2\text{m}$ 。根据 $T = 4.75 + 0.4 + 0.4 = 5.55\text{m}$ ，算出 $h_c = 0.153\text{m}$ ， $h''_c = 1.64\text{m}$ ，故

$$H_1 = 0.85 - \frac{(21.5/25.8)^2}{19.6 \times (1.05 \times 1.64)^2} = 0.84 \text{ (m)}$$

$$d = \sigma_0 h''_c - H_1 - c = 1.05 \times 1.60 - 0.84 - 0.5 \\ = 0.38 \text{ (m)} \approx 0.40 \text{ (m)}$$

(4) 坎顶高程的验算。坎顶高出闸底板的数值为 $(99.6 + 0.5) - 100.00 = 0.10 \text{ (m)}$ ，与 $0.05 \times 2.0 = 0.10 \text{ (m)}$ 相等，并不影响水闸的泄流能力。且 $h_n/H_{10} = 0.94 > 0.85$ ，坎后流态亦较平顺。

2. 消力池池长计算

工程设计应保证水跃发生在消力池内，故消力池的长度与水跃长度有关。平底消力池即水平护坦上无任何尾坎时的水跃，称为自由水跃，它需要的消力池较长，且不易适应各级泄流量，很少用于实际工程。当消力池采用挖深式或其他型式时，池内形成的强迫水跃，比自由水跃短，也比较稳定。如图 3-12 所示，消力池的长度包括消力池斜坡段的水平投影长度和平底段长度两部分：

$$L_{sj} = L_s + \beta L_j \quad (3-27)$$

式中： L_{sj} 为消力池长度，m； L_s 为消力池斜坡段水平投影长度，与斜坡段的坡度有关。为防止在斜坡段产生负压，要求消力池斜坡段的坡度不得陡于 1:4； β 为水跃长度校正系数，可采用 0.7~0.8； L_j 为自由水跃长度，m。

自由水跃长度 L_j 的计算公式很多，有陈椿庭公式、原南京水利科学研究所公式、欧勒弗托斯基公式、巴甫洛夫斯基公式等。在原水闸设计规范编制过程中，曾以若干工程的水工模型试验为例，分别采用上述诸公式与水工模型试验成果相比较，经分析认为按欧氏公式的计算成果与水工模型试验成果比较接近，同时该公式简便实用。因此，新编水闸设计规范推荐采用该公式：

$$L_j = 6.9(h''_c - h_c) \quad (3-28)$$

3. 消力池设计流量的选择

在以上池深（或坎高）和池长计算中，都是针对一个给定的

流量及其相应的上、下游水位而言的。实际工程中，消力池是在不同的流量下工作的，故可算出不同的池深和池长。由于水跃共轭水深与流量的关系只决定于水头及堰型和尺寸，而下游水深和流量的关系决定于下游渠道的水力特性，两者并无固定关系。但是池深 d 显然是随着 $h''_c \sim h_s$ 值的增大而增加的，所以应通过试算，取相当于 $h''_c \sim h_s$ 为最大值时的流量为池深的设计流量，实践证明，池深的设计流量并不一定是水闸所通过的最大流量。因为通过最大流量时，下游水深也相应加大，单宽能量 $E = \gamma \Delta H q$ (γ 为水的重度， ΔH 为上下游水位差， q 为单宽流量) 在这种情况下并不一定最大。而池长的确定则是另一回事，它决定于水跃的深度，而水跃长度又与下游水深关系不大，故消力池长度的设计流量应该是水闸通过的最大流量。

另外，在闸门开启过程中，下池流量逐渐加大，下游渠道内形成洪水波向前推进，水位不能随流量的增加而同步上升，出现滞后现象。设计池深时应予以注意。目前工程中，将闸门开度分成几个档次，计算时取用与上一档次泄量相应的水位为下游水位。闸门开度应结合闸门操作调度方案一并考虑。

渠系水闸在闸门初始开启时，下游渠槽内无水，消力池末端形成自由跌落，池的设计水位应等于其末端的尾坎壅高的水位，因此，闸的初始开度的大小，对消能工的影响较大，大型工程的初始开度一般为 0.5m，中、小型水闸还可以适当降低。但应注意不要停留在容易引起震动的开度上，因为闸门震动一般都是发生在大开度的位置上。

4. 消力池的尾坎

尾坎的主要作用在于壅高池内水位，促使消力池能在下游水深不足时产生水跃。其次是控制和缩短水跃长度，将出流挑向水面，调整坎后水流的底部流速和促使出池水流的扩散作用，以减小下游河床的冲刷。

尾坎的形式很多，主要可分为连续式的实体坎 [图 3-15 (a)] 和差动式的齿坎 [图 3-15 (b)] 两大类。实体坎壅高池中水位的

作用比齿坎好，也便于施工。但齿坎对出池水流的分布和扩散作用优于实坎，并使其冲刷能力减小。齿坎的结构型式比较复杂，当水头较高，单宽流量较大时，齿槽容易发生空蚀破坏，故一般多用于水头较低的中、小型工程上。

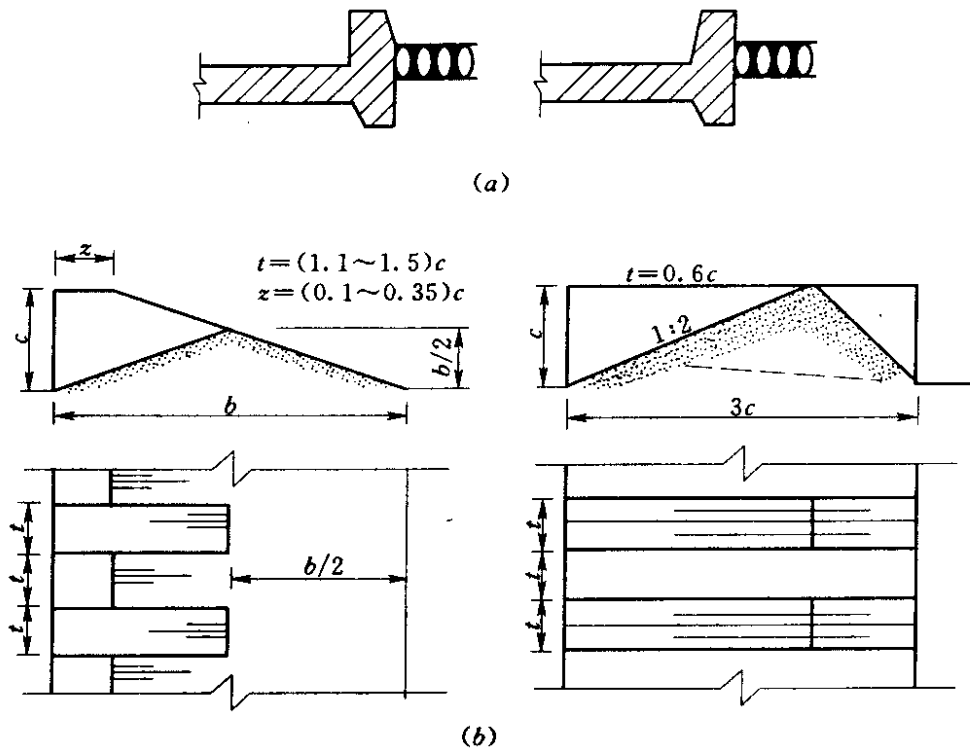


图 3-15 尾坎型式

实体坎高出下游渠床的高度以 $(0.1 \sim 0.3)$ 倍下游水深为宜，过高时将使坎后可能形成二次水跃等不良流态。梯形断面实体坎中以上游面直立的消能作用较大。

5. 辅助消能工

在消力池内增设消力坎、消力齿、消力梁等辅助消能工，目的是为了加强紊动扩散，减小跃后水深，提高消能效果，减小消力池尺寸，达到节省工程量的目的。

(1) 消力墩 [图 3-16 (a)]。最常用的是两排交错布置的消力墩。墩高应等于或稍大于跃前水深，从跃首到墩的距离应大于 10 倍墩高。它的主要作用是使急流碰撞转折而消能扩散，增加水流的紊动，并可稳定水跃，缩短池长和减少对下游水深的要求（当 $Fr = 2.2 \sim 10$ 时，其跃后水深约为未设辅助消能工时的跃后水深

的 85%~90%)。

(2) 趾墩 [图 3-16 (b)]。在斜坡坡脚处加设一种差动式齿墩为趾墩。一般用于中、低水头的工程。它的作用可使射流沿齿槽分成多股水流, 以增加水股深度和上下股水流的扩散作用, 还可使池深和池长有所减小。

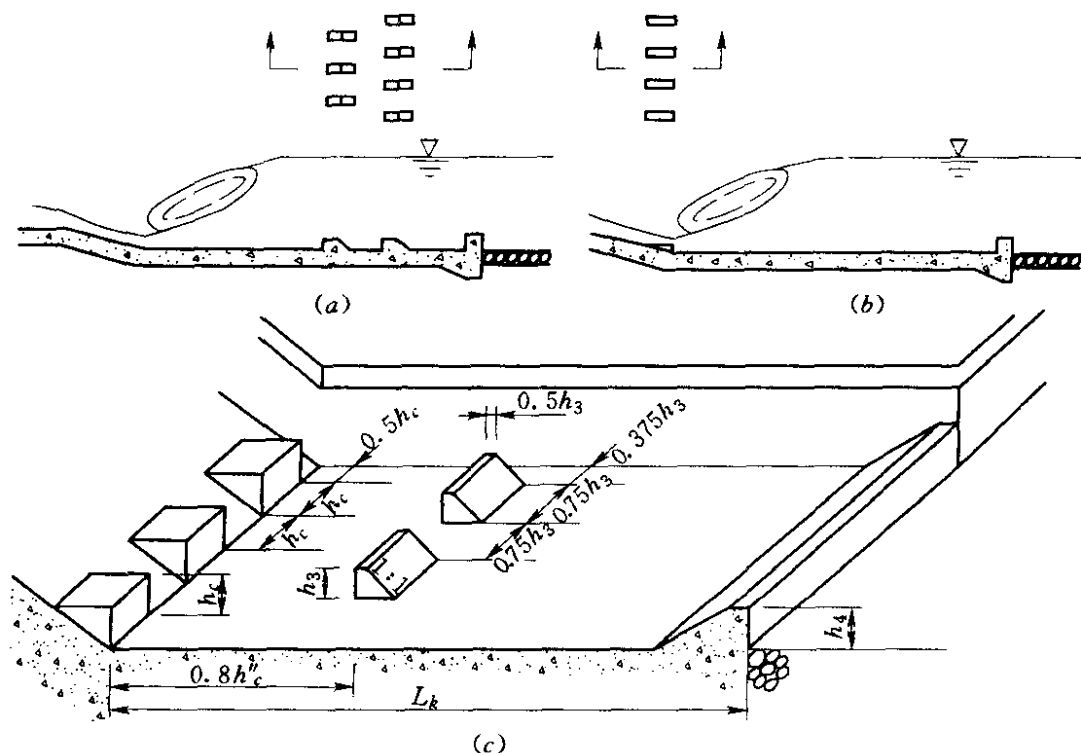


图 3-16 消力池辅助消能工

(3) 图 3-16 (c) 所示是将以上两种辅助消能工和尾坎结合使用和布置的消力池, 即美国垦务局推荐的 USBR—Ⅲ 型消力池。它适用于中、低水头的中、小型泄水建筑物 ($Fr > 4.5$, $v_c < 15\text{m/s}$)。这种池型的水跃长度比一般自由水跃长度约可缩短一半, 其工程量最省。

选择合适的辅助消能工, 对提高消能效果、节省工程量有积极的意义, 由于辅助消能工选用的布置型式和尺寸有所不同, 其主要作用也不同。对于有排水、过木要求的水闸, 如果消能工选用不当, 不但不起作用, 甚至还会产生副作用, 危害消力池的安全。上述的消能墩、齿等消能工, 在入池流速超过 15m/s 时, 容易产生空蚀破坏。对于大型水闸, 如采用辅助消能工, 其布置型

式和尺寸应通过水工模型试验确定。

6. 消力池的构造

消力池在运行过程中,承受高速水流的冲击以及脉动压力、扬压力等的作用,受力比较复杂,必须具有较好的强度、整体性和稳定性。建筑材料一般选用 C20 钢筋混凝土,以往在中、小型水闸中有采用 C15 素混凝土或浆砌块石的,但实践证明容易损坏。对于有高速水流冲击的消力池,还应具有较强的抗冲能力。

护坦(消力池)与闸室底板、翼墙及海漫之间均应用缝分开,以适应沉降和伸缩变形。护坦中顺流向的纵向缝最好与底板的缝错开,也不宜置于对着闸孔中心线的位置,以减轻急流对纵向缝的冲刷作用。缝距以不大于 20~30m 为宜,但靠近翼墙的护坦缝距应小一些,以尽量减少翼墙及墙后填土的边荷载影响。缝宽一般为 1.0~2.5cm,缝中填以三毡四油止水片。如护坦兼有防渗任务时,缝内应设金属止水片或橡胶、塑料止水片。护坦不宜设置横缝,其上有高速水流时,常因横缝形式不佳,遭到冲刷破坏。

消力池底板厚度应根据抗冲和抗浮的稳定性分别计算。

按抗冲要求时:

$$t = k_1 \sqrt{q} \sqrt{\Delta H} \quad (3-29)$$

式中: t 为消力池底板始端厚度, m; ΔH 为闸孔泄流时的上、下游水位差, m; k_1 为消力池底板计算系数, 可采用 0.15~0.20; q 为消力池进口处的单宽流量, $[\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})]$ 。

按抗浮要求时

$$t = k_2 \frac{U - W \pm P_m}{\gamma_b} \quad (3-30)$$

式中: k_2 为消力池底板安全系数, 可采用 1.1~1.3; U 为作用在消力池底板底面的扬压力, kN; W 为作用在消力池底板顶面的水重, kN; P_m 为作用在消力池底板上的脉动压力, kN, 其值可取跃前收缩断面流速水头值的 5%; 通常计算消力池底板前半部的脉动压力时取“+”号, 计算消力池底板后半部的脉动压力时取

“—”号； γ_b 为消力池底板的饱和重度， kN/m^3 。

护坦的厚度应在上两式中取大值。消力池末端厚度可取 $t/2$ 。但消力池最小厚度不得小于 0.5m 。

水闸防渗设计时，常在护坦下设置排水系统，即在护坦底下铺设水平滤层（包括排水），而在护坦上设排水孔。这样，作用在护坦底面的渗压水头几乎为零。用公式（3-30）推求护坦厚度时要注意这一点。排水孔的孔径一般为 $5\sim 10\text{cm}$ ，间距 $1.0\sim 2.0\text{m}$ ，一般按梅花形布置，也可以按矩阵式布置。护坦的斜坡段和水跃的跃前水深断面处是不宜布置排水孔的，以免滤层因上下压差过大而被吸出。

【例 3-4】 消力池厚度计算。

利用[例 3-2]的资料， $H_0=4.75\text{m}$ ， $d=0.50\text{m}$ ， $h_c=0.166\text{m}$ ， $h''_c=1.576\text{m}$ ， $q=1.49\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ，求护坦长度和厚度。护坦上设有排水孔，下铺滤层。

（1）水跃长度。根据给定资料，先按二元水跃计算自由水跃长度，由公式（3-28）

$$L_j = 6.9(h''_c - h_c) = 6.9(1.576 - 0.166) = 9.73 (\text{m})$$

强迫水跃长度为

$$L_K = 0.8 \times 9.73 = 7.8 (\text{m})$$

取值为 8.0m ，此值为消能池底水平段长度。

护坦出口处宽度为 27m ，故消能池在平面上实为扩散形的。按扩散水跃计算其强迫水跃长度为

$$L_j = 4.5h''_c = 4.5 \times 1.33 = 6.0 (\text{m})$$

上式计算时，是满足 $Fr = \frac{q_c}{\sqrt{g} h_c^{3/2}} = \frac{1.49}{\sqrt{9.8 \times 0.166^{3/2}}} = 7.04 > 4.0$ 的条件。

由本例计算可见，扩散式水跃按自由水跃考虑，其跃长应为 $(4.5+0.5)h''_c = 5.0 \times 1.33 = 6.65 (\text{m})$ ，比二元水跃长度短约 32% 。

（2）消力池全长。斜坡段采用 $1:4$ 坡度，平台宽度为 0.5m ，

故消力池全长（不包括尾坎底宽）为

$$L = 0.5 + 0.5 \times 4 + 8.0 = 10.5 \text{ (m)}$$

(3) 护坦厚度。按照本题资料，护坦厚度根据抗冲要求应为

$$t = k_1 \sqrt{q} \sqrt{\Delta H} = 0.175 \times 1.49^{1/2} \\ \times (4.75 - 1.25)^{1/4} = 0.27 \text{ (m)}$$

采用护坦最小厚度为 0.5m。

本闸在上游设计水位 104.75m 时，引取最大流量 $Q_{\max} = 21.5 \text{ m}^3/\text{s}$ ，据此计算消力池长度是正确的。但是用这种情况来设计池深或坎高，不一定是安全的。因为确定池深或坎高的设计流量，已如前所说的那样，并不一定是最大流量，而需通过试算确定。

(二) 面流式消能设计

面流式消能通常可分为戽斗式面流消能和跌坎式面流消能两类。前者多用于岩基上水头较大的大、中型工程，后者多用于岩基或土基上水头较低的中、小型工程。根据水闸的各级流量和可能组合的相应水位，进行水力计算。戽斗式面流消能设计主要是选择合适的戽斗体型（如连续式、齿槽式），以确定戽斗半径、仰角和戽坎高度等；跌坎式面流消能设计主要是选择合适的跌坎体型（一般为连续坎），以确定跌坎高度、跌坎仰角、反弧半径和跌坎长度等。

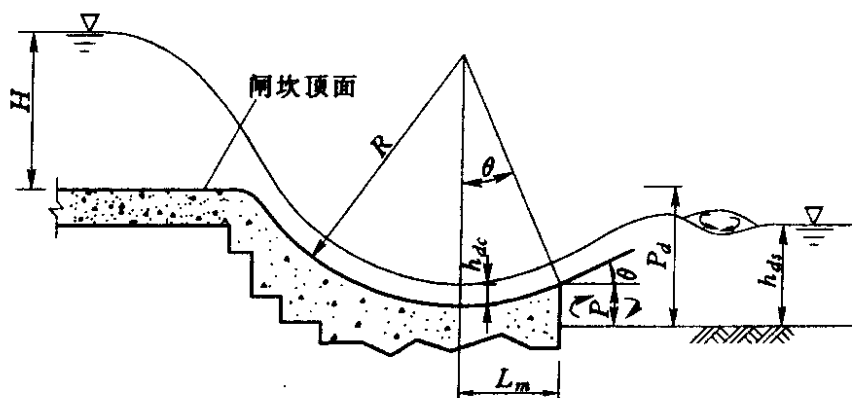


图 3-17 跌坎计算示意图

跌坎计算示意图见图 3-17，选定的跌坎高度应符合公式 (3-31) ~ 公式 (3-33) 的要求。

$$P \geq 0.186 \frac{h_k^{2.75}}{h_{dc}^{1.75}} \quad (3-31)$$

$$P < \frac{2.24h_k - h_{ds}}{1.48 \frac{h_k}{P_d} - 0.84} \quad (3-32)$$

$$P > \frac{2.38h_k - h_{ds}}{1.81 \frac{h_k}{P_d} - 1.16} \quad (3-33)$$

式中：\$P\$ 为跌坎高度，m；\$h_k\$ 为跌坎上的临界水深，m；\$h_{dc}\$ 为跌坎上的收缩水深，m；\$h_{ds}\$ 为跌坎后的河床水深，m；\$P_d\$ 为闸坎顶面与下游河底的高差，m。

如图 3-17 所示，跌坎坎顶仰角宜选择在 \$0^\circ \sim 10^\circ\$ 范围内，跌坎反弧半径 \$R\$ 不宜小于跌坎上收缩水深的 2.5 倍，选定的跌坎长度 \$L_m\$ 不宜小于跌坎上收缩水深的 1.5 倍。

由于采用面流式消能，水流表面流速大，且在较长的范围内存在较多的涌浪和漩滚，对下游两岸岸坡冲刷的问题较为突出，为此需在跌坎下游修建导墙和护岸工程；同时为了防止闸基受底部回流的淘刷，以保障跌坎坎脚的安全，也需在跌坎下游修建一定长度的混凝土护坦。面流式消能仅适用于下游河道尾水深度较大且变化较小，河床质较粗、抗冲能力较强的情况。其优点是有利于泄放冰凌和漂浮物，闸下可不设海漫。

(三) 挑流式消能设计

挑流式消能多用于岩基上水头较高的大、中型工程。在我国，有一些修建在软土地基上水头不高的中、小型工程，曾经巧妙地应用了挑流式消能。挑流式消能的设计主要是根据水闸的各级流量进行水力计算，选定挑流鼻坎坎顶高程、反弧半径和挑角等，并计算下泄水流的挑射距离及最大冲坑深度。从挑流效果考虑，要求鼻坎坎顶高程至少高出下游水位 1.0~2.0m，否则水流的挑射距离将受到影响。对于常用的连续式或齿槽式鼻坎，其反弧半径

一般取坎顶水舌厚度的 6~10 倍,挑角一般取 $15^{\circ}\sim 30^{\circ}$ 。

由于挑流消能是将高速水流挑射至下游,利用水流在空气中扩散并与下游河道水体碰撞消除能量。因此,必然会在下游形成冲刷,设计中必须采取有效的防冲措施。

三、海漫设计

流出消力池的水流,紊动的现象仍很剧烈,底部流速较大,流速分布也未恢复到正常状态,对河床仍有较强的冲刷能力。所以对护坦以下的河床,除抗冲能力很强的岩基外,一般均设置海漫护底,以免引起严重冲刷。

1. 海漫的长度

目前工程中常用的海漫长度 L_p 计算公式,仍然是南京水利科学研究院提出的经验公式,即

$$L_p = K_s \sqrt{q_s} \sqrt{\Delta H} \quad (3-34)$$

式中: L_p 为海漫长度, m; q_s 为消力池末端单宽流量, $[\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})]$; K_s 为海漫长度计算系数,可由表 3-12 查得。

表 3-12 海漫长度计算系数 K_s

河床土层	粉砂、细砂	中砂、粗砂、 粉质壤土	粉质粘土	坚硬粘土
K_s	14~13	12~11	10~9	8~7

计算海漫长度时,应根据可能出现的最不利的水位、流量组合情况进行计算。在不确定时,应试算各种水位流量组合下的 q 和 Δ , 获取 L_p 的最大值。

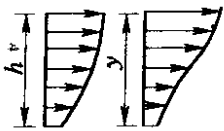
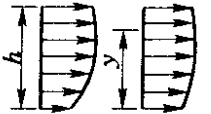
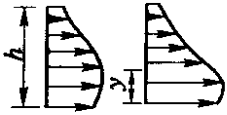
式(3-34)的使用范围是 $\sqrt{q_s} \sqrt{\Delta H} = 1 \sim 9$, 且消能扩散良好的情况,否则,不能采用这一公式进行计算。就水闸工程而言,泄水时的上、下游水位差和单宽流量都不大,一般均能满足上述要求。

上述公式并未把影响冲刷的消能扩散因素考虑进去,所以毛昶熙高级工程师又推荐了一个在内容和形式上更为合理的公式。

$$L_p = kh_2 \left(1 - \frac{q_2}{q \sqrt{2\alpha - y/h}} \right) \quad (3-35)$$

式中： k 为海漫长度计算系数，数值与上式 k_s 相同； h_2 为海漫上的水深，m； q 为消力池末端的最大单宽流量，一般情况下可近似取过闸单宽流量值，即 $q=Q/B_1$ ，其中 B_1 为闸孔总宽度； q_2 为河道允许的最大单宽流量， q_2/q 的比值也可参用表 3-13 中的 q/q_m 值，消能扩散良好时为 $0.95 \sim 0.67$ ，较差时为 $0.67 \sim 0.33$ ； $\sqrt{2\alpha-y/h}$ 为流态系数，可由表 3-14 查得。

表 3-13 闸坎下游冲刷公式中单宽流量 q 的取值关系

消能扩散情况	进入河床前横向平面扩散流速分布图形	q/q_0	q/q_m
消力池消能良好，翼墙扩散适宜，出池水流无侧边回流，或经过模型试验者		0.6~1.0	1.05~1.5
消力池消能扩散不良，海漫末端两侧有回流，或闸门间隔开启放水		1.0~1.6	1.5~3.0
没有翼墙或导流墙，且消能工很差，形成折冲水流，或者是闸门个别几孔集中开启放水		1.6~2.6	3.0~3.5

注 q_0 为闸坎全宽度上的单宽流量； q_m 为冲刷河床宽度上的平均单宽流量； q 为进入冲刷河床前宽度上的最大单宽流量。

表 3-14 闸坝下游冲刷公式中的流态参数表

消能情况	进入冲刷河床前垂直流速分布图形	α	y/h	$\sqrt{2\alpha-y/h}$
消力池消能良好，尾坎后有较长的倾斜海漫		1.05~1.15	0.8~1	1.05~1.22
消力池消能良好，尾坎后有较长的水平海漫，或者还产生水跃的缓流		1~1.1	0.5~0.8	1.1~1.3
尾坎后没有海漫，或极短，且坎前产生水跃		1.1~1.5	0~0.5	1.3~1.73

2. 海漫的布置和构造

下游河床局部冲刷不大时，可采用水平海漫；反之，采用倾斜海漫，或者前面一段是水平的，后面一段是倾斜的（图 3-18）。根据原南京水利实验处的试验资料，海漫倾斜坡度建议采用 $1:6 \sim 1:10$ 。如果坡度过陡，虽可节省工程量，但斜坡上很容易产生漩涡，反而会影响在垂直方向上的水流扩散而造成单宽流量集中的现象，达不到增加水深、减缓流速、调整流速分布、提高防冲效果的目的。根据江苏、安徽等省的建闸经验，为了充分发挥海漫的作用，海漫宜做成 $1:10 \sim 1:20$ 的斜坡，水闸设计规范规定，海漫宜做成等于或缓于 $1:10$ 的斜坡。

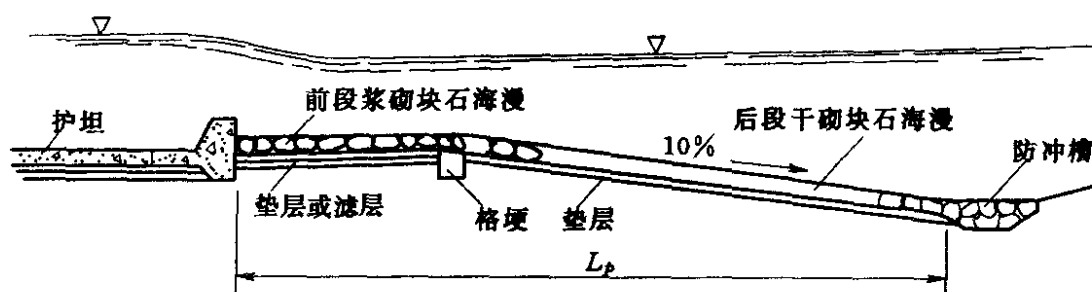


图 3-18 海漫的布置与构造

海漫应具有一定的柔性、透水性和表面粗糙性，其结构和抗冲能力应与水流流速相适应。柔性是可以使海漫在一定程度上能适应河床的变形；透水性是为了消除海漫底部的渗透压力；表面粗糙性是为了消除水流的余能；抗冲是为了保证海漫本身不致被水流冲刷破坏，从而达到保护河床的目的。

通过水跃后的紊动余能是逐渐向下游衰减的，海漫结构强度也应该相应逐渐减弱。在前段约 $1/4$ 左右，海漫通常采用浆砌块石或混凝土板结构，余下的后段常用于干砌块石结构。大、中型水闸的干砌块石海漫，均用浆砌块石或混凝土格埂分块围护起来，格埂的间距为 $10 \sim 15\text{m}$ ，断面尺寸约 $40\text{cm} \times 60\text{cm}$ 。

海漫前段的混凝土厚度一般为 $10 \sim 20\text{cm}$ ，块石护砌厚度一般为 $30 \sim 50\text{cm}$ 。海漫底层应铺设砂砾、碎石垫层，以防止底流淘刷河床和被渗流带走基土，垫层厚度为 $10 \sim 15\text{cm}$ 。近年来，土工织

物布因具有良好的渗透性、柔性和较高的强度，并有较好的反滤作用而广泛应用于垫层中，不仅施工方便，还可以节省工程造价。

四、防冲槽设计

经过海漫末端的水流仍具有一定的冲刷能力，河床仍难免遭受冲刷，危及海漫等结构的安全。如要河床完全没有冲刷，海漫必须做得很长，既不经济也没有必要，为此，常接着海漫设置一道防冲槽。防冲槽的作用是当下游河床形成最终冲刷状态时，保护海漫不受损坏（图 3-19）。

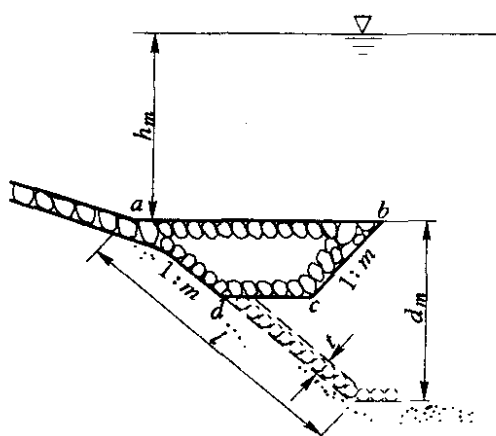


图 3-19 防冲槽

防冲槽一般为堆石结构，槽顶与海漫顶面齐平，槽底高程决定于冲刷深度、开挖施工和堆石数量等条件。一般工程施工中，闸塘施工期排水常结合防冲槽开挖断面，因此，槽底高程还要照顾到排水的要求。工程中多采用宽浅式梯形断面，槽顶与槽底的高差一般取 1.5~2.0m，防冲

槽上、下游边坡取 1:2~1:4。根据堆石数量应遵循以能安全覆盖冲刷坑的上游坡面，防止冲坑向上游发展而危及海漫结构安全的原则，防冲槽的断面面积 $abcd$ 可按下游河床冲至最深时，石块坍塌在冲刷坑上游坡面所需要的面积 $A=tL$ 确定，即：

$$A = d_m t \sqrt{1 + m^2} \quad (3-36)$$

式中： d_m 为海漫末端河床冲刷深度，m； t 为冲坑上游护面厚度，即堆石自然形成的护面厚度，按 $t \geq 0.5\text{m}$ 选取； m 为塌落的堆石形成的边坡系数，可取 $m=2\sim4$ 。

海漫末端的河床冲刷深度 d_m 可按公式 (3-37) 计算：

$$d_m = 1.1 \frac{q_m}{[v_0]} - h_m \quad (3-37)$$

式中： q_m 为海漫末端单宽流量， $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ ； $[v_0]$ 为河床土质允许不冲流速，按表 3-15 查得； h_m 为海漫末端河床水深，m。

表 3-15

粉性土质的不冲流速

土 质	不冲流速 (m/s)	土 质	不冲流速 (m/s)
轻壤土	0.60~0.80	重壤土	0.70~1.00
中壤土	0.65~0.85	粘土	0.75~0.95

根据上式计算的 d_m 值有时很大,如按此值作为防冲槽深度,既不经济,施工也困难。一般取防冲槽深度 1.5~2.0m,槽顶高程与海漫末端齐平,防冲槽底宽约为 (1~2) 倍槽深、上游坡度系数 $m=2\sim4$,下游坡度系数则视施工开挖情况而定。

在粘性土河床中往往会出现计算的 d_m 值小于零的情况,从理论上讲,此时不需设防冲槽,但在实际工程中,为安全起见,也常设置齿墙,深约 1m。

对于冲深较小的水闸,可采用 1~3m 深的防冲齿墙 (图 3-20) 以代替防冲槽。

海漫末端也有用防冲墙代替防冲槽的,甚至二者兼而有之,防冲墙的结构型式有板桩、沉井等。

当冲刷深度较大,河床土质为粉、细砂时,防冲墙往往采用刚性的柱桩 (打入桩或灌注桩) 或沉井结构,但工程量较大。此时可考虑适当缩短海漫长度,以节省工程投资。当河床不深处有坚硬土层或岩层时,可做沉井至该层。技术上如有可能,甚至可以把沉井做到闸室底板之后,而省去护坦和海漫。此时,应考虑翼墙基础之下,也该设置沉井,以防冲刷。

由于水闸闸孔总宽度一般比河道宽度小,进口处流速大于河道流速,一般上游均需设置护底。为防止进闸水流冲刷河床而危及护底的安全,护底上游也可采用防冲槽或防冲齿墙。上游护底首端河床冲刷深度可按公式 (3-38) 计算。

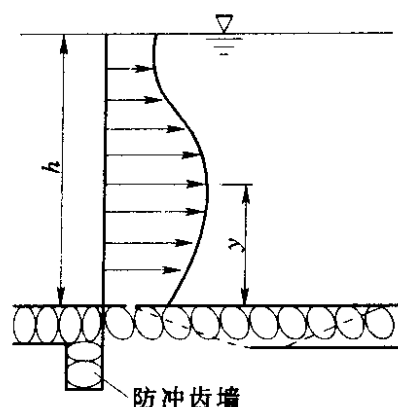


图 3-20 防冲齿墙

$$d'_m = 0.8 \frac{q'_m}{[v_0]} - h'_m \quad (3-38)$$

式中： d'_m 为上游护底首端河床冲刷深度，m； q'_m 为上游护底首端单宽流量， $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ ； h'_m 为上游护底首端河床水深，m。

五、水闸混凝土抗冲新材料

磨损冲击与空蚀破坏，是水工泄水建筑物常见的病害之一。尤其是当水流流速较高，水中挟带砂石等磨损介质时，这种破坏现象更为严重。

水流中挟带的介质一般分为悬移质与推移质。但水流中的颗粒属于推移质还是悬移质取决于颗粒大小、形状和密度，并与水流流速和紊动有关。一般情况下，粒径较小的沙粒在水中多呈悬浮状态。但在高流速、紊动大的情况下，大卵石实际上呈悬浮状态间歇地被水流携带运移。一般情况，悬移质泥沙在水流中呈悬浮状运移；大粒径的推移质砂石则沿建筑物表面呈滑动或滚动或跳跃状态运移，对建筑物的破坏力最大。高速含沙水流对建筑物表面的磨损与空蚀破坏，常常是交替而又互相促进的，破坏作用也很大。

中国是一个多沙河流的国家。在中国众多的河流中，年平均输沙量在 1000 万 t 以上的河流有 42 条，年最大输沙量超过 1000 万 t 的河流有 60 余条。黄河是世界上罕见的多沙河流，多年平均年输沙量达 16.4 亿 t。三门峡排沙底孔汛期河水平均含沙量都在 $80 \sim 100 \text{kg/m}^3$ ，瞬时最大含沙量达 911kg/m^3 。长江、海河及其他河流每年也有大量泥沙直接入海。黄河流域和华北地区的河流，以含细颗粒的悬移质泥沙为主。悬移质泥沙颗粒较小，在高速水流的紊动作用下，泥沙颗粒被均匀地混合，并与水流一起运动。

中国一些河流含沙量较国外的多沙河流大得多，所含泥沙颗粒一般偏粗，沙中硬度较大的石英颗粒含量也较多，因此，对建筑物磨损也很严重。例如，黄河三门峡工程各泄水建筑物均发生了磨损破坏；刘家峡工程排沙泄水道也存在着严重磨损问题。我国西南地区以及新疆等地，因多系山区性河流，河谷狭窄，河床

坡降大，汛期水流湍急，流域内的风化岩石在洪水挟带下大量进入河道形成推移质。这些推移质的最大粒径一般为 200~300mm，也有超过 1m 者。推移质在水流中以滚动、滑动和跳跃等方式运动，对过流表面不仅有磨损作用，而且有冲击破坏作用，故对建筑物的破坏较悬移质严重。除了原河水中携带推移质外，还有许多工程由于施工中废渣、上游围堰残体等处置不当，通水后这些块体也成为推移质；或者是消力池（或消力库）设计或运行不当，在泄水时将下游河床砂石卷入消力池（或消力库），增加了河水推移质含量，造成建筑物的磨损破坏。例如，黄坛口工程溢洪道消力池、陆水溢流坝消力池、石泉电站泄洪中孔消力库等即属此类。由磨损引起的破坏，有时会与空蚀联合作用、相互交替或促进。有的空蚀是由于泥沙磨损造成过流表面凹凸不平而引起，在有空蚀作用的条件下，有时会增大泥沙对过流表面的冲角从而加剧了磨损。水工建筑物发生冲刷磨损和空蚀破坏的实例很多。为防止高速水流对建筑物的冲刷，在高速水流通过的部位，可采用抗冲磨性能好的材料。

（一）水工混凝土的抗冲磨材料

水工混凝土建筑物中，对冲磨破坏的修复是建筑物加固工程中涉及面最广、修复频率最高的一项。多年来，通过对磨损破坏修复经验的不断总结，使修复技术及新型抗冲耐磨材料的研究得到了很大的发展。水工混凝土抗冲磨材料见表 3-16。对于有悬移质泥沙磨损的工程，可供选择的抗冲磨材料大致归纳为：高强混凝土及砂浆类材料、钢铁类金属材料、聚合物类材料、铸石板等护面材料。这些材料的使用效果与水流及泥沙特征以及冲磨破坏的严重程度等多种因素有关。

（二）水工混凝土抗冲磨材料的效能分析

1. 金属材料（普通碳素钢、合金钢）的抗泥沙磨损能力

三门峡工程的多年原型观测资料证明，钢铁材料抵抗悬移质泥沙冲磨能力实际上是比较低的。在黄河水流及泥沙特征条件下，当水流断面平均流速超过 10m/s 时，钢板等镶护材料即开始

表 3-16

水工混凝土的抗冲磨材料

修补材料	技术特点	适用范围	工艺
预缩砂浆	采用普通砂料和硬质石英砂料,干缩较小,新老材料结合耐久性好,均匀磨损,经济	以磨损为主,及悬移质含量较大的、修补面积较大的工程	砂浆拌和后,控制预缩时间 30min 左右
铸石砂浆和混凝土	采用铸石砂浆或铸石骨料增加混凝土整体的抗磨强度,新老材料结合耐久性较好,均匀磨损	以磨损为主,及悬移质含量较大的、修补面积较大的工程	常规施工
硅粉高强砂浆和混凝土	掺用硅粉 10% 左右,强度 60~80MPa,抗磨强度大,新老材料结合耐久性较好,均匀磨损,较经济	以磨损为主,及悬移质含量较大的、修补面积较大的工程	
铁矿砂骨料硅粉高强砂浆和混凝土	以硬质高强的矿石为骨料,掺用硅粉 10% 左右,强度 60~100MPa,整体抗磨能力好,新老材料结合耐久性较好	悬移质、推移质含量大,及抗冲磨要求高的各类工程	
钢纤维高强砂浆和混凝土	在高强砂浆和混凝土的基础上掺用钢纤维 4% 左右(混凝土重量),提高材料的抗冲击韧性	推移质含量大,冲击破坏力强的修补工程	
普通环氧砂浆	采用普通胺类固化剂,抗压强度和粘结强度高,抗冲磨性能好,新老材料粘结耐久性较差,价格高	抗冲磨要求较高的局部修补	粘结面处理要求高,干燥,常温,小规模施工
潮湿或水下环氧砂浆	掺用特种固化剂,能在潮湿面和水下固化粘结。新老材料粘结耐久性较差,价格高	抗冲磨要求较高,无法干燥施工的局部修补	粘结面处理要求高,水下施工时,工艺较复杂
低温环氧砂浆	特种固化剂,能低温 0℃ 以上固化粘结,其他特性同上	抗冲磨要求较高	工艺要求同普通环氧砂浆工艺
低毒或无毒环氧砂浆	低毒或无毒固化剂,性能与普通环氧砂浆相似	低温要求的局部修补	

续表

修补材料	技术特点	适用范围	工艺
聚氨酯砂浆	有较高的抗冲耐磨性能,新老材料结合强度较高,但结合耐久性较差	空气流通不畅,环境要求较高的局部修补	粘结面要求较高,干燥施工
不饱和聚酯砂浆	抗冲磨性能较好,但低于环氧砂浆,价格较低,结合面耐久性较差	抗冲耐磨要求较高的局部修补	
氯偏胶乳砂浆	掺用 10%~15% 的氯偏乳液,提高新老材料的粘结性和变形能力,粘结耐久性较好	抗冲耐磨要求较高的局部修补	与普通水泥砂浆相同
丙乳砂浆	掺用 10% 左右的丙烯酸共聚液,提高水泥砂浆的粘结力相变形能力,粘结耐久性较好	中等抗磨要求的修补	
丁苯胶乳砂浆	掺用 10%~15% 的丁苯共聚乳液,其他特点类似丙乳砂浆	中等抗磨要求的修补	
水下不分散混凝土	在水中水泥基本不流失,可自流平、自密实,水下施工	中等抗磨要求的修补,中等抗磨要求的、必须水下施工的修补,尤其对水下钢筋混凝土的施工	水深大于 1m 时,需导管施工,导管口离浇筑面距离不宜超过 0.5m

发生磨损。如泄流排沙钢管出口段,其最大平均流速达 25.9m/s,经过 1982 年 106 天的排沙运行后,普遍产生严重磨损,最大磨损深度达 20mm 左右,钢板发生穿孔。又如,底孔工作门槽内的不锈钢轨道,轨道高度 30mm,泄水时最大作用流速达 19.9m/s,经 219 天泄水运行,被磨损成深 25mm 的连续坑洞,几乎达到极限位置。因此,由于钢板等金属材料硬度较低,故不是抵抗悬移质沙粒磨损的理想材料。

2. 水泥混凝土及砂浆类材料的抗泥沙磨损能力

水泥混凝土材料是当前泄水建筑物的主体材料。混凝土材料

是一种由胶凝材料和骨料组成的复合材料，其抗冲磨能力与组成材料本身的抗冲磨能力及各组成材料在混凝土内所占比例有关。采用高标号硅酸盐水泥，用较小的水灰比以提高混凝土强度；使用坚硬耐磨的岩石作为混凝土骨料；采用低流态或干硬性混凝土拌和物；采用真空作业等施工工艺，提高混凝土的密实性等。都可以显著提高混凝土抗冲磨性能。

普通水泥混凝土材料抗悬移质泥沙冲磨的能力，优于钢铁材料。在普通水泥混凝土的基础上，掺入适量硅粉及高效减水剂，可配出抗压强度达 60~80MPa 的硅粉高强混凝土。在混凝土中采用铸石或铁钢砂等硬质高强耐磨骨料，可配出铸石混凝土或铁钢砂混凝土，其抗冲磨能力均远高于普通混凝土。当同时掺入适量硅粉和采用硬质高强骨料时，可配出抗压强度达 80~100MPa 的高抗冲磨混凝土，其抗冲磨强度可达普通混凝土的 2~4 倍。当修补层厚度较薄时，常用高强水泥砂浆、铸石砂浆或硅粉砂浆等作为修补材料。砂浆的抗冲磨强度稍低于同标号的混凝土材料。但砂浆具有匀质性好、表面平整度高、抗空蚀性好等优点而被广泛应用。

3. 环氧砂浆类材料的抗泥沙磨损能力

以环氧树脂为主剂，配以固化剂、增韧剂、稀释剂及填料等组成的复合材料为环氧砂浆。根据所用固化剂、增韧剂等不同，可分为普通环氧砂浆、低温固化环氧砂浆、潮湿或水下环氧砂浆、低毒环氧砂浆等不同品种。环氧树脂固化后，具有很高的胶结强度，但本身并不耐磨。金刚砂等作为骨料配成环氧砂浆时，则具有很高的耐冲磨和抗空蚀的能力。室内试验和工程实践表明，环氧砂浆比钢铁材料及水泥混凝土材料抗悬移质泥沙冲磨能力高 5~20 倍。但是，由于环氧砂浆类材料成本较高，固化剂有毒性及环氧砂浆和混凝土两种材料的线膨胀系数相差较大，所以在阳光和气温变化作用下，易于造成在界面处开裂、脱空，且这一现象会随使用时间延长而发展。除外，环氧树脂在阳光、氧、水分及生物等作用下，还会逐渐老化。这些问题都有待于进一步的研究

解决。新安江水电站、刘家峡水电站、三门峡水利枢纽及葛洲坝水利枢纽等许多工程中均大量使用过各种类型的环氧砂浆材料。

4. 铸石板镶面材料的抗泥沙磨损能力

辉绿岩铸石、玄武岩铸石及硅锰渣铸石等各种铸石材料，均具有优异的抗磨损、抗腐蚀性能，在选矿、化学、冶金、机械等许多工业部门被广泛应用。1967年水利水电部门开始推广使用铸石材料，先后在三门峡工程、刘家峡水电站、碧口水电站以及石棉水电站等许多工程上进行现场试验。试验结果表明，铸石板镶面材料抵抗高速悬移质泥沙冲磨的能力和抗高速水流空蚀的能力是现有材料中最好的。铸石板镶面材料的缺点是性脆、抗冲击强度低，如遇水流中挟有粒径较大的石块时，则极易被砸碎。同时，对铸石板材镶贴质量要求高，当粘贴不牢时，高速水流易进入板底空隙，在动水压力作用下，铸石板易被掀掉。上述试验工程，在试验初期铸石板被冲走之前，铸石的磨损量一般都极微小，但经过几个汛期的运行后，所贴铸石板几乎均被水流冲掉而失效。因此，铸石材料的使用方法还有待进一步研究改进。

（三）水闸的冲磨破坏及其修补实例

1. 石棉水电站冲沙闸

石棉水电站（即南桠河二级水电站）首部枢纽由溢流坝、冲沙闸、取水口和沉沙池等组成。冲沙闸为两孔（ $2\text{m} \times 6\text{m}$ ）开启式冲沙闸。当上游来水流量大于 $80\text{m}^3/\text{s}$ 时，水流中推移质泥沙明显增多，站在岸边可以听到卵石运动时相互撞击的声音，此时闸首推移质沉积主要由冲沙闸排向下游。

枢纽于1965年5月投入运行，当时其铺盖与护坦均采用C15钢筋混凝土（钢筋保护层为5~7cm），铺盖层厚0.5m，护坦厚1.5m。闸室底板及水平护坦表面铺有厚约20~40cm的C20混凝土表面嵌卵石保护层，其卵石突出混凝土缝面约3~5cm，灰缝缝宽15cm，护坦下游为钢筋石笼海漫。开始由于闸门未安装好而任其自由过水。该年汛期共发生两次洪水，推算闸室流速为5~6m/s，护坦流速为7~8m/s。洪峰到达时，大量推移质过闸，不时可

见巨石跃出水面，致使海漫石笼大多被摧毁。汛后检查发现，闸前铺盖、闸室底板及护坦均有不同程度的破坏，上游铺盖钢筋混凝土普遍磨损，前端有冲深 0.7m、面积 2m^2 的大坑，坑下游钢筋露出并有部分被折断，闸室右侧墙（导水墙左墙面）、中间闸墩离底 0.7m 高的范围内严重磨损。闸门底槛 30 号工字钢普遍扭曲变形。两孔闸的底板至护坦末端均在靠右侧部位被冲成一条深浅不一、宽窄不等的沟槽，深约 0.3m，宽 2~4.5m，贯穿整个护坦表面。槽内护面层全部冲掉，底板钢筋全部折断，磨成尖锋，翘向下游。磨损最严重的是闸室下游的水平段护坦，由于其顶面低于闸室底板 0.5m，两者连接形成一跌坎，推移质颗粒自闸室掉落在护坦面上，产生冲砸和撞击。因此冲磨破坏严重，不仅表面 0.4m 厚的混凝土砌卵石保护层被砸穿、冲毁，而且下部钢筋混凝土底板也被冲磨去约 0.7~0.8m 深。护坦斜坡段因水流扩散，磨损波及到拦河坝下游条石护坦，其表面平均磨蚀约 3~5cm，条石边缘棱角撞落。此外，由于护坦下游海漫全部冲毁，河床受淘刷，不仅左导流墙墙基被淘深 2~3m，同时护坦齿墙墙基也被淘深 4~4.5m。齿墙悬空，危及建筑物安全。

鉴于冲沙闸遭受的上述破坏，1966 年开始对其进行修补加固和改造。将闸底板抬高 0.7m 并填平闸室后的跌坎，使下游护坦成为统一坡度（1:18.33）的斜坡护坦。为探讨推移质冲击磨损的规律和寻找抗推移质磨损的护面材料，1977 年前先后进行了四次较大型的现场试验，1980 年后又进行二次现场试验（其中有高强混凝土和铸石砂浆、铸石混凝土）。这些材料虽然都有一定的抗冲磨性能，但尤以钢板、钢轨和铸铁板抗推移质撞击磨损的能力最强，其次为铸石混凝土、高强混凝土和钢纤维混凝土等整体性较好的材料。根据多年来工程运行的实践经验，目前水电站冲沙闸护坦已全部改为铺设钢轨（缝间嵌混凝土或铸石砖）、铸铁板（右闸孔下游）和少量钢板（左闸孔护坦末端）的护坦。此外，为扩建一台机组，将溢流坝加高了 1m（较闸底板高 5.3m）。1993 年 3 月 13 日现场调查发现，不仅护坦的铸铁板护面和钢轨护面均有被

推移质冲磨破坏的情况,而且由于溢流坝上游已基本被泥沙淤平,所以,汛期有部分推移质和悬移质泥沙过坝,致使溢流坝的下游坝面及护坦亦遭受明显地冲磨破坏,个别地方钢筋出露、砸断并磨成尖头,其主要原因是近几年汛期洪峰流量较大,含沙量和输沙率也较大所致。

2. 映秀湾水电站泄洪闸

映秀湾水电站位于岷江上游映秀湾河段上,装机容量 13.4 万 kW。首部枢纽包括取水口、漂木道和五孔泄洪闸。顺江上游每年的漂木量约 50 万 m^3 。根据设计,映秀湾电站建成后,岷江上游来的泥沙大部分通过泄洪闸下泄。泄洪闸 1 号闸孔净宽 12m,底板高程 936.0m,2 号~5 号闸孔净宽均为 14m,底板高程 935.0m。抗磨保护措施主要采用高标号混凝土,铺盖一般用 C20 与 C40 混凝土,闸室与护坦用 C40 与 C30,闸门底坎用 12mm 钢板护面。

泄洪闸于 1967 年建成,发电前处于无控制的自由泄洪状态。1971 年 9 月正式下闸蓄水,投入运行,历年洪峰流量均未超过 $3600\text{m}^3/\text{s}$ 。据推算,泄洪时闸室及护坦上的流速一般约为 $6\sim 8\text{m}/\text{s}$ 。1977 年(洪峰 $2450\text{m}^3/\text{s}$)汛后,发现闸下游 100~200m 处有数块钢板被冲走。1978 年(洪峰 $1550\text{m}^3/\text{s}$)汛后潜水检查,见 1 号、2 号、3 号、4 号闸孔的工作门坎与检修门坎上的钢板护面有部分被砸坏冲走,1 号闸室有 0.3m 的冲坑。多年来,映秀湾闸首汛期常采用适当垫高水位、间断冲沙的运行方式。冲沙时,闸门开启后,淤积在上游的卵石自闸下冲出,常有卵石飞出水面,有的落在泄洪闸各孔弧形工作门支腿上,其停落的最高高程为 942.0m(距底板高 $6\sim 7\text{m}$),直径一般约 $10\sim 20\text{cm}$,大者可达 30cm 以上。据估计,在卵石的冲磨下,护坦已普遍磨损 20cm 左右。映秀湾闸首还有漂木任务。过水建筑物除受卵石的砸击磨损外,还要受到漂木的撞击,且撞击力也十分巨大。

3. 渔子溪一级水电站导流洞及拦河闸

渔子溪一级水电站首部枢纽,建在岷江支流渔子溪上。渔子溪属典型的山区性河流,年平均推移质为 29 万 t,最大粒径 $1.0\sim$

1.5m, 电站装机容量 16 万 kW。枢纽主要由导流洞（后改为辅助泄洪洞）、拦河闸、取水口与沉沙池等部位组成。导流洞为无压洞，位于右岸。进口在闸上游 200m 处，洞长 400m。断面为门洞式，宽×高在 6m×6m~5.2m×6m 之间，洞底坡降（1.4~2.0）%。拦河闸由冲沙闸和泄洪闸组成。根据抗磨护面设计，闸上游铺盖采用长 0.6~1.5m、面积为 0.4m×0.4m 的砂岩条石护面（抗压强度约 64.0~84.0MPa）。闸室底板与闸墩下部 1~1.2m 范围内采用 12~20mm 厚的钢板护面。护坦表面用 0.4m 厚的混凝土护面。为试验新型抗磨材料，在护坦局部区段上还铺过呋喃树脂混凝土和辉绿岩铸石板（砖）等材料。

导流洞自 1967 年汛期起至 1973 年汛期后，几乎年年过水，最大流量约 120m³/s，估计相应流速为 6~8m/s。1973 年底进洞检查，见洞内残留有 30 多块直径大于 0.5m 的大块石与卵石，最大一块尺寸为 1.7m×1.1m×0.9m。导流洞底板岩石（进口渐变段以下底部均无混凝土衬砌）普遍磨损，岩石破碎处出现许多沟坑，有的坑深达 1.5m 以上，岩石光整处则开裂，棱角全被磨圆。混凝土衬砌边墙地段，墙下部 1m 高度以下多处受磨损，骨料出露，个别地点磨深达 0.4m，部分边墙衬护钢板底脚被磨掉。此外，洞出口附近的弯曲段上还有长 15m 的边墙衬护钢板被撕裂、砸弯或冲走。以上破坏，除弯曲段 15m 钢板有焊接不牢、锚钩太少太小等内在原因外，其余主要都是卵石、块石的砸击磨损所造成的。

拦河闸 1972 年开始过水，经 1972 年（洪峰 280m³/s）、1973 年（洪峰 460m³/s）两个汛期后检查，闸室底板与过墙的钢板衬砌未见明显磨损，下游护坦的素混凝土表面普遍磨损 5~6cm，个别地方达 10cm。呋喃树脂混凝土有一部分磨出沟坑，最大沟坑尺寸约 2.8m×2.3m×0.2m（宽×长×深）。铸石板大部分被冲走，少数残留下来的也被击碎。

从运行效果看，钢板护面基本完好，护坦素混凝土磨损较剧，但未磨穿。考虑到近年来渔子溪的洪水一般较小，而护坦的磨损又一直在发展，因此，如遇较大洪水，推移质来量增多，其冲磨

情况便有可能加剧。

4. 玉溪河引灌工程

玉溪河引水灌溉工程首部枢纽位于四川省邛崃县境内，主要建筑物有低滚水坝上的泄洪冲沙闸、无闸门控制的高溢流坝、沉沙池及其冲沙闸、取水口等组成。该工程设计灌溉引用流量 $32.5\text{m}^3/\text{s}$ ，灌溉面积 5.4 亿 m^2 ，灌区分布在四川省蒲江、邛崃、名山、芦山等四县。玉溪河引水工程的取水口位于弯道凸岸，在沉沙池进口底部设一拦沙墙，以防泥沙进入。

拦沙墙顶高程 828.0m ，较泄洪冲沙闸的滚水坝顶（高程 824.0m ）高出 4m 。因此，河道推移质均自滚水坝下泄。滚水坝高 10.6m （自护坦顶面计起），坝内为浆砌条石，表面约 1m 厚，为 C15 混凝土护面。1977 年汛前大坝建成过水，当年便发现有卵石过坝。据介绍，坝顶溢流时曾见卵石自水中飞出，落入下游，其大小多为 $5\sim 10\text{cm}$ 左右，最大者约 30cm 。1978 年洪峰流量 $1400\text{m}^3/\text{s}$ ，为工程投入运行以后的第一个洪水最大年份。汛后即见滚水坝面遭受明显磨损，至 1982 年，约经 5 个汛期，发现坝表面的磨损主要发生在滚水坝左侧的三孔泄洪排沙闸，尤以第 5 号、4 号孔最剧。其混凝土表面平均磨深约 $20\sim 30\text{cm}$ ，每孔又以其右侧磨损最为严重，形成深约 40cm 的冲沟。第 3 号孔表面磨损约 $10\sim 20\text{cm}$ 。坝体磨损破坏最严重的部位在坝下游的反弧段上，此处不仅混凝土磨去一层，骨料裸露，而且 1979 年冬即发现在第 4 号、5 号两孔右侧紧靠闸墩尾部处的反弧段上，有两个大坑，其中，4 号孔下游冲坑尺寸约为 $2\text{m}\times 2\text{m}\times 3\text{m}$ （长 $\times$ 宽 $\times$ 深），5 号下游冲坑尺寸约为 $6\text{m}\times 1\text{m}\times 2\text{m}$ （长 $\times$ 宽 $\times$ 深）。1980 年枯水期在坑内铺设 $\phi 16$ 的钢筋，并回填 C30 混凝土，经过一个汛期，发现该处又被冲坏（冲深约 1.4m ）。1981 年春，除回填混凝土外，表面还用钢板护面，汛后检查，发现不仅钢板被砸击破损，而且下部仍出现冲坑。此冲坑位置恰在坝面冲沟的延伸线上，因此估计主要仍是推移质砸击、磨损所造成。

1991 年，四川省水利水电科学研究所于枯水期在滚水坝反弧

段用铁钢砂混凝土进行了试验性修补。混凝土抗压强度在 40MPa 以上。1992 年汛期洪水后,发现标号相近的常态混凝土表面已被冲磨出两道浅槽,而铁钢砂混凝土则表面平整光滑,基本完好无损。表明铁钢砂混凝土抗推移质冲磨的能力明显优于高标号常态混凝土。

5. 葛洲坝工程泄水建筑物

葛洲坝水利枢纽地处长江三峡南津关的出口处。二江泄水闸是葛洲坝水利枢纽的主要泄水建筑物。设计最大泄流量为 $83900\text{m}^3/\text{s}$,共有 27 个闸孔。其作用是泄洪、排沙、控制通航发电水位和调整河势。闸室设计为开敞式平底闸,闸底板高程 43m,闸室长 65m,闸孔宽 12m,高 24m。每孔设上、下两扇闸门,上为平板门,下为弧形门,尺寸均为 $12\text{m}\times 12\text{m}$ 。闸室为三孔一联整体结构,共九个闸段。每个闸段宽 55.6m,中墩厚 5.3m,边墩厚 4.5m。

泄水闸于 1980 年底基本建成,1981 年大江截流,二江泄水闸即作为长江的主河道。1981 年 7 月 19 日葛洲坝水利枢纽一期工程经受了长江宜昌河段近百年来的最大洪峰流量,坝址处流量约 $71800\text{m}^3/\text{s}$,超过二期设计采用的校核流量 $71100\text{m}^3/\text{s}$ 。年输沙量 7.3 亿 t,超过多年平均年输沙量 5.25 亿 t 的 39%。年平均含沙量 $1.64\text{kg}/\text{m}^3$,超过多年平均含沙量 $1.17\text{kg}/\text{m}^3$ 的 40.2%。由于大量泥沙及推移质卵石过闸,对泄水闸过流面尤其是底面混凝土产生了一定的磨损。1981 年 12 月至 1982 年 3 月,对泄水闸进行了首次检修,发现混凝土磨损、闸门底坎钢板的撞击破损等情况。

为确保工程安全运行,对泄洪闸进行抗冲磨修补和加固。在修补材料上,二江泄水建筑物冲磨破坏混凝土除第 18 号做不饱和聚酯砂浆试验外,主要采用铸石砂浆及铸石混凝土修补,修补面积达 10000m^2 。弧形门坎钢板两侧及 049 缝两侧用环氧砂浆。经 1987 年后的检查表明,二江泄洪闸的抗冲磨修补加固效果良好。

【例 3-5】 海漫及防冲槽设计。

利用 [例 3-2] 的资料:①计算海漫的长度;②确定海漫的布

置和构造；③核算是否需要设置防冲槽。

(1) 海漫长度。利用 [例 3-2] 的资料, $\Delta H = 4.75 - 1.25 = 3.5\text{m}$, $q - \frac{21.5}{27} = 0.8\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$, 则海漫长度 L_p 为

$$L_p = k \sqrt{q} \sqrt{\Delta H} = 9.0 \sqrt{0.8} \sqrt{3.5} = 11.01 (\text{m})$$

计算时, 对轻壤土河床, 取 $k = 9.0$ 。

根据公式 (3-35) 计算时, 按间隔开启闸门, 扩散情况不够良好。采用 $q_2/q = 0.33$, $\sqrt{2\alpha - y/h} = 1.3$ 代入公式, 得海漫长度为 8.4m , 比以上计算值短 2.6m 。但该式与海漫上水深有关, 故以夏灌时期取水流量 $72\text{m}^3/\text{s}$ 的情况验算, 此时闸孔均已开启, 属于缓流过闸条件, 按 $q_2/q = 0.67$, $\sqrt{2\alpha - y/h} = 1.3$ 计, 得海漫长度为 13.5m 。

由于 $L_j = 9.73\text{m}$, $L_p = 1.65 \times 9.73 = 16.05\text{m}$ 。取值 $L_p = 16.0\text{m}$, 均可满足上述计算值的要求。

(2) 海漫的布置和构造。海漫前段 5m 范围内, 采用浆砌块石护砌, 后段 11m 用干砌块石护砌。前段用直径较大的块石, 厚度 0.40m , 后端厚度可取 0.35m 。护砌铺筑小碎石垫层厚 10cm , 前段加铺一层 10cm 厚的砂砾层。

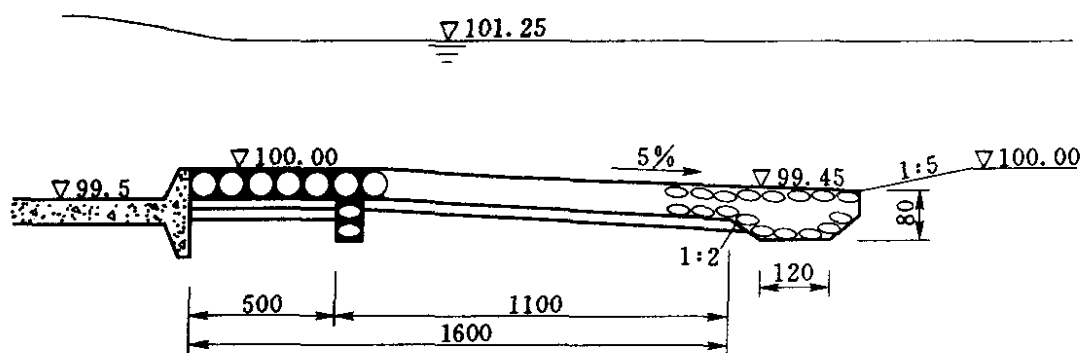


图 3-21 海漫和防冲槽 (单位: 高程为 m , 尺寸为 cm)

(3) 核算是否需要设置防冲槽。按公式 (3-37) 计算海漫末端的河床冲刷深度。海漫末端的单宽流量 $q_m = 21.5/27 = 0.8\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$; 由表 3-15 查的轻壤土的允许不冲流速 $[v_0]$ 为 $0.6 \sim 0.8\text{m/s}$, 现取 0.6m/s , 海漫末端的河床水深为 $101.25 - 100.00 =$

1.25 (m), 则冲刷深度为

$$\begin{aligned}d_m &= 1.1 \frac{q_m}{[v_0]} - h_m = 1.1 \times \frac{0.8}{0.6} - 1.25 \\&= 1.47 - 1.25 = 0.22 \text{ (m)}\end{aligned}$$

故需设防冲槽, 根据水闸设计规范的规定, 防冲槽的深度不应小于海漫末端的河床冲刷深度 $d_m=0.22\text{m}$, 现取防冲槽深度为 0.8m , 防冲槽其他尺寸如下: 底宽取 1.5 倍槽深, 为 $1.5 \times 0.8 = 1.2\text{m}$, 上游边坡为 $1:m=1:2$ 。

将海漫分为两段, 前段 5m 范围内浆砌块石护砌做成水平的, 后段 11m 做成倾斜段, 坡度 $1:20$, 故末段高程为 99.45m 。末段水深为 $1.25+0.55=1.80\text{m}$ 。

第四章 水闸的防渗排水设计

水闸的防渗排水设计主要是根据闸基地质情况及上、下游水位条件等进行设计计算，其内容包括：

- (1) 进行水闸的地下轮廓布置，设计防渗、排水设施的型式、布置、构造和尺寸。
- (2) 渗流压力计算，供闸室稳定验算时使用。
- (3) 渗流坡降计算，验算地基抗渗稳定性。
- (4) 滤层设计。
- (5) 防渗帷幕及排水孔设计。
- (6) 永久缝止水设计。

第一节 地下轮廓设计

水闸的地下轮廓是指水闸闸底与地基土的接触部分，由不透水和透水部分组成。在水闸的纵剖视图上，闸室底板、上游防渗铺盖以及下游护坦的不透水部分与地基接触的一条折线，属于不透水部分，图中的 $B-C-D-E-F-G-H-I-J-K-L-M-N$ 连线就是地下轮廓的不透水部分。地下轮廓的设计，主要就是为了选择其不透水部分的形状和尺寸，同时包括确定下游排水设施的起始位置和

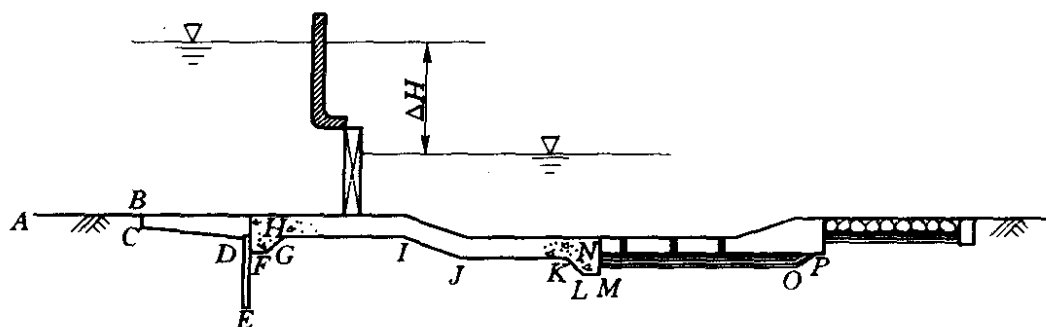


图 4-1 闸底地下轮廓

长度。

一、地下轮廓的设计步骤

(1) 根据水闸的上下游水位差大小和地基土质条件选择地下轮廓的形状和尺寸，初步拟定其不透水部分的长度（即防渗长度）时，一般可采用渗径系数法。它的形状应根据地基土质条件和水闸对防渗提出的要求拟出。

(2) 选用适当的方法对初步拟定的布置方案进行渗流计算，求出闸底所受的渗透压力以及渗透坡降，特别是渗流出口处的坡降（出逸坡降）。

(3) 验算闸基及地基的抗渗稳定性。

(4) 根据稳定和经济合理的要求，对初拟的地下轮廓进行修改，在修改地下轮廓线的形状和尺寸时，应结合总体布置和闸室的结构布置与设计进行综合考虑。

二、闸基防渗长度的计算

在工程规划和可行性研究阶段，初步拟定闸基防渗长度可采用渗径系数法。该法认为，当地基土质条件确定后，必要的防渗长度 L 与闸的上下游水位差 ΔH 成正比关系，比例常数即为允许渗径系数 C 。

$$L = C\Delta H \quad (4-1)$$

式中： L 为闸基防渗长度，即闸基轮廓防渗部分水平段和垂直段长度的总和，m； ΔH 为上下游水位差，m； C 为允许渗径系数值，采用表 4-1 所示值。当闸基设板桩时，可采用表 4-1 中所列规定值的小值。

表 4-1 允许渗径系数 C 值

地基类别 排水条件	粉砂	细砂	中砂	粗砂	中砾、 细砾	粗砾类 卵石	轻粉质 砂壤土	轻砂 壤土	壤土	粘土
有滤层	13~9	9~7	7~5	5~4	4~3	3~2.5	11~7	9~5	5~3	3~2
无滤层									7~4	4~3

表中除了壤土和粘土外，其余各类地基只列出有滤层的允许渗径系数值，这是因为在这些地基上，地基渗流出口处比较容易产生渗透变形，因此，在渗流进入排水处时均需设置滤层。

在以往水闸设计时，习惯采用勃莱法或莱因法确定防渗长度，前者用于平底板无垂直防渗体的闸基，后者用于有垂直防渗体或有较深齿墙的闸基。两种方法又统称为渗径系数法（又称直线比例法）。勃莱法认为沿着闸基单位长度消减的水头是相同的，而莱因法认为沿着闸基水平渗径的防渗消能只有垂直渗径的 $1/3$ 。两者根据调查分析，提出了在各种不同地基条件下的渗径系数，即勃莱系数和莱因系数。勃莱法提出的渗径系数只反映了地基土质的不同，没有考虑到地基土层防渗性能的不均匀性及闸基轮廓线布置的复杂性；莱因法提出的渗径系数，虽已考虑到水平渗径与垂直渗径消减水头的不均匀性，但认为垂直渗径防渗消能与水平渗径防渗消能的比值是一个固定不变的数。实际上，垂直渗径防渗消能与水平渗径防渗消能的比值，应随地基特性、地下轮廓布置形式及垂直渗径实际长度与水平渗径实际长度的比值不同而异。

公式（4-1）作为闸基防渗长度计算的公式，在形式上和勃莱法相似，但对允许的渗径系数值作了修正，其修正的主要依据是各类土质地基允许的渗流坡降值。各类土质地基允许的渗流坡降值见表 4-2。

表 4-2 各类土质地基允许的渗流坡降值（水平段）

地基类别	允许渗流坡降	地基类别	允许渗流坡降
粉砂	0.05~0.07	砂壤土	0.15~0.25
细砂	0.07~0.10	壤土	0.25~0.35
中砂	0.10~0.13	软粘土	0.30~0.40
粗砂	0.13~0.17	坚硬粘土	0.40~0.50
中砾、细砾	0.17~0.22	极坚硬粘土	0.50~0.60
粗砾类卵石	0.22~0.28		

渗径系数法就是基于平均渗流坡降的概念提出的，它认为只要拟出的防渗长度能保证其平均渗流坡降等于或小于允许平均渗流坡降，就不会出现或易于防止产生流土、管涌等渗透变形。理论研究和工程实践都已证明，边界轮廓突变处的渗流坡降，特别是出逸坡降，远较平均渗流坡降为大，渗径系数法计算精度不高，甚至有很大的误差，但由于渗径系数法十分简单，在布置闸基轮廓线时，用来初步拟定防渗长度，仍然有可取之处。

三、地下轮廓的布置

地下轮廓的布置方案与地基土质条件密切相关。

1. 粘性土地基

粘土或壤土地基一般都采用平展式地下轮廓，不宜设置板桩。因为板桩防渗墙的透水性 with 粘性土的透水性相比较，相差不是很大，况且打了板桩，反而破坏了粘性土的原状结构。上下游水位差较大时，多用防渗铺盖来增加防渗长度；水位差不太大时，结合闸室上部结构布置的需要，闸底板如果适当加长一些，即能满足防渗要求时，甚至可以不设铺盖。当然，这种布置方案还需要通过闸室稳定分析的认定。如果单纯为了防渗要求，增加闸室底板长度不够经济，或使上部结构的布置显得稀松而不美观时，则可采用适当增加底板齿墙深度的方法来处理。

排水滤层一般都布置在闸室下游护坦的下面，护坦上设排水孔。

如果闸室稳定计算要求降低闸下渗透压力时，可以考虑在闸底板下设置排水滤层。但排水滤层一旦发生淤堵事故，将难以检修和更换，对此应有充分的估计。因此，对于粘性土地基，水闸底板下一般不设置排水，而采用在闸前设置铺盖的办法。尽管从防渗长度的角度看，并不需要设置它。

平展式地下轮廓是工程上最常用的一种布置方案 [图 4-2 (a)]。小型水闸的地下轮廓，由于水位差较小，地基土质也较简单，更经常采用单一的平展布置形式。

2. 砂类土地基

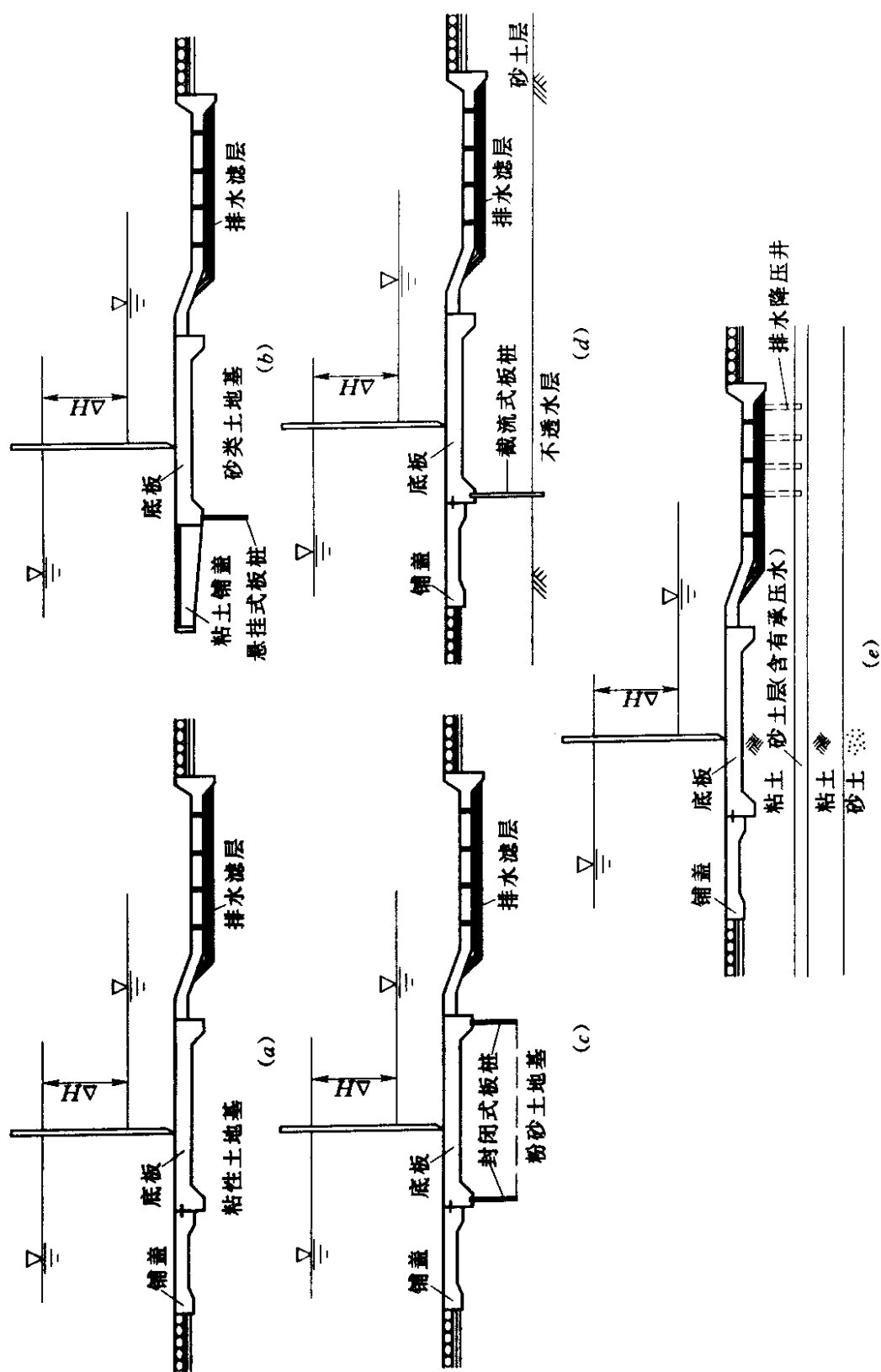


图 4-2 地下轮廓布置形式

这类土最容易发生渗透变形，影响水闸的安全。因此，设计时应保证地下轮廓具有足够的防渗长度。布置地下轮廓时，应首先考虑采用防渗铺盖或防渗墙。当铺盖防渗效果不理想或不经济时，应采用铺盖与板桩防渗墙相结合的布置形式。如果地基由相对均匀的砂类土组成，不透水层埋藏很深，主扳桩应布置成“悬挂式”[图 4-2 (b)]。对于一般砂土地基，打一道主扳桩即能满足要求。在细砂地基中，有时还需要在铺盖的上游端增设铺盖板桩，以减小渗透压力，从而增加建筑物的稳定性。极细砂和粉砂土地基水闸底板下的板桩，宜布置成封闭的形式，即在底板下四周布设板桩 [图 4-2 (c)]，以固定基土和防止粉、细砂受震时产生液化。

如上所述，铺盖兼作阻滑板使用时，铺盖板桩对降低渗压和增加闸室稳定性的意义更加重要。渗流出口处的短扳桩不宜太长，以免过多地增大作用在闸室底板上的渗透压力。在紧密的粗颗粒砂垫层中，往往不打板桩，而采用平展式的防渗布置。

无论是双排扳桩式或三排扳桩式的地下轮廓，相邻两道扳桩墙的间距应大于两道扳桩长度之和的 0.7 倍，以免渗流跃过扳桩，使水平段的有效长度减小。

采用铺盖与扳桩相结合的地下轮廓布置形成时，除了设置主扳桩增加正槽的防渗长度以外，还应注意铺盖和闸底板两侧的侧向防渗问题。工程实践中，常在上游翼墙底板下设扳桩墙，其前部直达铺盖的首端，后部应同主扳桩衔接起来，以构成一个较完整的防渗体系。

当砂土层较薄时，不透水层位于扳桩可以达到的埋深，用扳桩截断渗流既经济而有可能时，可采用图 4-2 (d) 的地下轮廓布置形式，扳桩应嵌入到粘土不透水层内 1.0m 以上。

对于所有的砂类土地基，在防渗段后面的渗流出口处，都应设置排水滤层。排水滤层的铺设长度，应保证其末端的地基土不致因无滤层保护而产生渗流变形。

上述防渗排水布置形式都是针对承受单向水头的水闸而言

的。至于承受双向水头的水闸，如建在海边或感潮河段的挡潮闸、平原地区的排水闸等，应以水位差较大的一向为主，合理地选择双向防渗排水布置形式。

3. 多层土地基

当闸基粘性土覆盖层较薄，下卧层含有承压水的砂土层，或者在粘性土地基中，距离闸底不远处存在含有承压水的夹砂薄层时，首先应验算粘性土覆盖层的抗渗、抗浮稳定性。稳定性不足时，可在闸室下游设置深入透水砂层的排水降压井[图 4-2 (e)]。排水井设置时，绝对不能布置在闸底和防渗段范围内，以避免与闸基防渗和两岸侧向防渗的要求相抵触。

对于承受较大水头差的水闸，排水孔不宜设在消力池前部。因为消力池前部为急流区，有可能产生局部真空，增大排水孔逸出的渗流坡降，超过滤层所能承受的能力，致使地基土被局部淘空，使消力池结构遭受破坏。

第二节 渗流计算

渗流计算的目的是计算水闸闸基地下轮廓线各点的渗压水头、渗流坡降、渗透流速等。土基上渗流计算的方法有理论计算法、近似计算法和电模拟试验法等。理论计算法只有在边界条件比较简单的情况下才能求解，而对防渗布置比较复杂的边界条件，理论计算法很难获得精确的解答。电模拟试验法是比较精确的求解方法，但需要一定的时间和经费，不是所有工程都有条件采用的。近似计算法很多，有直线比例法（又称渗径系数法，即勃莱系数法和莱因系数法）、直线展开法、加权直线法、柯斯拉独立变数法、巴甫洛夫斯基分段法、丘加也夫阻力系数法、改进阻力系数法、流网法等。直线比例法计算精度较差（特别是对于渗流进、出口段），不宜采用；直线展开法或加权直线法只适用于地基条件不复杂、且闸基防渗布置比较简单的中、小型水闸工程；柯斯拉独立变数法和巴甫洛夫斯基分段法计算精度虽然较高，但计算很

麻烦；丘加也夫阻力系数法计算相对比较方便，计算精度也较高，早期国内采用较多；改进阻力系数法是由我国南京水利科学研究院研究人员在研究阻力系数法的基础上进行了改进以后提出来的，此法既扩大了计算范围，又提高了计算精度，是目前普遍广泛采用的一种较精确的计算方法；流网法也是一般水利人员采用较多的一种方法，只要按规定的原则编制流网，一般也能得到较好的计算精度。鉴于电子计算机的使用日益普遍，复杂的计算问题均可由计算机完成，因此，对复杂土层地基上重要的水闸，应采用数值计算法求解（如按拉普拉斯方程进行编程计算）。

一、改进阻力系数法

改进阻力系数法是在独立函数法、分段法和阻力系数法等方法的基础上综合发展起来的一种精度较高的近似计算方法。

当不透水层埋藏深度不大时，渗流属于缓变流流动，渗流在闸基中运动可模拟为有压管流的运动。管流有各项水头损失，渗流在渗流场内，既有沿程水头损失，也会在边界条件变化处产生“局部”水头损失。设想渗流在深度为 T ，长度为 L 的水平管道中运动，按照二元层流问题，则单宽流量 $q = K \frac{h_f}{L} T$ ，即

$$h_f = \frac{L}{T} \cdot \frac{q}{K} = \xi \frac{q}{K} \quad (4-2)$$

式中： h_f 为水平管道两端的作用水头差，或者说是水头损失； ξ 为阻力系数，由式（4-2）知， ξ 与该管道的形状与尺寸有关； K 为渗透系数。

因此，用改进阻力系数法计算渗流问题，必须明确边界条件。作为渗流场的边界条件之一，不透水层的埋深与渗流场有效深度之间的关系，应首先解决。然后根据地下轮廓不透水部分的几何形状，将渗流场划分为几个分段。应用已知的流体力学精确解，求出分段的阻力系数。最后按式（4-2）算出各分段的渗透水头。从下游渗流出口处沿闸底向上游，逐段累加其水头损失，即可绘出渗压水头分布图，或渗流坡降线，或者从上游渗流出口处沿闸底向下游逐段递减，也可绘出渗压水头分布图。

1. 确定地基有效深度

土基上水闸的地基有效深度按照扬压力分布曲线、渗流量、出逸坡降值等不再变化时的原则确定，其有效深度为：

$$\text{当 } L_0/S_0 \geq 5 \text{ 时, } T_e = 0.5L_0 \quad (4-3)$$

$$\text{当 } L_0/S_0 < 5 \text{ 时, } T_e = \frac{5L_0}{1.6 \frac{L_0}{S_0} + 2} \quad (4-4)$$

式中： T_e 为土基上水闸的地基有效深度，m； L_0 为地下轮廓线的水平投影长度，m； S_0 为地下轮廓线的垂直投影长度，m。

2. 地基分段和阻力系数计算

采用改进阻力法计算时，先将地下轮廓线分段，通过计算各段的阻力系数，以求得各分段的渗透要素。在分段前，先将实际的地下轮廓进行适当的简化，使之成为垂直和水平的两个主要部分（图 4-3）。简化时，出口处的齿墙或短板桩的入土深度应予保留，以便得到实有的出口坡降。用通过已经简化了的地下轮廓不透水部分各角点和板桩尖端的等势线，将地基分段。一般可归纳

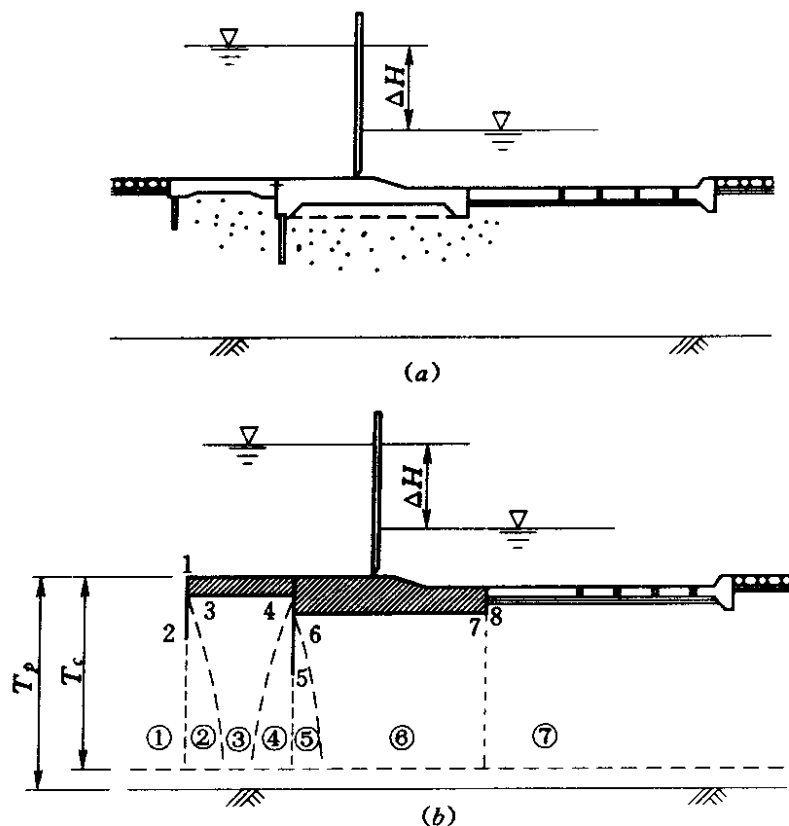


图 4-3 改进阻力系数法计算图

为三种基本分段形式。即进、出口垂直段和内部垂直段和水平段。
各基本分段的阻力系数求解如下：

(1) 进、出口段阻力系数 (图 4-4)：

$$\xi_0 = 1.5 \left(\frac{S}{T} \right)^{\frac{3}{2}} + 0.441 \quad (4-5)$$

式中： ξ_0 为进、出口段的阻力系数； S 为板桩或齿墙の入土深度， m ； T 为地基透水层深度， m 。

(2) 内部垂直段的阻力系数 (图 4-5)：

$$\xi_y = \frac{2}{\pi} \ln \operatorname{ctg} \left[\frac{\pi}{4} \left(1 - \frac{S}{T} \right) \right] \quad (4-6)$$

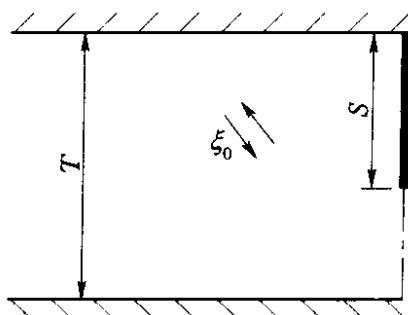


图 4-4 进、出口段阻力
系数计算图

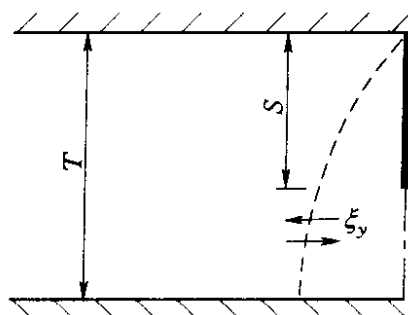


图 4-5 内部垂直段阻力
系数计算图

(3) 水平段阻力系数 (图 4-6)：

$$\xi_x = \frac{L_x - 0.7(S_1 + S_2)}{T} \quad (4-7)$$

式中： L_x 为水平段长度， m ； S_1 、 S_2 为进出口段板桩或齿墙の入土深度， m 。

当底板有倾斜段时，阻力系数为 ξ_s (图 4-7)：

$$\xi_s = \frac{L_x - \frac{0.7}{2}(T_1 + T_2) \left(\frac{S_1}{T_1} + \frac{S_2}{T_2} \right)}{T_2 - T_1} \ln \frac{T_2}{T_1} \quad (4-8)$$

式中： T_1 、 T_2 为倾斜段两端的地基深度， m ； S_1 、 S_2 为 T_1 、 T_2 相应端处板桩或齿墙の入土深度， m 。

公式 (4-7) 中的分子部分是扣除两端板桩间急变区以后的水平段有效长度。计算时，如 $\xi_x < 0$ 时，应取 $\xi_x = 0$ 。公式 (4-8) 中

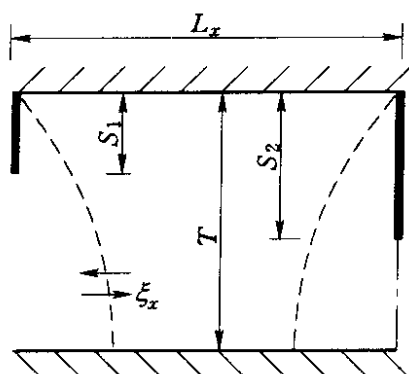


图 4-6 水平段阻力系数计算图

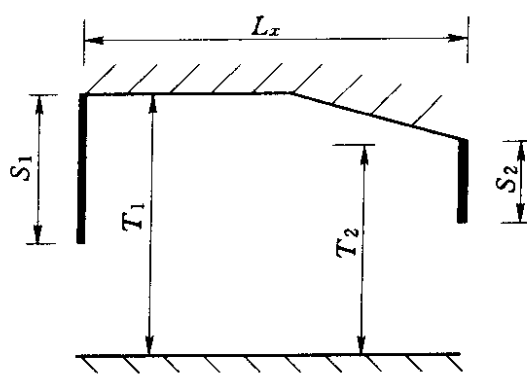


图 4-7 倾斜段阻力系数计算图

的 ξ_x 也如此处理。从公式 (4-7) 中可以得知, 水平段两端的板桩间距布置得很小是不适宜的, 因为当 $L_x < 0.7 (S_1 + S_2)$ 时, $\xi_x < 0$, 即按 $\xi_x = 0$ 处理, 这说明沿桩间水平段全无水头损失, 所以对消减水头来讲, 可能是得不偿失的。

3. 各分段水头损失

在求出各分段的阻力系数后, 各分段的水头损失值为 $h_i = \xi_i q / k$, 总的水头损失即水闸的上下游水位差 ΔH 为:

$$\Delta H = \sum h_i = \sum_{i=1}^n \xi_i \frac{q}{K}$$

因此

$$h_i = \frac{\xi_i}{\sum_{i=1}^n \xi_i} \Delta H \quad (4-9)$$

式中: h_i 为各分段水头损失, m; ξ_i 为各分段的阻力系数; n 为总分段数。

4. 渗透压力分布图或渗流坡降线

各分段的水头损失求出以后, 以渗流出口段开始, 逐渐向上游累加其水头损失值, 即可求出相邻各计算角点的渗压水头值, 最后用直线连接各水头代表线段的端点, 就能绘出渗压水头压力分布图, 或渗流坡降线。

5. 进、口水头损失的修正

当进、出口板桩较短时, 进出口处的渗流坡降线将呈急变曲线的形式。为精确计, 应进行修正, 见图 4-8。

修正公式为：

$$h'_0 = \beta' h_0 \quad (4-10)$$

$$h_0 = \sum_{i=1}^n h_i$$

$$\beta' = 1.21 - \frac{1}{\left[12\left(\frac{T'}{T}\right)^2 + 2\right]\left(\frac{S'}{T} + 0.059\right)} \quad (4-11)$$

式中： h'_0 为进、出口段修正后的水头损失值，m； h_0 为进、出口段水头损失值，m； β' 为阻力修正系数，当计算的 $\beta' \geq 1$ 时，采用 $\beta' = 1.0$ ； S' 为底板埋深与板桩入土深度之和，m； T' 为板桩另一侧地基透水层深度，m。

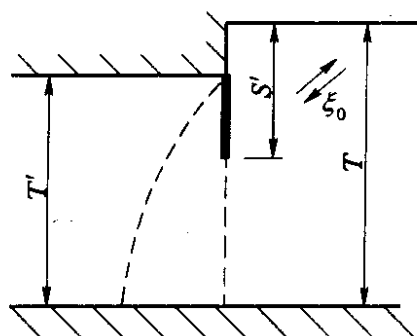


图 4-8 进、出口段水头损失修正图

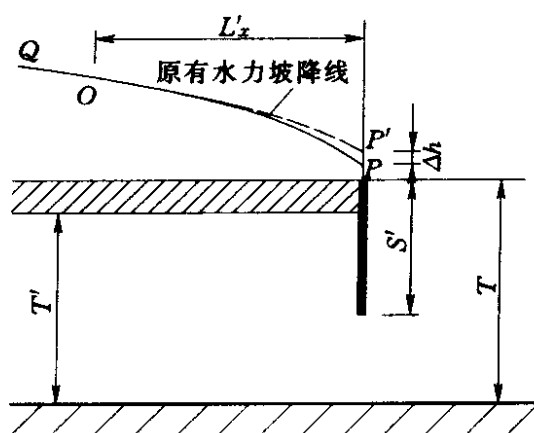


图 4-9 出口段渗透压力分布修正图

若 $\beta' \geq 1$ 时，取 $\beta' = 1.0$ ，说明不需要修正，即按上述阻力系数法求出的渗压水头分布图或渗流坡降线，就是求得的正确解。若 $\beta' < 1$ ，则应修正，修正后其水头损失减小值为：

$$\Delta h = (1 - \beta') h_0 \quad (4-12)$$

进、口水头损失减小值可按下列方法调整到相邻的分段中去。调整后的各分段水头损失之和将与总水头损失值相等，这也是改进阻力系数法的优点之一。

(1) 如 $\Delta h < h_x$ (h_x 为进、出口段相邻的水平段水头损失)，则该段水头损失应修正为 $h'_x = h_x + \Delta h$ ，渗流坡降线呈急变形式的长度 L_x' 按下式计算：

$$L'_x = \frac{\Delta h}{\frac{\Delta H}{\sum_{i=1}^n \xi_i}} T' - T' \quad (4-13)$$

渗流坡降线的修正可按图 4-9 进行, 图中 QP' 为原有水力坡降线, 按上式计算出 Δh 和 L'_x 值, 分别定出 P 点和 O 点, 连接 QOP , 即为修正后的水力坡降线。

(2) 若进、出口段齿墙不规则或齿墙尺寸较小, $h_x \geq \Delta h$ 时, 可按下列情况分别进行修正 (图 4-10)。

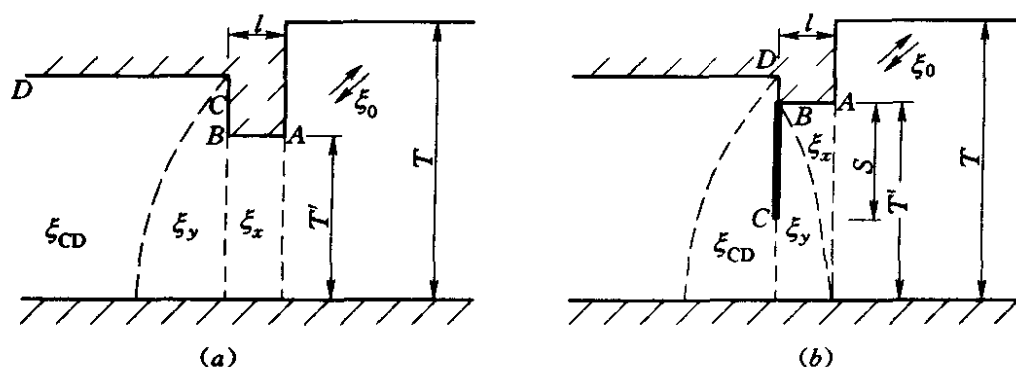


图 4-10 进、出口齿墙水头损失修正图

1) 若 $h_x + h_y \geq \Delta h$, 可按下列两式计算:

$$h'_x = 2h_x \quad (4-14)$$

$$h'_y = h_y + \Delta h - h_x$$

式中: h_x 为水平段的水头损失值, m; h'_x 为修正后的水平段水头损失值, m; h_y 为内部垂直段的水头损失值, m; h'_y 为修正后的内部垂直段水头损失值, m。

2) 若 $h_x + h_y < \Delta h$, 可按下列三式进行修正:

$$h'_x = 2h_x$$

$$h'_y = 2h_y \quad (4-15)$$

$$h'_{cd} = h_{cd} + \Delta h - (h_x + h_y) \quad (4-16)$$

式中: h_{cd} 为图 4-10 (a) 和图 4-10 (b) 中 CD 段的水头损失值, m; h'_{cd} 为修正后 CD 段的水头损失值, m。

以直线连接修正后的各分段计算点的水头值, 即得修正后的渗透压力分布图形。

6. 出逸坡降的计算

出口段渗流平均坡降可按公式 (4-17) 计算

$$J = h'_0/S' \quad (4-17)$$

式中: h'_0 为出口段水头损失值, m; S' 为地下轮廓线不透水部分渗流出口段的垂直长度, m。

二、流网法

1. 流网的绘制

众所周知, 对于边界条件复杂的渗流场, 很难求得精确的渗流理论解, 工程上往往利用流网解决这类问题。绘制流网可以采用试验的方法, 其中应用最为广泛的是电模拟试验。另外用图解法绘制流网, 既简便迅速, 又有足够的精度。

(1) 均质土的流网。绘制流网, 首先应了解它的特性: ①流线与等势线或等水头线成正交; ②流网由相似的“矩形网格”组成。使所有网格都成为“正方形”的流网是正态流网。正态流网比较容易画, 用来计算渗流的各项水力要素也甚为方便。其次, 要明确渗流场的边界条件, 即上游渠底为第一条等势线, 下游渠床和排水滤层是零值等势线; 水闸底下轮廓不透水部分是零值流线, 地基中的不透水层是最末一条流线。

手绘正态流网的方法大致是这样的:

1) 认清边界条件, 在渗流场内大致按地下轮廓的形状, 绘出 2~3 条流线。所形成的流量槽 (每两条相邻流线构成一条流量槽) 的宽度应愈向深处愈大。

2) 分别从上、下游边界起画等势线与流线正交。在试绘的过程中, 按照流网的特性, 逐步修正两组曲线的位置。必须指出, 开始试绘时, 应特别注意第一条和最后一条等势线带 (每两条相邻的等势线构成一条等势线带) 位置的正确性。因为它们的位置和形状会影响流网内其他等势线位置的正确性。为了提高流网的精度, 可以在带内网格中插绘流线和等势线, 或内切圆, 以便检验并修改等势线和流线。只有第一条和最后一条等势线带的位置和形状绘定了, 才能试绘其间的其他等势线。

当边界条件一定,且流量槽或等势线带的数目也已选定时,正确的流网只有一个,亦即等势线带与流量槽数目之比是常量(一般是非整数)。所以当流量槽数目已定,且为整数时,等势线带数目往往是非整数。整数等势线带内的网格是近似的或扭曲的“正方形”,可以绘入内切圆;非整数等势线带内的网格是相似的或扭曲的“矩形”,不能绘入内切圆。由于靠上、下游边界的网格一般最为扭曲,非整数等势线带不宜置于渗流场的中部(中部的流网网格最接近真正的正方形或矩形)。

等势线分别从上、下游边界绘起,比从一边绘起合理,因为从一边绘起的误差累积为从两边绘起的两倍。

绘制的流网是在反复试绘和修改过程中确定的。在流网的轮廓正确绘定以后,如嫌网格过少,可插绘流线和相应的等势线,以满足渗流计算的需要。

一般绘制的流网,误差约为 $2\%\sim 5\%$,并不比地基土的不均匀性所引起的误差大。

流网可用加添中间的平均流线和等势线的方法进行检查,看再划分的网格是否合乎标准,或者用绘内切圆的方法,检查圆周是否内切于网格四周的流线和等势线。此外,通过各交点作网格的对角线,看它们是否彼此成正交,也是一种检查方法。

在拉普拉斯方程式中不包括渗透 K 值在内,所以对均质土地基来讲,流网形状与渗透系数无关,只要渗流场的边界条件相同,渗流网都是一样的(如图4-11)。

(2) 各向异性土的流网。天然地基的土,由于存在着沉积层理和裂隙发育不等,客观上都具有一定的层次和各向异性。

在铅直方向的渗透系数为 K_z 和水平方向的渗透系数为 K_x 的各向异性土层内绘制流网,须引入一个系数 $\alpha = \sqrt{\frac{K_z}{K_x}}$ 。将地下轮廓和渗流边界的水平方向尺寸乘以 α 后,可将各向异性土的渗流场换为各向同性土,即均质土的渗流场。这个转化了的渗流场的渗透系数是 $\sqrt{K_x K_z}$ 。在新的渗流场内绘制正交流网[图4-12(a)]后,

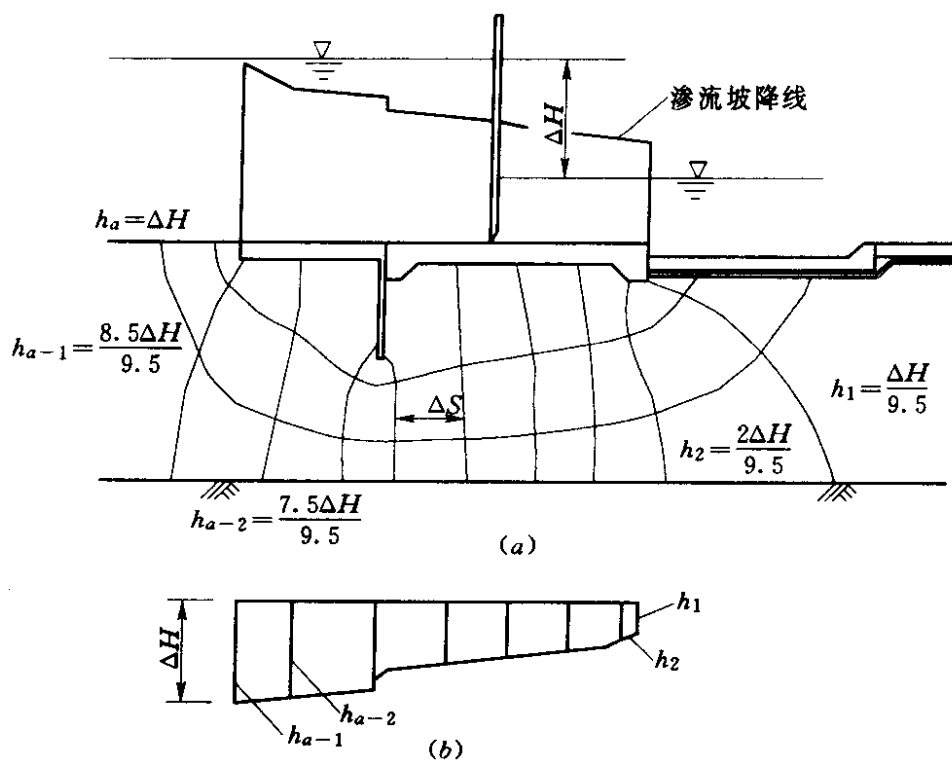


图 4-11 流网法求闸底渗压示意图

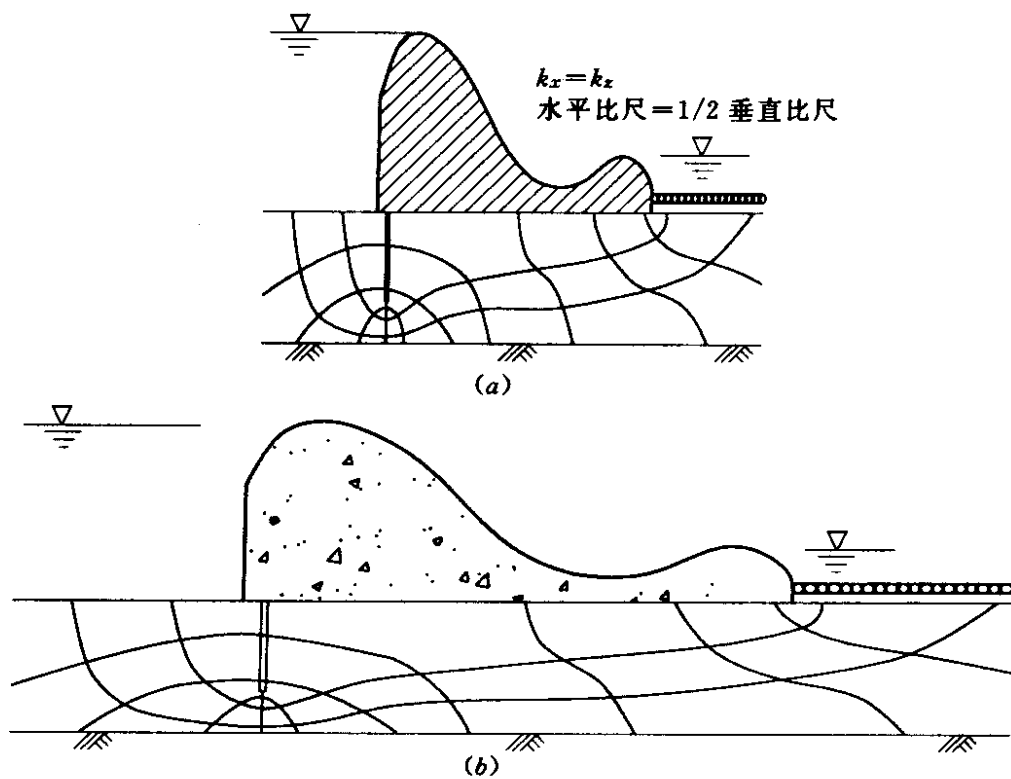


图 4-12 各向异性土流网的绘制

(a) 转换断面; (b) 实际断面

再将其水平方向的尺寸乘以 $\frac{1}{\alpha} = \sqrt{\frac{K_x}{K_z}}$, 则又转换回到各向异性土渗流场的实际流网。这种流网的流线与等势线是斜交的[图 4-12 (b)]。斜交的流网绘就以后, 即可求出各项渗流要素。

(3) 多层土的流网。如图 4-13 所示, 多层土的厚度分别为 T_1 、 T_2 、 $\dots$ 、 T_n 等, 相应各土层的渗透系数分别为 K_1 、 K_2 、 $\dots$ 、 K_n 。将多层土转换为均质土层时, 应先按以下公式算出被转换过的均质土层的等效平均渗透系数, 即:

$$K_z = \frac{T_1 + T_2 + T_3 + \dots + T_n}{\frac{T_1}{K_1} + \frac{T_2}{K_2} + \frac{T_3}{K_3} + \dots + \frac{T_n}{K_n}} = \frac{T}{\sum_{i=1}^n \frac{T_i}{K_i}} \quad (4-18)$$

$$K_x = \frac{T_1 K_1 + T_2 K_2 + T_3 K_3 + \dots + T_n K_n}{T_1 + T_2 + T_3 + \dots + T_n} = \frac{\sum_{i=1}^n T_i K_i}{T} \quad (4-19)$$

然后, 按照各向异性的均质土渗流场绘制的方法, 并加以转换, 即可求解渗流问题。

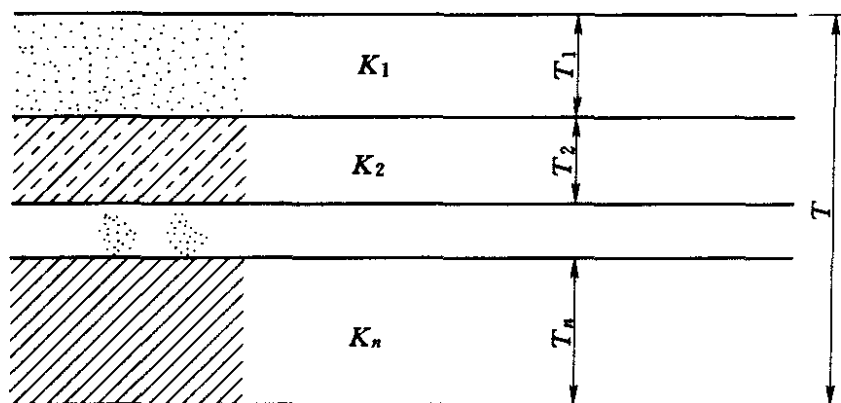


图 4-13 多层土

2. 流网的应用

(1) 渗压水头。等势线即等水头线。一般绘制的等水头线是以上下游水位差或作用水头 ΔH 的分数或百分数来表示的, 如图 4-11 (b) 中的渗压水头分布图, 就是根据这种表示方法画出来的。若把它画在下游水面线的下方, 即可得出渗流坡降线。由地下轮

廓不透水部分各有关点至渗流坡降线的高度，即为该点的扬压力水头。所以渗流坡降线也是扬压力线。

(2) 渗流坡降与渗透流速。任一网格或者相邻二等势线间的平均渗流坡降为：

$$J = \frac{\Delta h}{\Delta s} \quad (4-20)$$

式中： Δh 为网格二相邻等势线间的水头差，如图 4-11 (a) 中正方形网格的 $\Delta h = \frac{\Delta H}{9.5}$ ； Δs 为所计算的网格沿流线方向的平均长度。

该网格的渗透流速为：

$$v = KJ = K \frac{\Delta h}{\Delta s} \quad (4-21)$$

式中： K 为渗透系数。当缺乏此项试验资料时，可参考采用表 4-3 所列的数据。

表 4-3 渗透系数 K 值 单位：cm/s

土的类别	K	土的类别	K
粗砾	$10^0 \sim 5 \times 10^{-1}$	黄土（砂质）	$10^{-3} \sim 10^{-4}$
砂质砾	$10^{-1} \sim 10^{-2}$	黄土（泥质）	$10^{-5} \sim 10^{-6}$
粗砂	$5 \times 10^{-2} \sim 10^{-2}$	粘壤土	$10^{-4} \sim 10^{-6}$
细砂	$5 \times 10^{-3} \sim 10^{-3}$	淤泥土	$10^{-6} \sim 10^{-7}$
粘质砂	$2 \times 10^{-3} \sim 10^{-4}$	粘土	$10^{-6} \sim 10^{-8}$
砂壤土	$10^{-3} \sim 10^{-4}$	均匀富粘土	$10^{-6} \sim 10^{-10}$

对渗透变形影响较大的渗流出逸坡降或流速，须从地下轮廓后部渗流出口处的流网网格求得。计算公式仍用式 (4-20) 和式 (4-21) 的形式，即

$$J_0 = \frac{h}{t} \quad (4-22)$$

式中： h 为渗流出口处齿墙或短板桩底部 M 点的渗压水头值（图 4-14）； t 为齿墙或短板桩底部至排水滤层的垂直距离。

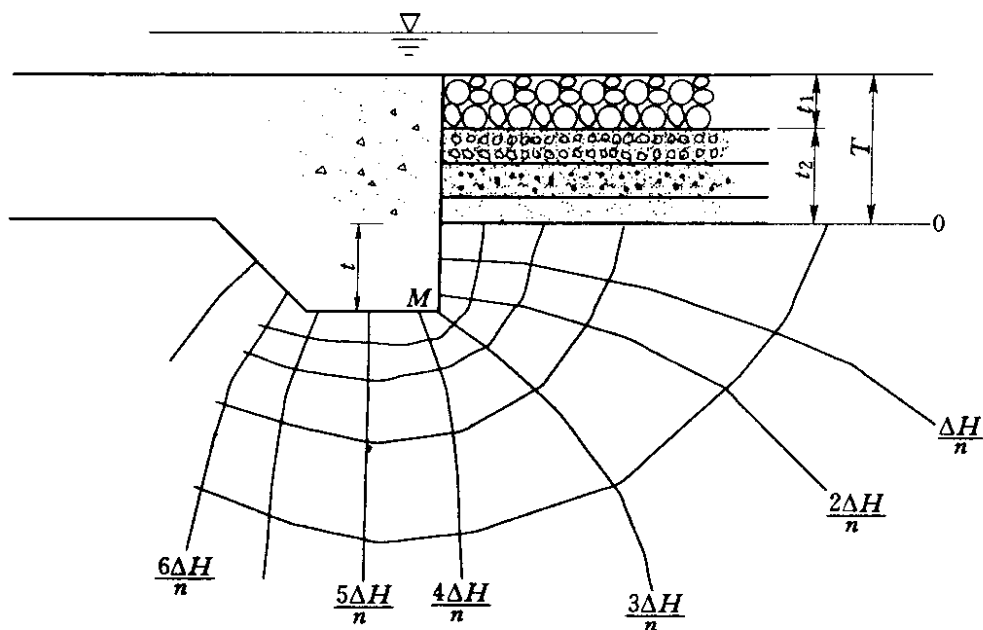


图 4-14 出逸坡降计算图

(3) 渗流量。按照前面计算渗流流速的途径，并结合网格尺寸，知一个流量槽的单宽流量 q_i 为：

$$q_i = v\Delta l = K \frac{\Delta l}{\Delta s} \Delta h$$

闸下流量槽的数目为 m 。在正方形网格内 $\Delta s = \Delta L$ ，故闸基单宽流量为：

$$q = \sum_{i=1}^m q_i = Km\Delta h = K \frac{m}{n} \Delta H \quad (4-23)$$

式中： n 为等势线带的数目。如图 4-11 所示， $m=3$ ， $n=9.5$ 。

第三节 地基土的抗渗稳定性计算

一、渗透变形的类型

地基土体结构在渗流作用下发生的变化，统称为渗透变形。渗透变形对建筑物的破坏，往往不可预见。而一经发现，又难以补救。因此，渗透变形对水闸工程安全的影响非常大，特别是建于粉砂土地基上的水闸，由于防渗设计不周、施工质量不好致使发生渗透变形而倒闸的事例屡见不鲜。

渗透变形一般可分为流土、管涌、接触冲刷和接触流土等。

产生渗透变形的因素，主要是土的性质以及水的条件。前者是内因，它决定渗透变形的形式；后者是外因，决定是否会产生渗透变形。研究渗透变形的目的，在于确定土体能够承受的渗流坡降，采取措施保护渗流出口处的基土不遭受破坏。

1. 管涌

管涌主要是指土体内的细颗粒，由于渗流作用在粗颗粒之间的空隙通道内移动或被带走的现象。细颗粒被带走后，骨架颗粒之间的孔隙增大，渗流流速也随之加大，因而又可能带走较大的颗粒。如此发展下去，会导致流速逐渐增加和更多的土粒被冲走，在土体中形成空洞，变成疏松带。严重时，将使建筑物发生沉降、倾斜、断裂，甚至整个水闸垮掉。如果粗颗粒之间的孔隙都被一级一级的细粒所填满，则细粒就不会被渗流带走，从而使管涌停止下来，这是渗透变形中走向稳定的一种变化。

土体内部细颗粒发生的移动，称为内部管涌。在地下轮廓与基土的接触面上，或地基内部两种具有不同粒径的相邻土层之间，沿着接触面的渗流也会将细粒带走，这种现象叫接触冲刷。

管涌只在砂类土即非粘性土中发生，粘性土的粘粒间存在着凝聚力，渗流不易将个别土颗粒从土体中带走，故粘性土不易产生管涌。

2. 流土

粘性土比较容易发生流土。流土发生的过程是土体在渗流力的作用下膨胀、松动、隆起、断裂而致破坏。较为均匀的砂土也会产生流土，它的表征是所有的颗粒在渗透力的作用下同时悬浮起来。流砂与砂沸都是流土现象。

3. 接触流土

渗流垂直于两种不同粒径的土层接触面流动时，将一层的细颗粒移入到另一层中去，即为接触流土。水闸下游渗流出口处滤层发生的淤堵现象，便是接触流土。

上述渗透变形，可能在地基渗流中单独出现，也可能以多种

形式出现。

二、流土和管涌的判别

总的来讲,粘性土地基只可能出现流土,不会发生管涌。非粘性土既可能出现管涌,也可能出现流土。因此,在验算砂砾石闸基出口段抗渗稳定性时,应首先判别渗流可能发生的破坏形式,然后根据不同的验算方法验算抗渗稳定性。

对于出口段的渗流破坏形式,过去常采用伊斯托明娜的试验研究成果。即用土体的不均匀系数 $\eta = d_{60}/d_{10}$ 进行判别。当 $\eta < 10$ 时,为流土破坏;当 $\eta > 20$ 时,为管涌破坏;当 $10 < \eta < 20$ 时,为流土或管涌破坏。实践及试验表明, $\eta > 20$ 时,仍有可能出现流土破坏;而 $\eta < 10$ 的土体,也有可能发生管涌破坏。事实上,不均匀系数仅表示土体颗粒的不均匀性,不均匀系数相同的土体可以有不同的几何形状和组成,其渗流破坏形式也可以不同。因此,用不均匀系数判别土的渗流破坏形式不是十分准确的。根据国内外最新的研究成果,认为砂砾土按其细粒含量及孔隙率判别其可能发生的渗流破坏形式比较符合实际,而且判别方法也比较简单方便,判别方式如下:

当 $4P_f(1-n) > 1.0$ 时,为流土破坏;

当 $4P_f(1-n) < 1.0$ 时,为管涌破坏;

判别式中, P_f 为小于砂砾土粗细颗粒分界粒径的土粒百分数含量; n 为砂砾土的孔隙率。

三、闸基抗渗稳定的验算

验算闸基抗渗稳定性,主要是为了防止地下渗流冲蚀地基土并造成渗流变形,因而闸基地下轮廓线必须具有足够的防渗长度,以减小闸基底板下的渗流坡降值。1910年勃莱在调查印度一些闸坝工程破坏实例的基础上,给出了各种土基上建造闸坝的地下轮廓线防渗长度和水头的安全比值(即允许渗径系数) $L/H = 4 \sim 18$ 。显而勃莱不加区别地按地下轮廓线长度等量地计算防渗长度是不合理的。因为水平底板与垂直防渗体(板桩、截水槽等)的防渗效果是不相同的,后者的防渗效果远胜于前者。1934年,莱

因在美国调查总结了土基上 278 座闸坝工程实例后，对勃莱的防渗长度理论计算方法加以修正，认为垂直防渗板桩的防渗效果是水平防渗效果的三倍，即 $L = L_x/3 + L_y$ ， L 为防渗长度， L_x 为水平段的长度， L_y 为垂直段长度。莱因对各类土质地基提出的防渗长度与水头的安全比值及允许渗流坡降见表 4-4。

表 4-4 允许渗流坡降值

地基类别	防渗长度与水头的安全比值 L/H	允许渗流坡降 $[J] = H/L$
粉砂	8.5	0.12
细砂	7.0	0.14
中砂	6.0	0.17
粗砂	5.0	0.20
细砾	4.0	0.25
中砾	3.5	0.29
粗砾类卵石	3.0	0.33
漂石掺有砾（卵）石	2.5	0.40
软粘土	3.0	0.33
中等坚实粘土	2.0	0.50
坚实粘土	1.8	0.56
极坚实粘土	1.6	0.63

表 4-4 中允许渗流坡降值未考虑渗流出口处滤层作用。当渗流出口处设有滤层，且考虑滤层作用时，表列允许渗流坡降值可加大 45%。

南京水利科学研究院曾对闸基抗渗稳定性的问题进行了调查、试验和研究，认为闸基渗流出口处沿底板与地基土的接触面通常易发生渗透变形。进行闸基防渗布置时，必须保证渗流出口段和闸基底板底面水平段的渗流坡降不得超过其允许值，而渗流坡降允许值可根据各种土体沿着不同渗流方向出现渗流破坏的临界坡降来确定，此临界坡降则可由电模拟试验测得或采用近似计

算法求得。根据这个概念，他们实地调查了在粉砂、细砂地基上遭受渗流破坏的 6 座水闸和在粉砂、细砂地基上未遭受渗流破坏的 15 座水闸，结合室内渗流试验成果，归纳后提出闸基水平段和出口段允许渗流坡降值，见表 4-5，该方法为 SL265—2001《水闸设计规范》规定采用的验算方法。

表 4-5 水平段和出口段允许渗流坡降值

地基类别	允许渗流坡降值	
	水平段 $[J_x]$	出口段 $[J_0]$
粉砂	0.05~0.07	0.25~0.30
细砂	0.07~0.10	0.30~0.35
中砂	0.10~0.13	0.35~0.40
粗砂	0.13~0.17	0.40~0.45
中砾、细砾	0.17~0.22	0.45~0.50
粗砾类卵石	0.22~0.28	0.50~0.55
砂壤土	0.15~0.25	0.40~0.50
壤土	0.25~0.35	0.50~0.60
软粘土	0.30~0.40	0.60~0.70
坚硬粘土	0.40~0.50	0.70~0.80
极坚硬粘土	0.50~0.60	0.80~0.90

考虑到土的粗细颗粒掺杂不均匀和坚实程度的不同等，表 4-5 所列允许渗流坡降值均有一个幅度不大的范围，同时表列值也考虑了大致相当于 1.5 的安全系数。该表所列水平段和出口段允许渗流坡降值未考虑渗流出口处滤层的作用，当渗流出口处设滤层，且考虑滤层作用时，表中数值可加大 30%。另外，表列出口段的允许渗流坡降值，系防止流土破坏的允许渗流坡降值。

验算砂砾石闸基出口段抗渗稳定性时，应首先判别渗流可能发生的破坏形式。对于可能发生管涌破坏的砂性土地基，其允许渗流坡降值按公式（4-24）和公式（4-25）确定。

$$[J] = \frac{7d_5}{Kd_f} [4P_f(1-n)]^2 \quad (4-24)$$

$$d_f = 1.3 \sqrt{d_{15}d_{85}} \quad (4-25)$$

式中：[J] 为防止管涌破坏的允许渗流坡降值； d_f 为闸基土的粗细颗粒分界粒径，mm； P_f 为小于 d_f 的土粒径百分数含量，%； n 为闸基土的孔隙率； d_5 、 d_{15} 、 d_{85} 分别为闸基土颗粒级配曲线上小于含量 5%、15%、85% 的粒径，mm； K 为防止管涌破坏的安全系数，可采用 1.5~2.0。

防止渗透变形的途径，一是设法降低渗流坡降，特别是出逸坡降。具体措施是正确地布置地下轮廓线，在渗流出口处打短板桩，或设置较深的齿墙；二是在护坦或海漫的下面、渗流出口处布置滤层，增加地基的抗渗稳定性。

四、滤层

滤层的作用是防止渗流出口处土体由于渗透变形或流失而引起破坏。滤层的设计，最基本的要求是不允许基土流失或穿过滤层造成堵塞，从而影响滤料的透水性和被保护土体的稳定性。

滤层一般由几层不同的非粘性土构成，它们的粒径沿渗流方向逐渐加大，其级配应能满足被保护土的稳定性，且滤料的颗粒级配曲线应大致与被保护土颗粒级配曲线平行，滤层还应具有良好的排水过滤能力。

滤层的级配选择，以往比较普遍采用卡劳洛夫的方法，即滤层滤料的不均匀系数 $d_{60}/d_{10} \leq 10$ ；相邻两层土料间的层间系数 $d_{60}/d_{40} \leq 8 \sim 10$ 。近年来逐渐采用了泰沙基的滤层设计方法，即为了保证被保护土的稳定性，要求 $D_{15}/d_{15} = 4 \sim 20$ ；为了使滤料颗粒级配曲线与被保护土颗粒级配曲线大致平行，要求 $D_{50}/d_{50} < 25$ 。美国陆军工兵团采纳了泰沙基的方法并作了适当的修改，经水道试验站检验后提出的滤层级配要求分别为： $D_{15}/d_{85} \leq 4 \sim 5$ ， $D_{15}/d_{15} \geq 4 \sim 5$ 和 $D_{50}/d_{50} \leq 25$ 。美国垦务局也采纳了泰沙基的方法并作了适当的修改，纳入了其编制的有关设计规范中。《水闸设计规

范》推荐采用美国垦务局提出的滤层级配要求作为滤层的设计标准，即

$$D_{15}/d_{85} \leq 5 \quad (4-26)$$

$$D_{15}/d_{15} = 5 \sim 40 \quad (4-27)$$

$$D_{50}/d_{50} \leq 25 \quad (4-28)$$

式中： D_{15} 、 D_{50} 为滤层滤料颗粒级配曲线上小于含量15%、50%的粒径，mm； d_{50} 为被保护土颗粒级配曲线上小于含量50%的粒径，mm。

采用上述标准时，还要求：滤层中粒径小于0.1mm的泥沙含量应小于5%，滤料最大粒径小于8mm。

一般情况下，非粘性土地基上的滤层为三层，粘性土地基上的为二层。根据有关文献资料的分析及工程实践经验，滤层的每层厚度可采用20~30cm。至于滤层的铺设长度，应以满足滤层末端的渗流坡降值小于地基上无滤层保护时的允许渗流坡降值的要求为原则，否则滤层末端将有出现渗透变形的可能性。

水闸运行一段时间后，滤层有可能被淤堵，不能完全起到应有的排水过滤作用。因此，设计时应仔细摸清地基土质情况，慎重选择滤层土料；计算时应正确考虑滤层淤堵对水闸稳定的影响；施工时必须认真配料，重视质量，保证滤层的级配和厚度。在闸身较宽，地质条件复杂的地方，应按不同地方的地质条件设计滤层，而不能只设计一种级配情况，就在闸下通用。

因土工布具有施工简便、降低工程造价、施工质量容易控制等优点，工程实际中广泛采用土工布作为滤层材料。用作滤层的土工织物应有足够的强度和耐久性，且应能满足保土性、透水性和防堵性要求。

土工织物保土性应以土工织物有效孔径与土的特征粒径之间的关系表征。有效孔径应符合公式(4-29)的条件。

$$O_{95} \leq nd_{85} \quad (4-29)$$

式中： O_{95} 为土工织物的等效孔径，mm； d_{85} 为被保护土的特征粒径，即土中小于该粒径的土质量占总质量的85%，采用试样中最

小的 d_{85} , mm; n 为与被保护土的类型、级配、织物品种的状态有关的经验系数, 按表 4-6 规定采用。

表 4-6 系 数 n

被保护土细粒 ($d \leq 0.75\text{mm}$) 含量 (%)	土的不均匀系数 C_u 或土工织物品种	n 值
≤ 50	$C_u \geq 8$	1
	$4 \geq C_u > 2$	$0.5C_u$
	$8 > C_u > 4$	$8/C_u$
> 50	有纺织物	1
	无纺织物	1.8

注 预计所埋土工织物连同其下土粒可能移动时, n 值应采用 0.5。

土的不均匀系数 C_u , 应按公式 (4-30) 计算

$$C_u = d_{60}/d_{10} \quad (4-30)$$

式中: d_{60} 、 d_{10} 为土中小于各该粒径的土质量分别占总土质量的 60% 和 10%。

土工织物的透水性应符合以下条件:

当被保护土级配良好, 水力坡降低和预计不致发生淤堵 (净砂、中粗砂等) 时:

$$k_g \geq k_s \quad (4-31)$$

排水失效导致土结构破坏, 修理费用高, 水力坡降大, 流态复杂时:

$$k_g \geq 10k_s \quad (4-32)$$

式中: k_g 、 k_s 为土工织物和被保护土的渗透系数, cm/s。

土工织物防堵性要求其孔径应符合以下条件:

当被保护土层级配良好, 水力坡降低、流态稳定、修理费用小及不发生淤堵时:

$$O_{95} \geq 3d_{15} \quad (4-33)$$

当被保护土层易发生管涌, 具有分散性、水力坡降大、流态复杂, 且 $k_s \geq 10^{-5}\text{cm/s}$ 时, 要求梯度比:

$$GR \leq 3$$

(4-34)

当被保护土层 $k_s < 10^{-5} \text{cm/s}$ 时, 应以现场土料进行长期淤堵试验。

土工织物反滤层的施工包括平整碾压场地、织物备料、铺设、回填和表面防护。平整碾压场地时, 应清除地面上一切可能损伤土工织物的带尖棱硬物, 并填平凹坑; 按工程要求裁剪、拼幅时, 应避免织物被损伤, 保持其不受脏物污染; 铺设时, 应力求平顺、松紧适度, 不得绷拉过紧, 织物应与土面密贴, 不留空隙; 相邻织物拼接可用搭接或缝接, 一般情况下可采用搭接, 平地搭接宽度不小于 30cm, 不平地面或极软土应不小于 50mm。当有回复水位时, 宜在织物下铺厚 5~10cm 砂层, 此时, 不宜用搭接, 以免砂进入夹缝, 使结构分离; 预计织物在工作期间可能发生较大位移而使织物拉开时, 也不宜用搭接, 而应采用缝接。

第四节 防渗排水设施

无论是土质地基还是岩石地基, 水闸地下轮廓线布置均应遵照防参与导渗 (即排水) 相结合的原则。即在水闸上游侧布置防渗设施, 如防渗铺盖、垂直防渗体或截水槽等, 用来延长渗径, 减少底板渗透压力, 降低闸基平均渗透坡降, 并保证其不超过规定的允许值; 在水闸的下游侧布置排水设施, 如设排水孔 (或排水井) 和滤层等, 使渗透水流能尽快地安全排走, 防止渗流出口处发生渗透变形, 并减少底板渗透压力, 增加闸室的抗滑稳定性。

由于中壤土、轻壤土或重砂壤土地基不易产生渗透变形, 防渗设施多数采用设置铺盖的形式。铺盖的材料可采用钢筋混凝土铺盖、粘土铺盖。近年来, 随着土工合成材料的推广应用, 亦可采用土工膜防渗铺盖。对砂性土地基, 特别是粉土、粉细砂、轻砂壤土或粉质砂壤土, 容易产生渗透变形, 防渗设施一般都采用铺盖加垂直防渗体 (钢筋混凝土板桩、水泥砂浆帷幕、高压喷射灌浆、混凝土防渗墙、土工膜垂直防渗结构等) 相结合的布置形

式，用来延长渗径，降低闸基平均渗流坡降。在地震区的粉细砂地基上，闸室底板下布置的垂直防渗体宜构成四周封闭的形式，防止基土流失和可能发生“液化”破坏，保证闸室地基的稳定。

当闸基下卧层为承压水层时，为消减承压水对闸身稳定的不利影响，必要时可在闸室下游设置深入该承压水层的排水井。

一、铺盖

铺盖设在紧靠闸室的上游河底上，其主要作用是延长渗径，以降低渗透压力和渗流坡降。同时具有上游防冲作用，钢筋混凝土铺盖还可以协助闸室抵抗滑动。

铺盖长度应根据防渗效果大和工程造价低的原则确定，如果混凝土和钢筋混凝土铺盖兼作阻滑板作用时，还应满足抗滑稳定要求。根据江苏省建闸经验，混凝土或钢筋混凝土铺盖长度多为20~30m，大约是上下游水位差的3~5倍。从渗流观点看，铺盖过短，不能满足防渗要求，但铺盖过长，其单位长度效果也会降低，同时也不经济。因此，水闸设计规范规定，铺盖的长度可采用上下游最大水位差的3~5倍。

防渗铺盖有所谓柔性铺盖和刚性铺盖两类：柔性铺盖由粘土、壤土和沥青、粘土混合土等筑成；刚性铺盖的材料是混凝土或钢筋混凝土。

1. 粘土及壤土铺盖

粘土及壤土铺盖通常采用渗透系数 $K=10^{-5}\sim 10^{-7}\text{cm/s}$ 的粘性土做成。同时还要求这种粘性土料的渗透系数比地基土渗透系数小100倍以上，以保证其具有足够的防渗能力。根据试验资料，当面层土渗透系数相差100倍以上时，渗透系数小的土层中的渗流量可忽略不计，对闸底渗透压力的分布的影响不超过5%。

粘性土铺盖的厚度，应根据铺盖土料的允许水力坡降值按公式(4-35)确定。

$$\delta \geq \Delta H/[J] \quad (4-35)$$

式中： δ 为粘性土铺盖的厚度； ΔH 为计算铺盖断面处顶底面的水头差； $[J]$ 为粘性土的允许水力坡降值，一般采用4~6。

为了保证铺盖碾压施工质量，粘土或壤土铺盖最小厚度不宜小于 0.6m，根据江苏、安徽等省的建闸经验，铺盖前端厚度一般为 0.6~0.8m，然后向下游逐渐加大，到铺盖末端加厚到 1.0~1.5m。

为了保证铺盖与闸底板的可靠连接，铺盖末端应做成大梯形断面形式。同时可以将底板连接面做成斜面，使粘性土紧压在上面，并在两者之间铺设油毛毡（或沥青麻袋等）止水（图 4-15）。油毛毡或沥青麻袋的一端用木板或钢板及预埋螺栓夹紧在混凝土底板的斜面上，另一端则部分水平、部分弯曲地铺设在粘土层中。

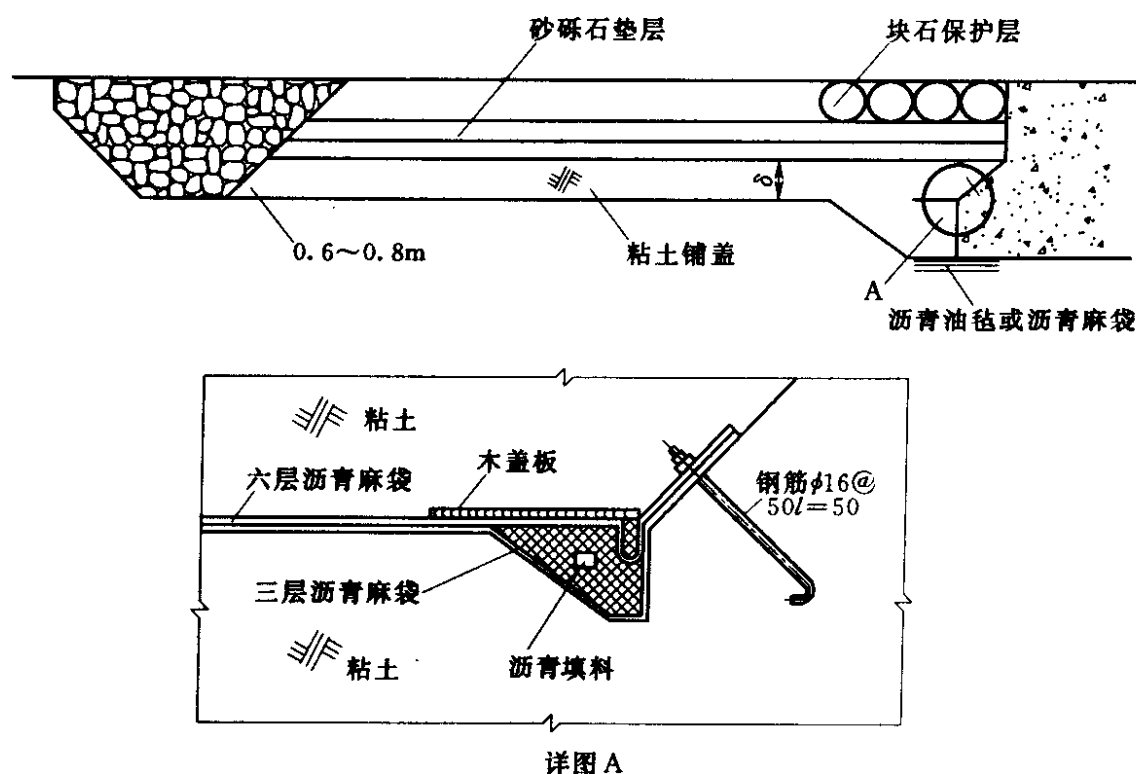


图 4-15 粘性土铺盖

为了防止铺盖在施工期间被破坏、运用期间被冲坏或冻坏，铺盖上面应设 0.3~0.5m 厚干砌块石、浆砌块石或混凝土保护层。在保护层与铺盖间设置一、二层厚为 0.2~0.4m 由砂、砾石铺筑的垫层。铺盖底面的地面应整平，以免发生不均匀沉降，致使铺盖产生裂缝。地基土如为大颗粒的砂砾石、卵石时，应在铺盖底面按渗流自上而下的方向的滤层要求铺设其过滤层，以免铺盖底

部粘土剥落。

粘性土铺盖在工时，应薄层压实（粘土敲碎铺厚 15~20cm 左右一层，压实到 10~15cm）。为了达到设计要求的铺盖渗透系数和容许渗流坡降，施工时要注意施工质量，保证按相应的干容重压实，严格掌握含水量。铺盖不允许有垂直缝，因此不能分段施工，只能分层施工。

2. 混凝土及钢筋混凝土铺盖

混凝土及钢筋混凝土铺盖的厚度，一般根据构造要求确定，为了保证铺盖防渗效果和方便施工，混凝土和钢筋混凝土铺盖最小厚度不宜小于 0.4m。一般做成等厚度型式。为了减小地基不均匀沉降和温度变化的影响，混凝土或钢筋混凝土铺盖通常设有顺水流向的永久缝。根据国内建闸经验，当地基土质较好时，永久缝的缝距不宜超过 15~20m；土质中等时，不宜超过 10~15m；土质较差时，不宜超过 8~12m。为了减轻翼墙及墙后回填土质量对铺盖的不利影响，靠近翼墙的铺盖，缝距宜采用小值。铺盖与翼墙及底板之间设沉降缝，铺盖在紧接底板和翼墙部分，一般都加厚做成齿墙。铺盖间及铺盖与翼墙和底板间的所有缝内均需设止水。

钢筋混凝土铺盖兼作阻滑板时，铺盖间的受力钢筋按轴向受拉构件计算，并不得小于 SL/T191—96《水工混凝土结构设计规范》的规定要求。铺盖与底板之间应设铰接钢筋连接。

3. 水平防渗土工膜

防渗土工膜是近年来水闸工程中使用的—种新型材料，选用防渗土工膜代替传统的弱透水土料作上游铺盖时，土工膜的厚度应根据作用水头、膜下土体可能产生的裂缝宽度、膜的应变和强度等通过计算确定：

$$T = 0.204 \frac{Pb}{\sqrt{\epsilon}} \quad (4-36)$$

式中：T 为单宽土工膜所受拉力，kN/m；P 为膜上作用水压力，kPa；b 为预计膜下地基可能产生的裂隙宽度，m；ε 为膜的拉伸应

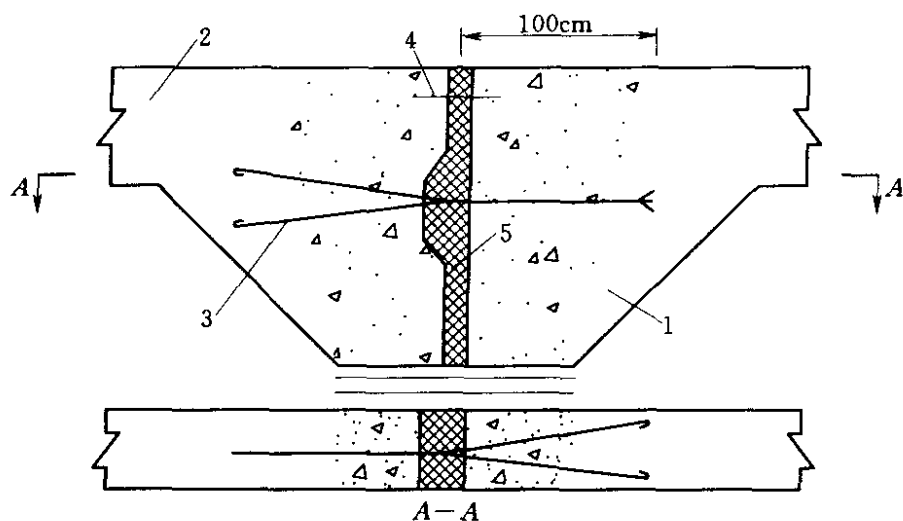


图 4-16 铰接钢筋布置图

1—底板；2—阻滑板；3—铰接钢筋@30~50cm；
4—止水片；5—沥青填料

变，%。

假设裂缝宽度为 b_1 、 b_2 ，则：

$$T_1 = 0.204 \frac{Pb_1}{\sqrt{\epsilon_1}} \quad (4-37)$$

$$T_2 = 0.204 \frac{Pb_2}{\sqrt{\epsilon_2}} \quad (4-38)$$

绘制 T - ϵ 图 (图 4-17)，在同一图中绘出选用土工膜的试拉曲线。交点对应的应变 ϵ_1 、 ϵ_2 分别表示裂缝宽度为 b_1 、 b_2 及拉力为 T_1 、 T_2 时的拉伸应变。

如果选用土工膜的极限抗拉强度为 T_f ，相应应变为 ϵ_f ，则拉力与应变的安全系数 F_s 分别为：

$$F_s = T_f/T, F_s = \epsilon_f/\epsilon \quad (4-39)$$

式中： T 、 ϵ 分别为 T_1 或 T_2 、 ϵ_1 或 ϵ_2 。

要求的安全系数为 $F_s=4\sim5$ ，如所选土工膜厚度不能满足要求，应重新选择。

根据水闸工程的实践经验，采用的土工膜厚度不宜小于 0.5mm。

采用土工膜作防渗铺盖时，铺盖的合理长度应使渗透坡降和

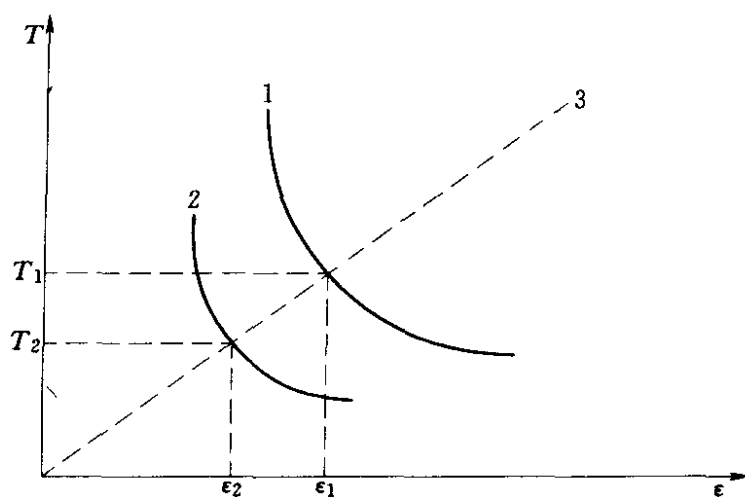


图 4-17 土工膜应力~应变关系

1— b_1 曲线；2— b_2 曲线；3—选用土工膜的试验曲线

渗流量限制在允许范围内。一般长度为作用水头的 5~6 倍。

在敷设土工膜时，应排除膜下积气、积水，防渗土工膜上部应采用水泥砂浆、砌石或预制混凝土块进行防护。

二、垂直防渗体

在砂性土地基上，防渗一般采用水平铺盖和垂直防渗体相结合的防渗布置方式。因为砂性土地基允许渗流坡降较小，相应防渗长度要求较长，如果只采用铺盖防渗，其长度可能需要很长，非但不经济，而且防渗效果也不理想。因此，必须与垂直防渗体结合使用，才有可能取得最大效果。但垂直防渗体的入土深度也应根据防渗效果大工程造价低的原则，并结合施工方法的选用确定，此外，使用的垂直防渗体入土深度还应与闸底板顺水流长度相适应。

1. 板桩

板桩是水闸工程中使用最为广泛的一种垂直防渗体结构。板桩根据所用材料不同分为木板桩、钢筋混凝土板桩和钢板桩三种。木板桩目前已很少采用，主要原因是木材供应较为紧缺，且打下去常有劈裂和接口脱开现象，施工质量难以保证，不透水性差。而钢板桩因其打拔方便，可重复使用，一般在临时防护时应用较多，尤其用在特殊施工情况以及板桩入土深度要求较深时，也可使用

在永久建筑工程中。一般工程中绝大部分均采用钢筋混凝土板桩。

钢筋混凝土板桩入土深度是根据地下轮廓布置、防渗长度计算和施工条件来确定的。单排桩一般都打在闸底板的上游端。根据江苏省大型水闸实践经验，钢筋混凝土板桩长度多数采用3~5m，最长达8.0m。如果钢筋混凝土板桩长度过长，不仅在经济上不合理，而且桩下渗流不经过闸底板，直接由上板桩渗至下板桩，并不能增加渗径长度，同时板桩长度过长，还增加施工难度。

钢筋混凝土板桩的厚度及宽度主要根据防渗要求和打桩设备条件确定。根据水闸工程实践经验，板桩最小厚度不宜小于20cm，宽度不宜小于40cm。这样既可满足防渗要求，也可满足结构钢度要求，同时也便于施工。

为确保板桩的防渗效果，钢筋混凝土板桩侧面应设置齿墙。在板桩施工完成后，在齿墙内采用水泥砂浆灌孔。在板桩的下段应该设置公榫，公榫可与板桩一起预制，也可采用木榫，以保护板桩入槽。为方便板桩施打，板桩的端部一般做成尖齿状。

如钢筋混凝土板桩不是一条直线布置（如封闭板桩，或为满足侧向防渗要求在翼墙下亦设置板桩等）时，在板桩转弯处应设置角桩（图4-18），角桩的齿槽应根据板桩的平面布置情况确定。

钢筋混凝土板桩应按运输、起吊时在自重作用下受弯结构进行结构计算，按水工混凝土结构受弯构件进行配筋。为防止板桩在施打过程中损坏，板桩两端部箍筋应加密布置，桩顶应设置2~3层 $\phi 6$ 组成的钢筋网。

板桩与底板的连接有两种方式：一种是使板桩紧靠底板前缘，当铺盖与底板连接处厚度较大时采用，其露出地表部分，尚可用作混凝土模板，构造也较简单[图4-19(a)]，桩顶高程不太一致时，应浇筑一道混凝土盖梁，使板桩连成整体，同时也便于布置止水[图4-19(b)]；另一种是板桩设在底板上游齿墙下端，采用软接头[图4-19(c)、(d)]，将板桩顶部嵌入底板齿墙专门设置的槽内。为了适应闸室的沉降，并保证其不透水性，槽内用沥青填充。槽的高程视沉降的大小而定，一般为20~30cm。

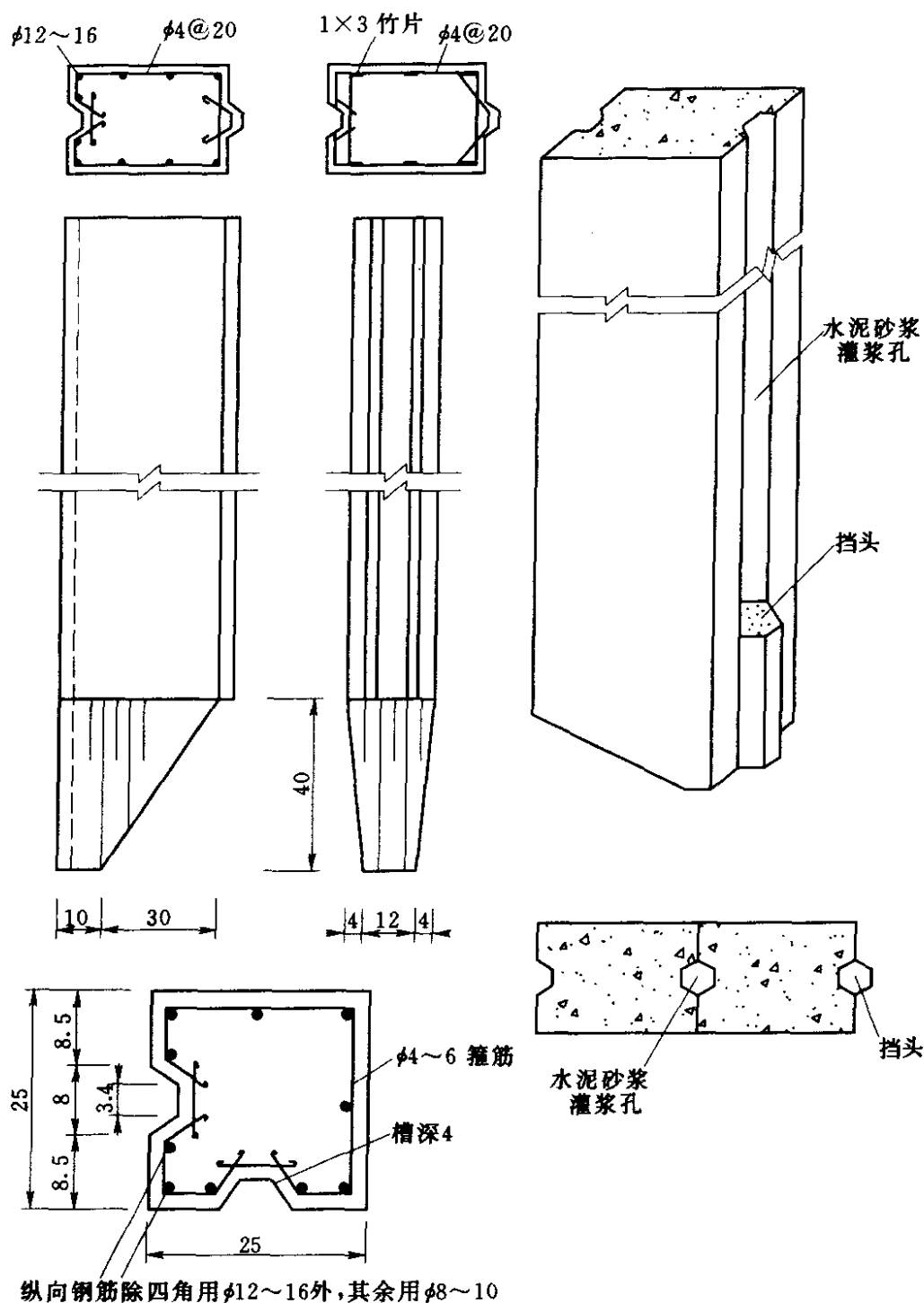


图 4-18 钢（竹）筋混凝土板桩与角桩（长度单位：cm）

板桩作为垂直防渗体，其防渗效果较好，但需要打桩设备，造价较高。同时也会延长一些施工时间，所以只有当铺盖不能满足防渗要求，且显然不太经济时，或者需要板桩兼有保护地基，起到防止基土液化作用时，才考虑使用。如果单纯为了防渗，采用不太长的铺盖还是比较经济的。

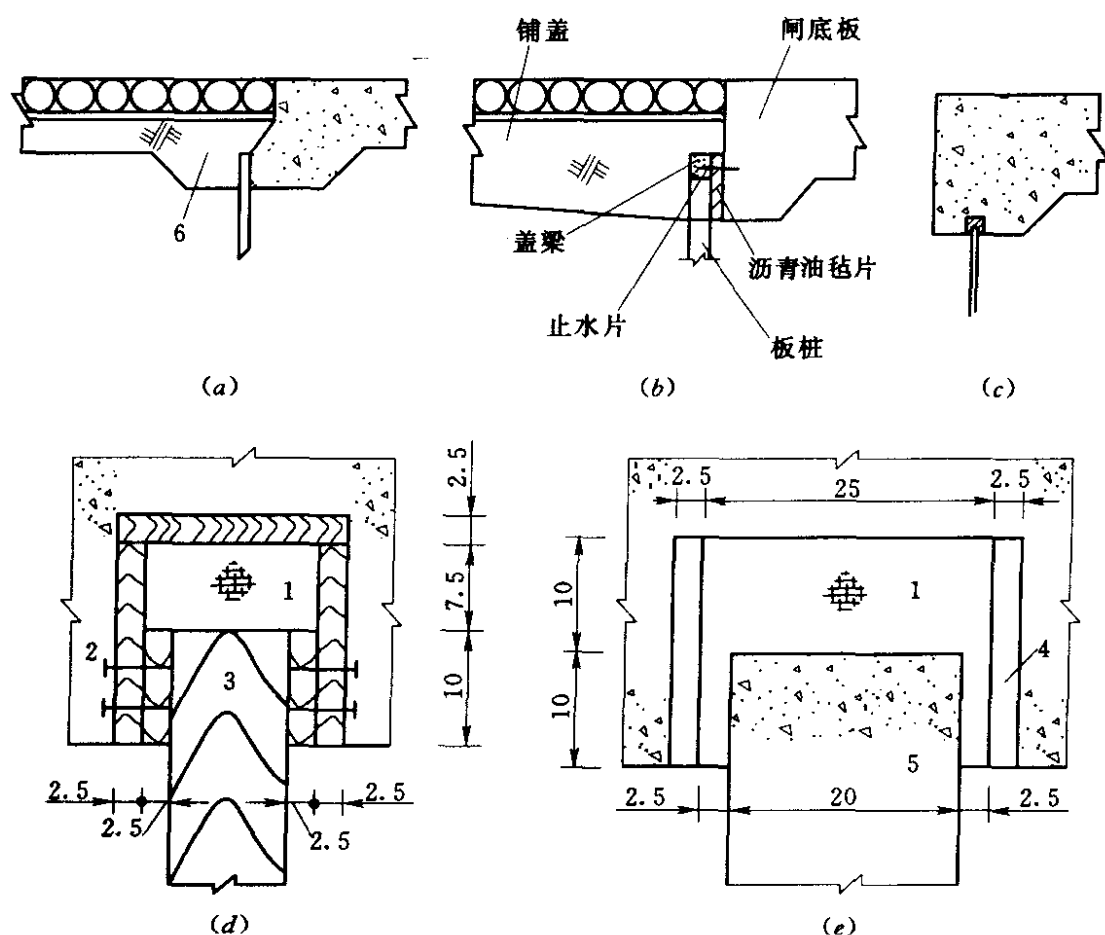


图 4-19 板桩与底板连接图 (长度单位: cm)

1—沥青槽; 2—木档板; 3—木板桩; 4—水泥砂浆预制挡板 (2.5×60×20);
5—钢 (竹) 筋混凝土板桩; 6—铺盖

2. 高压喷射灌浆帷幕

所谓高压喷射灌浆就是利用钻机把带有喷嘴的注浆管钻至土层预定深度以后, 利用高压使浆液或水从喷嘴中喷射出来形成喷射流, 来冲击破坏土层。当能量大、速度快的脉动状射流, 动压力大于土层结构强度时, 土颗粒便从土层中剥落下来。一部分细颗粒随浆液或水冒出地面, 其余土粒在射流的冲击力、离心力和重力作用下, 与浆液搅拌混合, 并按一定的浆土比例和质量要求, 有规律地重新排列。浆液凝固后便在土层中形成固结体。固结体的形状和高压喷射流的作用方向、移动轨迹及持续喷射时间有关。当喷射流作 360° 旋转 (旋喷) 时, 固结体呈圆形; 喷射流束固定一个方向喷射 (即定喷) 时, 固结体为条形; 当喷射流作顺、逆

时针方向小于 180° 往复喷射（摆喷）时，固结体呈扇形。用于作垂直防渗体的高压喷射体，大都采用定喷或摆喷结构，也有采用旋喷结构的。

由于高压喷射灌浆法使用的压力大，因而喷射流的能量大、速度快。当它连续和集中地作用在土体上时，其压应力和冲蚀等多种因素便在很小的区域内产生效应，对从粒径很小的细粒土到颗粒直径很大的卵石、碎石土，几乎各种土质，无论其软硬，均有巨大的冲击破碎和搅动作用，使注入的浆液和土拌和均匀并凝固为新的固结体。实践证明，高压喷射灌浆法对淤泥、淤泥质土、粘性土、粉土、黄土、砂土、碎石土和人工填土等地基都有良好的处理效果。对于土层中含有大量植物根茎的地基，因喷射流可能受到削弱，冲击破碎力将急剧下降，影响处理效果。对于含有过多有机质的土层，则其处理效果取决于固结体的化学稳定性。由于上述土体的组成复杂，差别悬殊，高压喷射灌浆处理的效果差别较大，不能一概而论，故应根据现场试验结果确定其适用程度。

灌浆材料及其配方是高压喷射灌浆法的重要组成部分之一，采用的适当与否，将会影响到固结体的质量、物理力学指标和化学稳定性以及工程造价等。灌浆材料一般分为水泥类和化学类两大系列。化学类灌浆材料在建筑工程行业用得较少，一般均用水泥类灌浆材料。水泥是最便宜的灌浆材料，固结性能良好，品种较多，来源容易，为高压喷射灌浆的基本材料。在一般情况下，都采用纯水泥浆液进行高压灌浆喷射。当地下水流速较大，用纯水泥浆灌浆后有冲失的可能或工程有速凝早强需要时，在普通水泥中添加适量的速凝早强剂。普通型纯水泥浆一般采用 425 号普通硅酸盐水泥，水灰比为 $1:1 \sim 1.5:1$ 。速凝早强型水泥浆常用的早强剂有氯化钙、水玻璃、三乙醇胺等，掺入了早强剂的浆液固结体早期强度将提高 2 倍左右。掺加水玻璃（ $2\% \sim 4\%$ ）不仅有提高早期强度的作用，还能有效提高固结体的防渗性能。

高压喷射灌浆防渗帷幕布孔应根据防渗体要求、施工设备、喷射方式综合确定，必要时应通过现场试验确定。常用的几种布孔

型式见图 4-20 所示。

3. 地下连续墙

地下连续墙是一种不用模板在地下建造连续墙的方法。其工作原理是：在地面上采用专门的挖槽机械，沿着拟定的垂直防渗体轴线，挖出一条狭长的深槽，在槽内吊放入预先制作好的钢筋笼，然后用导管法往槽内灌注水下混凝土替换槽内泥浆，筑成一个单元槽段，依此逐段施工，并以适当的接头方式将各单元槽段连接起来，形成一道连续的地下混凝土墙体。由于地下连续墙具有截水、防渗、承重及挡土的作用，近年来，广泛应用于闸坝、竖井、工业厂房、设备基础、高层建筑基础、建筑物的地下室、城市地铁、地下油库、水池、临时围堰工程及码头等工程中。根据筑墙材料不同（作用不同），地下连续墙有钢筋混凝土墙、素混凝土墙、粘土墙、自凝泥浆墙及混合材料墙等。作为水闸垂直防渗用的地下连续墙，目前主要以素混凝土结构为主。

地下连续墙的施工工艺流程一般分为施工准备、成槽及成墙三个阶段。

施工准备阶段主要有平整场地、挖导沟、筑导墙、铺导轨、安装挖槽机械、制作钢筋笼、制备泥浆、安装泥浆循环系统及废浆处理系统、安装混凝土搅拌设备、准备料场等。

成槽阶段工作包括槽段开挖、泥浆护壁、清槽及接缝施工。

成墙阶段工作包括安放钢筋笼、插导管、浇灌混凝土、起拔接头管等内容。

在槽段开挖前，应先施工导墙，导墙是地下连续墙面两侧的临时性混凝土结构，深度一般 $1\sim 2\text{m}$ ，厚度一般 $0.1\sim 0.25\text{m}$ ，导墙顶面应高出施工场地面 $0.5\sim 1.0\text{m}$ ，以防地表水流入，同时应高出地下水位 1.0m 以上，以保证槽内泥浆面高出地下水位 0.5m 以上。修筑导墙的作用是：在槽段开挖过程中起导向作用，确保开挖槽段垂直度和宽度；支承槽壁两侧垂直和水平荷载，维护表土层的稳定，作为导槽设备、混凝土导管安置等施工设备的基础，承受上述设备的荷重，同时可以支撑来自槽段邻近建筑物或重型

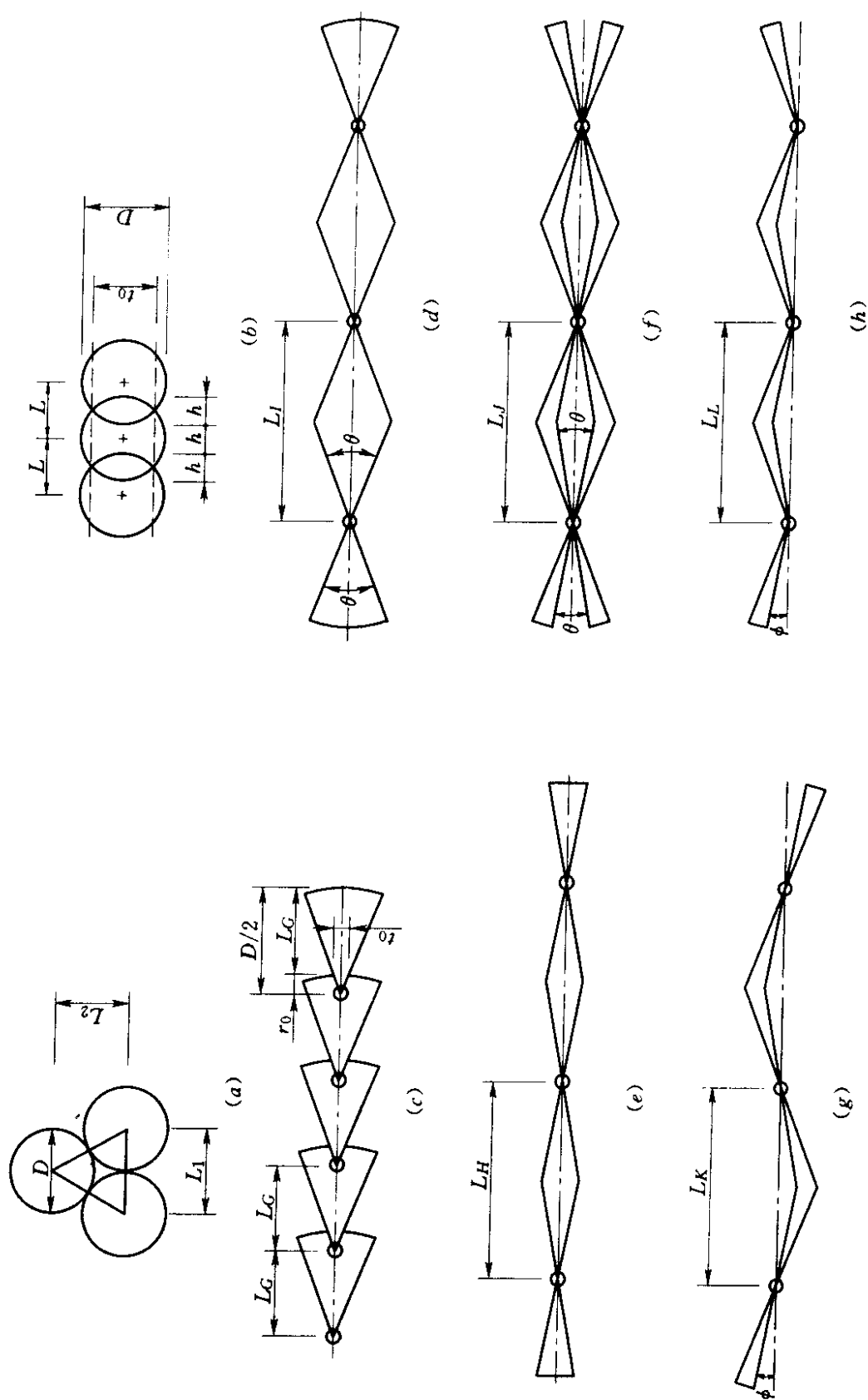


图 4-20 高压喷射灌浆防渗帷幕形式图

(a)、(b)地基加固防渗帷幕；(c)单扇摆喷；(d)双扇摆喷；(e)一字定喷；(f)菱形定喷；(g)折线定喷；(h)V形定喷

设备对槽壁的水平侧压力；存储泥浆，保证槽内泥浆液面的设计高度，以平衡槽壁地层压力，防止槽壁坍塌，保证正常施工；隔离槽外地表水，防止流入槽内稀释泥浆，同时防止槽内泥浆外溢污染环境。

在槽段开挖过程中，槽壁稳定与否直接关系到连续墙施工能否顺利进行以及墙体质量好坏，而槽壁的稳定性主要靠泥浆来维护，因此，泥浆质量的好坏又直接关系到槽壁稳定性。

开沟挖槽后，槽壁成为新鲜岩土层暴露面，原处于相对平衡稳定状态的地基，由于槽壁失去支撑作用而失稳，有向槽内坍塌的趋势。此时若用清水，则槽壁岩土就会大量吸附清水，引起土层水化膨胀失去强度，使槽壁变软失稳，产生剥离、掉块直至大面积坍塌。泥浆能在槽壁面上吸附形成一层渗透性小的隔水泥皮，阻止泥浆中的自由水渗入槽壁地层，同时泥浆中的电解质还有抑制土质吸水分散、水化膨胀的作用，防止槽壁土层软化，另外泥浆中的高聚物吸附在槽壁上，对其具有一定的胶结作用，提高其稳定性。因此，泥浆对槽壁具有比较好的保护作用。

当地基开挖后，地层平稳被破坏，地层压力和地层土压力作用在槽壁上，使其有向槽内挤压移动的趋势，进而导致槽壁坍塌失稳。泥浆对槽壁提供一个静液柱压力，可平衡地层压力的破坏作用而达到支撑槽壁的作用。因此，泥浆对槽壁有支撑作用。

通过泥浆循环，可迅速将槽底破碎出的钻渣冲离槽底，并携带出槽外分离，避免钻渣在槽底重复破碎，造成钻速下降，增大钻头钻具磨损，同时有利于清槽工作进行。

目前工程中常用的挖槽机械有多头钻挖槽机、钻抓斗式挖槽机、冲击式钻机、射水法成槽器等。成槽宽度在 0.2~1.2m，最大成槽深度可达 50m 左右。

地下连续墙施工是将整个墙体长度划分成若干个施工单元按一定顺序进行的，挖槽时将每个施工单元作为一个槽段，从理论上讲，槽段愈长，接头数越少，墙体整体性和防渗能力越好，工效越高，但槽壁暴露时间愈长，越易引起槽壁坍塌，因此，对稳

定地层，施工槽段划分应长，而软土地基应短。确定槽段长度时主要考虑以下因素：

- (1) 设计构造要求，墙体的深度和厚度。
- (2) 地基土质及地下水文条件，地基稳定性。
- (3) 泥浆生产储存能力。
- (4) 对邻近建筑物的影响。
- (5) 挖槽机的最小挖槽长度。
- (6) 混凝土的供应能力及导管的作用半径。
- (7) 施工技术的可能性及施工效率高低等。

其中最重要的是考虑维持槽壁的稳定，目前一般取单段槽段长度为 2~8m。另外，应注意槽段连接位置应尽量避免转角及内部纵墙部位，以保证墙体有良好的整体性和足够的强度。

与桩基施工一样，地下连续墙成槽后应用低密度泥浆替换出槽内的稠泥浆，同时清除槽底钻渣和沉积物，以减小墙体沉陷，提高其承载能力。清槽程序一般为：槽段开挖完成后停止进尺，使钻头空转 4~6min，将槽底残留的泥块破碎成细粒，然后泵入低密度泥浆循环，以替换出含大量钻渣的稠泥浆，直至槽内泥浆密度控制在 $1.1\sim 1.2\text{g/cm}^3$ 左右为止。清槽质量要求：清槽结束后 1 小时，槽底沉渣厚度不大于 10~20 cm，浇灌混凝土前不大于 30 cm，槽底 20 cm 处的泥浆密度不大于 1.2g/cm^3 ，含砂量不大于 8%，或满足设计要求。

4. 垂直土工膜

中国的土工膜用于垂直防渗体首先创于福建省水利系统，山东省予以改进，在江苏省得到发展，目前最深开槽深度已达 16m。

当地基符合以下条件时，可以采用土工膜垂直防渗方案：

- (1) 透水层深一般在 12m 以内，最大不超过 16m。
- (2) 透水层中大于 5cm 的颗粒含量不超过 10%（以重量计），且少量大石头的最大粒径不超过 15cm，或不超过开槽设备允许的尺寸。
- (3) 透水层中的水位应能满足泥浆固壁的要求。

目前中国主要采用的开槽设备与方法有三种:钻孔造孔冲槽、链条带抓斗挖掘和锯槽机挖掘。后两种方法在粘性土层中作业较慢,在远离电力的地方,要自备发电设备。当不含粗颗粒的砂土透水层埋深不大于10m,其上粘土层又较厚时,宜选用高压水头造孔冲槽法成槽。当地基为含粗颗粒的强透水层,上覆粘土层又较薄时,宜选用链斗室或液压式锯槽机开槽。

垂直土工膜防渗材料可选用聚乙烯土工膜、复合土工膜或防水塑料板等。土工膜的厚度不小于0.5mm,土工膜的拼接应采用热熔法焊接。

土工膜铺入槽内后,应及时进行模两侧的填土,最长不得延迟24小时,以免槽壁塌落。槽底填土应用粘性土,厚度不小于1m,然后再填入一般土料,从上部往槽内浸水,促其下沉,待7~10天沉降后,往槽内补充填土并夯实。土工膜出槽后不得外露,应与地面建筑物妥善连接。

三、齿墙

底板的上、下游端一般都设有齿墙(图4-21),它既能起防渗作用,又对抗滑有帮助。就防渗来讲,上游端齿墙的作用是降低作用在闸底板上的渗透压力,下游端齿墙是减小出逸坡降,有助于防止地基土产生渗透变形。

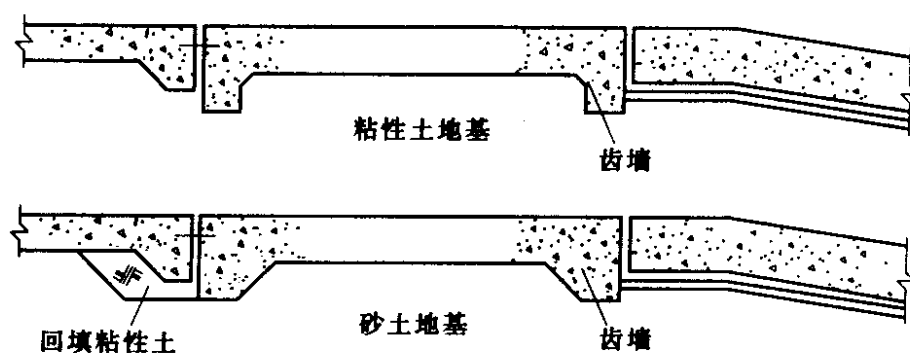


图 4-21 闸底板齿墙

齿墙深度一般为0.5~2.0m。底宽在节省混凝土工程量的原则下,应照顾到施工开挖的要求;当板桩顶部需嵌入到齿墙内时,底宽应满足齿墙布置的要求。

建筑在砂土地基上的闸底板，其上、下游齿墙的外侧，应尽可能地回填粘性土，并薄层填实，以增强其抗渗性能。

四、排水设施

就地下轮廓布置来讲，上游的防渗设施要尽可能多地消减渗压水头，增加闸的稳定性。但不可避免底板底面上还有较大的渗透压力，设置排水就是为了继续降压，并将渗流安全地导向下游，这在有水头作用的水工建筑物防渗排水设计中，叫做“上堵下排”的布置原则。

排水是布置在地基中透水性很强的垫层，常用砂砾石或碎石铺筑，渗流由此和下游相连，排水中的水头与下游几乎相同。因此，利用排水可以降低排水起点以前闸底板所受的渗透压力，并消除了排水起点以后建筑物底面上的渗透压力。排水设施越向上游布置，消减渗压水头的效果越显著，但渗径长度缩短，渗流坡降则大为增加。这是众所周知的一个设计问题。因此，为了防止地基土的渗透变形，应在渗流进入排水的各个方面都设置滤层，并使滤层与渗流方向大致成正交。排水一般都不专门设置，而将滤层中颗粒粒径最大的一层厚度加大，成为排水层。

平铺式排水是水闸工程中常用的一种形式，一般都布置在设有排水孔的护坦下面和海漫首端。布置平铺式排水时，一定要慎重选择其起点的位置和高程，避免排水滤层的底面与底板齿墙齐平，而造成严重冲刷，如图 4-22 (a) 所示。

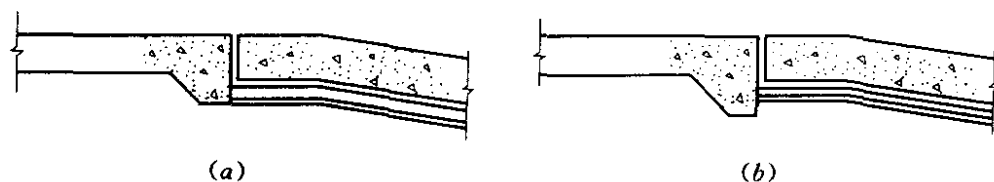


图 4-22 排水体布置图

(a) 不正确布置；(b) 正确布置

对于地基持力层或覆盖层的渗透系数远小于下卧层的情况，特别是下面的透水层有承压水时，排水体宜采用排水井，引出承压水，达到降压的目的。根据三向电模拟试验成果，排水井管井

内径采用 0.2~0.3m 时,减压效果最佳。当井径超过 0.3m 时,减压效果增加不明显,不经济。为了方便施工和抽水洗井,井径不宜小于 0.2m。

五、止水设备

为了适应地基不均匀沉降和伸缩变形,水下各构件间和构件本身均留有接缝。凡不允许透水的缝中均必须设置止水设备。按照止水设备的走向,缝有垂直缝和水平缝之分。属于垂直缝的有:设于闸墩(缝墩)中的、边墩与岸墙间的、岸墙与翼墙间的以及翼墙与翼墙间的接缝等。属于水平缝的有:铺盖与底板之间、铺盖与两侧翼墙底板之间、铺盖分段缝、底板分段缝(以上的接缝一般都位于地下轮廓不透水部分的范围内);还有闸后护坦与闸底板之间的分缝(视排水起点的不同,这种缝可能是透水的,也可能是不透水的),以及护坦与翼墙之间的接缝和护坦的分块缝等。

止水设备不允许透水,主要是防止水从上游的缝中流入地基或两岸填土中,以形成完整的防渗系统。闸后护坦透水接缝中的简易止水设备,主要是防止急流冲刷滤层;下游翼墙分段缝的止水设备,则是为了防止墙后填土的流失。缝墩的止水主要是避免上游的水从缝中流走。

应该布设止水的位置往往漏设的有:属于水平止水的两岸岸墙与翼墙之间、缝墩接缝中垂直止水下流的水平止水,以及翼墙分段缝中底板部分的水平止水。属于垂直止水的为齿墙部分的垂直止水,以及底板分缝位置在闸孔内时(为倒 π 型底板和分离式底板),在闸门门底止水相应的部位常常没有布设垂直止水,致使闸门关闭时上游水位较高,水从缝中逸出,有时高达数米,甚至引起闸门的振动(图 4-23)。

各种接缝应尽可能做成平面形状,其宽度和间距应根据相对沉降量、伸缩变形和水闸总体布置等要求拟定。缝宽一般取 1.0~2.5cm。

止水设备除应满足防漏和适应各种变形的需要外,还要求构造简单、施工方便、造价低廉。

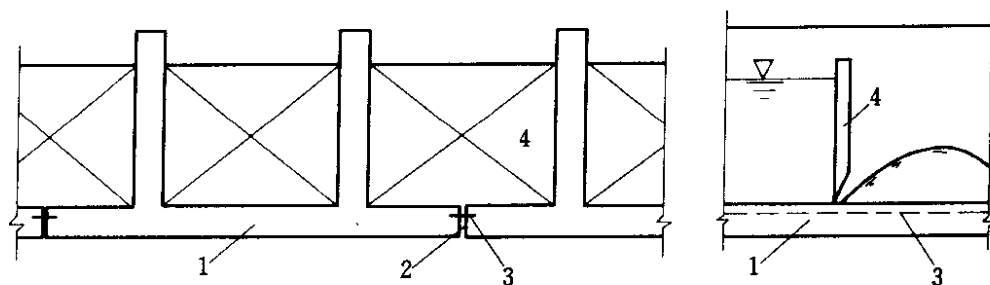


图 4-23 水从门底缝中逸出示意图

1—底板；2—缝；3—水平止水；4—闸门

1. 垂直止水

垂直止水设备一般都设在靠近上游挡水面处。止水设备上游部分的缝应该是不透水的，因此多在缝内铺设充填材料，而下游的缝宜保持通畅，以便万一有透过或绕过止水设备的水能自由流走。但是为了防止止水设备部分的沥青流失，宜在靠近它的下游 0.5~1.0m 的范围内设沥青油毛毡等填充材料。

垂直止水应防止两个相邻结构之间因发生相对垂直位移而被撕裂，以至失去防漏作用。因此对混凝土结构之间的缝，多采用如图 4-24 所示的止水型式。其中图 4-24 (a)、(b)、(c) 三种型式多用于止水要求较重要的部位。如岸墙与翼墙之间、上游翼墙分段缝和缝墩之间等。图 4-24 (d) 则用于对止水要求不高的部位。采用单面金属止水片 [图 4-24 (b)] 型式时，需预制若干个混凝土槽，每节长度 0.5m 左右，槽的外侧凿毛，使其能与塑态混凝土或砂浆很好地结合起来，安装时，两节之间要铺水泥砂浆。对于混凝土和浆砌石间的垂直缝，当采用金属止水片时，仍然建议按 [图 4-24 (b)] 的型式施工，但只在浆砌块石构件一侧设置预制槽。

在地下轮廓透水范围内的垂直缝中，如下游翼墙分段缝等处，也需设置止水设备。其主要作用是防止水流冲走缝后填土，或墙后渗流出逸时将填土带出。故在图 4-24 (d) 所示的沥青油毛毡迎水的一侧，用沥青油毛毡止水片填缝，而在靠近下游的一侧，紧靠油毛毡卷贴以 0.5~1.0m 宽的沥青油毛毡止水片，其余是开敞的。

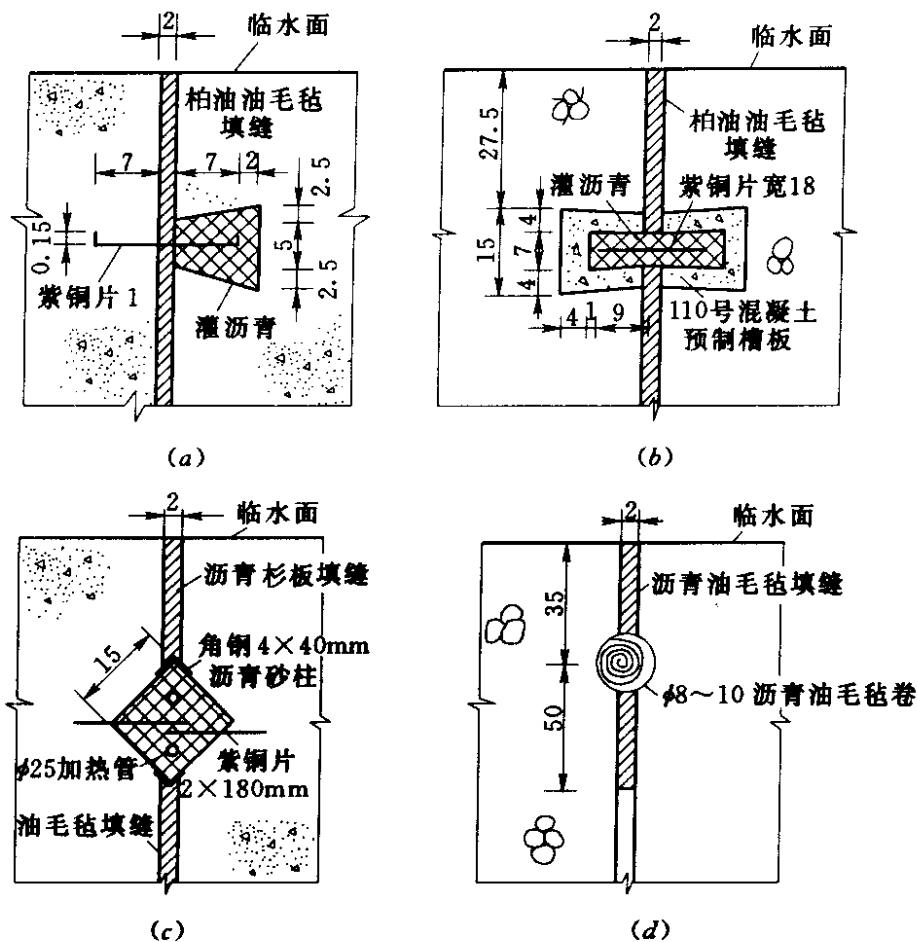


图 4-24 垂直止水构造图 (单位: cm)

金属止水片的材料最好用紫铜片, 它的柔性大, 适应变形的性能好, 但它是贵重金属, 常用于重要的结构部位。其厚度一般为 1.0~1.6mm, 宽为 45~55mm。在次要的结构接缝中, 多代以镀铜铁皮止水片, 厚度为 1.0~2.0mm。

2. 水平止水

地下轮廓线不透水部分的范围内, 水平止水多采用如图 4-25 所示的布置形式, 缝的下面铺设 2~3 层油毛毡或沥青麻片。金属止水片材料与垂直止水相同, 形式如图 4-26 (a)、(b) 所示, 塑料止水片如图 4-26 (c) 所示。

如上所述, 紫铜片耐久性能好, 但造价高。另外, 紫铜片本身也不是没有缺点, 如焊接技术要求高、接头多、焊接质量不易保证; 混凝土浇筑过程中, 止水片常有一半露在外面, 焊接部分易被破坏; 及反复绕曲变形的性能较差等。其他如镀铜铁片, 除

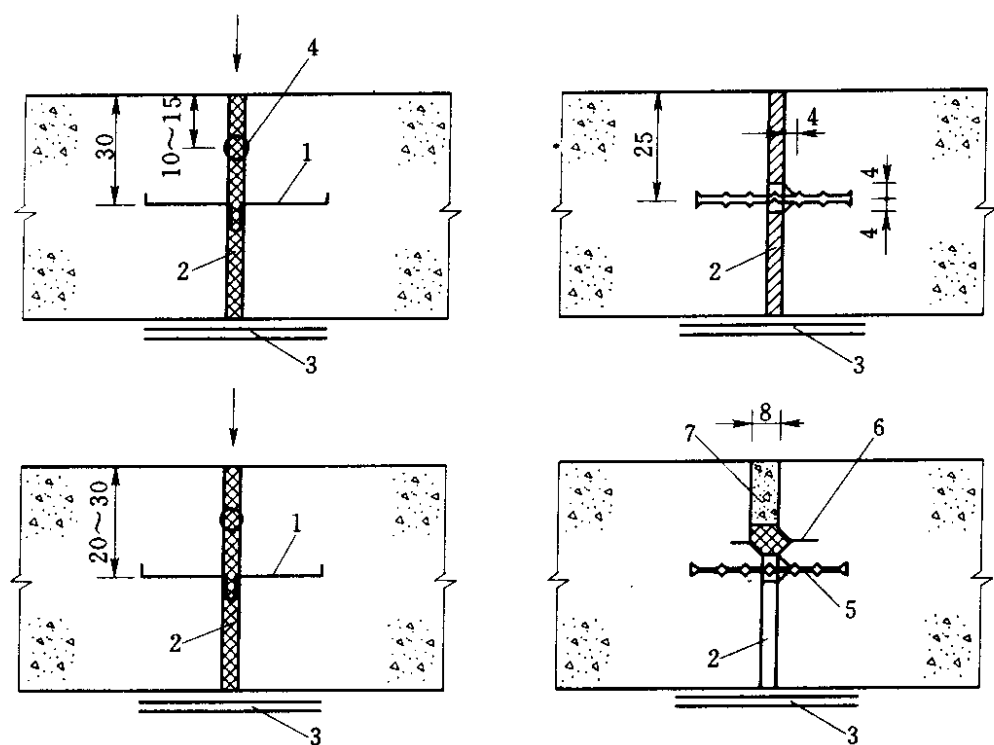


图 4-25 水平缝及止水 (单位: cm)

1—金属止水片; 2—接缝填充料 (沥青杉板或油毡止水片);
3—沥青麻片或油毛毡; 4—沥青麻绳; 5—塑料止水片; 6—
白铁皮; 7—沥青混凝土

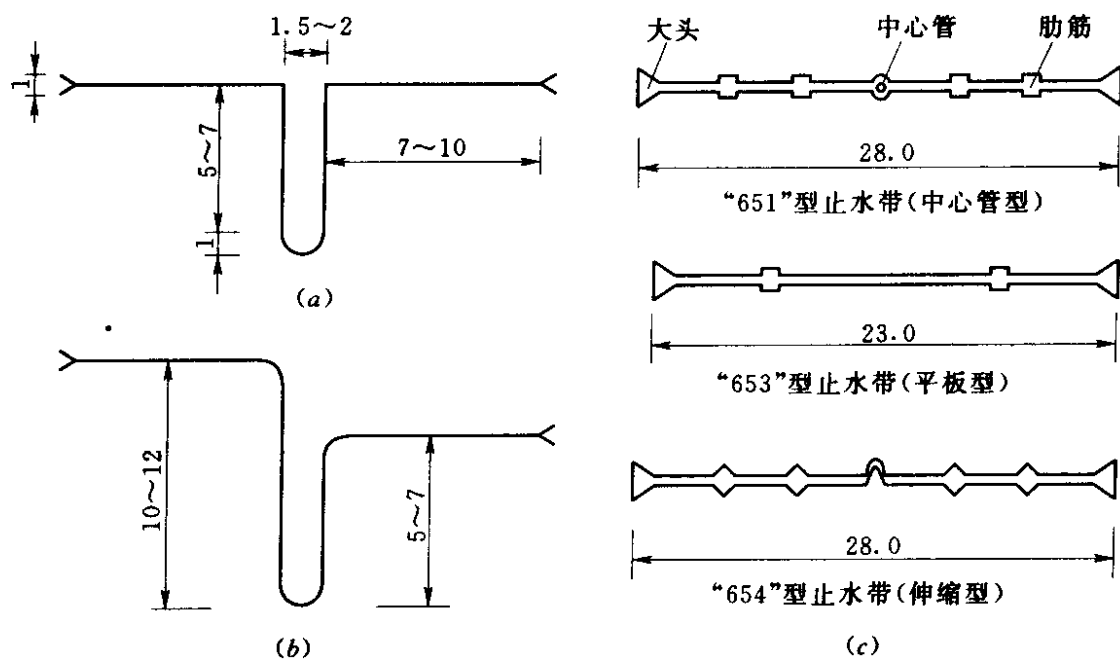


图 4-26 水平止水片 (单位: cm)

具有上述缺点外，在焊接接头时，铜皮保护层易被高温熔融吹走，使铁皮外露，因而容易锈蚀。用塑料止水带代替金属止水片，有多方面的优点。如塑料止水带的切割和熔接工具和设备都比较简单，熔接技术也不难掌握（也可以采用焊接，但焊接的抗拉强度和伸长率均不如熔接，而且速度慢，质量不高）。它的弹性和韧性好，施工安装也较方便，成本比紫铜片和橡胶止水带都低。不过它和橡胶止水带一样，不宜置于阳光下，否则容易老化，影响使用寿命。还有，软聚氯乙烯塑料的止水带与沥青和焦油接触时，稳定性不好，但与温度较低的沥青或油毛毡局部接触时，影响不大。

接缝交叉有两类：一类是“垂直交叉”（垂直缝与水平缝的交叉），如设于缝墩之间的垂直缝与底板相应部位的水平缝的交叉等；一类是“水平交叉”，即水平缝与水平缝的交叉。如底板水平缝与底板和铺盖之间水平缝的交叉等。对这两类交叉处的止水连接问题，必须予以妥善解决，否则渗漏现象仍然没有解决。交叉处的连接方法很多，归纳起来，大致可分为两类：一类是柔性连接（图 4-27）；一类是刚性连接（图 4-28）。前者是在交叉处止水就位后，外包以沥青块体；后者是将金属止水片适当剪裁，然后再用气焊焊接（紫铜片和镀铜铁皮用铜焊）。工程中多根据交叉类型及施工条件来决定止水片的连接方法：对于“垂直交叉”，一般多用柔性连接；而对于“水平交叉”，则多用刚性连接。在较为密实的地基上，垂直交叉也可不采用外包沥青块体的办法，而将先浇在混凝土中的那一片（或一侧）垂直止水片焊在水平止水片的一翼上，另一片（或一侧）则是“自由”端，最后把沥青灌注至底部，以保护接头。

如先行焊接，再将接头部分埋入沥青块体中，即综合使用上述两类连接方法，效果当然更好。因焊接部分虽然可能由于相对沉降而撕开，但交叉点周围还有沥青块体保护，亦不致失去防漏作用。

接缝和止水设备的工作量虽然很小，但对水闸正常工作的影响很大。如果设计和施工不当，止水一旦破坏以后，严重的将会

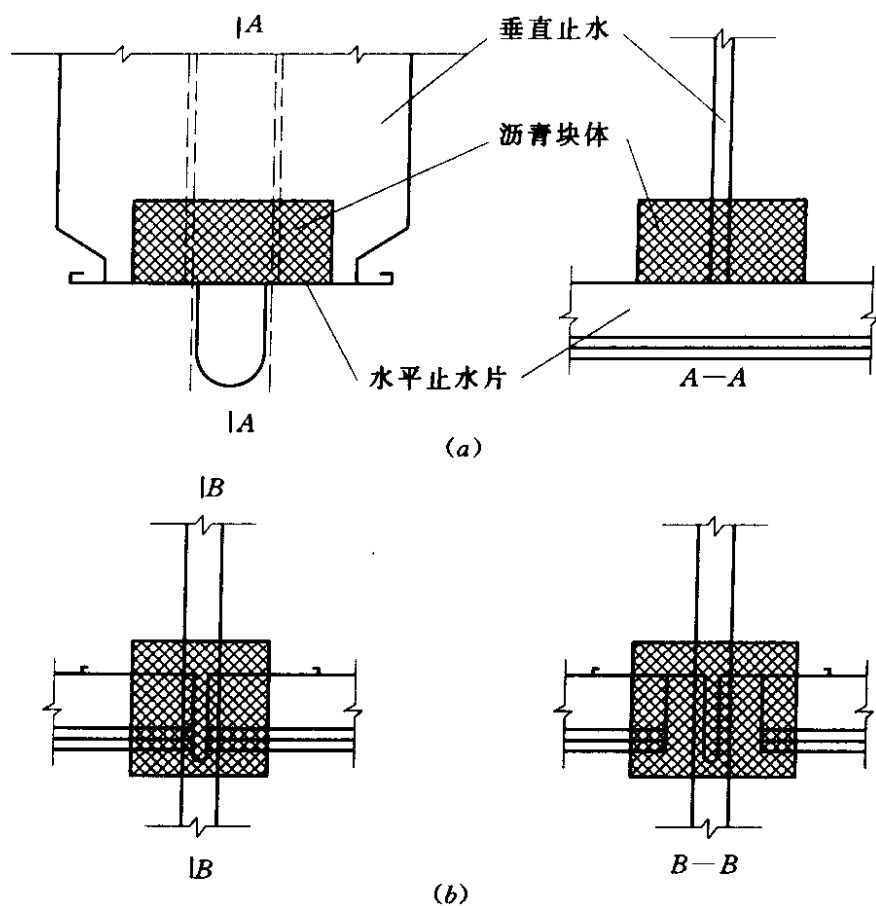


图 4-27 止水交叉连接图之一

(a) 垂直止水与水平止水连接构造；

(b) 水平止水与水平止水连接构造

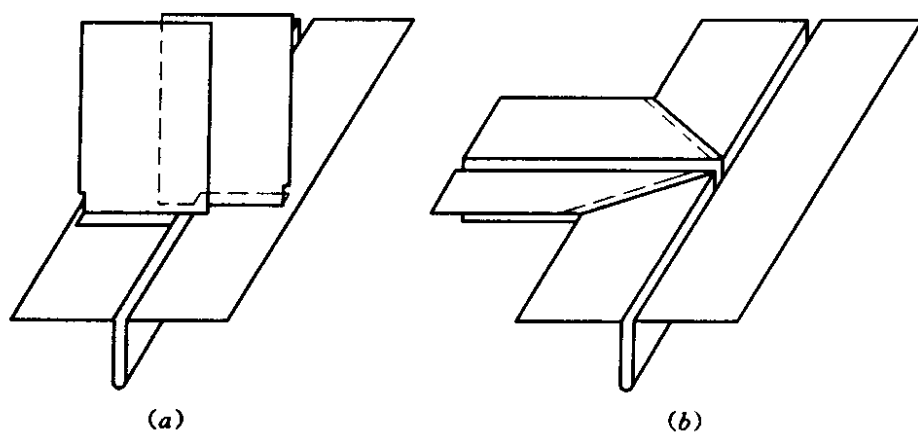


图 4-28 止水交叉连接图之二

(a) 垂直止水交叉接头构造；(b) 水平止水交叉接头构造

影响整个水闸的安全，因此，应引起足够的重视。

【例 4-1】 用改进阻力系数法进行渗流计算。

仍用第三章例题的有关资料：设计洪水位 104.75m，校核洪水位 105.25m 及闸底板堰顶高程 100.00m；根据地基钻探报告：闸基土质在高程 100.00~95.00m 之间为砂壤土，渗透系数 $K_{\text{砂}} = 2.4 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ ；90.50m 以下为粘壤土，渗透系数 $K_{\text{壤}} = 2.5 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ 。就地基土质而论，因 $K_{\text{壤}}/K_{\text{砂}} = 2.5 \times 10^{-6}/2.4 \times 10^{-4} = 1.04 \times 10^{-2}$ ，故认为高程 90.5m 以下的粘壤土是不透水的。

底板：闸底板长度主要根据地基条件及闸室布置要求确定。初步拟定时，可参考第五章表 5-1 所列数据确定。本例地基为砂壤土，闸底板顺水流方向长度可取 2.0~3.5 倍上、下游最大水位差（本算例为 $105.25 - 100.00 = 5.25\text{m}$ ），现取底板长度为 $2.0 \times 5.25 = 10.5\text{m}$ 。底板上、下游端均设齿墙、齿墙底宽分别为 1.5m 及 1.0m。

铺盖：因当地缺乏粘土，乃选用混凝土铺盖。长度参考现有工程实践资料，采用 10.00m，厚度为 0.4m。铺盖上、下游端设齿墙，齿墙底宽 0.6m，齿深 0.5m。

板桩：采用钢筋混凝土板桩，粘壤土表层距底板齿墙底为 $98.4 - 90.5 = 7.90\text{m}$ ，深度虽不大，但限于材料和施工条件，仍采用“悬挂式”位于上游齿墙底中部（距齿墙上、下游端各 0.75m），入土深度为 4.4m（未计入桩顶伸进齿墙内的长度 0.2m 和桩尖部分的长度 0.4m）。

排水设施：为了减小作用于闸底板上的渗透压力，将排水尽量向上游布置，即将其置于底板之后的护坦下面，而首部紧接底板下游齿墙。

按上述布置，可绘出用改进阻力系数法计算各渗流要素的计算简图（图 4-29）。

一、阻力系数的计算

1. 有效深度的确定

由于 $L_0 = 10 + 10.5 = 20.5 \text{ (m)}$ ， $S_0 = 100 - 94.00 = 6.0 \text{ (m)}$ ，故 $\frac{L_0}{S_0} = \frac{20.5}{6.0} = 3.42 < 5$ ，按下式计算 T_e ：

$$T_e = \frac{5L_0}{1.6 \frac{L_0}{S_0} + 2} = \frac{5 \times 20.5}{1.6 \times 3.42 + 2}$$

$$= 13.72\text{m} > T = 100.00 - 90.5 = 9.5(\text{m})$$

故按实际透水层深度 $T=9.5\text{m}$ 进行计算。

2. 简化地下轮廓

将地下轮廓划分成七段，如图 4-29 所示。

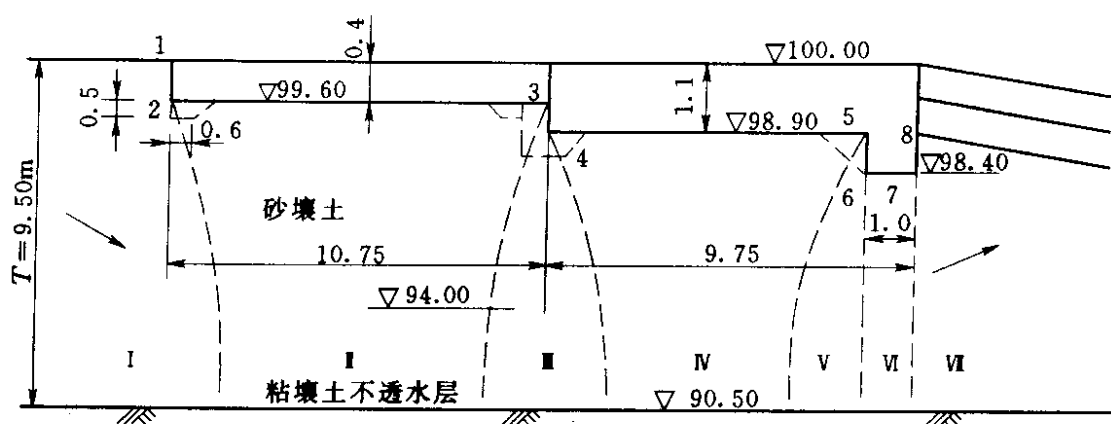


图 4-29 改进阻力系数法计算图 (单位: m)

3. 计算阻力系数

(1) 进口段。将齿墙简化为短板桩，板桩入土深度为 0.5m，铺盖厚度为 0.4m。故 $S_1=0.5+0.4=0.9(\text{m})$ ， $T_1=9.5\text{m}$ ；而另一侧的 $S_2=0.5\text{m}$ ， $T_2=9.1\text{m}$ 。按下式计算进口段阻力系数 ξ_{01} 为：

$$\begin{aligned} \xi_{01} &= \left[1.5 \times \left(\frac{S_1}{T_1} \right)^{\frac{3}{2}} + 0.441 \right] + \left[\frac{2}{\pi} \ln \text{ctg} \frac{\pi}{4} \left(1 - \frac{S_2}{T_2} \right) \right] \\ &= \left[1.5 \times \left(\frac{0.9}{9.5} \right)^{\frac{3}{2}} + 0.441 \right] + \left[\frac{2}{\pi} \ln \text{ctg} \frac{\pi}{4} \left(1 - \frac{0.5}{9.1} \right) \right] \\ &= 0.58 \end{aligned}$$

(2) 铺盖水平段。 $S_1=0.5\text{m}$ ， $S_2=5.6\text{m}$ ， $L_1=10.75\text{m}$ ，按下式计算铺盖水平段阻力系数 ξ_{x1} 为：

$$\begin{aligned} \xi_{x1} &= \frac{L_1 - 0.7(S_1 + S_2)}{T} \\ &= \frac{10.75 - 0.7 \times (0.5 + 5.6)}{9.1} = 0.71 \end{aligned}$$

(3) 板桩垂直段。 $S_1=5.6\text{m}$, $T_1=9.1\text{m}$, $S_2=4.9\text{m}$, $T_2=8.4\text{m}$
根据下式计算板桩垂直段阻力系数 ξ_{y1} 为:

$$\begin{aligned}\xi_{y1} &= \frac{2}{\pi} \left[\ln \operatorname{ctg} \frac{\pi}{4} \left(1 - \frac{S_1}{T_1} \right) + \ln \operatorname{ctg} \frac{\pi}{4} \left(1 - \frac{S_2}{T_2} \right) \right] \\ &= \frac{2}{\pi} \left[\ln \operatorname{ctg} \frac{\pi}{4} \left(1 - \frac{5.6}{9.1} \right) + \ln \operatorname{ctg} \frac{\pi}{4} \left(1 - \frac{4.9}{8.4} \right) \right] \\ &= 1.43\end{aligned}$$

(4) 底板水平段。 $S_1=4.9\text{m}$, $S_2=0.5\text{m}$, $L_2=9.75-1.0=8.75\text{m}$, $T=8.4\text{m}$, 故底板水平段阻力系数 ξ_{x2} 为:

$$\xi_{x2} = \frac{8.75 - 0.7(4.9 + 0.5)}{8.4} = 0.59$$

(5) 齿墙垂直段。 $S=0.5\text{m}$, $T=8.4\text{m}$, 根据下式计算齿墙垂直段的阻力系数 ξ_{y2} 为:

$$\xi_{y2} = \frac{2}{\pi} \left[\ln \operatorname{ctg} \frac{\pi}{4} \left(1 - \frac{0.5}{8.4} \right) \right] = 0.06$$

(6) 齿墙水平段。 $S_1=S_2=0$, $L_3=1.0\text{m}$, $T=7.9\text{m}$, 根据下式计算齿墙水平段的阻力系数 ξ_{x3} 为:

$$\xi_{x3} = \frac{1.0}{7.9} = 0.13$$

(7) 出口段。出口段中, $S=0.55\text{m}$, $T=8.45\text{m}$, 计算其阻力系数 ξ_{02} 为:

$$\xi_{02} = 1.5 \times \left(\frac{0.55}{8.45} \right)^{3/2} + 0.441 = 0.46$$

二、渗透压力的计算

1. 求各分段的渗压水头损失值

根据式 $h_i = \frac{\xi_i}{\sum \xi_i} \Delta H$, 其中 $\Delta H=4.75\text{m}$, 且 $\sum_{i=1}^7 \xi_i = 0.58 + 0.71 + 1.43 + 0.59 + 0.06 + 0.13 + 0.46 = 3.96$

$$(1) \text{ 进口段: } h_1 = \frac{\xi_1}{\sum \xi_i} \Delta H = \frac{4.75}{3.96} \times 0.58$$

$$= 1.199 \times 0.58 = 0.70 \text{ (m)}$$

$$(2) \text{ 铺盖水平段: } h_2 = 1.199 \times 0.71 = 0.85 \text{ (m)}$$

(3) 板桩垂直段: $h_3 = 1.199 \times 1.43 = 1.71$ (m)

(4) 底板水平段: $h_4 = 1.199 \times 0.59 = 0.71$ (m)

(5) 齿墙垂直段: $h_5 = 1.199 \times 0.06 = 0.07$ (m)

(6) 齿墙水平段: $h_6 = 1.199 \times 0.13 = 0.16$ (m)

(7) 出口段: $h_7 = 1.199 \times 0.46 = 0.55$ (m)

2. 进、出口水头损失值的修正

(1) 进口处修正系数 β_1 按公式 (4-11) 计算:

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 1.21 - \frac{1}{\left[12\left(\frac{T'}{T}\right)^2 + 2\right]\left[\frac{S}{T} + 0.059\right]} \\ &= 1.21 - \frac{1}{\left[12 \times \left(\frac{9.1}{9.5}\right)^2 + 2\right]\left[\frac{0.9}{9.5} + 0.059\right]} \\ &= 0.71\end{aligned}$$

$\beta_1 = 0.71 < 1.0$, 应予修正。进口段水头损失值应修正为:

$$h'_1 = \beta_1 h_1 = 0.71 \times 0.70 = 0.50 \text{ (m)}$$

进口段水头损失减小值为:

$$\Delta h_1 = 0.70 - 0.50 = 0.20 \text{ (m)} < h_2 = 0.85 \text{ (m)}$$

故铺盖水平段水头损失值应修正为:

$$h'_2 = h_2 + \Delta h_1 = 0.85 + 0.20 = 1.05 \text{ (m)}$$

(2) 出口处修正系数 β_2 为:

$$\begin{aligned}\beta_2 &= 1.21 - \frac{1}{\left[12 \times \left(\frac{7.9}{8.45}\right)^2 + 2\right]\left[\frac{0.55}{8.45} + 0.059\right]} \\ &= 0.56 < 1\end{aligned}$$

出口段水头损失应修正为:

$$h'_7 = \beta_2 h_7 = 0.56 \times 0.55 = 0.31 \text{ (m)}$$

$$\Delta h_7 = 0.55 - 0.31 = 0.24 \text{ (m)} > h_6 + h_5 = 0.23 \text{ (m)}$$

按相应公式修正各该段的水头损失值为:

$$h'_6 = 2h_6 = 2 \times 0.16 = 0.32 \text{ (m)}$$

$$h'_5 = 2h_5 = 2 \times 0.07 = 0.14 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned}
 h'_4 &= h_4 + \Delta h_7 - (h_6 + h_5) \\
 &= 0.71 + 0.24 - (0.16 + 0.07) \\
 &= 0.72 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

验算 $\Delta H = \sum h' = 0.50 + 1.05 + 1.71 + 0.72 + 0.14 + 0.32 + 0.31 = 4.75 \text{ (m)}$

计算无误。

3. 计算各角隅点的渗压水头

由上游进口段开始，逐次向下游从作用水头值相继减去各分段水头损失值（也可由下游出口段从零开始向上游逐段累加各分段水头损失值），即可求得各角隅点的渗压水头值：

$$H_1 = 4.75 \text{ (m)}$$

$$H_2 = 4.75 - 0.50 = 4.25 \text{ (m)}$$

$$H_3 = 4.25 - 1.05 = 3.20 \text{ (m)}$$

$$H_4 = 3.20 - 1.71 = 1.49 \text{ (m)}$$

$$H_5 = 1.49 - 0.72 = 0.77 \text{ (m)}$$

$$H_6 = 0.77 - 0.14 = 0.63 \text{ (m)}$$

$$H_7 = 0.63 - 0.32 = 0.31 \text{ (m)}$$

$$H_8 = 0.31 \text{ (m)}$$

4. 绘制渗压水头分布图

根据以上算得的渗压水头值，并认为沿水平段的水头损失呈线性变化，即可绘出如图 4-30 所示的渗压水头分布图。

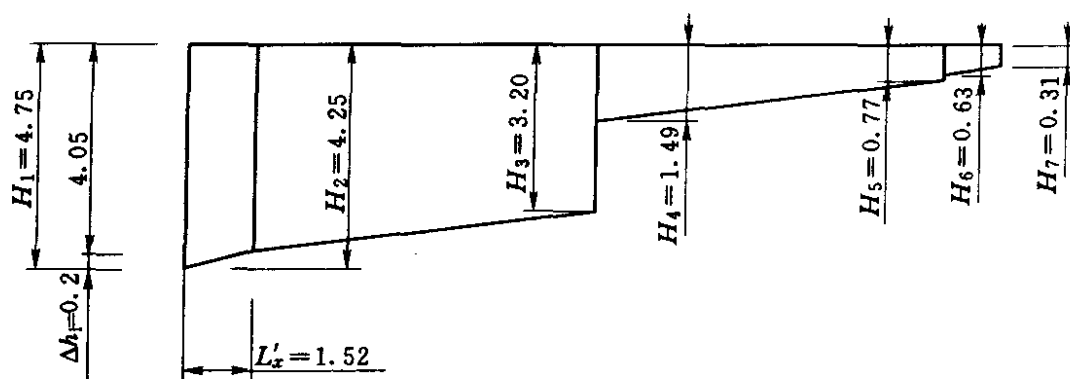


图 4-30 渗压水头分布图（单位：m）

图中进口处渗压水头修正范围按式 (4-13) 计算:

$$L'_x = \frac{\Delta h}{\frac{\Delta H}{\sum \xi}} T = \frac{0.20}{\frac{4.75}{3.96}} \times 9.1 = 1.52 \text{ (m)}$$

三、闸底板水平段渗透坡降和渗流出口处坡降的计算

(1) 渗流出口处平均坡降按式 (4-17) 计算为:

$$J_0 = \frac{h'_0}{S'} = \frac{0.31}{0.55} = 0.56$$

(2) 底板水平段平均渗透坡降为:

$$J_x = \frac{h'_4}{L_2} = \frac{0.72}{8.75} = 0.082$$

【例 4-2】 用以上计算成果验算地基土的抗渗性。

(1) 地基砂壤土应视为属于粘性土, 因此应先检查地基土在渗流出口处是否会产生流土现象。

1) 利用改进阻力系数法算出的出逸坡降验算。 $J_0=0.56$, 按表 4-5 所列的砂壤土容许出逸坡降为 $[J_0]=0.50$, 因渗流出口设有滤层, 容许坡降应修正为 $[J_0]=1.3 \times 0.5=0.65 > J_0=0.56$, 故不会产生流土。

2) 闸底板水平段渗流坡降的验算。根据例 4-1 算出的底板水平段坡降为 $J_x=0.082$, 与由表 4-5 查出的砂壤土水平段容许坡降 $[J_x]=0.25 \times 1.3=0.325$ 比较, 前者远小于后者, 说明地基砂壤土在其与底板的接触面上不会产生接触冲刷。

(2) 砂壤土属于粘性土, 但其凝聚力值甚小, 假定有可能产生管涌现象。

验算时应用有关试验资料: 由土质资料得知地基土的 d_5 、 d_{15} 、 d_{85} 分别为 0.004mm、0.02mm、0.35mm, 由公式 (4-25), 最大填料粒径为 $d_f=1.3 \sqrt{d_{85} \cdot d_{15}}=1.3 \sqrt{0.35 \times 0.02}=0.109\text{mm}$, 小于 d_f 的土粒径百分数含量为 $p_f=0.47$ (47%)。另外, 已知土的孔隙率 $n=0.39$, 将以上数据代入式 (4-24), 则管涌的临界坡降值 J_c 为:

$$\begin{aligned}
 J_c &= \frac{7d_5}{d_f} [4p_f(1-n)]^2 \\
 &= \frac{7 \times 0.004}{0.109} [4 \times 0.47 \times (1-0.39)]^2 \\
 &= 0.34
 \end{aligned}$$

容许坡降值为 $[J] = \frac{J_c}{K} = \frac{0.34}{2.0} = 0.17$ 。它小于上述算出的实际出逸坡降值，所以有产生管涌的危险。为了防止管涌，应设置滤层。设计反滤层时，应具有几种可供选作滤层的土料颗粒分配曲线。图 4-31 中的 2、3、4、5 等几条砂砾料的颗粒分配曲线可供选择滤层之用。

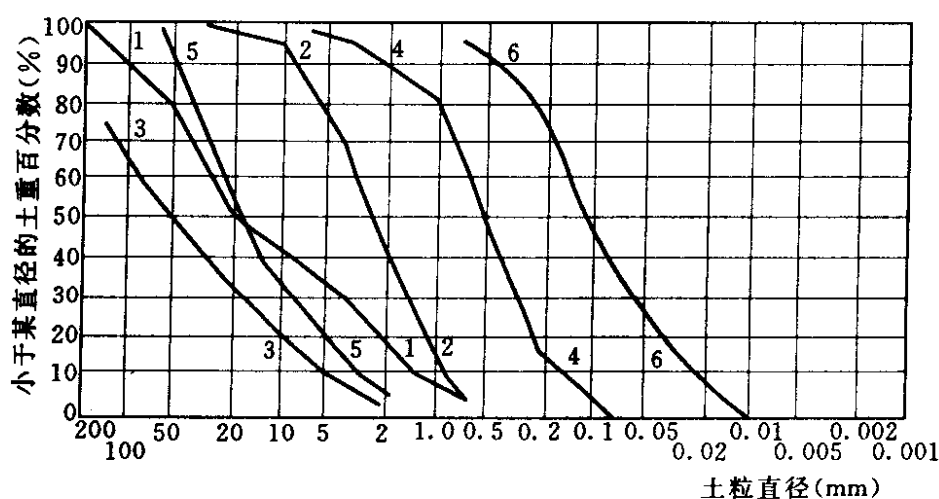


图 4-31 地基土和滤层土料颗粒分配曲线图

1、2、3、4、5—有棱角的砂砾土料；6—地基砂壤土

1) 把地基砂壤土作为非粘性土考虑时。①试选中砂（曲线 4）作为滤层第一层，因地基土的 $d_{15}=0.02\text{mm}$ ， $d_{85}=0.35\text{mm}$ ，根据式 (4-27) 所需滤层第一层土料的 $D_{15} = (5 \sim 40) d_{15} = 0.1 \sim 0.8\text{mm}$ ， $D_{15} \leq 5d_{85}$ ，即 $\leq 1.75\text{mm}$ ，综合这两个要求，必须 $D_{15} = 0.1 \sim 0.8\text{mm}$ ，查图 4-31 知，中砂的 $D_{15} = 0.18\text{mm}$ ，同时 $\frac{D_{50}}{d_{50}} = \frac{0.5}{0.12} = 4.17 \leq 25$ ，且小于 0.1mm 的泥沙含量为 4% ，曲线 4 和曲线 6 的细料区基本上也是平行的，因此这种砂料可以选用；②选

细砾（曲线 2）为第二层土料，由 $\frac{D_{15}^I}{d_{15}^I} = \frac{1.00}{0.18} = 5.56$ ，介于 5~40 之间；且 $\frac{D_{15}^I}{d_{85}^I} = \frac{1.00}{1.50} = 0.67$ 小于 5 和 $\frac{D_{50}^I}{d_{50}^I} = \frac{3.0}{0.5} = 6 \leq 25$ ，条件也是满足的，可以选作滤层第二层土料；③选粗砾（曲线 5）为滤层第三层土料，以上条件均可满足，选用方法同上；④滤层厚度参考第一类滤层（渗流方向自上而下时，滤层位于被保护土的下方），每层最小厚度的计算方法，则：

第一层厚度为 $(6 \sim 8) D_{85}^I = (6 \sim 8) \times 1.5 = 9.0 \sim 12.0$ (mm)，选用 $t^I = 15\text{cm}$ ；

第二层厚度为 $(6 \sim 8) D_{85}^I = (6 \sim 8) \times 7.0 = 42 \sim 56$ (mm)，选用 $t^I = 15\text{cm}$ ；

第三层厚度为 $(6 \sim 8) D_{85}^I = (6 \sim 8) \times 40 = 240 \sim 320$ (mm)，选用 $t^I = 25\text{cm}$ 。

2) 根据以上计算， $4p_f(1-n) = 4 \times 0.47 \times (1-0.39) = 1.15 > 1.0$ ，地基土实为非管涌土，其主要渗透破坏形式是局部流土，应检查其与滤层第一层接触面上的松动深度。选用细砾（曲线 2）作为滤层第一层土料，根据 $D_{50}^I = 3.0\text{mm}$ ， $\frac{D_{60}^I}{D_{10}^I} = \frac{3.5}{0.75} = 4.67$ 。按松动深度 $\delta = 0$ ，即不许可表面有剥落现象，在允许特性区范围内，可以采用。

由此可见，保护非管涌土的滤层第一层土料粒径一般都要比较大；如果允许地基土表面有剥落或松动深度，土料的粒径还可以选得更大一些。

第五节 侧向绕渗计算和防渗措施

一、侧向绕渗计算

水闸建成挡水后，除闸基渗流外，渗水还从上游高水位经闸的两侧填土层流向下游，这就是侧向绕渗。侧向绕渗对岸、翼墙施加侧向水平压力，影响其稳定性，在渗流出口处，以及填土与

岸翼墙接触面上可能产生渗透变形。作为三向渗流，它还会影响闸和地基的安全。因此，在研究侧向绕渗作用时，必须首先确定绕渗的自由水面，以便计算作用在岸、翼墙上的水压力，并验算墙后填土（包括出口处）的抗渗稳定性。

岸墙、翼墙墙后的渗透压力，主要与墙前水位变化情况和墙后土层的渗透性能以及地下水补给的影响有关。精确的计算是比较困难的。根据已建工程的实践经验，当岸墙、翼墙墙后填土层的渗透系数小于或等于地基土的渗透系数时，墙后的侧向绕流属于有压渗流，其侧向渗透压力可近似地采用相对应部位的水闸闸底正向渗透压力计算值，但应考虑墙前水位变化情况和墙后地下水补给的影响；当岸墙、翼墙墙后填土渗透系数大于地基土的渗透系数时，墙后的侧向绕流属于无压渗流，可按闸底有压渗流的计算方法进行侧向绕流计算。复杂土质地基上重要的水闸，应采用数值计算法进行计算。有压渗流计算方法可用流网法，无压渗流也可借助于流网法进行计算。

绘制侧向绕流的流网，应以岸、翼墙的背面轮廓线为地下轮廓不透水部分，把它当作第一条流线，而以上、下游水边线为第一条和最后一条等势线，然后按有压渗流的方法绘制流网（图 4-32）。这个流网的等势线就是绕渗的水面等高线，亦即在地基不透水层以上的等水深线。另外，应用流网法计算绕渗时，还有一个特点必须注意，即在绕渗的无压渗流中是以水深（在不透水层以上）函数的平方（ h^2 ）代替有压渗流中的水头函数（ h ）。有压渗流流网的等势线所代表的水头常以作用水头 ΔH 的分数或百分数表示，如图 4-32 中 $h_{16} = \frac{1}{12.5} \Delta H$ 、 $h_{15} = \frac{2}{12.5} \Delta H$ 、…。稍作转换，即成为 $\frac{h_{16}}{\Delta H} = \frac{1}{12.5}$ 、 $\frac{h_{15}}{\Delta H} = \frac{2}{12.5}$ 、…，这个分数或百分数就是一般所说的化引水头 $h_r = \frac{h}{\Delta H} = \frac{h}{h_1 - h_2}$ （ h 以下游水面为基面， h_1 、 h_2 分别为上、下游水位高程）。用于绕渗无压渗流流网时，化引水头应为 $h_r = \frac{h}{\Delta H} = \frac{H^2 - H_2^2}{H_1^2 - H_2^2}$ 。

简化以后, 某计算处的水深 H 为:

$$H = \sqrt{(H_1^2 - H_2^2)h_r + H_2^2} \quad (4-40)$$

式中: H_1 、 H_2 为上、下游水位在不透水层以上的水深; h_r 为计算处的化引水头, 可从流网的等势线带计算, 如图 4-32 中 III 处的化引水头为 $h_{r, \text{III}} = \frac{3}{10}$ 。

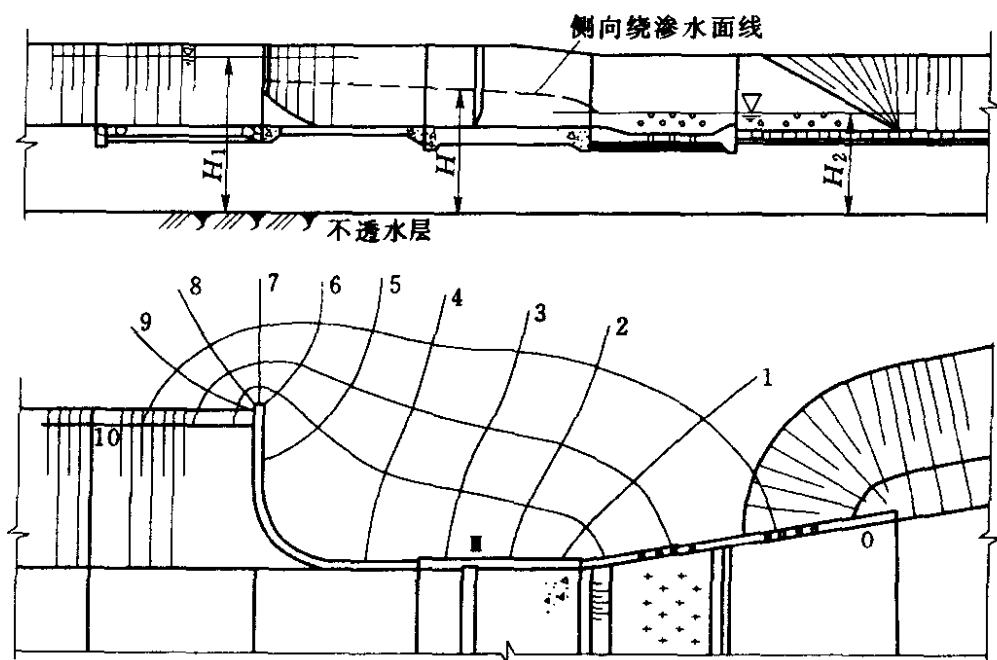


图 4-32 侧向绕流流网图

应用改进阻力系数法也可求出 h_r , 因 $h_{ri} = \frac{h_i}{\Delta H} = \frac{(\sum \xi)_{0-i}}{\sum \xi}$, 其中 $\Delta H = h_1 - h_2$, h_i 为计算点 i 处至渗流出口处的水头差, $(\sum \xi)_{0-i}$ 为渗流出口处至 i 点之间各段阻力系数之和, $\sum \xi$ 为岸、翼墙背面全面阻力系数之和。将 h_{ri} 及上、下游水深代入式 (4-40), 即可算出 i 点的渗流水深。至于沿水闸轴线方向的有效渗流距离 T , 可按 $T = 0.5L$ 计算, L 为岸、翼墙背面不透水部分在顺水流方向的投影长度。

SL265—2001《水闸设计规范》规定, 当两岸墙后土层的渗透系数大于地基土的渗透系数时, 应按上述方法计算侧向绕渗问题, 地基土可按不透水层考虑。上述的侧向绕渗计算是针对没有外来地下水的影响而言, 而且是一种稳定渗流运动。

二、侧向防渗措施

水闸两岸侧向绕流的防渗设计，如同闸基防渗设计一样，是很重要的。尤其是灌溉渠系上的进水闸，总宽度比较小，作为三向渗流，两岸绕渗对闸的影响更大，如果遇到两岸地下水位较高的情况，侧向渗流问题格外不容忽视。侧向防渗设计也要遵守“高防低排”的原则。

两岸防渗布置，必须与闸基防渗相配合，协调一致。当采用渗径系数法计算确定防渗长度时，两岸各个可能的渗径长度都不得小于闸基防渗长度。当墙后土层土质与地基土不同时，应考虑其不同的渗径系数，而取其较大值。

增加侧向渗径的途径，除了考虑水闸的上、下游翼墙的作用以外，还可在边墙或岸墙后面设置一道或二道防渗刺墙，也可以在墙后填土内增设刚性的混凝土、浆砌石等刺墙，或塑性的粘土刺墙。岸墙与增设的刺墙之间的接缝中应设置止水。

刺墙在平面图上沿闸轴线方向的长度视防渗长度需要而定，长的刺墙可达上、下游水位差的1~3倍。它的高度应高出绕过侧渗自由水面。刺墙底板高程一般与底板齐平，刺墙的厚度根据防渗要求及受力大小而定。其两侧的土压力基本一致，而水压力则有所不同。

另外，还有一个与墙后地下水位有关的侧向绕渗问题，便是在粉、细砂地基上建闸时，应注意在翼墙砌筑过程中，墙后填土应与墙外护砌及滤层的铺筑同时进行。当墙后地下水位较高时，尤其不能忽视这一施工程序，否则墙后地下水由地基向墙外渗透，因渗径较短，而又缺乏过滤设施，将使墙外涌出大量基土，墙后填土大量塌陷，最后地基土被淘空，墙身随之倒塌。

为了排除渗流，减小其不利影响，可在下游翼墙上设置排水孔，渗流进入孔口处铺设滤层，防止墙后填土被渗流带走。

第五章 闸室的布置和稳定分析

为了保证水闸的正常运用和满足闸室的稳定要求，必须先将闸室结构布置好。

第一节 闸室结构布置

水闸闸室布置应根据水闸挡水、泄水条件和运行要求，结合考虑地形、地质等因素，做到结构安全可靠，布置紧凑合理、施工方便、运用灵活、经济美观。

闸室结构布置包括底板、闸墩、胸墙、闸门、工作桥和交通桥等分部结构的型式和尺寸的初步拟定。

应该注意的是，闸室结构布置（包括防渗排水设施的布置）是先根据功能等要求初步拟定，经过闸室稳定计算后才能最终确定，各个分部结构的型式和尺寸也需经过结构设计后才能选定。

一、底板

底板是闸室的基础，是既承受水闸上部结构的重量及荷载，又向地基传递的结构，同时兼有防渗、防冲、防止地基受渗透水流作用可能产生的渗透变形，并保护地基免受水流的冲刷。因此闸室底板必须具有足够的整体性、坚固性、抗渗性和耐久性。闸室底板通常都是采用钢筋混凝土结构。

1. 底板的结构型式。

水闸底板的结构型式根据地基、泄流条件可选用平板、低堰底板或折线型底板。过去为充分利用混凝土材料的抗压性能，从而减薄底板厚度，减少钢筋用量，节省工程投资，在坚实或中等密实的地基上，常采用反拱底板结构，由于其结构受力不明确，精确计算较困难，工程失事的情况比较多，目前已不予采用。

平底板是工程中最常用的一种底板型式。其构造简单、施工方便，对不同的地基有一定的适应性，所以一般情况下均采用平底板结构。当地基土质较差且上部荷载较大时，可采用箱式平底板。箱式平底板具有很好的整体性，对地基不均匀沉降的适应性和抗震性能都很好，但缺点是工程量很大，施工较复杂。因此，只有在高压压缩软粘土地基上，为了减小地基的不均匀沉降且需增大闸室的横向刚度，或因承载力不足需加大闸室底板埋置深度时，才采用箱式平底板。当在松软地基上且荷载较大时，如采用这种箱式平底板，即可不进行地基处理。

低堰型底板和折线型底板（亦称斜底板），在实际工程中的应用远不如平底板普遍，而且受力条件较复杂。目前还没有精确的分析计算方法。因此，只是在某些特定的条件下才被采用。例如，当需要限制单宽流量而闸址建基高程又不能抬高，或因地基表层松软需要降低闸底高程，或在多泥沙河流上有拦沙要求时，可采用低堰底板。在坚实或中等坚实地基上，当闸室高度不大，但上、下游河（渠）底高差较大时，可采用折线型底板。

总之，闸室底板结构型式是多种多样的，每一种结构型式都有其特点和使用条件，要根据地基、泄流等条件选用。

2. 底板分缝

为了防止和减少由于地基不均匀沉降、温度变化和混凝土干缩引起的裂缝，对于多孔闸的闸室底板，必须沿垂直水流向进行分段，即设置若干道顺水流向的永久缝，但分段长度不宜过大，也不宜过小。如分段长度过大，则永久缝的数目虽可减少，但不可能完全防止和减小裂缝；如分段长度过小，则永久缝的数目增多，不仅使施工麻烦，还增加了工程造价，而且多设置一条缝，在防渗方面就有可能增加一个薄弱环节。所以，分段长度主要是根据闸室地基条件和结构构造特点，并结合考虑采用的施工方法和措施等因素来确定的。以往缝距在岩基上不宜大于 20m，在土基上不宜大于 30m。实践证明，闸室分段长度岩基上最大不超过 20m 是适宜的。而土基上的分段长度可加大至 35m。因此，SL265—

2001《水闸设计规范》规定“岩基上的分段长度不宜超过 20m，土基上的分段长度最长不宜超过 35m，当分段长度超过上述规定值时，需作专门论证”。

闸室顺水流向永久缝的位置可设在闸墩上，也可以设在底板上。整体式底板的闸墩与底板是固结在一起的，永久缝一般设在闸墩中间。在靠近岸墙处，为了减轻岸墙及墙后填土对闸室的不利影响，最好一闸孔一联。对中间闸孔，则可两闸孔或三闸孔一联。当永久缝设在闸墩处时，闸室结构整体性好，对地基不均匀沉降的适应性强，且具有较好的抗震性能，但缺点是工程量较大，而且闸孔孔径不宜过大，因为闸孔孔径过大，底板应力很大，需配置较多的钢筋。因此，这种分缝方式适应于软弱地基或地震区的水闸。设在闸墩中间的永久缝一般采用铅直贯通缝。

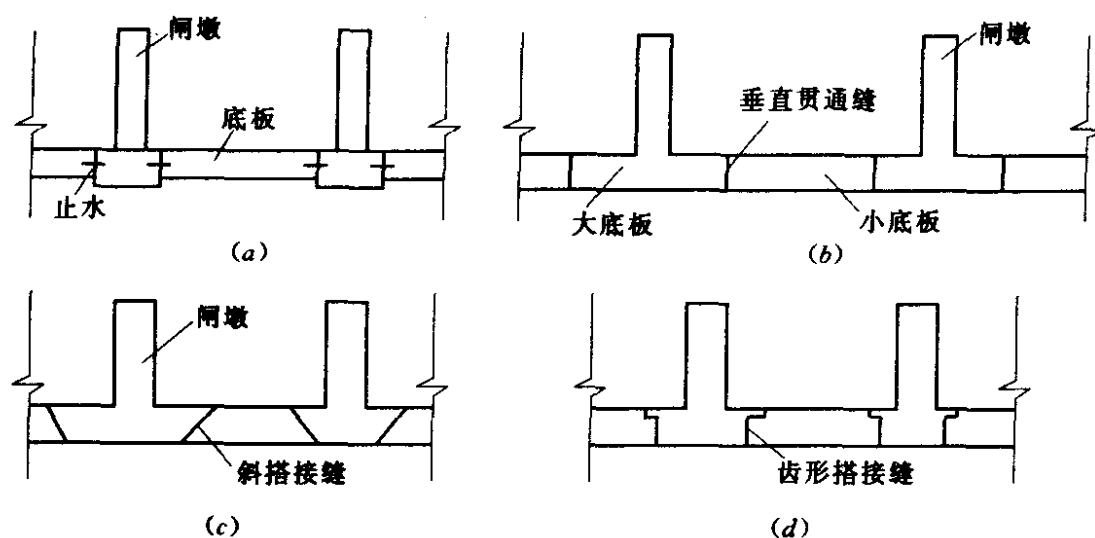


图 5-1 底板分缝结构型式

分离式闸底板的闸墩与底板是用缝分开的 [图 5-1 (a)]，此时，闸室上部结构重量及荷载直接由闸墩传给地基。分离式底板的永久缝也可设在闸室底板的中间或两侧，当闸室顺水流向的永久缝设在闸室底板的中间或两侧时，优点是工程量较小，但缺点是底板接缝多，闸室结构的整体性较差，给止水防渗和浇筑分块带来不利和麻烦。因此，此种分缝只能用于坚实地基上或采用桩基础时。当在闸室底板中间分缝时，由于底板挑出的悬臂不宜过

长，故闸孔孔径不宜太大，一般以不大于 8m 为宜；当闸室底板两侧分缝时，即所谓“大、小底板”[图 5-1 (b)]。底板挑出的悬臂长度不是完全由闸孔大小来决定的，闸孔孔径可以大于 8m。设在闸底板上的永久缝，可采用铅直贯通缝 [图 5-1 (b)]，也可采用斜搭接 [图 5-1 (c)] 或齿形（阶梯状）搭接缝 [图 5-1 (d)]。

永久缝的宽度一般为 2~3cm，缝内以柏油油毡填实。

复杂地基上的水闸分缝应根据具体地质情况，综合分析合理确定分缝形式。地质条件变化较大的地方，一般宜采用整体式底板，将缝设在闸墩中间。对地基条件突变的地方，闸孔应以缝墩隔开。同时还需验算地基的沉降变形。当不能满足规范要求时，应采取地基加固处理的方法。

3. 底板结构尺寸

闸底板顺水流方向的长度通常与闸墩长度相同，一般按以下两条途径拟定：①底部长度满足闸墩、胸墙、闸门和交通桥等上部结构布置的需要，这是一条主要的途径。布置时，底板长度当然不是各分布结构尺寸的累加，而是它们有机的结合。既要使彼此之间有一定的间距，便于水闸的运用管理，又要有利于闸室的安全稳定。②可以参照已建工程，根据地基条件参照表 5-1 所列数值初步选定。

表 5-1 闸室底板顺水流长度与上、下游最大水位差的比值

地 基 条 件	闸室底板顺水流向长度/ 上下游最大水位差
碎石土和砾（卵）石	1.5~2.5
砂土和砂壤土	2.0~3.5
粉质壤土和壤土	2.0~4.0
粘 土	2.5~4.5

底板顺水流向长度最后取决于闸室的基底压力和稳定要求，而闸门在底板上的位置与这些要求有很大关系。位置摆得较好时，既可利用门前水重增加闸室的抗滑稳定性，又可使各种计算情况

下的闸基压力分布比较均匀。

通过稳定分析，当需要调整闸室的中心位置或需要利用上游水重以增加闸室的抗滑稳定性时，闸室底板顺水流向长度可向闸墩上游端或下游端略加长，伸出闸墩的悬臂长度一般不宜超过闸室底板厚度的 1 倍。

江苏、安徽两省的大型水闸闸室底板顺水流向长度多数为 15～20m。一般受闸室上部结构布置要求控制，需要注意的是，如果为了增加闸基防渗长度而增加闸室底板长度，往往是不经济的。

闸室底板通常是等厚度的，也可以采用变厚度，后者在地基较坚实的情况下，有利于改善底板的受力条件。例如，可以加大闸墩墩基部位的厚度，减小跨中部位的厚度。对于大、中型水闸，闸室平底板厚度可取闸孔净宽的 $1/6 \sim 1/8$ ，其值约为 1.0～2.0m。最小厚度不宜小于 0.7m。渠系内小型水闸不宜小于 0.5m。底板材料一般采用钢筋混凝土。混凝土强度等级一般不低于 C20。表 5-2 为江苏省一些大、中型水闸闸室底板厚度，设计时可参考。

表 5-2 江苏省一些大中型水闸闸室底板厚度

水闸序号	地基土质	上、下游最大水位差 (m)	闸孔孔径 (m)	闸室底板	
				型 式	厚 度 (m)
1	坚实粘土类砂浆	10.5	10	平底板	2.0
2	壤 土	8.9	6.0	平底板	1.5
3	松软砂壤土	8.5	4.0	平底板	1.3
4	硬粘土	7.7	10.0	平底板	1.7
5	松软粉质砂壤土	7.5	3.8	平底板	1.3
6	重粉质壤土	6.59	10.0	平底板	1.86
7	粘土类砂浆	6.4	10.0	箱式平底板	顶 0.6 底 0.9
8	中 砂	6.35	10.0	箱式平底板	顶 0.6 底 0.9
9	粉质粘土	6.19	10.0	平底板	1.5
10	岩 石	6.0	10.0	平底板	0.5

续表

水闸序号	地基土质	上、下游最大水位差 (m)	闸孔孔径 (m)	闸室底板	
				型 式	厚 度 (m)
11	砂质粘土	5.85	10.0	平底板	1.8
12	砂壤土	4.65	5.0	平底板	1.1
13	极细砂	4.4	10.0	平底板	1.6
14	粉 砂	4.3	10.0	平底板	1.0

二、闸墩

闸墩用以分隔闸孔、支承闸门及上部桥梁，并将由闸门传来的水压力和上部结构的重量和荷载传给底板。闸墩的长度应满足布置工作桥、公路桥、检修桥等的需要。一般情况下，墩长与底板长相等，或稍短于底板，但闸墩上、下游端都保持铅直面。如上部结构布置有富裕，则上、下游端可做成 10 : 1 左右的竖坡 [图 5-2 (a)]。如果墩顶长度不能满足布置的要求，而所缺又有限时，可将上、下游端的顶部做成向外挑出的牛腿，用以支承上部桥梁等结构 [图 5-2 (b)]。

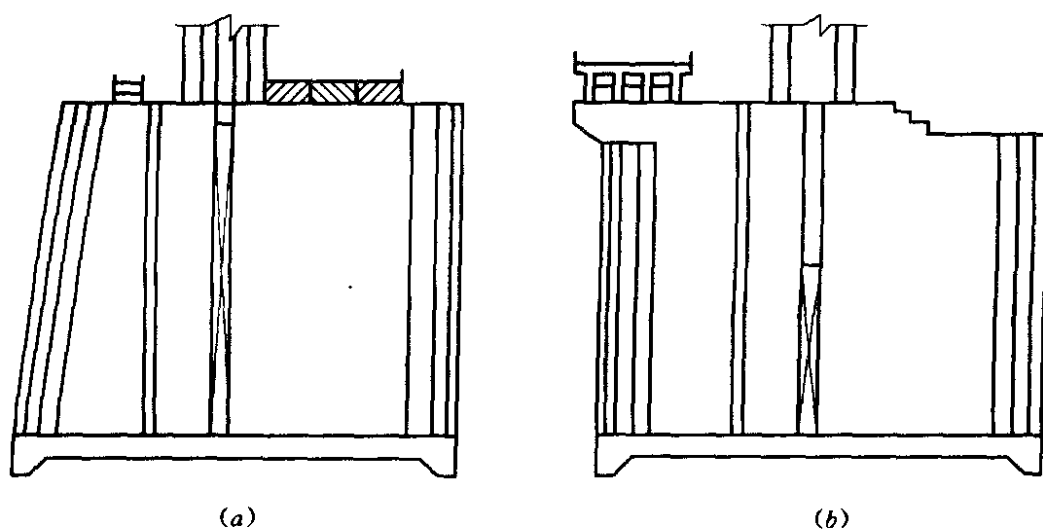


图 5-2 闸墩布置示意图

由于采用的闸门型式不同，闸墩的长度也有所不同。弧形闸门的支臂较长，约为门高的 1.1~1.5 倍。支铰位置布置在 $2/3 \sim$

1.0 倍门高处。弧形闸门启闭时，呈圆弧形的旋转面，故需要较长的闸墩。平面闸门需要的闸墩较短，但工作桥部位的闸墩较高。

工作桥和检修便桥分别设置在工作门槽和检修门槽的上部，以利启闭闸门。工作闸门门槽应设在闸墩水流较平顺的部位，这是一条基本原则，这样可以避免产生因水流流态不好对闸门运行带来不利的影响。门槽宽深比取 $1.6 \sim 1.8$ 。检修门槽与工作门槽之间的净距离一般不宜小于 1.5m ，主要为了满足闸门安装与维修的需要，同时也方便启闭机的布置和运行。为了满足闸室检修，特别是在正常蓄水位以下检修工作门槽的需要，往往在工作闸门门槽的上、下游各设置一道检修闸门门槽。当两道检修闸门都关闭时，闸墩一侧承受侧向水压力，底板顶面无水（空载），底面承受地基反力和扬压力，为此，必须核算此工况下的闸墩和底板的强度，此时，可能需要配置较多的钢筋。有时只在工作闸门的上游侧设置检修门槽，而下游一侧不设。在检修工作门槽及闸室时，采用钢结构围筒或气压沉柜或其他方法进行施工作业。

平底板结构的分段缝设在闸墩中间时，这种闸墩叫缝墩。缝间的闸段自成一体，地基发生不均匀沉降时，闸孔不致变形，闸门能够顺利启闭，无碍于水闸的正常运行。这种带有缝墩的闸段，整体性好，适用于中等密实以下的地基或地震区。当地基土质条件更不好时，可将桥梁与闸墩整浇，形成刚度较大的框架结构。但修建缝墩比较复杂，而且其总厚度大于中墩，导致水闸工程总量（包括上、下游河床的保护部分）加大，施工周期加长，这些都是它的缺点。采用这种结构型式时，一般都布置成二孔一联的底板或三孔一联的底板。靠边的闸底板为减小边荷载的影响，应适当减小缝距，做成一孔一联，或二孔一联底板 [图 5-3 (a)]。隔孔把缝设在闸孔正中间时，平底板成为双悬臂梁结构，这种布置型式既减少了闸的总宽度，节省了工程量，又可缩短工期。它适用于地质条件较好的地基。否则，不均匀沉降将导致闸孔变形，使闸门启闭困难 [图 5-3 (b)]。

闸墩上游部分顶部高程应不小于上游最高洪水位加波浪高度

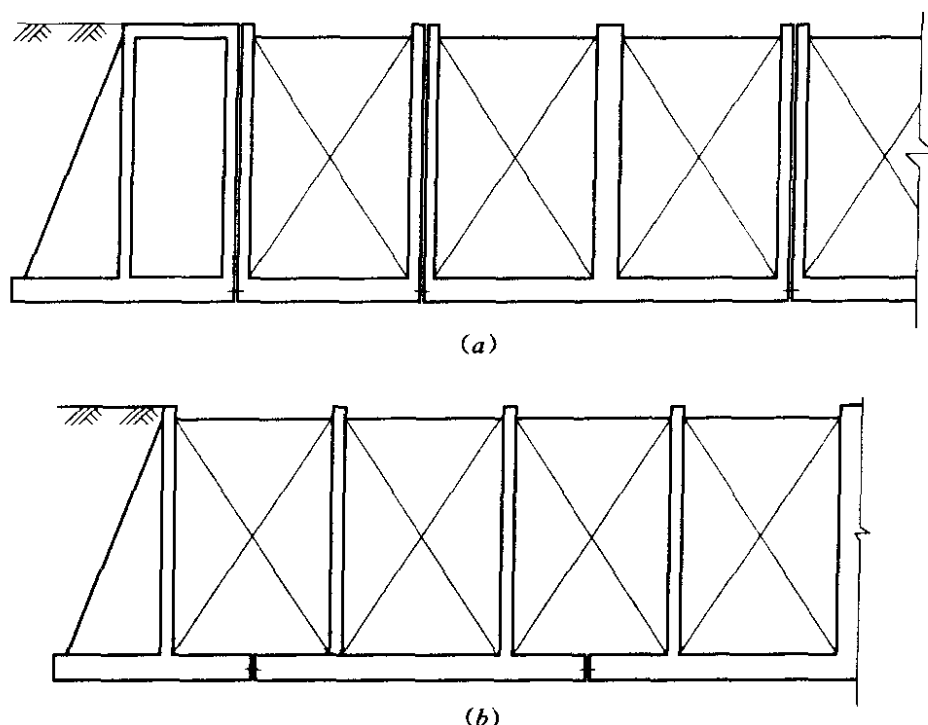


图 5-3 底板分缝与闸墩

和安全超高。防洪堤上的水闸墩顶高程应与防洪堤顶高程相同。胸墙顶和岸墙顶的高程亦相同。下游部分的闸顶高程可适当降低,但应保证位于下游的交通桥桥面能与闸侧道路衔接。为了降低墩顶高程,也可将交通桥搁置在墩顶的钢筋混凝土排架上。

平面闸门闸墩在架设工作桥部位的高度,应适应闸门开启及检修的需要。堰顶以上至工作桥梁底之间的净高 h 可由下式求出

$$h = h_1 + h_2 + e \quad (5-1)$$

式中: h_1 为相应于最大过闸流量的堰顶水深, m; h_2 为闸门高度, m; e 为富裕高度,可取 0.5~1.0m。启闭机采用螺杆式启闭机时, e 值应结合螺杆吊座端的无丝长度考虑。

闸室设有胸墙时, h 值仍可按公式 (5-1) 计算,但 h_1 应改为胸墙底缘在堰顶以上的高度。另外在确定工作桥部位的墩顶高程时,应使工作闸门能从闸孔中取出检修或更换。为此,常将主门槽顶部的闸墩做得薄一些,厚度与排架的厚度相同,这样可使工作桥的高程有所降低。

支承工作桥的闸墩(又叫排架)可以做成混凝土实体型[图

5-4 (a)], 或采用钢筋混凝土框架结构 [图 5-4 (b)]。前者应在适当位置布置一个便于平面闸门端柱和滚轮加油的检修孔, 两者均应在适当高度范围内设置活动门档。

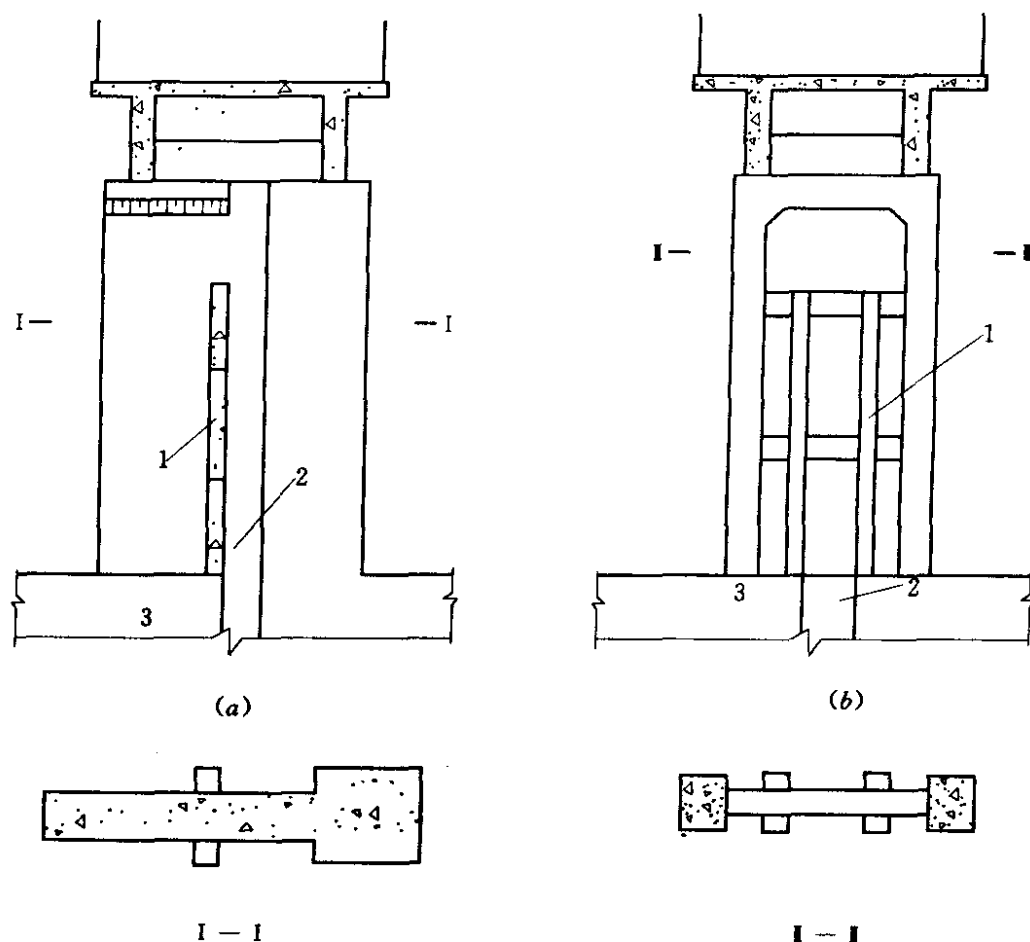


图 5-4 工作桥桥墩
1—活动门档; 2—门槽; 3—闸墩

闸墩的外形轮廓设计应能满足过闸水流平顺、侧向收缩小、过闸能力大的要求。闸墩上游墩头一般做成半圆形, 以减小水流的进口损失, 下游墩头宜做成流线形, 以利于水流的扩散。

闸墩的厚度通常是根据结构要求和施工方法来确定。弧形闸门的闸墩, 因为没有门槽, 可采用较小的厚度; 平面闸门的闸墩厚度, 往往受门槽的深度控制。门槽尺寸应根据闸门设计确定, 对于工作闸门, 槽深一般为 0.3m, 对于检修闸门, 槽深一般为 0.2m。平面闸门闸墩门槽处的最小厚度, 主要是根据结构强度和刚度的

需要确定。如采用油压式启闭机械，门槽处最小厚度的确定，还要考虑油缸布置的需要。此外，闸墩门槽处厚度如果过小，还会增加施工上的困难。因此，门槽颈部厚度一般不宜小于 0.5m，最小不得小于 0.4m。

三、胸墙

当闸门挡水水位高于泄水水位时可采用胸墙结构，闸室设置胸墙可以减小闸门高度，从而减轻闸门重量和启闭机吨位，并降低工作桥的高度。

胸墙顶应与闸顶齐平；胸墙底高程应根据孔口泄流要求确定，一般以不影响取水和泄水为原则。当闸孔泄流为淹没式宽顶堰堰流时，胸墙底缘高程为：

$$\nabla Z_B = \text{堰顶高程} + \text{堰顶下游水深} + \delta \quad (5-2)$$

式中： δ 为安全超高，取等于或大于 0.2m。

胸墙在闸室中的位置总是跟闸门位置配合在一起的，一般都是布置在闸门的上游侧，其优点是启闭机的螺杆或钢丝绳与吊耳等铁件不致因位于高水位之下而锈蚀。对于平面闸门，也有胸墙设于闸门下游侧的，其优点是闸门紧靠胸墙，使止水设备简单，且止水效果好而可靠。

胸墙与闸墩的连接方式可根据闸室地基、温度变化条件、闸室结构横向刚度和构造要求等确定。一般采用简支式结构，因为简支式结构受力明确，计算简单，施工方便。对于有抗震或其他要求需要增加闸室的整体性时，可将胸墙与闸墩整浇在一起，成为固支连接。需要注意的是，对于永久缝设置在底板上的水闸，胸墙与闸墩不能采用固支式连接，以免由于地基不均匀沉降、支承部位的变形等不利因素产生结构次应力，造成不良后果。

胸墙一般均采用钢筋混凝土材料，当闸孔孔径小于或等于 6m 时，采用板式结构，直接支承在闸墩上；当闸孔孔径大于 6m 时，则采用板梁式结构 [图 5-5 (b)]，顶梁和底梁水平支承在闸墩上，板支承在顶梁和底梁上。当胸墙挡水高度较大时，也可以采用三根梁 [图 5-5 (c)]。

胸墙的厚度应根据受力条件和边界支承情况计算确定，板式结构可设计成上薄下厚的楔形板，最薄处一般不小于 0.2m [图 5-5 (a)]。当采用板梁式结构时，上梁高度约为闸孔跨度的 $1/12 \sim 1/15$ ，下梁高度约为闸孔跨度的 $1/6 \sim 1/9$ ，以保证足够的刚度。对于受风浪冲击力较大的水闸，胸墙上应留有足够的排气孔。

为了使水流平顺地通过闸孔，减小局部阻力，增加闸孔泄流能力，胸墙上游面底部应做成流线形。

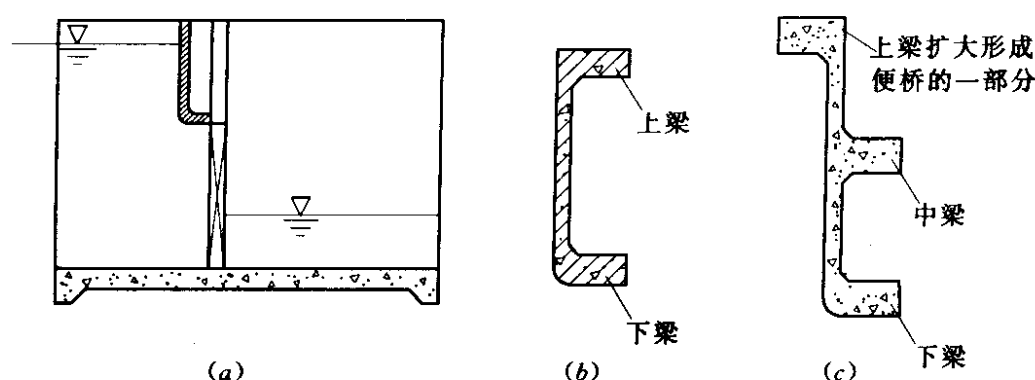


图 5-5 胸墙结构型式

四、闸门

闸门结构的选型布置应根据其受力情况、控制运用要求、制作、安装、维修等条件，结合闸室结构布置合理选定。水闸工程中常用的闸门类型有：平板直升门、弧形门、下卧式弧形门、升卧式平面门、双扉门、叠梁门等。

由于弧形闸门具有重量轻、受力条件好、比同跨度平面闸门要求的启闭机容量小、启闭机运用灵活、不需要设置门槽、过闸水流顺畅等优点，因此，挡水高度和闸孔孔径均较大，需由闸门控制泄水的闸门宜采用弧形门。

当永久缝设在闸室底板上时，由于底板的整体性差，在地基不均匀沉降的情况下，较易造成闸底板顶面高程高低不平、闸墩侧向倾斜的现象，从而改变闸孔形状，使得对闸孔变形很敏感的弧形闸门很难适应，因此宜采用直升平面闸门。

沿海地区的挡潮闸，由于受潮汐的影响，闸门上往往承受很强的涌浪或风浪冲击力。例如，浙江省钱塘江口某挡潮闸弧形门上承受涌潮冲击力达 $80\sim 100\text{kPa}$ ，这是一个实际存在的不容忽视的作用荷载。由于该闸弧形闸门布置上的缺陷，在上游水位略低于胸墙底部时，胸墙底部和弧形门露出水面以上部分形成一个封闭的空腔，在较大的涌潮冲击力作用下，空气被压缩，形成巨大的气囊冲击力，以致造成弧形闸门支臂失稳破坏。根据调查资料，挡潮闸的闸门门型多数采用平面闸门，且将闸门面板布置在迎潮侧，以严密的止水结构防止潮水和泥沙倒灌。因此，受涌浪或风浪冲击力较大的挡潮闸，宜采用平面闸门，且闸门的面板宜布置在迎潮侧。

对于有排冰、过木要求的水闸，闸孔孔径一般较大，且水位以上的净空要求较高，因此宜采用平面闸门或下卧式弧形闸门。多泥沙河流上的水闸，考虑到泥沙的淤积可能给闸门启闭带来困难，因此不宜采用下卧式弧形闸门。

有通航要求或地震区有抗震要求的闸门，为了降低启闭机排架的高度，宜采用升卧式平面闸门或双扉式平面闸门。

露顶式闸门顶部应在可能出现的最高挡水位以上有 $0.3\sim 0.5\text{m}$ 的超高。

闸门的结构布置详见《取水输水建筑物丛书》的《闸门与启闭设备》分册。

五、上部桥梁

闸室上部桥梁有工作桥、公路桥和检修便桥。其结构型式可根据闸孔孔径、闸门启闭机型式及容量、设计标准等分别选用板式、梁板式或板拱式，其与闸墩的连接型式应与底板分缝位置及胸墙支承型式统一考虑。有条件时，可采用预制构件，现场吊装。

公路桥和检修便桥的梁（板）底高程均应高出最高洪水位 0.5m 以上，若有流冰时，应高出流冰以上 0.2m 。工作桥梁底高程必须在水闸下泄最大流量时，应能满足使闸门脱离水面。

第二节 荷载及其组合

一、荷载计算

作用于闸室上的荷载主要有结构自重、水重、水平水压力、扬压力、土压力、泥沙压力、风压力、浪压力、地震荷载等（图 5-6）。

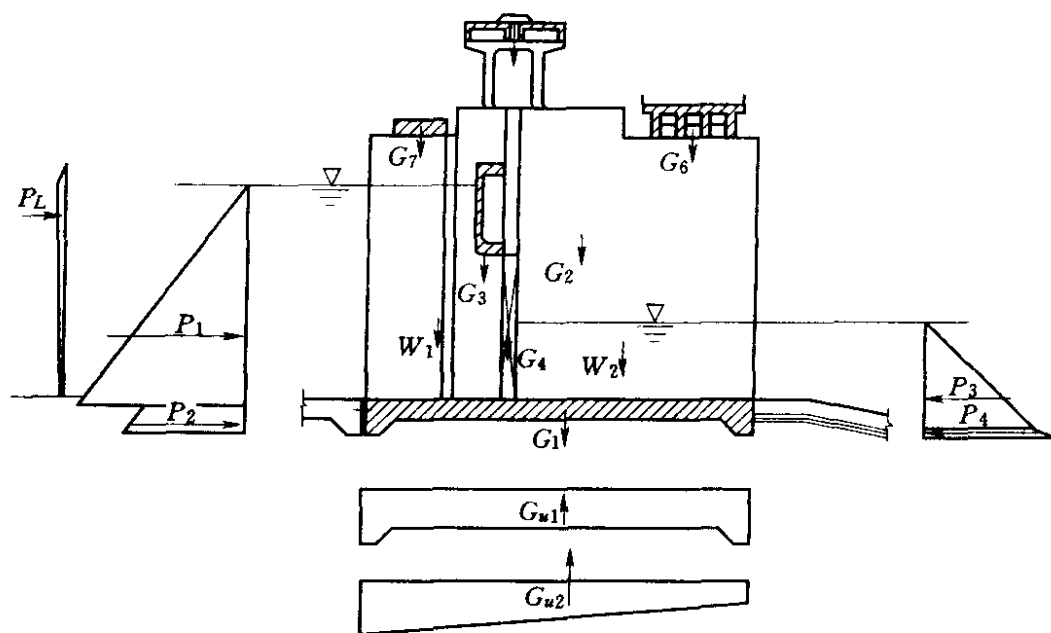


图 5-6 闸室作用荷载

（一）水闸结构自重

水闸结构自重包括底板自重、闸墩自重、胸墙自重、工作桥及启闭机自重、交通桥和检修桥自重等。水闸结构自重应按其几何尺寸及材料容重计算确定。水闸结构使用的建筑材料，主要有混凝土和钢筋混凝土。在有的部位也有采用浆砌条石和浆砌块石的。混凝土的容重可采用 $23.5 \sim 24.0 \text{ kN/m}^3$ ，钢筋混凝土的容重可采用 $24.5 \sim 25.0 \text{ kN/m}^3$ ，浆砌块石的容重可采用 $21.0 \sim 23.0 \text{ kN/m}^3$ ，浆砌条石的容重可采用 $22.0 \sim 25.0 \text{ kN/m}^3$ 。重力作用在各自的重心处。

闸门启闭机及其他永久设备应尽量采用实际重量，但一般在

稳定计算时，闸门设计尚未完成。因此可根据门型按经验公式计算。

对露顶式平面钢闸门：

$$\text{当 } 5\text{m} \leq H \leq 8\text{m} \text{ 时, } G = K_z K_c K_g H^{1.43} B^{0.08} \quad (5-3)$$

$$\text{当 } H > 8\text{m} \text{ 时, } G = 0.012 K_z K_c H^{1.65} B^{1.85} \quad (5-4)$$

式中：\$G\$ 为闸门重力，10kN；\$H\$、\$B\$ 为孔口高度和宽度，m；\$K_z\$ 为闸门行走支承系数，对于滑动式支承，\$K_z=0.81\$；对于滚轮式支承，\$K_z=1.0\$；对于台车式支承，\$K_z=1.3\$；\$K_c\$ 为材料系数，闸门材料为普通碳素钢时，\$K_c=1.0\$；为普通低合金结构钢时，\$K_c=0.8\$；\$K_g\$ 为孔口高度系数，当 \$H<5\text{m}\$ 时，\$K_g=0.156\$；当 \$5\text{m} \leq H \leq 8\text{m}\$，\$K_g=0.13\$。

对潜孔式平面滚轮闸门：

$$G = 0.073 K_1 K_2 K_3 A^{0.93} H_s^{0.79} \quad (5-5)$$

式中：\$A\$ 为孔口面积，\$\text{m}^2\$；\$H_s\$ 为设计水头，m；\$K_1\$ 为闸门工作性质系数，工作闸门 \$K_1=1.0\$，检修闸门 \$K_1=0.9\$；\$K_2\$ 为孔口高宽比修正系数，当 \$H/B \geq 2\$ 时，\$K_2=0.93\$；当 \$H/B < 1\$ 时，\$K_2=1.1\$，其他情况，\$K_2=1\$；\$K_3\$ 为水头修正系数，当 \$H_s \geq 60\text{m}\$ 时，\$K_3=(H_s/A)^{1/4}\$，当 \$H_s < 60\text{m}\$ 时，\$K_3=1.0\$；

对潜孔式平面滑动闸门：

$$G = 0.022 K_1 K_2 K_3 A^{1.34} H_s^{0.63} \quad (5-6)$$

式中：\$K_1\$ 的意义同前，工作闸门 \$K_1=1.1\$，检修闸门 \$K_1=1.0\$；\$K_2\$ 的意义同前，当 \$H/B \geq 2\$ 时，\$K_2=0.93\$；当 \$H/B < 1\$ 时，\$K_2=1.1\$；其他情况，\$K_2=1\$；\$K_3\$ 的意义同前，当 \$H_s \geq 70\text{m}\$ 时，\$K_3=(H_s/A)^{1/4}\$，当 \$H_s < 70\text{m}\$ 时，\$K_3=1.0\$；

对露顶式弧形闸门：

$$\text{当 } B \leq 10\text{m} \text{ 时, } G = K_c K_b B^{0.33} H_s H^{0.42} \quad (5-7)$$

$$\text{当 } B > 10\text{m} \text{ 时, } G = K_c K_b B^{1.1} H_s H^{0.63} \quad (5-8)$$

式中：\$K_b\$ 为孔口宽度系数，当 \$B \leq 5\text{m}\$ 时，\$K_b=0.29\$；当 \$5\text{m} < B \leq 10\text{m}\$ 时，\$K_b=0.472\$；当 \$10\text{m} < B \leq 20\text{m}\$ 时，\$K_b=0.075\$；当 \$B > 20\text{m}\$ 时，\$K_b=0.105\$；其他符号意义和数值同前。

对潜孔式弧形闸门:

$$G = 0.012 K_2 A^{1.27} H_s^{1.06} \quad (5-9)$$

式中: K_2 的意义同前, 当 $H/B \geq 3$ 时, $K_2 = 1.2$; 其他情况, $K_2 = 1.0$; 其他符号意义同前。

启闭机的自重, 可根据启闭机的型号及启闭机容量查阅生产厂产品资料确定。

(二) 水重

作用在水闸底板上的水重应按照其实际体积及水的容重计算确定, 水的容重一般为 10 kN/m^3 。在多泥沙河流上的水闸, 应考虑水中含有悬移质泥沙对水的容重的影响, 这时采用浑水容重。根据黄河水利委员会勘测规划设计院研究推荐的浑水容重计算公式为:

$$\gamma_h = 10 + \frac{0.62264}{100} \rho_{\max} \quad (5-10)$$

式中: γ_h 为浑水容重, kN/m^3 ; $\rho_{\max}$ 为实测最大含泥量, kg/m^3 。如无实测资料时, 浑水容重可采用 $10.5 \sim 11.0 \text{ kN/m}^3$ 。

(三) 水平水压力

作用在水闸上的静水压力应根据水闸不同运用情况时的上、下游水位组合条件计算确定。水闸上、下游水位的组合条件应根据水闸工程运行中实际可能出现的水位情况确定。根据中国已建水闸工程运行的实践经验, 对水闸闸室抗滑稳定起控制作用的, 往往不是校核洪水位时的水位组合条件, 而是上游可能出现的最高挡水位 (也可能是达到接近设计或校核洪水位时才开闸放水的水位), 下游为常水位 (也可能是宣泄一定流量时尾水被推走的水位) 或无水时的水位组合条件。因为后一种组合时, 上下游水位差较大, 对结构的抗滑稳定不利。

如图 5-7 (a) 所示, 闸前为粘土铺盖时, 上游水压力为:

$$P_1 = 1/2 \gamma H_1^2 L \quad (5-11)$$

$$P_2 = 1/2 \gamma (H_1 + H_b) h L$$

式中: h 为底板 c 、 b 两点间的距离; H_1 为底板顶面以上的上游水

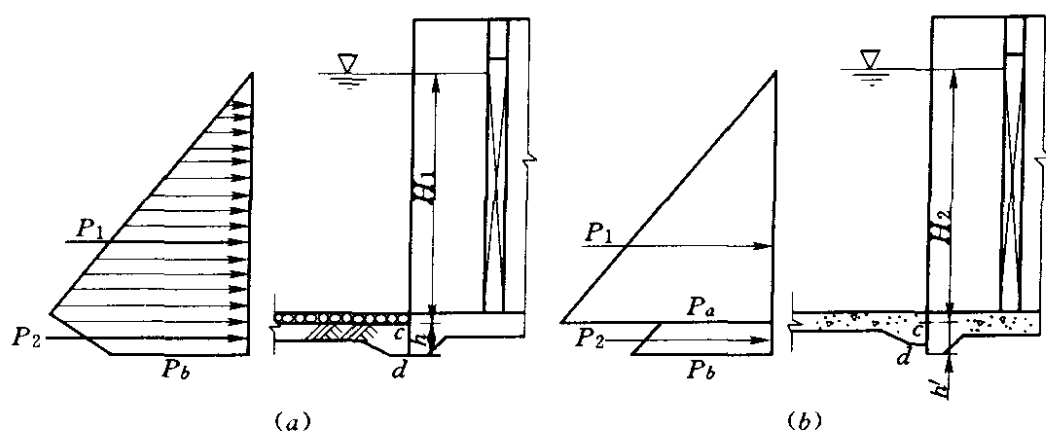


图 5-7 上游水压力计算图

深； H_b 为底板 b 点的扬压力水头； L 为底板相邻沉陷缝的长度。

当闸前为混凝土铺盖时，如图 5-7 (b) 所示，上游水压力为：

$$P_1 = 1/2 \gamma H_2^2 L \quad (5-12)$$

$$P_2 = (p_c + p_d) h' L$$

式中： H_2 为止水 c 以上的上游水深； p_c 、 p_d 为底板 c 、 d 点的扬压力水头； h' 为底板 c 、 d 两点的距离；其余符号同上。

下游水压力的计算方法同上游。

(四) 浪压力

作用在水闸上的浪压力应根据水闸闸前风向、风速、风区长度（吹程），风区内的平均水深以及闸前实际波态的计算确定。

计算浪压力，首先要计算波浪要素（即波浪高度、长度和周期等）。而波浪要素的计算，一般都采用以一定实测或试验资料为基础的半理论半经验性公式和方法，因而受到一定适用条件的限制。在 20 世纪 50 年代，我国的水闸设计多数是采用史蒂文生 (T. Stevenson)、安德烈雅诺夫 (B. Г. АНДРЕЯНОВ)、西晓夫 (Н. В. ШИЩОВ) 等根据某些特定条件提出的经验公式，使用虽然很简便，但因考虑的影响因素不够全面，其适用范围有一定的局限性，计算精度不高。在 20 世纪 60 年代初期，中国有关单位开始对风浪要素进行现场观测分析研究，相继提出了官厅水库公式、鹤地水库公式和青海湖公式等。这些公式同样也有一定的局限性，只适用于与水库、湖泊条件类似的地区。南京水利科学研究院从

1965 年开始,在福建省莆田海浪试验站进行了为期 6 年的波浪观测,经过观测资料的回归分析后,提出了莆田试验站公式。该公式考虑的因素全面且计算精度高,对深水水域和浅水水域均适用,对中国东南沿海及内陆平原地区浅水水域尤为适用。莆田试验站浪压力计算公式如下。

1. 波高和波长的计算

根据风速、吹程及吹程范围内的平均水深,计算波浪要素的公式为:

$$\frac{gh_m}{V_0^2} = 0.13 \operatorname{th} \left[0.7 \left(\frac{gH_m}{V_0^2} \right)^{0.7} \right] \operatorname{th} \left\{ \frac{0.0018 \left(\frac{gD}{V_0^2} \right)^{0.45}}{0.13 \operatorname{th} \left[0.7 \left(\frac{gH_m}{V_0^2} \right)^{0.7} \right]} \right\} \quad (5-13)$$

$$\frac{gT_m}{V_0} = 13.9 \left(\frac{gh_m}{V_0^2} \right)^{0.5} \quad (5-14)$$

式中: h_m 为平均波高, m; V_0 为计算风速, m/s, 现行水工建筑物设计规范多数采用“最大风速加成法”。即在正常蓄水位或设计洪水位情况下, 计算风速采用多年平均年最大风速的 1.5~2.0 倍; 在校核洪水位情况下, 计算风速采用多年平均年最大风速。统计分析成果表明, 多年平均最大风速的 1.5~2.0 倍约相当于重现期为 50 年的年最大风速。因此, 当浪压力参与荷载的基本组合时, 计算风速可采用重现期为 50 年的年最大风速; 当浪压力参与荷载的特殊组合时, 计算风速可采用多年平均年最大风速; D 为风区长度, m, 当闸前水域较宽广或对岸最远水面距离不超过闸前沿水面宽度的 5 倍时, 可采用对岸至水闸前沿的直线距离; 当闸前水域较狭窄或对岸最远水面距离超过水闸前沿水面宽度的 5 倍时, 可采用水闸前沿水面宽度的 5 倍; H_m 为风区内的平均水深, m, 可由沿风向作出的地形剖面图求得, 其计算水位应与相应计算情况下的静水位一致; T_m 为平均波周期, s。

根据水闸级别, 可由表 5-3 查得波列累积频率值, 表中的 P 为

波列累积频率 (%)。

表 5-3 波列累积频率 $P(\%)$ 值

在平均波高及波列累积频率 P 值求得后, 根据表 5-4 可求得相应于波列累积频率 P 的波高 h_P (m)。

水闸级别	1	2	3	4	5
P (%)	1	2	5	10	20

平均波长与平均波周期的关系可按式换算

$$L_m = \frac{gT_m^2}{2\pi} \operatorname{th} \frac{2\pi H}{L_m} \quad (5-15)$$

式中: L_m 为平均波长, m; H 为闸前水深, m。

表 5-4

h_P/h_m 值

h_m/H_m	P (%)				
	1	2	3	4	5
0.0	2.42	2.23	1.95	1.71	1.43
0.1	2.26	2.09	1.87	1.65	1.41
0.2	2.09	1.96	1.76	1.59	1.37
0.3	1.93	1.82	1.66	1.52	1.34
0.4	1.78	1.68	1.56	1.44	1.30
0.5	1.63	1.56	1.46	1.37	1.25

平均波长与平均波周期的换算值也可由 SL265—2001 《水闸设计规范》有关表格查得。

2. 浪压力的计算

作用于水闸铅直或近似铅直迎水面上的浪压力, 应根据闸前水深和实际波态, 分别按下列规定计算。

(1) 当 $H \geq H_k$, 且 $H \geq L_m/2$ 时, 属于深水波作用, 如图 5-8 所示, 按立波概念计算作用于水闸前缘单位宽度上的波浪压力 P_1 :

$$P_1 = \frac{1}{4} \gamma L_m (h_P + h_z) \quad (5-16)$$

$$h_z = \frac{\pi h_P^2}{L_m} \operatorname{cth} \frac{2\pi H}{L_m} \quad (5-17)$$

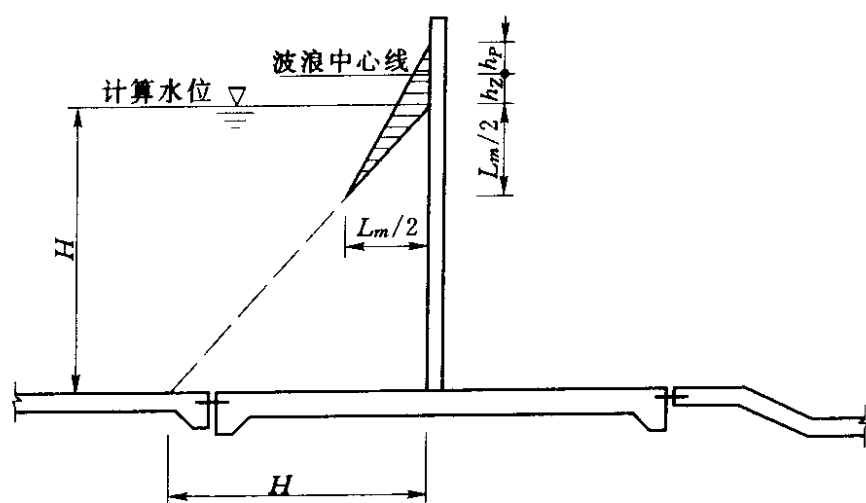


图 5-8 深水波浪压力计算图

$$H_k = \frac{L_m}{4\pi} \ln \frac{L_m + 2\pi h_P}{L_m - 2\pi h_P} \quad (5-18)$$

式中： P_1 为作用于水闸迎水面上的浪压力，kN/m； h_z 为波浪中心线超出计算水位的高度，m； H_k 为使波浪破碎的临界水深，m。

(2) 当 $H \geq H_k$ 和 $H < L_m/2$ 时，属于浅水波浪压力，如图 5-9 所示，浪压力公式为：

$$P_1 = \frac{1}{2} [(h_P + h_z)(\gamma H + p_s) + H p_s] \quad (5-19)$$

$$P_s = \gamma h_P \operatorname{sech} \frac{2\pi H}{L_m} \quad (5-20)$$

式中： P_s 为闸墩（闸门）底面处的剩余浪压力强度，kPa；其余符

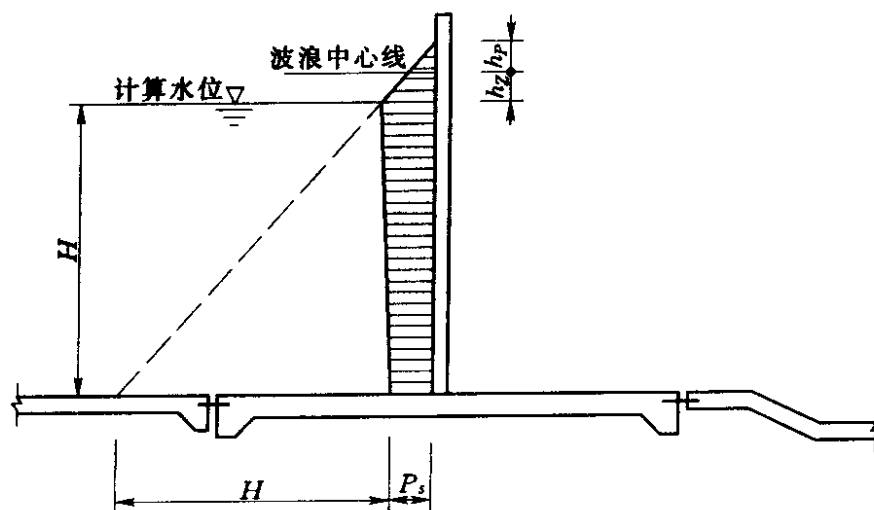


图 5-9 浅水波浪压力计算图

号意义同前。

(3) 当 $H < H_k$ 时, 属于破碎波, 如图 5-10 所示, 此时, 浪压力计算公式为:

$$P_1 = \frac{1}{2} P_j [(1.5 - 0.5\eta)(h_p + h_z) + (0.7 + \eta)H] \quad (5-21)$$

$$P_j = K_i \gamma (h_p + h_z) \quad (5-22)$$

式中: P_j 为计算水位处的浪压力强度, kPa; η 为闸墩 (闸门) 底面处的浪压力强度折减系数, 当 $H \leq 1.7(h_p + h_z)$ 时, 可采用 0.6, 当 $H > 1.7(h_p + h_z)$ 时, 可采用 0.5; K_i 为闸前河 (渠) 底坡影响系数, 可按表 5-5 采用, 表中的 i 值为闸前一定距离内河 (渠) 底坡的平均值; 其余符号意义同前。

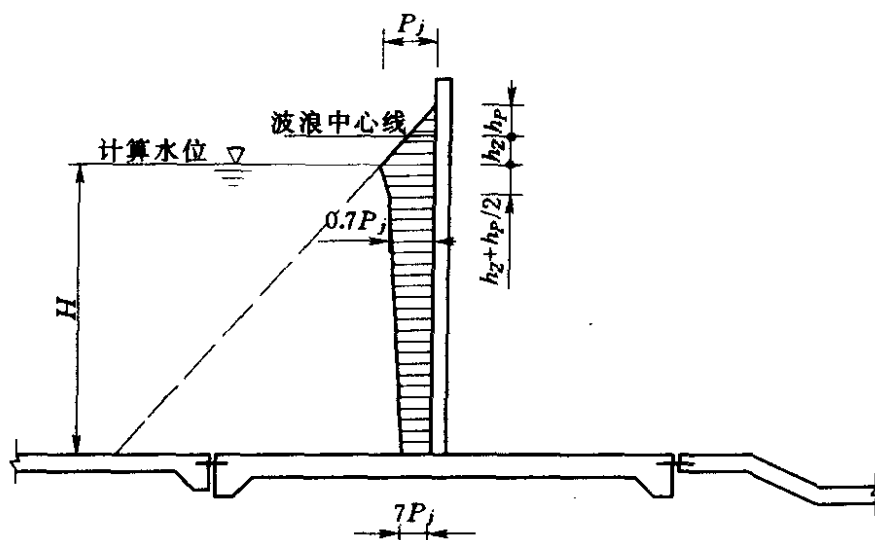


图 5-10 破碎波浪压力计算图

表 5-5

K_i 值

i	1/10	1/20	1/30	1/40	1/50	1/60	1/80	$\leq 1/100$
K_i	1.89	1.61	1.48	1.41	1.36	1.33	1.29	1.25

(五) 扬压力

作用在水闸基础底面的扬压力应根据地基类别、防渗排水布

置及水闸上、下游水位组合条件计算确定。在稳定分析中，扬压力的计算应和计算静水压力的水位组合条件相对应。对于沿海地区的挡潮闸，因下游水位受潮汐的影响，闸基渗透压力的传递有滞后现象，这种滞后现象对闸室的抗滑稳定是有利的。

作用在水闸基础底面的扬压力（浮托力和渗透压力之和）的计算方法见第四章渗流计算。

（六）泥沙压力

当闸前有泥沙淤积时，应计算作用于闸上的泥沙压力，泥沙压力应根据水闸上、下游可能淤积的厚度及泥沙的容重等计算确定。泥沙可能淤积的厚度，应根据当地实测最大含沙量进行综合研究确定。根据调查资料，黄河水利勘测规划设计研究院对于黄河上引水闸泥沙可能淤积厚度确定为：如引渠长度较短，按低于设计洪水位 0.5m 考虑；如引渠长度较长，按低于设计洪水位 2.0m 考虑。一些资料建议，对于低水头水工建筑物，在多泥沙河流上，泥沙可能淤积的厚度可取建筑物高度的 1/3。对于沿海挡潮闸，闸下有时淤积相当严重，在确定泥沙淤积厚度时，除应考虑上游来水含沙量外，还应考虑下游引河布置、潮型、潮流量、附近海岸冲淤变化等因素。

在淤积高度确定后，可用下式计算泥沙压力：

$$P_n = \frac{\gamma_n h_n^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2} \right) \quad (5-23)$$

式中： P_n 为作用于水闸上的泥沙压力，kN/m； γ_n 为闸前沉积泥沙的浮重，kN/m³， $\gamma_n = \gamma'_n - (1-n)\gamma$ ； γ 为水的容重（kN/m³）； n 为淤砂的孔隙率； h_n 为闸前泥沙淤积厚度，m； φ_n 为淤砂的内摩擦角，（°）。

（七）风压力

作用于水闸上的风压力应根据水闸闸前风向、风速和水闸受力面积等计算确定。在计算作用在水闸上的风压力时，对于计算风速的取值，可参照国家现行的 DL5077—1997《水建筑物荷载设计规范》计算风浪要素时对计算风速的有关规定。当风压力参与

荷载的基本组合时,采用当地气象台、气象站提供的重现期为 50 年的年最大风速;当风压力参与荷载的特殊组合时,采用当地气象台、气象站提供的多年平均年最大风速。

表 5-6 荷载组合表

荷载组合	计算情况	荷 载											说 明
		自重	水重	静水压力	扬压力	土压力	泥沙压力	风压力	浪压力	冰压力	土的冻胀力	地震荷载	
基本组合	完建情况	√	—	—	—	√	—	—	—	—	—	—	必要时,可考虑地下水产生的扬压力
	正常蓄水位情况	√	√	√	√	√	√	√	√	—	—	—	按正常蓄水位组合计算水重、静水压力、扬压力及浪压力
	设计洪水位情况	√	√	√	√	√	√	√	√	—	—	—	按设计洪水位组合计算水重、静水压力、扬压力及浪压力
	冰冻情况	√	√	√	√	√	√	√	—	√	√	—	按正常蓄水位组合计算水重、静水压力、扬压力及冰压力
特殊组合	施工情况	√	—	—	—	√	—	—	—	—	—	—	应考虑施工过程中各个阶段的临时荷载
	检修情况	√	—	√	√	√	√	√	√	—	—	—	按正常蓄水位组合(必要时可按设计洪水位组合或冬季低水位条件)计算静水压力、扬压力及浪压力
	校核洪水位情况	√	√	√	√	√	√	√	√	—	—	—	按校核洪水位组合计算水重、静水压力、扬压力及浪压力
	地震情况	√	√	√	√	√	√	√	√	—	—	√	按正常蓄水位组合计算水重、静水压力、扬压力及浪压力

在计算作用在水闸上的风压力时,也可从现行的 GBJ9—87《建筑结构荷载规范》中所附“全国基本风压分布图”上查得闸址所在地的基本风压值(采用值不得小于 0.25kN/m^2),再乘以 1.1 作为作用在水闸单位面积上的风压值。“全国基本风压分布图”系根据全国 300 多个气象台、气象站提供的最大风速资料,经统计得出重现期为 30 年的年最大风速,再按公式 $W_0 = V_0^2/1600$ 算出基本风压值绘制而成的。统计分析结果表明,将基本风压值乘以系数 1.1 相当于重现期为 30 年的年最大风速提高到重现期为 50 年的年最大风速。

(八) 地震荷载

在地震区需计入地震荷载时,可按现行的 SL203—97《水工建筑物抗震设计规范》计算地震荷载。

二、荷载组合

水闸在施工、运行及检修过程中,各种荷载的大小及分布情况是随机变化的。因此,应根据水闸不同的工作条件和荷载机遇情况进行组合。荷载组合的原则是:考虑各种荷载出现的几率,将实际上可能同时出现的各种荷载进行最不利的组合,并将水位作为组合条件。荷载组合分为基本组合和特殊组合两类。在基本荷载组合中又分为完建情况、正常蓄水位情况、设计洪水位情况和冰冻情况四种。在特殊荷载组合中又分为施工情况、检修情况、校核情况和地震情况四种。各种计算情况下荷载组合见表 5-6。

由于地震与设计洪水位或校核洪水位同时遭遇的机率极小,因此在计入地震荷载时,只与正常蓄水位情况下的相应荷载组合。

第三节 闸室稳定计算

闸室稳定计算宜取相邻顺水流向永久缝之间的闸段作为计算单元。如各计算单元不一致时,应分别计算。

土基上的闸室稳定计算应满足以下几项要求:①在各种情况下(一般控制在完建情况下),闸室平均基底应力不大于地基允许

承载力，最大基底应力不大于地基允许承载力的 1.2 倍；②在各种情况下（多数控制在设计洪水位情况下或校核洪水位情况下，或正常挡水位遭遇地震的情况下），要求闸室基底应力的最大值和最小值之比（即基底压力分布不均匀系数）不得大于规定的允许值（见表 5-8）。以免产生过大的不均匀沉降；③水闸运行期，无论是验算表层抗滑稳定性，还是校核深层抗滑稳定性，其抗滑稳定安全系数不得小于规定的允许值（见表 5-13）。

岩基上的闸室稳定计算应满足以下几项要求：①在各种计算情况下，闸室最大基底应力不得大于地基允许承载力；②在非地震情况下，闸室基底不出现拉应力，在地震情况下，闸室基底拉应力不大于 100kPa；③沿闸底面的抗滑稳定安全系数不小于规定的允许值（参见表 5-14）。

一、闸室基底应力验算

闸室基底应力根据结构布置和受力情况，分别按下列规定进行计算。

（一）基底应力的计算

当结构布置和受力情况对称时：

$$P_{\max}^{\min} = \frac{\sum G}{A} \pm \frac{\sum M}{W} \quad (5-24)$$

式中： $P_{\max}^{\min}$ 为闸室基底应力的最大值或最小值，kPa； $\sum G$ 为作用在闸室上的全部竖向荷载（包括闸室基础底面上的扬压力在内），kN； A 为底板底面面积， m^2 ； $\sum M$ 为作用在闸室上的全部竖向和水平向荷载对于基础底面垂直水流方向的形心轴的力矩之和， $kN \cdot m$ ； W 为闸室基底面对于该底面垂直水流方向的形心轴的截面矩， m^3 。

公式 (5-24) 为材料力学偏心受压公式。目前在水闸工程中，普遍采用这个公式计算闸室基底应力，考虑到闸墩和底板在顺水流方向的刚度很大，闸室基底应力可近似地认为直线分布。

对于结构布置和受力不对称的闸墩，如对于多孔水闸的边闸孔或左右不对称的单闸孔，应按下列双向偏心受压公式计算闸底

应力。

$$P_{\min}^{\max} = \frac{\sum G}{A} \pm \frac{\sum M_x}{W_x} \pm \frac{\sum M_y}{W_y} \quad (5-25)$$

式中： $\sum M_x$ 、 $\sum M_y$ 分别为作用在闸室上的全部竖向和水平向荷载对于基础底面形心轴 x 、 y 的力矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； W_x 、 W_y 为闸室基底面对于该底面形心轴 x 、 y 的截面矩， m^3 。

根据调查资料，目前在水闸工程设计中，对于结构布置及受力条件不对称的闸孔，多数情况下没有按公式 (5-25) 计算，只有少数水闸工程曾经作过对比计算。例如，江苏省某引水水闸闸室结构布置及受力条件均不对称，在设计中曾对闸室基底应力分布按考虑和不考虑横向作用力分别进行计算，计算结果列于表 5-7。

表 5-7 边孔闸室底板基底应力分布对比计算

计算情况		不考虑横向作用力			考虑横向土压力作用		
		基底最大值 (kPa)	基底应力最小值 (kPa)	最大应力/最小应力	基底应力最大值 (kPa)	基底应力最小值 (kPa)	最大应力/最小应力
施工期 (边墩后填土高达 80%)		—	—	—	126.0	70.5	1.79
完建期		107.4	91.2	1.19	96.2	79.5	1.21
正向	设计情况	64.5	55.7	1.16	71.6	47.6	1.47
	校核情况	67.5	47.3	1.43	74.8	40.0	1.87
反向	设计情况	103.8	54.8	1.89	116	43.0	2.70
	校核情况	107.8	54.2	2.01	123.0	40.0	3.08

由表 5-7 可见，该引水闸边孔闸室底板考虑横向作用力比不考虑横向作用力除完建期基底应力最大值减小 10% 左右外，其余各种情况下基底应力最大值均增加 10% 以上；而基底应力最大值与最小值之比一般增加 0.3~1.0。因此，在一般情况下，对于结构布置及受力条件不对称的闸孔，考虑横向力作用，即按双向偏心受压公式计算闸室基底应力是必须的。

(二) 基底应力的校核

如前所述, 土基上的水闸对基底应力的要求是在各种情况下要求闸室平均基底应力不大于地基允许承载力, 最大基底应力不大于地基允许承载力的 1.2 倍, 即

$$\bar{P} = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2} \leq [R] \quad (5-26)$$

$$P_{\max} \leq 1.2[R] \quad (5-27)$$

一般计算出的地基允许承载力是指整个闸室地基的允许承载力, 带有应力平均的性质, 因此不允许闸室平均基底应力超过整个闸室的地基允许承载力, 但允许局部的基底应力超过整个闸室的地基允许承载力, 即允许地基出现局部的塑性变形。至于局部的基底应力允许超过的范围, 根据现行的 GBJ7—89《建筑地基基础设计规范》的有关规定, 取值为 1.2。如不能满足上述要求, 地基必须进行人工处理。

在各种计算情况下, 要求闸室基底应力的最大值与最小值之比不超过允许规定值 (见表 5-8), 以减小和防止由于闸底应力分布的不均匀而发生过的大的沉降差, 避免闸室结构发生倾覆。

$$\eta = \frac{P_{\max}}{P_{\min}} \leq [\eta] \quad (5-28)$$

式中: η 为基底压力分布不均匀系数; $[\eta]$ 为基底压力分布允许不均匀系数, 按表 5-8 确定。

对于岩基上的水闸, 与土基上的水闸一样对基底应力同样有要求, 所不同的主要是岩基上的水闸只要求基底应力不大于地基允许承载力, 而对其最大值与最小值之比不作控

表 5-8 土基上闸室基底应力
最大值与最小值之比的允许值 η

地基土质	荷 载 组 合	
	基本组合	特殊组合
松 软	1.50	2.00
中等坚实	2.00	2.50
坚 实	2.50	3.00

- 注
1. 对于特别重要的大型水闸, 其闸室基底应力最大值与最小值之比的允许值可按表列数值适当减小。
 2. 对于地震区的水闸, 其闸室基底应力最大值与最小值之比的允许值可按表列数值适当加大。
 3. 对于地基特别坚实或可压缩土层甚薄的水闸, 可不受本表的规定限制, 但要求闸室基底不出现拉应力。

制。由于岩基的允许承载力一般较大，因此要求闸室最大基底应力不超过岩基的允许承载力这是不难满足的；又由于岩基的压缩性很小，因此作为水闸地基一般是不会因闸室基底应力分布的不均匀状态而发生较大的沉降差，从而导致闸室结构发生倾覆。但为了避免闸室基础底面与基岩之间脱开，要求岩基上水闸在非地震情况下闸室基底不应出现拉应力；在地震情况下闸室基底拉应力不应大于 100kPa。

二、闸室抗滑稳定计算

水闸建成投入运行后，闸室受到竖向力和水平力的共同作用，水闸是否会发生沿地基表面的水平滑动，决定于阻止闸室滑动的力（阻滑力）是否大于致使闸室滑动的力（滑动力），前者与后者的比值即为抗滑稳定安全系数。

1. 土基上的水闸

对土基上的水闸沿闸室基底面的抗滑安全系数为：

$$K_c = \frac{f \sum G}{\sum H} \quad (5-29)$$

或

$$K_c = \frac{\operatorname{tg} \varphi_0 \sum G + C_0 A}{\sum H} \quad (5-30)$$

式中： K_c 为沿闸室底面的抗滑稳定安全系数； f 为闸室基底面与地基之间的摩擦系数； $\sum H$ 为作用在闸室上的全部水平向荷载，kN； φ_0 为闸室基础底面与土质地基之间的摩擦角，(°)； C_0 为闸室基底面与土质地基的粘聚力，kPa。

公式 (5-29) 和公式 (5-30) 即所谓的“单一安全系数计算公式”。公式 (5-29) 的分子项为作用在地基上的全部竖向荷载，在闸底板与地基土之间产生的阻滑力；分母项为全部水平向荷载作用形成的滑动力。公式 (5-30) 中的分子项为由闸室底板与地基土之间的摩阻力和凝聚力组成的阻滑力。目前在水闸工程设计中，特别是在水闸的初步设计阶段，采用公式 (5-29) 计算闸室抗滑稳定安全系数较多，因为其计算简便，但 f 值的取用比较困难，并有一定的任意性。在一般情况下， f 值可根据闸下地基土质情况按表

5-9 采用。

表 5-9

f 值

地 基 类 型		f
粘 土	软 弱	0.20~0.25
	中等坚硬	0.25~0.35
	坚 硬	0.35~0.45
壤土、粉质壤土		0.25~0.40
砂壤土、粉砂土		0.35~0.40
细砂、极细砂		0.40~0.45
中砂、粗砂		0.45~0.50
砂砾石		0.40~0.50
砾石、卵石		0.50~0.55
碎石土		0.40~0.50
软质岩石	极 软	0.40~0.45
	软	0.45~0.55
	较 软	0.55~0.60
硬质岩石	较坚硬	0.60~0.65
	坚 硬	0.65~0.70

注 地基岩土分类见附录 I。

公式(5-30)是根据现场混凝土板的抗滑试验资料进行分析研究后提出来的,因而计算成果能够比较真实地反映粘性土地基上水闸的实际运用情况。江苏、安徽、浙江等省曾多次做过现场混凝土板的抗滑试验,并积累了一定的经验。试验结果说明,当混凝土板在水平向荷载作用下发生水平滑动时,不是沿着混凝土板与地基土的接触面而滑动,而是沿着混凝土板底面附近带动一薄层土壤一起滑动,可见混凝土板的抗滑能力不仅和混凝土板底面与地基土之间的摩阻力有关,而且还和混凝土板底面与地基土之间的粘结力有关。因此,对粘性土地基用公式(5-30)计算更加

合理。

公式中 C_0 、 φ_0 的取值，江苏、山东、浙江等省曾在粘土、壤土和砂土地基上分别做了大量的混凝土板试验。试验表明：现场抗滑试验成果与室内直剪试验成果有一定的内在联系。对于粉质粘土， C_0 值约为固结快剪 C 值的 30%~40%， φ_0 值约为固结快剪 φ 值的 85%~90%；对于粉质壤土， C_0 值约为固结快剪 C 值的 30%~50%， φ_0 值约为固结快剪 φ 值的 90%~95%；对于粉砂土， φ_0 值约为固结快剪 φ 值的 80%~85%，不计 C_0 值。因此，当按公式 (5-30) 计算闸室抗滑稳定安全系数时，在缺乏现场抗滑试验成果的情况下，可按室内试验成果（粘性土采用饱和固结快剪、砂性土采用饱和快剪）进行适当折减后的数值采用。采用数值见表 5-10。

表 5-10 φ_0 、 C_0 值（土质地基）

土质地基类别	φ_0	C_0
粘性土	0.9φ	$(0.2 \sim 0.3) C$
砂性土	$(0.85 \sim 0.9) \varphi$	0

注 表中 φ 为室内饱和固结快剪（粘性土）或饱和快剪（砂性土）试验测得的内摩擦角，(°)； C 为室内饱和固结快剪试验测得的粘聚力 kPa。

按表 5-10 的规定采用 φ_0 值和 C_0 值时，还应按下式计算闸室基底面与土质地基之间的综合摩擦系数：

$$f_0 = \frac{\operatorname{tg} \varphi_0 \sum G + C_0 A}{\sum G} \quad (5-31)$$

式中： f_0 为综合摩擦系数。

对于粘性土地基，综合摩擦系数一般取 0.45，砂性土地基取 0.50。超过上述标准使用时，采用的 φ_0 、 C_0 值均需有论证。

对于土基上采用钻孔灌注桩基础的水闸，闸室底板即桩顶承台，在桩顶嵌入闸室底板的情况下，桩顶材料的抗剪断能力是不可忽略的阻滑力。因此，在用公式 (5-30) 验算沿闸底板底面的抗滑稳定性时，在公式的分子项中还应计入桩体材料抗剪断强度与桩体横断面面积的乘积，即桩体材料的抗剪断能力。

2. 岩基上的水闸

与土基上的水闸一样，岩基上的水闸抗滑稳定计算也是采用

“单一安全系数计算公式”。其抗滑稳定安全系数按公式 (5-29) 计算或按下列公式计算：

$$K_c = \frac{f' \sum G + C' A}{\sum H} \quad (5-32)$$

式中： f' 为闸室基底面与岩石地基之间的抗剪断摩擦系数； C' 为闸室基底面与岩石地基间的抗剪断粘聚力，kPa；其余符号同前。

公式 (5-32) 中不仅包含了闸室基底与岩石地基间的摩阻力，而且还包含了客观存在于闸室基底与岩石地基之间的粘结力。因此用此公式显然比用公式 (5-29) 更加合理。闸室基底面与岩石基础之间抗剪断摩擦系数 f' 值及抗剪断粘结力系数可根据室内岩石抗剪断试验成果，并参照类似工程实践经验及表 5-11 所列数值选用。但选用的 f' 、 C' 值不应超过闸室基础混凝土本身的抗剪参数值。

表 5-11 f' 、 C' 值 (岩基)

岩石地基类别		f'	C' (MPa)
硬质岩石	坚硬	1.5~1.3	1.5~1.3
	较坚硬	1.3~1.1	1.3~1.1
软质岩石	较软	1.1~0.9	1.1~0.7
	软	0.9~0.7	0.7~0.3
	极软	0.7~0.4	0.3~0.05

注 如岩基地基内存在结构面、软弱层 (带) 或断层的情况的， f' 、 C' 值应按现行的 GB50287—99《水利水电工程地质勘察规范》的规定选用。

3. 承受双向水平向荷载的稳定性计算

当闸室受双向水平力作用时，应验算其合力方向的稳定性。例如，江苏省某引水闸设计中，曾对边孔闸室底板的抗滑稳定性按考虑和不考虑横向土压力分别进行计算。计算结果列于表 5-12。

由该表可见，该引水闸边孔闸室底板考虑横向土压力作用比不考虑横向土压力作用的抗滑稳定安全系数值降低 15%~45%，而在正向设计情况和正向校核情况下的抗滑稳定安全系数降低至

表 5-12 边孔闸室抗滑稳定安全系数对比计算

计 算 情 况		抗 滑 安 全 系 数	
		不考虑横向作用力	考虑横向作用力
施工期（边墩填土高度达 80%）		—	—
完 建 期		—	1.1
正 向	设计情况	1.75	0.98
	校核情况	1.25	0.77
反 向	设计情况	1.48	1.17
	校核情况	1.27	1.08

1.0 以下，不能满足抗滑稳定要求。这时需要依靠中孔闸室底板的顶承作用才能维持其抗滑稳定性。一般在正常情况下，利用中孔闸室底板顶承的措施是不允许的，因为这样做失去了边孔与中孔闸室底板之间的设缝作用。因此当闸室受双向水平力作用时，应验算合力作用方向的稳定性。

4. 抗滑稳定安全系数的允许值

抗滑稳定安全系数的允许值是保证建筑物安全与经济的一个极为重要的指标。对于闸室基底面抗滑稳定安全系数允许值的合理规定，不仅与采用的计算理论、方法（反映在采用的计算公式上）和计算指标（反映在采用的抗剪强度指标值及其试验成果的取值方法上）等有关，而且涉及到国家的技术经济政策。如果规定的抗滑稳定安全系数允许值过于偏高或偏低，将会导致工程的浪费和不够安全，都是不符合我国社会主义经济建设要求的。

土基上的抗滑稳定安全系数允许值按表 5-13 采用。

岩基上的抗滑稳定安全系数允许值按表 5-14 采用。

5. 增加抗滑稳定的措施

当闸室沿基底面的抗滑稳定安全系数计算值小于允许值时，可在原有结构布置的基础上，结合工程的具体情况，采用下列一种或几种抗滑措施：

(1) 调整上部结构的布置，将闸门位置向低水头一侧移动，或

表 5-13 土基上的抗滑稳定安全系数允许值

荷载组合		水 闸 级 别				
		1	2	3	4	5
基本组合		1.35	1.30	1.25	1.20	1.20
特殊组合	I	1.20	1.15	1.10	1.05	1.05
	Ⅱ	1.10	1.05	1.05	1.00	1.00

注 1. 特殊组合 I 适用于施工情况、检修情况及校核洪水位情况。
2. 特殊组合 Ⅱ 适用于地震情况。

表 5-14 岩基上的抗滑稳定安全系数允许值

荷 载 组 合		按公式 (5-29) 计算时			按公式 (5-32) 计算时
		水 闸 级 别			
		1	2、3	4、5	
基本组合		1.10	1.08	1.05	3.00
特殊组合	I	1.05	1.03	1.00	2.50
	Ⅱ	1.00	1.00	1.00	2.30

注 1. 特殊组合 I 适用于施工情况、检修情况及校核洪水位情况；
2. 特殊组合 Ⅱ 适用于地震情况。

将水闸底板向高水位一侧延长，以增加水的重力。但闸门过于向后移动，将严重影响闸门槽的强度，设计时应予注意。

(2) 适当增加闸室结构尺寸，以增加上部结构重力。

(3) 适当增加齿墙深度。但是增加齿墙深度是有一定限度的。因为从结构上和工程实施上考虑，闸室底板齿墙深度过深，其阻滑能力的提高并非与齿墙深度的增加成正比，而且在某些情况下齿墙挖得过深，在施工上也有一定的困难。工程常采用底板齿墙前深后浅的做法（图 5-11），此时可以认为闸室沿 A—B 斜平面滑动，因此抗滑稳定安全系数为：

$$K_c = \frac{\operatorname{tg} \varphi_0 (\sum G \cos \beta + \sum H \sin \beta) + \frac{B}{\cos \beta} LC_0}{\sum H \cos \beta - \sum G \sin \beta} \quad (5-33)$$

式中：β 为斜平面 A—B 与水平面的夹角，(°)；其余符号意义

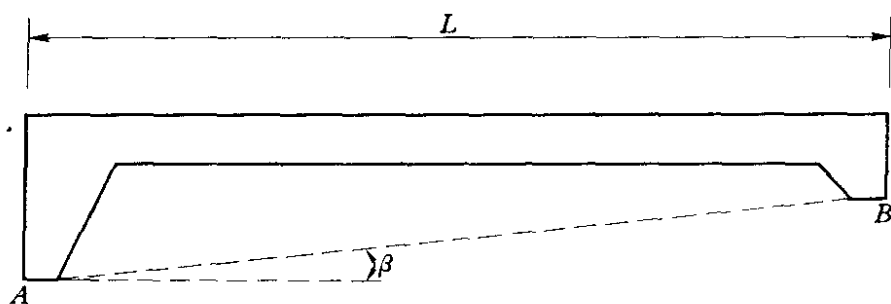


图 5-11 斜平面滑动面

同前。

显然当 $\beta > 0$ 时，则沿斜平面 AB （即滑动面倾向上游）的 K_c 值将大于水平面滑动的 K_c 值。采用折线型底板时，底板下游端有较深的齿墙，滑动面将倾向下游， β 为负值，此时，抗滑稳定安全系数较小。因此在设计折线型底板时，应将前齿墙适当加深，或减小后齿墙厚度，甚至不做后齿墙。

(4) 增加铺盖长度或帷幕灌浆深度或在不影响防渗安全的条件下将排水设施向水闸底板靠近，以降低作用在底板上的渗透压力。需要注意的是：增加铺盖长度也是有一定限度的。因为从渗流的观点考虑，铺盖长度过长，其防渗效果的增加并非与铺盖长度的增加成正比，因而单位长度的防渗效果反而会有所降低。

(5) 将闸底板与上游钢筋混凝土铺盖进行可靠的连接，利用钢筋混凝土铺盖作阻滑板，此时抗滑稳定安全系数为：

$$K_c = K_{c1} + K_{c2} = \frac{\text{tg}\varphi_0 \sum G + C_0 A_1}{\sum H} + \frac{K[\text{tg}\varphi_0 (W_n - W_u) + C_0 A_2]}{\sum H} \quad (5-34)$$

式中： K_{c1} 、 K_{c2} 分别为闸室部分和铺盖部分的抗滑稳定安全系数； A_1 、 A_2 分别为闸室底板和铺盖与地基土之间的接触面积， m^2 ； W_n 为铺盖重力和铺盖上的水重力之和， kN ； W_u 为作用在铺盖底面上的扬压力， kN ； K 为考虑阻滑板阻滑效果的折减系数，一般为 0.8。

利用钢筋混凝土铺盖作阻滑板时,只能作为补充闸室抗滑稳定的安全措施。当闸室底板与阻滑板之间的止水设备一旦遭受破坏时,必须保证底板不致沿其底面滑移。因此,闸室自身的抗滑稳定安全系数不应小于1.0。由于阻滑板应起到防渗透与阻滑的双重作用,所以除了能提高闸室的抗滑稳定性外,还要求阻滑板本身能满足抗裂要求,以防止阻滑板开裂后对闸基防渗带来的不利影响。有关设计人员认为,利用钢筋混凝土铺盖作为阻滑板不很恰当,因为阻滑板作为受拉板,同闸室底板的受力条件和传力方式有所不同,而且采用阻滑板不一定经济。当然对于某一个工程而言,应根据具体情况进行具体分析比较后确定,不是在任何情况下都可以利用的。

【例 5-1】 土基上的水闸抗滑稳定计算。

闸室稳定计算利用第三章和第四章例题[例 3-1]、[例 3-2]和[例 4-1]的有关资料,并补充以下数据和条件:①上游设计洪水位 104.75m,校核洪水位 105.25m。运用时期稳定计算情况是闸门关闭,上游为洪水位,下游无水;②闸底板以下地基土第一层为砂壤土,土质较好, $\varphi=20^\circ$, $C=0.006\text{MPa}$;第二层在高程 90.5m 以下为壤土,根据渗透系数对比,认为壤土层属于不透水层;③闸前设有混凝土铺盖及板桩一道;闸后设消能池,护坦设排水孔,护坦底下铺设滤层。尺寸均见上述例题;④正常洪水位情况下的风速 $v_{10}=20\text{m/s}$,吹程 $D=1.0\text{km}=1000\text{m}$ 。

1. 闸室结构布置图 (图 5-12)

(1) 底板。根据例题 [4-1] 拟定的水闸地下轮廓不透水部分长度,底板采用平底宽顶堰型式,底板顶面高程与渠底齐平,顺水流方向的宽度 B 参考按已建工程估计。其中浪高 h_L 计算如下。

闸前水面宽度按校核洪水位 105.25m 时考虑,为 $L=b+2mh=27+2\times 1.5\times 5.25=42.75(\text{m})$ 。近似取正常洪水位情况下的吹程 $D=1000\text{m}>5L=5\times 42.75=214(\text{m})$,故计算吹程取用 214m。吹程范围内的平均水深 $H_m=6.5\text{m}$,近似风速 $v_{10}=20\text{m/s}$ 。进行如下计算,由公式 (5-13) 得:

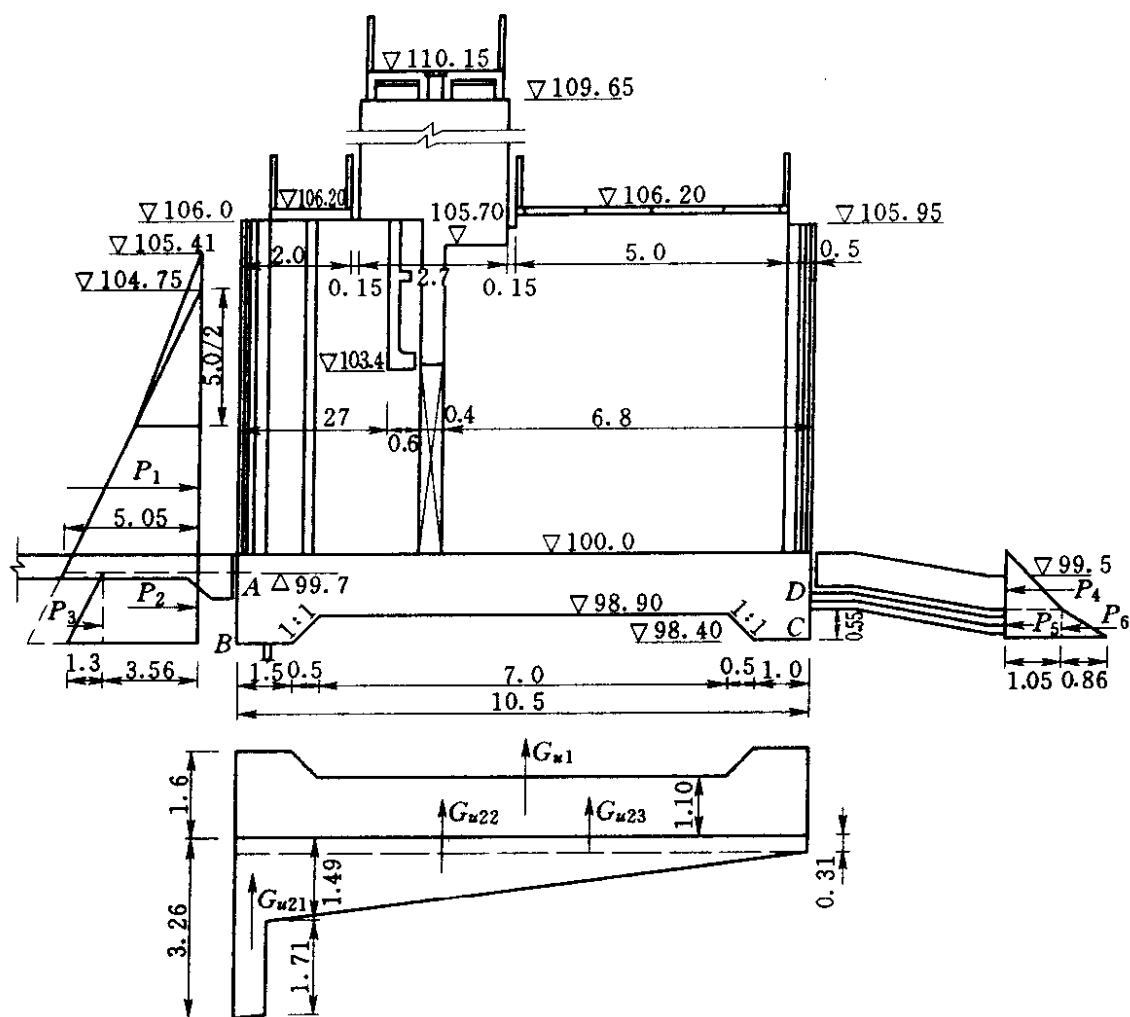


图 5-12 闸室结构布置与作用荷载图 (单位: m)

$$\begin{aligned} \frac{gh_m}{V_{10}^2} &= 0.13 \text{th} \left[0.7 \left(\frac{gH_m}{V_{10}^2} \right)^{0.7} \right] \text{th} \left\{ \frac{0.0018 \left(\frac{gD}{V_{10}^2} \right)^{0.45}}{0.13 \text{th} \left[0.7 \left(\frac{gH_m}{V_{10}^2} \right)^{0.7} \right]} \right\} \\ &= 0.13 \text{th} \left[0.7 \times \left(\frac{9.8 \times 6.5}{20^2} \right)^{0.7} \right] \text{th} \left\{ \frac{0.0018 \times \left(\frac{9.8 \times 214}{20^2} \right)^{0.45}}{0.13 \text{th} \left[0.7 \times \left(\frac{9.8 \times 6.5}{20^2} \right)^{0.7} \right]} \right\} \\ &= 0.13 \text{th} 0.19 \times \text{th} 0.109 = 0.13 \times 0.187 \times 0.11 = 0.0026 \\ h_m &= 0.0026 \times V_{10}^2 / g = 0.0026 \times 400 / 9.8 = 0.11 \text{ (m)} \end{aligned}$$

进水闸是 3 级水工建筑物, 查表 5-3 得设计波浪保证率 $P=5\%$ 。根据 P 及 $h_m/H_m=0.11/6.5=0.08$ 查表 5-4 得出设计浪高与平均浪高的比值为 $h_P/h_m=1.41$, 故浪高 h_P 为:

$$h_p = 1.41h_m = 1.41 \times 0.08 = 0.11 \text{ (m)}$$

考虑到风速取值不够精确，为安全计，正常洪水位和校核洪水位情况下的浪高值均取用 0.5m。该题取底板顺水流方向的宽度为 10.5m，经过初步布置，认为这一宽度能够满足上部结构布置的需要。

底板厚度取 1.1m，齿墙深 0.5m，上游齿墙底宽采用 1.5m，以便布设板桩；下游齿墙宽度为 1.0m。

考虑到本闸砂壤土地基土质较好，沉降伸缩缝设于中孔和两侧边孔的底板跨中处。除边墩底板外，中间底板在垂直水流方向、相邻两沉降伸缩缝之间的长度为 $2 \times 4.0 + 2 \times 1.0 = 10\text{m}$ （缝宽 0.02m 包括在内）。缝内设止水铜片（图 5-13），并铺设沥青油毛毡片（三毡四油）。

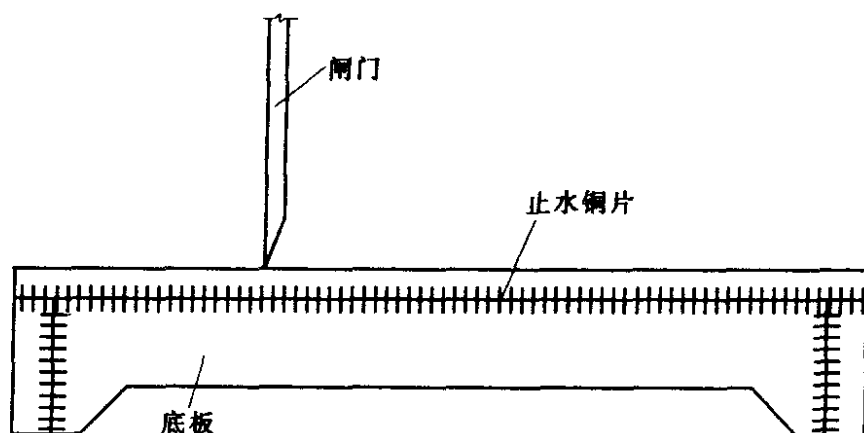


图 5-13 底板止水布置图

(2) 闸门。采用小型平面滚轮钢闸门。根据闸室结构布置需要，并照顾到合力尽量接近底板中心的条件，闸门位于距离上游端 3.5m 处。

(3) 胸墙。为了避免启闭机的螺杆经常处于水中，胸墙布置在闸门的上游侧。干渠最高水位为 103.16m，可按公式 (5-2) 确定胸墙底部高程为：

$$\nabla Z_B = 103.16 + 0.2 = 103.36 \text{ (m)}$$

取为 103.40m。上游校核洪水位为 105.25m，浪高为 0.5m，由查表得安全超高值 $\alpha = 0.3\text{m}$ 。波长近似按浪高的 10 倍考虑，应

为 $L_m = 10h_p = 10 \times 0.5 = 5(\text{m})$ 。波浪中心线至静水位的高度 h_z 由公式 (5-17) 得:

$$\begin{aligned} h_z &= \frac{\pi h_p^2}{L_m} \text{cth} \frac{2\pi H_m}{L_m} = \frac{\pi \times 0.5^2}{5} \text{cth} \frac{2\pi \times 6.5}{5} \\ &= 0.16 \times 1.0 = 0.16 (\text{m}) \end{aligned}$$

故胸墙顶部高程为:

$$105.25 + 0.16 + 0.5 + 0.3 = 106.21 (\text{m})$$

采用 106.20m。

胸墙面板取为 0.2m, 设有顶、底梁。

(4) 闸墩。闸墩在工作桥部位的高程 (即工作桥桥墩或排架顶高) 至少应为 $100.00 + 2 \times 3.55 + 1.40 = 108.5 (\text{m})$, 但为了使闸门能从闸孔中取出检修, 将此高程定为 109.65m。

公路桥位于闸门下游侧, 原可设置在较低的位置上, 但考虑到水闸两侧公路接线的需要, 仍将公路桥面置于同胸墙顶同高的位置。闸墩在检修便桥部位的高程也置于使便桥桥面与胸墙顶同高的位置, 以免风浪侵袭, 影响安全。

为使过闸水流平顺, 闸墩两端做成半圆形。闸墩两侧设有工作门槽和上游检修门槽。拟定工作门槽宽 0.4m, 深 0.25m; 检修门槽宽深各 0.25m。工作门槽颈部厚度采用 0.5m, 故闸墩总厚度为 $0.5 + 2 \times 0.25 = 1.0 (\text{m})$ 。

(5) 工作桥、检修便桥及交通桥。工作桥宽度按 100kN 螺杆式启闭机基座宽 0.7m、两侧操作宽度 $2 \times 0.75 = 1.5\text{m}$ 以及栏杆柱预留尺寸 $2 \times 0.2 = 0.4\text{m}$ 考虑, 总宽度应为 2.6m。工作桥由两块 m 形板组成, 板桥在工作门槽部位的净距为 0.4m。

检修便桥置于检修门槽之上, 桥宽 1.5m, 由两块钢筋混凝土平板组成, 桥中间留有 0.25m 的空隙, 上覆 6cm 厚的钢筋混凝土活动铺板。

公路桥按单车道净宽 4.5m 考虑, 两侧各设 0.25m 宽的安全带, 总宽为 5.0m。因孔跨较小, 钢筋混凝土板桥厚 0.25m。

各种桥的两侧均设有 1.10m 高的钢筋混凝土栏杆, 已策安

全。栏杆重力按 $1.2 \sim 1.5 \text{ kN/m}$ 估算。

2. 基底压力计算

为节省篇幅起见，只计算完建情况和设计洪水位情况，校核洪水位情况从略。

(1) 完建情况（未放水）。荷载及其力矩的计算结果列于表 5-15 中（图 5-12）。

表 5-15 完建情况下作用荷载和力矩计算表
对上游端 B 点 ($\nabla 98.4$) 求矩

部 位	重 力 (kN)	力 臂 (m)	力 矩 (kN · m)		备 注
			M_B^+	M_B^-	
底 板	3197.3	5.18		16556	(1) 重力计算式从略； (2) 启闭机重力包括混凝土机墩重力
闸 墩	3096.0	5.19		16053	
胸 墙	155.6	2.88		449	
公路桥	372.5	7.50		2794	
工作桥	176.0	3.50		616	
检修便桥	90.5	1.25		113	
钢闸门	67.4	3.50		236	
启闭机	25.0	3.50		875	
合 计	7180.3			36905	

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_B}{\sum G} = \frac{10.5}{2} - \frac{36905}{7180.3} = 0.11 \text{ (m) (偏上游)}$$

$$P_{\min}^{\max} = \frac{7180.3}{10 \times 10.5} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.11}{10.5} \right) = 68.4 \times (1 \pm 0.063)$$

$$= \frac{72.7}{64.1} \text{ (kN/m}^2\text{)} \left(\begin{array}{c} \text{上游端} \\ \text{下游端} \end{array} \right)$$

$$\eta = \frac{P_{\max}}{P_{\min}} = \frac{72.7}{64.1} = 1.27 < [\eta] = 2.0$$

(2) 设计洪水位情况。先计算上、下游水压力、浮托力和渗透压力，然后列表计算各项荷载及其力矩，最后算出偏心距和基

底压力。

1) 上游水压力。底板上游设有混凝土铺盖, 铺盖与底板之间的缝中设有止水铜片, 位于高程 99.7m 处。上游水压力及波浪压力图分为两部分: 止水铜片以上为 P_1 , 止水铜片以下部分为 P_2 、 P_3 , 由于闸上游水深 $H=4.75\text{m} > L_m/2=0.5 \times 10/2=2.5(\text{m})$, 且大于 $H_k=2.0 \times 0.5(\text{m})=1.0(\text{m})$ [H_k 可近似取为 $(1.5 \sim 2.5)h_m$, 本例近似取 $H_k=2.0h_m$]。故应按下式计算波浪压力:

$$\begin{aligned} P_1 &= \frac{1}{2} \times 10 \times (4.75 + 0.3)^2 \times 10.0 \\ &\quad + \frac{10 \times (0.5 + 0.16) \times 5}{4} \times 10.0 \\ &= 1357.6 (\text{kN}) \end{aligned}$$

$$P_2 = 10 \times 3.56 \times 1.3 \times 10 = 462.8 (\text{kN})$$

$$P_3 = \frac{1}{2} \times 10 \times 1.3^2 \times 10 = 84.5 (\text{kN})$$

2) 下游水压力为 P_4 、 P_5 及 P_6 。

$$P_4 = \frac{1}{2} \times 10 \times 1.05^2 \times 10 = 55.1 (\text{kN})$$

$$P_5 = 10 \times 10.5 \times 0.55 \times 10 = 57.8 (\text{kN})$$

$$P_6 = \frac{1}{2} \times 10 \times 0.86 \times 0.55 \times 10 = 23.79 (\text{kN})$$

3) 浮托力。

$$\begin{aligned} G_{u1} &= 10 \times \left[10.5 \times 1.1 + \frac{1}{2} (1.5 + 2.0) \times 0.5 \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{2} (1.0 + 1.5) \times 0.5 \right] \times 10.0 \\ &= 1305 (\text{kN}) \end{aligned}$$

4) 渗透压力。分三部分计算:

$$G_{u21} = 10 \times 3.23 \times 0.75 \times 10 = 243.3 (\text{kN})$$

$$G_{u22} = 10 \times (1.49 - 0.31) \times \frac{1}{2} \times 9.75 \times 10 = 575.3 (\text{kN})$$

$$G_{u23} = 10 \times 0.31 \times 9.75 \times 10 = 302.3 (\text{kN})$$

列表计算荷载及其力矩如下：

表 5-16 设计洪水情况下作用荷载和力矩计算表
(对上游端 B 点求矩)

荷载名称		垂直力 (kN)		水平力 (kN)		力臂 (m)	力矩 (kN·m)		备 注
		↓	↑	→	←		∪	∩	
闸室结构自重		7180.3					36904.5		录自表 5-15
上游水压力	P ₁			395		4.9	1935.5		
				637.5		2.58	1644.8		
				325.1		2.15	699.0		
	P ₂			462.8		0.65	300.8		
	P ₃			84.5		0.43	36.6		
下游水压力	P ₄				55.1	0.9		49.6	
	P ₅				57.8	0.275		15.9	
	P ₆				23.7	0.183		4.3	
浮托力			1305			5.18		6759.9	
渗透压力		242.3				0.375		90.9	
		575.3				4.0		2301.2	
		302.3				5.625		1700.4	
水重力		1026.3				1.35	1385.5		
		163.2				3.0	489.6		
		8369.8	2424.9	1904.9	136.6		43396.3	10922.2	
		5944.9 (↓)		1768.3 (→)			3247.1 (∪)		

$$e = \frac{10.5}{2} - \frac{32474.1}{5944.9} = -0.21 \text{ (m) (偏下游)}$$

$$P_{\min}^{\max} = \frac{5944.9}{10 \times 10.5} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.21}{10.5} \right) = 56.6 \times (1 \pm 0.12)$$

$$= \begin{matrix} 63.4 \\ 49.8 \end{matrix} \text{ (kN/m}^2\text{)} \begin{matrix} \text{下游端} \\ \text{上游端} \end{matrix}$$

$$\eta = \frac{63.4}{49.8} = 1.27 < [\eta] = 2.0$$

3. 设计洪水位情况下的抗滑稳定计算

首先根据下式计算值判别可能滑动的形式（表层滑动或深层滑动）：

$$P_{kp} = A\gamma' B \operatorname{tg} \varphi + 2C(1 + \operatorname{tg} \varphi)$$

式中： γ' 为地基土的浮容重， kN/m^3 ； B 为底板顺水流方向的宽度， m ； φ 为地基土的内摩擦角， $(^\circ)$ ； C 为地基土的单位粘聚力， kPa ； A 为系数，变化于1.75~4.0之间，一般取用2.5。如基底压应力的最大值 $P_{\max} < P_{kp}$ ，闸室不会产生深层滑动，只需验算表层滑动；反之，如 $P_{\max} > P_{kp}$ ，则需验算深层滑动的可能性。将已知值代入上式得

$$\begin{aligned} P_{kp} &= 2.5 \times 10 \times 10.5 \times \operatorname{tg} 20^\circ + 2 \times 6 \times (1 + \operatorname{tg} 20^\circ) \\ &= 111.9 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

因设计洪水位情况下 $P_{\max} = 63.4 \text{ kN/m}^2 < P_{kp} = 111.9 \text{ kN/m}^2$ ，故不再验算地基深层滑动的稳定性，只须验算沿地基表层滑动的稳定性即可。按下式计算沿地基表层的抗滑稳定系数为

$$\begin{aligned} K_c &= \frac{\operatorname{tg} 20^\circ \times 5944.9 + \frac{1}{3} \times 6 \times 10.5 \times 10}{1768.3} \\ &= 1.34 > [K_c] = 1.25 \end{aligned}$$

故沿地表抗滑的稳定性是够的。如计入齿墙间的重力，抗滑稳定安全系数还要增大。以上波浪压力计算值偏大，为此，内摩擦角 $\varphi=20^\circ$ 未予折减，而单位粘聚力 C 值则取饱和固结快剪试验值的1/3。

第四节 地基允许承载力计算

一、岩石及砾石地基的允许承载力

岩石地基通常可按岩石的坚硬程度分为硬质岩石和软质岩石

两类，并按其风化程度分为未风化、微风化、弱风化、强风化和全风化五种情况，各类岩石地基的允许承载力按表 5-17 采用。

表 5-17 岩石地基的允许承载力 (kPa)

风化程度 岩石类别	未风化	微风化	弱风化	强风化	全风化
硬质岩石	≥ 4000	4000~3000	3000~1000	1000~500	< 500
软质岩石	≥ 2000	2000~1000	1000~500	500~200	< 200

注 1. 岩石风化程度的鉴别见附录 I。

2. 强风化岩石改变埋藏条件后，如强度降低，宜按降低强度选用较低值。

砾石地基的允许承载力可根据各类砾石的密度按表 5-18 确定。

表 5-18 砾石地基的允许承载力 (kPa)

刻实度 颗粒骨架	密 实	中 密	稍 密
卵 石	1000~800	800~500	500~300
碎 石	900~700	700~400	400~250
圆 砾	700~500	500~300	300~200
角 砾	600~400	400~200	250~150

注 1. 碎石密实度的鉴别见附录 I。

2. 表中数值适用于骨架颗粒孔隙全部由中砂、粗砂或坚硬的粘土所填充的情况。

3. 当颗粒为弱风化或强风化时，可按其风化程度适当降低允许承载力，当颗粒间呈半胶结状时，可适当提高允许承载力。

二、土质地基的允许承载力

1. 按限制塑性区开展深度确定地基的允许承载力

水闸在竖向对称荷载作用下，闸室地基上发生塑性变形，按限制塑性区开展深度确定地基的允许承载力，就是根据地基塑性变形区开展范围确定地基的允许承载力。该方法是按塑性平衡理论推导而得的。当地基承受空间对称荷载时，地基中将产生塑性变形区，作用荷载越大，塑性变形区的范围也越大（图 5-14），当

作用荷载增加至某一极限值时，塑性区发展至相互连通，地基丧失承载能力，基础急剧下沉，两侧地面向上隆起。

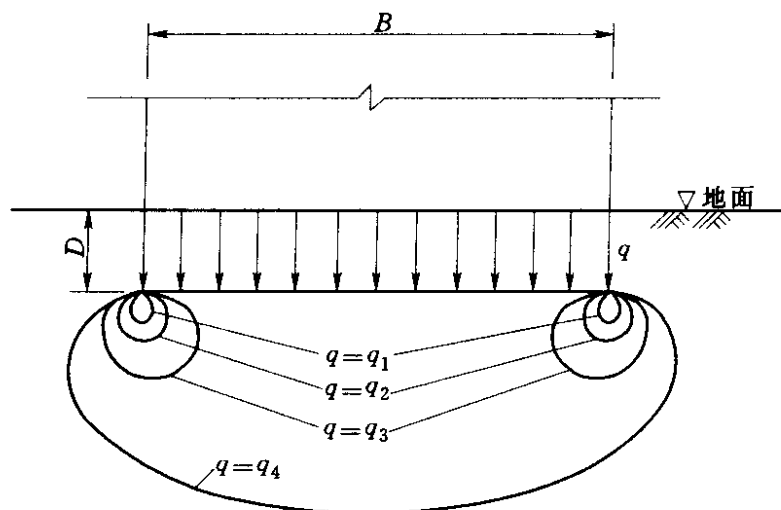


图 5-14 塑性变形区变化示意图 ($q_4 > q_3 > q_2 > q_1$)

塑性变形区的最大开展深度可按公式 (5-35) 计算：

$$y_{\max} = \frac{q - \gamma D}{\pi \gamma} \left[\operatorname{ctg} \varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right) \right] - \frac{C}{\gamma \operatorname{tg} \varphi} - D \quad (5-35)$$

式中： $y_{\max}$ 为地基塑性变形区的最大开展深度，m； q 为地基上的作用荷载，kPa； γ 为地基土的重度， kN/m^3 ，地下水位以下取浮容重； D 为基础埋置深度，m； C 为地基土的粘聚力，kPa； φ 为地基土的内摩擦角， $(^\circ)$ 。

如果限制地基塑性变形区的最大开展深度不超过某一允许值，则允许承载力 $[R]$ 按下式计算：

$$[R] = \frac{\pi \gamma}{\operatorname{ctg} \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} \left(y_{\max} + D + \frac{C}{\gamma \operatorname{tg} \varphi} \right) + \gamma D \quad (5-36)$$

事实上，地基塑性变形区的最大开展深度为基础宽度的一次函数，即 $y_{\max} = mB$ ， m 值取的越大，基础两端的允许塑性变形区范围在横向将越靠近，建筑物的稳定性就越难保证，因此， m 值不宜取得过大；但是 m 值取得过小，却又不能充分发挥地基的潜在能力，而偏于保守。因此，对大型水闸工程地基的 m 值取 $1/4$ ，对中、小型水闸地基的 m 取 $1/3$ 。经简化得水闸土质地基在竖向

均布荷载作用下的承载力允许值为:

$$[R] = N_B \gamma_B B + N_D \gamma_D D + N_C C \quad (5-37)$$

$$N_B = \frac{\pi}{4 \left(\operatorname{ctg} \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi \right)} \quad (5-38-1)$$

或

$$N_B = \frac{\pi}{3 \left(\operatorname{ctg} \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi \right)} \quad (5-38-2)$$

$$N_D = \frac{\pi}{\operatorname{ctg} \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} + 1 \quad (5-39)$$

$$N_C = \frac{\pi}{\operatorname{ctg} \varphi \left(\operatorname{ctg} \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi \right)} \quad (5-40)$$

式中: $[R]$ 为按限制塑性区开展深度计算的土层地基允许承载力, kPa; γ_B 为基底面以下土的容重, kN/m^3 , 地下水位以下取浮容重; γ_D 为基底面以上土的容重, kN/m^3 , 地下水位以下取浮容重; B 为基底面宽度, m; D 为基底埋置深度, m; C 为地基土的粘聚力, kPa; N_B 、 N_D 、 N_C 为承载力系数, 可分别按公式 (5-38) ~ (5-40) 计算或由表 5-19 查得; π 为圆周率。

表 5-19 承载力系数表

φ	N_B		N_D	N_C
	$[Y] = \frac{1}{4}B$	$[Y] = \frac{1}{3}B$		
0	0.000	0.000	1.000	3.142
1	0.014	0.019	1.056	3.229
2	0.029	0.039	1.116	3.320
3	0.045	0.060	1.179	3.413
4	0.061	0.082	1.426	3.510
5	0.079	0.105	1.316	3.610
6	0.098	0.130	1.390	3.714

续表

φ°	N_B		N_D	N_C
	$[Y] = \frac{1}{4}B$	$[Y] = \frac{1}{3}B$		
7	0.117	0.156	1.469	3.821
8	0.138	0.184	1.553	3.933
9	0.160	0.214	1.641	4.048
10	0.184	0.245	1.735	4.168
11	0.209	0.278	1.834	4.292
12	0.235	0.313	1.940	4.421
13	0.263	0.351	2.052	4.555
14	0.293	0.390	2.170	4.694
15	0.324	0.432	2.297	4.839
16	0.358	0.477	2.431	4.990
17	0.393	0.524	2.573	5.146
18	0.431	0.575	2.725	5.310
19	0.472	0.629	2.887	5.480
20	0.515	0.686	3.059	5.657
21	0.561	0.748	3.243	5.843
22	0.610	0.813	3.439	6.036
23	0.662	0.883	3.648	6.238
24	0.718	0.957	3.872	6.449
25	0.778	1.037	4.111	6.670
26	0.842	1.122	4.366	6.902
27	0.910	1.213	4.640	7.144
28	0.984	1.311	4.934	7.399
29	1.062	1.416	5.249	7.665
30	1.147	1.529	5.588	7.946
31	1.238	1.650	5.951	8.240
32	1.336	1.781	6.343	8.550

续表

φ	N_B		N_D	N_C
	$[Y] = \frac{1}{4}B$	$[Y] = \frac{1}{3}B$		
33	1.441	1.922	6.765	8.876
34	1.555	2.073	7.219	9.220
35	1.678	2.237	7.710	9.583
36	1.810	2.414	8.241	9.966
37	1.954	2.605	8.815	10.371
38	2.109	2.812	9.437	10.799
39	2.278	3.038	10.113	11.253
40	2.462	3.282	10.846	11.734
41	2.661	3.548	11.645	12.245
42	2.879	3.838	12.515	12.788
43	3.166	4.155	13.464	13.366
44	3.376	4.501	14.503	13.982

上式只适用于竖向对称荷载的情况，当地基承受竖向非对称均布荷载时，如取基底压力的大值进行计算，则所得允许承载力偏于安全。如地基还承受水平向荷载时，上述公式不适用。

2. C_k 法核算土质地基的整体稳定

在竖向荷载和水平向荷载共同作用时，可以用 C_k 法核算地基的整体稳定性。计算 C_k 值的公式也是按塑性平衡理论推导而得的，该方法只需算出底板边缘线的铅垂线下的塑性开展深度，即可判别闸基是否稳定，计算方法简单，是多年来水闸工程设计中常用的计算方法，实践证明是安全可靠的。

$$C_k = \frac{\sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} - \frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} \sin \varphi}{\cos \varphi} \quad (5-41)$$

式中： C_k 为满足极限平衡条件时所需的地基土最小粘聚力，kPa； φ 为地基土的内摩擦角，(°)； σ_x 、 σ_y 、 τ_{xy} 分别为计算点处的地基竖

向应力、水平向应力和剪应力, kPa。

当计算的 C_k 值小于计算点的粘聚力 C 值时, 表示该点处于稳定状态; 当 C_k 值等于或大于 C 值时, 表示该点处于塑性变形状态。经多点计算后, 可绘出塑性变形区的范围。大型水闸土质地基的容许塑性变形区开展深度 [塑性变形区最大深度一般在基础下游边缘下垂线 ab 附近 (见图 5-15)], 可取 $\frac{1}{4}B$, 中、小型水闸可取 $\frac{B}{3}$ 。 B 为闸室基础底面宽度, m。

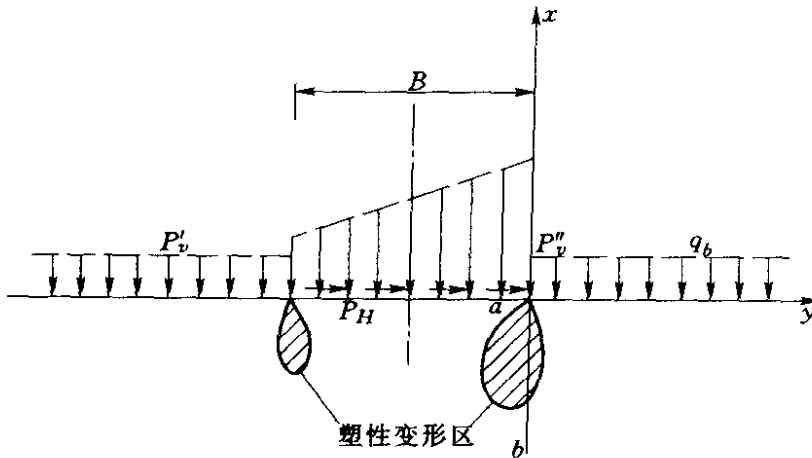


图 5-15 塑性变形区示意图

P'_v 、 P''_v —竖向荷载; P_H —水平向荷载; q_b —边荷载

在用公式 (5-41) 核算土层地基的稳定性时, 应将作用在闸室基础底面及其两侧的荷载简化为竖向均布、竖向三角形、水平向均布和竖向半无限均布等情况分别计算地基应力 σ_x 、 σ_y 、 τ_{xy} , 然后进行叠加, 最后计算 C_k 值。

(1) 竖向均布荷载作用下的地基应力。水闸闸基在竖向均布荷载作用下, 基底以下任一点的应力如图 5-16 所示, 可用公式 (5-42) ~ 公式 (5-47) 计算求得, 也可按附录 II 查表求得:

$$\sigma_x = k_x P_v \quad (5-42)$$

$$\sigma_y = k_y P_v \quad (5-43)$$

$$\sigma_{xy} = k_{xy} P_v \quad (5-44)$$

$$k_x = \frac{1}{\pi} \left[\arctg \frac{x}{y} - \arctg \frac{x-B}{y} - \frac{xy}{x^2 + y^2} + \frac{(x-B)y}{(x-B)^2 + y^2} \right] \quad (5-45)$$

$$k_y = \frac{1}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{x}{y} - \operatorname{arctg} \frac{x-B}{y} + \frac{xy}{x^2 + y^2} - \frac{(x-B)y}{(x-B)^2 + y^2} \right] \quad (5-46)$$

$$k_{xy} = -\frac{1}{\pi} \left[\frac{y^2}{x^2 + y^2} - \frac{y^2}{(x-B)^2 + y^2} \right] \quad (5-47)$$

式中： k_x 、 k_y 、 k_{xy} 分别为地基水平向应力系数、竖向应力系数和剪应力系数； P_v 为竖向均布荷载，kPa； x 为应力核算点距 y 轴的水平距离，m； y 为应力核算点距 x 轴的深度，m。

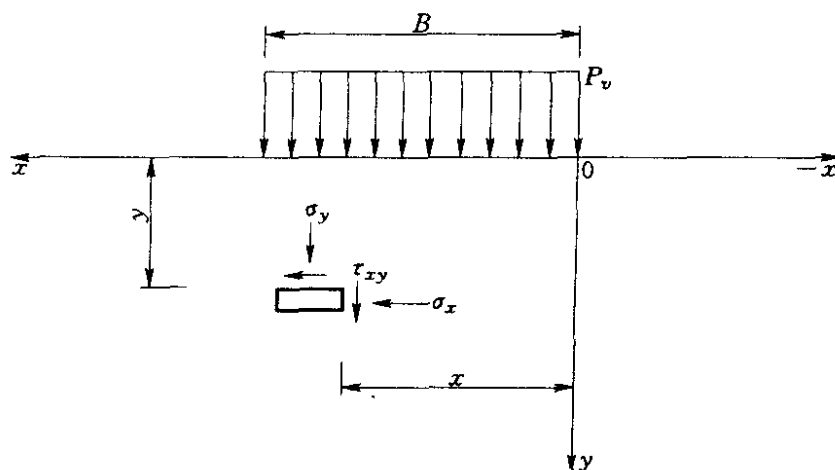


图 5-16 竖向均布荷载作用下的基底应力

(2) 竖向三角形荷载作用下的地基应力。竖向三角形荷载作用下的地基应力计算示意图见图 5-17。

地基竖向应力、水平向应力和剪应力可按公式 (5-48) ~ 公式

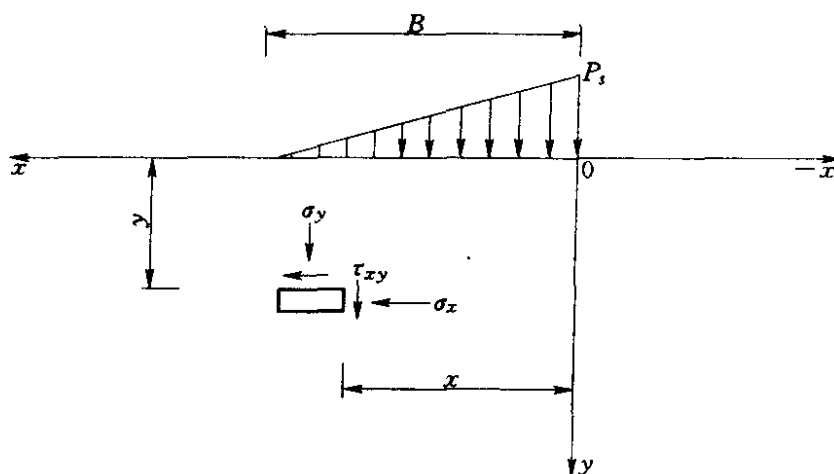


图 5-17 竖向三角形分布荷载作用下的地基应力

(5-53) 计算, 也可由附录 II 查表所得:

$$\sigma_y = k_y P_s \quad (5-48)$$

$$\sigma_x = k_x P_s \quad (5-49)$$

$$\tau_{xy} = k_{xy} P_s \quad (5-50)$$

$$k_y = \frac{1}{\pi B} \left[(x - B) \operatorname{arctg} \frac{x - B}{y} - (x - B) \operatorname{arctg} \frac{x}{y} + \frac{Bxy}{x^2 + y^2} \right] \quad (5-51)$$

$$k_x = \frac{1}{\pi B} \left\{ (x - B) \operatorname{arctg} \frac{x - B}{y} - (x - B) \operatorname{arctg} \frac{x}{y} + y \ln[(x - B)^2 + y^2] + y \ln(x^2 + y^2) - \frac{Bxy}{x^2 + y^2} \right\} \quad (5-52)$$

$$k_{xy} = \frac{1}{\pi B} \left[y \operatorname{arctg} \frac{x}{B} - y \operatorname{arctg} \frac{x - B}{y} - \frac{By^2}{x^2 + y^2} \right] \quad (5-53)$$

式中: P_s 为竖向三角形分布荷载最大值, kPa; 其余符号意义同前。

(3) 水平向均布荷载作用下的地基应力。闸基底面受水平向均布荷载作用下的地基应力计算示意图如图 5-18 所示。

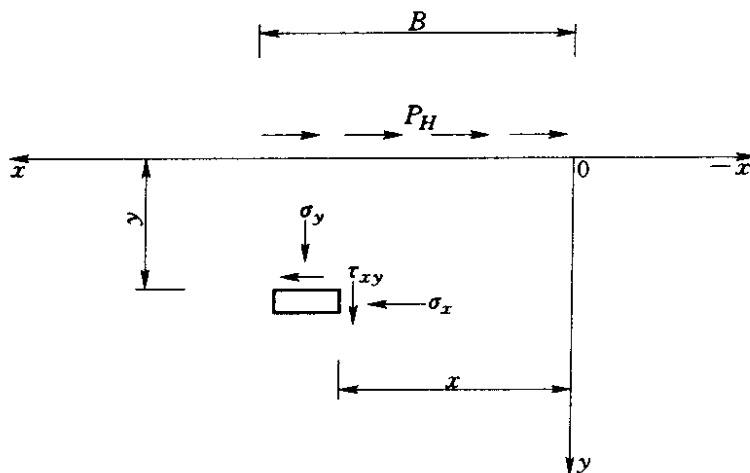


图 5-18 水平向均布荷载作用下的地基应力

地基竖向应力、水平向应力和剪应力可分别按公式 (5-54) ~ 公式 (5-59) 计算, 也可以按附录 II 查表求得。

$$\sigma_y = k_y P_H \quad (5-54)$$

$$\sigma_x = k_x P_H \quad (5-55)$$

$$\tau_{xy} = k_{xy}P_H \quad (5-56)$$

$$k_y = -\frac{1}{\pi} \left[\frac{y^2}{(x-B)^2 + y^2} - \frac{y^2}{x^2 + y^2} \right] \quad (5-57)$$

$$k_x = -\frac{1}{\pi} \left[\ln(y^2 + x^2) - \ln[y^2 + (x-B)^2] + \frac{y^2}{x^2 + y^2} - \frac{y^2}{(x-B)^2 + y^2} \right] \quad (5-58)$$

$$k_{xy} = \frac{1}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{x-B}{y} - \operatorname{arctg} \frac{x}{y} + \frac{xy}{x^2 + y^2} - \frac{(x-B)y}{(x-B)^2 + y^2} \right] \quad (5-59)$$

式中： P_H 为水平向均布荷载，kPa。

(4) 竖向半无限均布荷载作用下的地基应力。闸基底面承受竖向半无限均布荷载作用时，地基应力计算如图 5-19 所示。

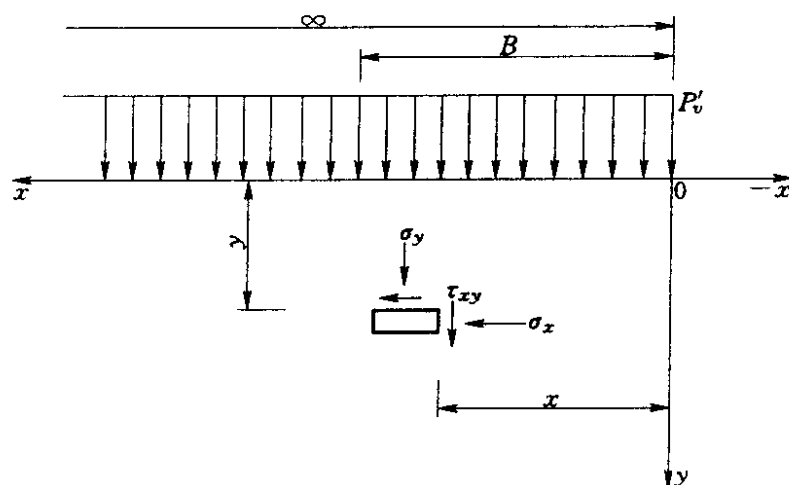


图 5-19 竖向半无限均布荷载作用下地基应力

地基竖向应力、水平向应力和剪应力分别按公式 (5-60) ~ 公式 (5-65) 计算，也可按附录 II 表格查得。

$$\sigma_y = k_y P'_v \quad (5-60)$$

$$\sigma_x = k_x P'_v \quad (5-61)$$

$$\tau_{xy} = k_{xy} P'_v \quad (5-62)$$

$$k_y = \frac{1}{\pi} \left[\frac{\pi}{2} + \operatorname{arctg} \frac{x}{y} + \frac{xy}{x^2 + y^2} \right] \quad (5-63)$$

$$k_x = \frac{1}{\pi} \left[\frac{\pi}{2} + \operatorname{arctg} \frac{x}{y} - \frac{xy}{x^2 + y^2} \right] \quad (5-64)$$

$$k_{xy} = -\frac{1}{\pi} \left(\frac{y^2}{x^2 + y^2} \right) \quad (5-65)$$

式中: P'_v 为竖向半无限均布荷载, kPa。

3. 按汉森公式计算土质地基允许承载力

水闸地基在竖向荷载和水平向荷载共同作用下, 也可以用汉森公式计算土质地基的允许承载力。该方法是根据地基发生剪切破坏时的极限荷载除以一定的安全系数确定。公式是在竖向对称荷载作用下, 对极限承载力计算进行了各种修正, 并计入了基础形状、基础埋深以及荷载倾斜情况的影响, 考虑的因素比较全面, 可适用于竖向荷载和水平向荷载共同作用的情况。

$$[R'] = \frac{1}{k} (0.5\gamma_b B N_\gamma S_\gamma i_\gamma + q N_q S_q d_q i_q + C N_c S_c d_c i_c) \quad (5-66)$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1)\operatorname{tg}\varphi \quad (5-67)$$

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg}\varphi} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (5-68)$$

$$N_c = (N_q - 1)\operatorname{ctg}\varphi \quad (5-69)$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \quad (5-70)$$

$$S_q = S_c = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \quad (5-71)$$

$$d_q = d_c = 1 + 0.35 \left(\frac{D}{B} \right) \quad (5-72)$$

$$i_\gamma = r_q^2 \quad (5-73)$$

$$i_q = \frac{1 + \sin\varphi \sin(2\alpha - \varphi)}{1 + \sin\varphi} e^{-\left(\frac{\pi}{2} + \varphi - 2\alpha\right) \operatorname{tg}\varphi} \quad (5-74)$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad (5-75)$$

$$\alpha = \frac{\varphi}{2} + \operatorname{tg}^{-1} \frac{\sqrt{1 - (\operatorname{tg}\delta \operatorname{ctg}\varphi)^2} - \operatorname{tg}\delta}{1 + \frac{\operatorname{tg}\delta}{\sin\varphi}} \quad (5-76)$$

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{\tau}{p + C \operatorname{tg} \varphi} \quad (5-77)$$

式中: $[R']$ 为按汉森公式计算的土质地基允许承载力, kPa; k 为地基承载力安全系数, 可取 2~3 (大型水闸或松软地基取大值, 中小型水闸或坚实地基取小值); q 为基底面以上的有效边荷载, kPa; N_γ 、 N_q 、 N_c 为承载力系数, 可按公式 (5-67) ~ 公式 (5-69) 计算, 也可按附录 II 查表求得; S_γ 、 S_q 、 S_c 为形状系数, 对于矩形基础, 可按公式 (5-70) 和公式 (5-71) 计称, 对条形基础, $S_\gamma = S_q = S_c = 1$; d_q 、 d_c 为深度系数, 可按公式 (5-72) 计算, 但式中 $\frac{D}{B}$ 应小于 1; i_γ 、 i_q 、 i_c 为倾斜系数, 可按公式 (5-73) ~ 公式 (5-77) 计算, 也可由附录 II 查表求得; L 为基底面长度, m; p 为作用在基底面上的竖向荷载, kPa; τ 为作用在基底面上的水平向荷载, kPa。

应该指出, 汉森公式只适用于 $\varphi \geq \delta$ 的情况, 即 $\tau \leq C + p \operatorname{tg} \varphi$ 。因此只要闸基满足水平向抗滑稳定的要求, δ 值始终小于 φ 值, 汉森公式完全可以采用。

需要指出的是: 无论是在竖向对称荷载作用的情况下采用限制塑性变形区开展深度的计算方法, 还是在竖向荷载和水平向荷载共同作用的情况下采用 C_k 法或汉森公式法, 公式中对地基土容重和抗剪强度指标值的取用, 都是将整个地基视为均质土的。但实际工程中常见的多是成层土, 此时将各土层的容重和抗剪强度指标值加权平均, 取用其加权平均值, 可是当持力层内夹有软弱土层时, 这种取值方法容易掩盖其真实情况, 这对工程往往是不利的, 为此必须控制地基沉降量不超过允许范围。

当土质地基持力层夹有软弱土层时, 由于软弱土层抗剪强度低, 在水平荷载的作用下, 有可能产生沿软弱土层的滑动, 必须采用折线滑动法 (复合圆弧滑动法) 对软弱土层进行整体抗滑稳定核算。折线滑动法 (复合圆弧滑动法) 可参见有关土力学、地基与基础的设计手册。

第五节 地基沉降计算

在闸室稳定计算中,要求其基底压力小于地基允许承载力,在此条件下,地基土既不致因受该项压力作用而发生剪切破坏,失去稳定,也不会因发生过大的沉降或不均匀沉降,导致闸室倾斜、底板断裂,严重影响水闸的安全运用。

在软基上建闸,由于地基土的压缩性较大,在闸室重力和外荷载的作用下,往往产生较大的沉降或沉降差。因此,设计在软土地基上的水闸时,应进行沉降计算。并通过计算,分析地基的变形情况,以便选择合适的结构型式和尺寸,确定施工进度和先后程序,必要时,地基还要进行处理,以保证水闸的安全和正常运行。

地基沉降计算,一般只计算最终沉降量,地基最终沉降量通常采用分层总和法计算(图 5-20)。

$$S_{\infty} = m \sum_{i=1}^n \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i \quad (5-78)$$

式中: S_{∞} 为土质地基最终沉降量, m; n 为土质地基压缩层计算深

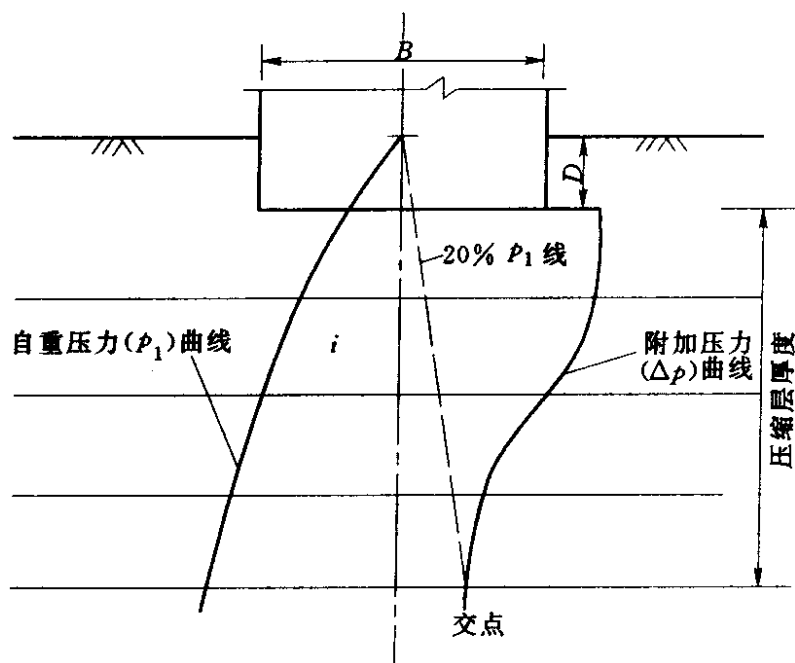


图 5-20 沉降计算深度的确定

度范围内的土层数； e_{1i} 为基础底面以下第 i 层土在平均自重应力作用下，由压缩曲线查得的相应的孔隙比； e_{2i} 为基础底面以下第 i 层土在平均自重应力加平均附加应力作用下，由压缩曲线查得的相应孔隙比； h_i 为基础底面以下第 i 层土的厚度，m； m 为地基沉降量修正系数。公式(5-78)严格地讲只有在地基土层无侧向膨胀的条件下才是合理的，而这只有在承受无限连续均布荷载下才有可能，实际上地基受到某种分布形式的荷载作用后，总是要产生或多或少的侧向变形，但因公式计算比较简单，实际工程中设计人员采用较多。考虑到采用公式计算地基土层的最终沉降量一般均小于实际沉降量的情况，故增加一项沉降量修正系数 m ， m 值采用1.0~1.6（坚实地基取小值，软土地基取大值）。

对于一般土质，当基底压力小于或接近水闸闸基未开挖前作用于该基底面上的自重压力时，土的压缩曲线宜采用 $e-p$ 回弹再压缩曲线，这是因为水闸闸基通常开挖较深，其基底压力往往小于或接近于水闸闸基开挖前作用于该基底面上的自重压力，该基底面土体略有回弹现象，采用 $e-p$ 回弹再压缩曲线，可使计算结果比较符合实际情况。根据江苏、安徽等省的建闸经验，对于一般地基上的水闸工程，采用 $e-p$ 回弹再压缩曲线作为地基沉降量，可以消除开挖土层的先期固结的影响。但对于软土地基上的水闸工程，则不宜采用 $e-p$ 回弹再压缩曲线作为地基沉降量计算的依据，因为软土在其自重压力作用下一般并未得到相应的固结，因此宜采用 $e-p$ 压缩曲线。此外，采用 $e-\lg P$ 压缩曲线计算沉降量，能较好地反映地基土受压历时对沉降计算方法的影响，但为了绘制该曲线，对土样压缩试验的要求较高，最终加荷量要求至少达到1000kPa，往往受到仪器、设备和试验时间等条件的限制。因此，只有在重要的大型水闸工程中，有条件时可采用 $e-\lg P$ 压缩曲线计算地基的沉降量。

土质地基压缩层计算深度可按计算层面处的附加应力与自重应力的比值0.1~0.2（软土地基取小值，坚实地基取大值）的条件确定。这是在经过多年来水闸工程的实践基础上提出来的。对

于软土地基，考虑到地基土的压缩沉降量大，地基压缩层计算深度若按附加应力与自重力的比值 0.2 确定，其下土层仍有较大的沉降量，往往是不可忽略的。

对于高饱和度的软土地基，如广东沿海地区的一些软土地基，其天然含水量一般为 50%~100%，地基强度极低，有的工程实测资料表明，其地基实际沉降量为通常采用的分层总和法计算结果的 2~3 倍。经分析认为，这主要是未考虑受压土体侧向变形对沉降的影响，也就是说，通常采用的分层总和法只计入垂直向应力引起的土体压缩而没有计算三个方向主应力总和引起的土体压缩量。针对这种情况，广东省水利部门对于高饱和的软土地基的沉降计算，采用了考虑土体侧向变形影响的简化计算方法，其计算结果比较符合实际，而且反映了软土地基非线性沉降的特征。采用这种方法计算所需的土体变形模量 E 和泊松比 μ ，可由三轴压缩试验测得的有关参数计算求得。虽然采用这种方法比通常采用的分层总和法合理得多，但对土样试验的要求高，计算也比较复杂，只在高饱和度的软土地基上，有条件时可采用。

在计算沉降量时，可选择正常情况下的荷载组合条件，根据土质条件和工程设计需要，选择有代表性的计算点。例如，在闸室中心底板和岸墙相邻的底板上，选择有代表性的断面 2~3 个，每个断面选 3~5 个计算点（至少选 3 个计算点，包括两端点和中心点）。

根据各计算点的沉降计算成果，可绘制每个断面的沉降曲线，如图 5-21 中的曲线 abc ，然后考虑结构刚性的影响进行适当的调整。调整的方法是：连接 ac ，作平行 ac 的直线 de 与曲线 abc 相交，并使面积 $adec$ 等于面积 abc ，则 de 即为该断面经调整后的沉降线，从而可求得各计算点的沉降量，每块底板上的各计算点沉降量的平均值即为每块底板的沉降量。

土质地基允许最大沉降量和最大沉降差，应以保证水闸安全和正常使用为原则，根据具体情况研究确定。由于水闸的基础尺寸和刚度都很大，对地基沉降的适应性一般都比较强。例如，江

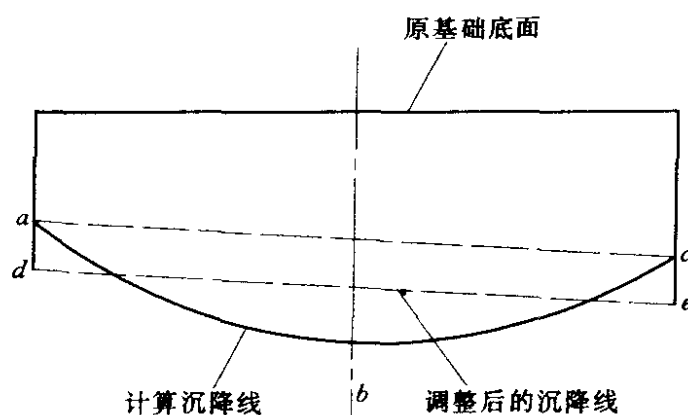


图 5-21 沉降计算成果调整示意图

苏省建在软弱地基上的几座闸站工程，其实测沉降量为 40～386mm，目前这些闸仍在使用。又如广东省某闸建在深厚的海相淤泥地基上，底板下设有 3～4m 的摩擦桩，实测沉降量达 200mm 左右，目前该闸仍在使用。安徽省某水闸建在淤泥质轻粉质壤土夹细砂层地基上，底板下设直径 0.25m、间距 1m、深度 3.2m 的挤压砂桩，底板厚度 1m，浇筑后在其四周采用轻型井点降水预压处理，实测最大沉降量达 430mm 左右，且各闸孔随上、下游水位的升降出现下沉和回弹，变动幅度为 10～20mm，目前该闸仍在使用。以上实测资料说明，在不危及水闸结构安全和影响正常使用的条件下，一般认为最大沉降量达 100～150mm 是允许的；但沉降量过大，往往引起较大的沉降差，对水闸结构安全和正常使用总是不利的。因此必须设好永久缝（包括沉降缝和伸缩缝）的止水措施。至于允许最大沉降差的数值，这与水闸结构型式，施工条件等有很大关系，一般认为最大沉降差达 30～50mm 是允许的。综上所述，天然地基上的水闸地基最大沉降量控制不宜超过 150mm，最大沉降差不宜超过 50mm。

对于软基上的水闸，当计算地基最大沉降量或相邻部位的最大沉降差超过规定的允许值，不满足要求时，可采用旨在减小地基最大沉降量或相邻部位最大沉降差的措施。工程中常用的措施有：①在一部分闸墩的中间和重力相差较大的两个分部结构中间用沉降缝隔开，这样可使沉降缝之间的结构单元能比较均匀的沉

降, 孔口变形小, 不妨碍闸门启闭; ②应尽可能采用轻型结构以减小沉降量, 底板应有较大刚度, 避免产生裂缝。闸室结构布置应有较强的整体性, 增强其适应地基变形的能力; ③布置闸室时, 应尽量使合力靠近底板中心, 控制基底压力分布不均匀系数在允许值以内; ④在进行总体布置和选用结构型式时, 尽可能使闸室和相邻建筑的重力相差不太大; ⑤调整基础尺寸和埋置深度; ⑥必要时对地基进行人工处理; ⑦施工时掌握“先重后轻”的原则, 严格控制施工速度。由于上部结构、基础及地基三者是相互联系、共同作用的, 为了更有效地减小水闸的最大沉降量和最大沉降差, 设计时应将上部结构、基础与地基三者作为整体考虑, 采取综合措施, 同时对施工也应提出要求。

【例 5-2】 水闸的地基沉降计算。

某水闸的底板宽 20m, 长 300m, 竖向荷载 $G=1800\text{kN/m}$, 偏心矩 $e=0.5\text{m}$, 水平荷载 $T=150\text{kN/m}$, 基底设计高程在原地面 (高程为零) 以下 3m 处 (图 5-22)。

基底以下不同深度范围内沉积粘性土的压缩曲线见图 5-22 (b), 图中曲线 I 为地下水位以下土层的平均压缩曲线; 曲线 II、III 分别为地下水位以下 5m 深度以内和地下水位以下 5m 至 12m (砂土层顶面) 范围内的压缩曲线。基坑开挖后观测出的地基回弹很小, 可以忽略不计。

1. 基底压力的分布

基底竖向压力

$$P_{\min}^{\max} = \frac{1800}{20} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.5}{20} \right) = \frac{103.5}{76.5} (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{基底水平推力 } p_h = \frac{150}{20} = 7.5 (\text{kN/m}^2)$$

2. 基底的沉降计算压力

由于基土在自重作用下已完成其压缩, 故基底各点的沉降计算压力采用 $p_c = p - \gamma D$ 计算, 式中 D 为原地面至基底的距离, 即等于 3m。

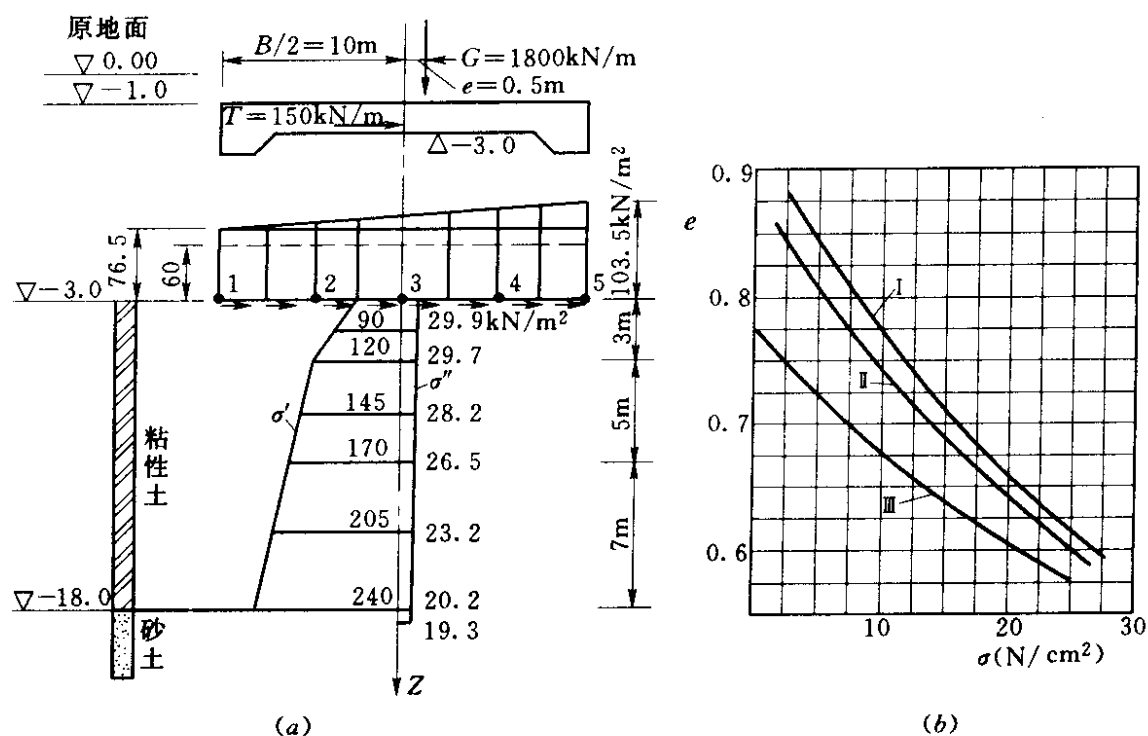


图 5-22 某水闸地基剖面及地基土的压缩曲线

3. 地基中自重应力 σ' 的分布

自原地面算起,在地下水位以上基土重度 $\gamma = 20\text{kN/m}^3$, 以下为 10kN/m^3 , 自重应力 σ' 分布见图 5-22 (a)。

4. 地基中附加应力 σ'' 的分布

由于 $L/B = 300/20 = 15$, 故属平面问题。现列表 5-20 计算: 由三角形竖向荷载 $p_T = 103.5 - 76.5 = 27 (\text{kN/m}^2)$, 均布竖向荷载 $p = 76.5 - 60 = 16.5 (\text{kN/m}^2)$, 以及均布水平荷载 $p_h = 7.5\text{kN/m}^2$ 引起的附加应力值。附加应力 σ'' 分布图见图 5-22 (a)。

5. 地基压缩层深度的确定

按常用的压缩层深度处的 $\sigma'' = 0.2\sigma'$, 确定压缩层深度在基底以下 5.5m 处。但考虑到沉积粘性土层的压缩性较大, 故整个粘性土层的压缩量均应计算。另外, 由于下卧层密实砂土层的压缩性及所受的附加应力都很小, 且在施工过程中砂土层的压缩几乎已完成, 故忽略砂土层的压缩影响。从而变形计算中实际采用的压缩层厚度为沉积粘性土层厚度 15m。

6. 地基土压缩层厚度的分层

表 5-20 沿基底中点 3 土中附加应力计算表

$B=20\text{m} \quad x/B=+0.5$								
Z (m)	Z/B	$P=16.5\text{kN/m}^2$		$P_T=27\text{kN/m}^2$		$P_h=7.5\text{kN/m}^2$		$\sum\sigma''$ (kN/m^2)
		K_1	σ''	K_2	σ''	K_3	σ''	
0.2	0.01	1.000	16.5	0.500	13.5	0	0	30.0
2	0.1	0.997	16.5	0.498	13.4	0	0	29.9
4	0.2	0.977	16.1	0.489	13.2	0	0	29.3
8	0.4	0.881	14.5	0.441	11.9	0	0	26.4
12	0.6	0.755	12.6	0.378	10.2	0	0	22.8
16	0.8	0.642	10.6	0.321	8.7	0	0	19.3
		附表 3-1		附表 3-2		附表 3-3		

参照图 5-22 (a) 所示的自重应力分布, 以及不同深度范围内土的压缩性变化, 采取三个分层, 即 $h_1=3\text{m}$, $h_2=5\text{m}$, $h_3=7\text{m}$ 。

7. 最终沉降量的计算
列入表 5-21。

表 5-21 基底中点 3 的最终沉降量

分层 编号	分层 厚度 (cm)	自重应力 平均值 σ' (N/cm^2)	附加应力 平均值 σ'' (N/cm^2)	最终应力 平均值 (N/cm^2)	e_1	e_2	$\frac{e_1-e_2}{e_1+e_2}$	$S_i=\left(\frac{e_1-e_2}{e_1+e_2}\right) h_i$ (cm)
1	300	9.0	3.0	12.0	0.783	0.745	0.0213	6.4
2	500	14.5	2.8	17.3	0.695	0.665	0.0177	8.9
3	700	20.5	2.3	22.8	0.605	0.590	0.0093	6.5
Σ								21.8

8. 同法求出基底其他点 1、2、4、5 的最终沉降量
列表 5-22。

9. 基底宽度内地基表面沉降曲线的绘制 (图 5-23 中 agb)

表 5-22 某水闸 1、2、3、4、5 点的沉降量

计算点号	1	2	3	4	5
最终沉降量	7.2	17.7	21.8	24.9	14.3

经刚度校正后,则最终沉降线如图中 cd 线所示。由图可见,基础下沉后向下游方向倾斜。

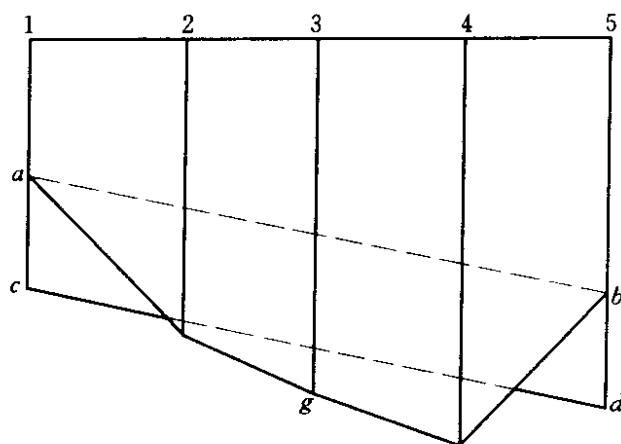


图 5-23 某水闸的计算沉降量

第六节 基础处理设计

在天然地基上建闸,当地基承载力不能满足规范规定的要求,或最大沉降量或最大沉降差达不到规定要求时,必须采取措施进行地基加固处理,一般情况下采取人工加固地基往往会增加工程造价和施工工程量。故在实际设计中应优先考虑使用天然地基,只有经过充分优化及核算,采用天然地基确实不能满足工程要求时,才可以采用人工加固地基。

水闸绝大部分建在平原、滨海区的第四纪覆盖层上,常常会遇到疏松的砂土或软弱的粘性土地基,需要进行一定的处理方可作为水闸的地基持力层。土质地基的处理方法很多,特别是近年来随着科学技术的发展和新的处理方法的不断提出,如深层搅拌

桩法、高压喷射法、真空预压法、硅化法、电溶法等。当然，其中有些方法目前设计和施工方面仍未成熟，特别是用于大面积的水闸基础处理还有些困难，有些方法用于实际工程造价过高，与其他方法比较不经济，水闸工程最为常用的几种地基加固处理方法有：垫层法、强夯法、振动水冲法、桩基础、沉井基础、深层搅拌桩等。

1. 垫层法

垫层法是将水闸基底附近一定深度范围内的软弱土层挖除，换以人工回填土料进行压实处理，作为地基持力层的方法，如图 5-24 所示。

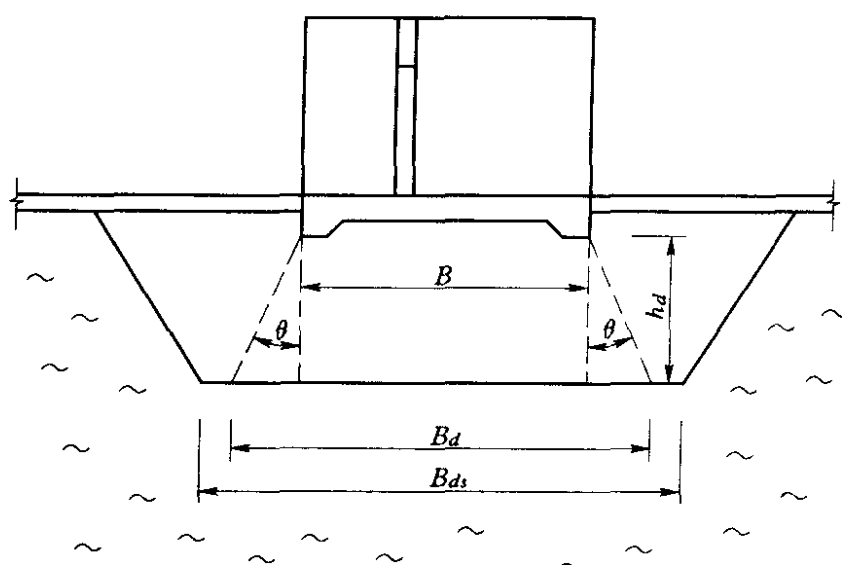


图 5-24 换土（砂）垫层示意图

垫层法是工程中一种施工最简便，应用最广泛的地基处理方法，在改善地基应力分布，提高地基稳定性，特别是在减小基础两端地基上的塑性变形方面作用显著，在减小地基（特别是软土不太深的地基）沉降方面也有一定的作用。

垫层的计算，主要是确定垫层的厚度和宽度，工程上多数采用按地基允许承载力的要求进行核算的方法。即假定垫层为基础的一部分，要求垫层底面的平均压力不大于该底面处地基的允许承载力，特别是在垫层变形模量值与其下地基土的变形模量值相

差了 3~4 倍以上的情况下,按这种方法计算比较符合实际。如图 5-24 所示,垫层底面的平均压力:

$$\bar{P}_d = \frac{B}{B_d} \bar{P} + \gamma_0 h_d \quad (5-79)$$

$$B_d = B + 2h_d \tan \theta \quad (5-80)$$

式中: $\bar{P}_d$ 为垫层底面的平均压力, kPa; $\bar{P}$ 为水闸底板底面的平均压力, kPa; B 为水闸底板宽度, m; B_d 为扩散至垫层底面的宽度, m; γ_0 为垫层材料的容重, kN/m³; h_d 为水闸底板底面以下的垫层厚度, m; θ 为垫层材料的扩散角, 壤土、含砾、粘土可取 20°~25°, 中砂、粗砂可取 30°~35°。

当垫层底面的平均压力小于垫层底面处于天然土的容许承载力 $[R]$ 时, 垫层厚度满足要求。根据江苏、浙江等省的水闸工程实践经验, 垫层厚度一般采用 1.5~3.0m。如果垫层厚度过小, 往往不起垫层作用; 如果厚度过大, 基坑开挖有一定的困难, 换填方量较大, 不一定经济合理。

考虑到垫层材料扩散角的选用不够准确, 加之垫层边缘部位施工质量往往不易保证, 因此为安全计, 通常选用的垫层的实际宽度 B_d 要比扩散至垫层底面的宽度 B_d 大 2~3m。

垫层材料的选择, 应遵循就地取材的原则, 采用性能稳定、压缩性低的天然或人工材料, 如壤土、中砂、粗砂、含砾的粘土、灰土等。从方便施工的角度考虑, 以采用粘粒含量为 10%~20% 的壤土类土最为适宜, 因为这类土易于破碎压实, 抗剪强度高, 结构稳定。粘粒含量为 20%~25% 的重壤土一般也能满足使用要求, 而粘粒含量超过 25% 的粘性土, 特别是天然含水量超过 30% 的软弱粘土或淤泥一般不能使用, 因为这类土的施工含水量不易控制, 要压实这类土往往费工费时, 难度很大。但含砾的粘土 (即使粘粒含量超过 25%) 却是较好的垫层材料, 因为这类土含有较多砂砾和细砾, 有利于土块的破碎和疏干。如果采用灰土作为垫层材料, 石灰与土料 (宜采用粘性土) 的体积配合比宜为 2:8 或 3:7, 但大中型水闸一般不宜采用灰土垫层。

由于级配良好的中砂和粗砂施工时比较容易振动密实,因此,用作垫层材料也是适宜的。例如,江苏省某闸建在深厚的淤泥质粘土地基上,换填 3m 左右厚度的中砂,用水撼法撼实,相对密度达 0.8~0.9,最大干容重达 18.5kN/m^3 以上,满足设计要求。至于粉砂、细砂、轻砂壤土或轻粉质砂壤土,当采用合理的施工方法时,虽然也可以达到一定的相对密度,但由于这类砂性土颗粒细而均匀,不均匀系数多在 1~3 之间,在遭受振动荷载作用时容易产生“液化”现象,因此不宜采用这类砂性土作垫层土料。

近年来,有些水闸工程采用了土工合成材料加筋垫层,效果较好,可以推广使用。

粘土垫层宜分层压实,土料的含水量应控制在最优含水量附近,大型水闸粘性土垫层压实系数不应小于 0.96;中小型水闸垫层压实系数不应小于 0.93。粘性土的压实标准习惯上是以干容重来表示的,即先根据施工条件,进行室内击实试验,可得最大干容重和最优含水量,然后确定要求施工时控制的干容重(一般略小于最大干容重)。由于各种粘性土物理性质的差别和施工条件不同,最大干容重实际上是一个变数,因此,用某一固定数值作为干容重的控制标准是不合理的。而以固定压实系数(即控制干容重与最大干容重的比值)作为压实控制标准。由击实试验得到的最大干容重乘以规定的压实系数,即为施工时的控制干容重标准,同时还可以从击实试验曲线上查得施工时控制含水量的范围(见图 5-25 所示的 ab 区间)。

砂垫层应有良好的级配,宜分层振动密实,相对密度不应小于 0.75,在强地震区的水闸,垫层相对密度不应小于 0.8。砂土的密实标准习惯上是以相对密度(即砂土的最大孔隙比和天然孔隙比之差与其最大孔隙比和最小孔隙比之差的比值)来表示的。施工时,由土工试验得到的砂土最大孔隙比与最小孔隙比,根据设计要求的相对密度,计算出需要控制的孔隙比,作为施工质量控制标准。

应该指出,在地震荷载作用下,由于砂垫层内的孔隙水压力

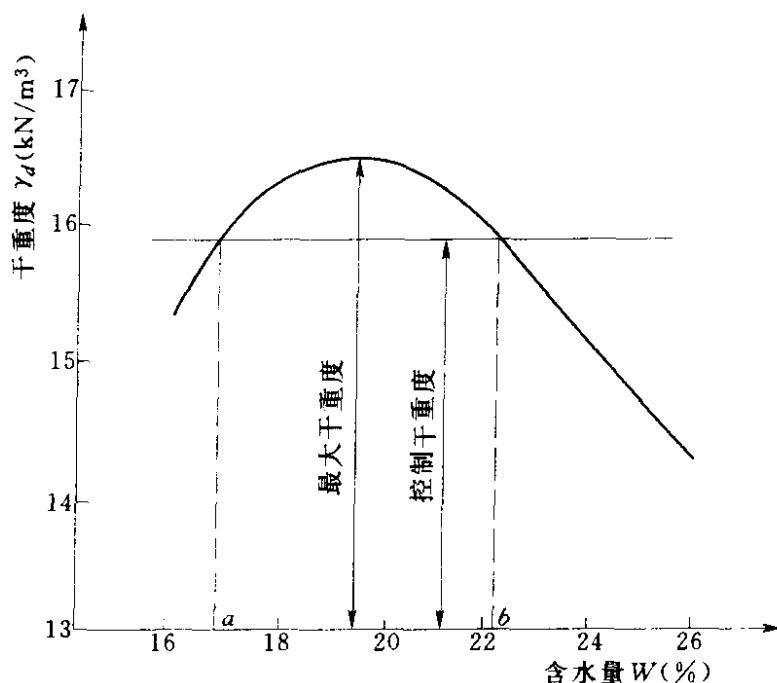


图 5-25 粘性土击实试验曲线

可能迅速增大，甚至可能产生“液化”现象，因此在砂垫层设计和施工时，必须对砂层的相对密度提出要求并严格控制，根据江苏省在软弱地基上建闸的经验，在此情况下，如能采用钢筋混凝土桩或地下连续墙围封的方法是最简便有效的。

在水闸地基处理方面，垫层法虽有比较成熟的经验，但对粘性土压实标准或砂土压实标准的控制，均有赖于土工试验的密切配合，况且现场地基土质条件及垫层材料的性质是千差万别的，因此，对于重要的大型水闸工程，垫层压实效果应根据地基土质条件及选用的垫层材料等进行现场试验验证。

2. 强夯法

强夯法又称动力加固法或动力加密法，是一种快速加固软基的方法。这种方法是 20 世纪 60 年代末法国梅那技术公司首先开创的，它是将很重的夯锤从高处自由落下，给地基以强大的冲击力和振动，通过加密（使空气或气体排出）、固结（使水或流体排出）和预加变形（使各种颗粒成份在结构上重新排列）的作用，从而改善地基土的工程性质，使地基土的渗透性、压缩性降低，密实度、承载力、稳定性得到提高，湿陷性和液化可能性得以消除。

如今，强夯法加固地基的应用范围已由最初的砂性土发展到现在的各种填土、湿陷性黄土、碎石土、一般粘性土、软土及工业生活垃圾等各种地基，由陆上施工发展到水下施工。实践证明，采用这种方法加固后的地基土层干容重可达 16kN/m^3 以上，压缩模量可提高 2 倍以上，承载力可提高 1 倍以上。强夯法已成为工程中常用的经济简便的地基加固方法。

强夯法所用的夯锤重量一般都在 100kN 以上，最重的达 440kN ，落距（即吊车的起吊高度）一般都在 10m 以上，最大的达 26.6m ，通常采用单绳挂钩方法，这就需要大吨位的吊车。限于国内目前生产大吨位吊车较少的状况，一般情况下，锤重可采用 $100\sim 250\text{kN}$ ，落距可采用 $10\sim 20\text{m}$ 。至于夯锤的形状，国内在经历了圆柱形、圆台形、方柱形和截头圆锥等多种形状的变化后，目前趋向于采用圆柱加圆台的组合形夯锤，因为这种夯锤重心较低，下落平衡，被公认为比较理想的夯锤形式。但对饱和的软粘土地基，也可采用锤底附有倒圆锥状的“羊足”式夯锤。夯锤下落速度是很快的，如果不在锤体中均匀设置若干个上下贯通的通气孔，那么将产生很大的气垫作用，从而影响夯击效果。但如果通气孔设的太多，减小了锤底有效面积，也会影响夯击作用。已建工程通常均匀设置 $3\sim 6$ 个上下贯通的通气，其孔径一般 $10\sim 35\text{cm}$ 。

夯击用的起重设备一般用履带式起重机，其稳定性好，行走方便，施工速度快。为适应锤重和落距的不断加大，还设计有三角架和专用起重机架起吊。施工采用自动脱钩的装置时，起重能力应大于 1.5 倍的锤重。起重钢丝绳跟锤上下起落时，起重能力应大于 $3\sim 5$ 倍的锤重。

夯点布置是否合理，直接影响强夯效果。夯点布置应根据建筑物的平面形状、加固土层的厚度、地基土质条件等通过试夯效果确定。常用的夯点布置有方格形和梅花形两种，一般以方格形采用较多。在进行夯点布置时，还应考虑建筑物的基础形式、荷载分布等因素。目前一般采用的夯击点间距（指第一遍）大多为

1.5~2.5 倍夯锤底面直径或边长,而且要求地基处理面积大于建筑物基础底面积,一般采用外扩 1~2 排夯击点的方式,或在基础边外扩 0.5~1.0 倍加固深度的尺度。夯点夯击应间隔进行,在第一遍夯击时,夯击点应安排在跳夯距离最大位置开始,这样才能使夯击能传递到深处,最好能间夯(跳打)。实践证明,间隔夯击比连夯好,间夯对深层加固有利,原因是间夯夯击能量便于在土中向深层传递、吸收,孔隙水容易向低压区排出,使一部分地基土先固结。再夯第二遍时,可使充满孔隙水的另一部分土体得到能量,克服土颗粒对水的吸附力,将土体中的孔隙水挤出而得到加固,提高土体强度。连夯则全面产生超静水压力,而没有低压区,使孔隙水压力处于相对平衡,不易排出。

单点夯击次数、夯击遍数以及前、后两遍的间隔时间等都是关系到强夯加固效果的重要参数。一般与被加固的地基土质条件有关。到目前为止,强夯法尚无一套成熟的理论和完备的设计计算方法,一般是先初步选定各项强夯参数,通过现场最佳夯击能试验确定。所谓“夯击能”即夯锤重量与落距的乘积,目前国内常用的单击夯击能级为 1000~4000kJ,最大可达 6000kJ。夯击能级的选择主要根据地基土的类别及设计要求的加固深度确定。一般来说,在相同条件下,细颗粒土选用的单击夯击能级要比粗颗粒土选用的单击夯击能级适当大一些。目前国内确定夯击数的标准各有不同,对于非饱和土或填土,常以最后两击的下沉量的平均值小于 4cm 来控制每点的夯击击数,而对于软土,击数可根据超静水压力达到液化压力时为控制击数;有的则以最后一击的沉降量达到设计要求控制的沉降量为准。一般强夯工程夯点击数控制在 4~10 击,夯击遍数是根据压缩层的厚度、土质条件和设计建筑物的沉降要求确定,一般控制在 3~5 遍。两遍之间间歇时间若不充分,超静水压力尚未消散,土体在继续沉降变形,再继续强夯时,势必破坏排水通道,甚至形成“弹簧土”,故间隙时间要充分,间隙时间应根据超静水压力的消散程度来确定。

强力夯的有效加固深度既是选择地基处理方法的重要依据,

又是反映地基处理效果的重要参数。影响强夯法有效加固深度的因素很多，除了锤重和落距以外，还有地基土层、不同土层的厚度及分布状况、地下水的埋藏深度以及夯点间距、夯击遍数、每遍击数以及前后两遍的间隔时间等强夯参数。鉴于这一问题的复杂性，加之目前尚无一套成熟的理论计算方法，因此，强力夯实的有效加固深度应根据现场试夯结果或当地已建工程经验确定。对于大型水闸工程，一定要先进行试夯，如试夯结果得出实际强力夯实有效加固深度不能满足设计要求，则应加大单击夯击能（加大锤重或落距，或同时加大锤重和落距），并调整夯点间距等各项强夯参数。

在强夯法施工过程中，夯锤落地的瞬间，一部分动能转换为冲击波，即从夯击点以波的形式向外传播，其中面波仅在地表传播，会引起地表震动。当这种地表振动的强度达到一定数值时，就会引起地基和建筑物（包括周围已有建筑物和其他在建工程）不同程度的损伤和破坏，并产生振动和噪音等公害。因此在进行强夯法加固地基设计时，应有防止上述有害影响的措施，如在施工振动影响区（强夯施工区周边 10~15m 范围内）采取一定的隔振措施（挖掘隔振沟、钻设隔振孔等），以消除或减轻振动危害；对于对水敏感的地基土进行强夯施工，可将施工期安排在旱季。

在对饱和软土强夯时，表层宜铺设厚 0.5~1.0m 的垫层，一方面是要满足机械行走和开始夯击时锤下陷不致产生太深的需要；另一方面，垫层可作为排水层和改善地基土受力条件。但垫层不宜太厚，太厚会使能量在垫层消耗过大，影响深层土体处理效果，并且加厚垫层会提高造价。另外，当地基加固边长大于 30m 时，可在场地中间设置网格排水沟或排水暗沟，排出雨水和夯击挤出的地下水，排水沟底标高要低于最低地下水位 50cm。在软土地基的强夯加固中，若铺以袋砂井或塑料排水板来改善深层排水条件，会得到更好的效果。

3. 振动水冲法

振动水冲法是 20 世纪 50 年代发展起来的一种较好的地基处

理方法，可提高地基承载力，减少沉降量，特别是对饱和砂土可提高其抗振动液化能力，且具有操作简单、施工进度快、工期短及造价低等优点。振冲孔添加填料挤扩成桩对地基起到振冲密实或振冲置换作用，对砂土或砂壤土地基尤为适用，而对粘性土地基也可使用，但加固效果不及砂类土地基。特别是对含水量较大，抗剪强度较低的软粘土地基不宜采用。根据工程实践经验，使用振动水冲法加固后的砂土，相对密度普遍可达 0.7 以上，粘性土地基承载力可达 200~300kPa。

振动水冲法需利用专用施工设备，当振冲器启动后，在很大的水平向冲动力及端部射水的联合作用下，以每分钟 0.5~3m 的速度挤入地基中并下沉到加固设计标高，在必要时清孔后，向孔内加入碎石或砂、砾石、煤矸石、矿渣等填料，并向上逐段用振冲器振挤，使每段填料均达到要求的密实度，直到地面。在松软地基中形成很多与地基土啮合的碎石柱桩。对砂土地基，也可以不加入填料，利用振冲时砂土由孔坍塌而被挤密，也可以就地挖出砂料填入孔内。

振冲孔添加填料挤扩成桩的桩径和间距的确定，主要取决于振冲器的大小、机具功率和当地土质条件。我国常用的振动器直径为 0.3~0.5m，成桩直径小者约 0.5m，大的可达 1m 以上，一般为 0.6~0.8m。至于振冲孔孔距，按 2~3 倍桩径的经验值布置，一般取 1.5~2.5m（机具功率较大，振冲影响范围较大时，桩的间距可取用大值；机具功率较小，振冲影响范围较小时，桩的间距可取用小值。对于松砂地基，振冲影响范围较大，桩的间距可取用大值；对于软粘土地基，振冲影响范围较小，桩的间距可取用小值）。振冲孔可按梅花形或方格形布置。根据施工机具条件和施工难易程度，振冲孔孔深应限制在 4~18m 之间，过深施工难度增加，过浅则过多地增加孔数，反而不经济。由于使用该法加固后的地基还会有一定的沉降，因此，对于松软土层不太厚，相对硬层（下卧层）埋藏不深时，振冲孔宜打穿软土层，以减少地基沉降量。

振冲孔添加填料的选择是振动水冲法设计中的重要环节, 填料选择是否恰当将直接影响桩体质量、加固效果和工程造价。因此, 填料宜选择比重大、有足够的强度、有较好的水稳定性和抗腐蚀性、粘粒杂质不大于 5% 的硬质颗粒材料 (如砂、碎石等), 同时宜有良好的级配, 根据目前国内常用的振冲器的机型和功率, 填料最大粒径不宜大于 5cm。

由于振冲孔添加填料挤扩成桩属于“柔性桩”范畴, 加固后的地基在上部荷载作用下, 因建筑物基础刚度较大, 填料与填料周围的土体共同受力, 其沉降变形将自动协调。因此, 当添加与天然地基土质不同的填料时, 振动水冲法加固的地基应按复合地基设计, 计算方法参见 DL5024—93《火力发电厂地基处理技术规定》, 其设计参数应根据现场试验结果研究确定, 并作为施工的依据。当不添加填料或添加与天然地基土质相同的填料时, 振动水冲法加固的地基可按均质地基设计。

振动水冲法处理设计目前尚处于半理论半经验状态。这是因为一些设计计算方法还不够完全成熟, 某些设计参数也只能凭经验选定。因此, 对于地基土质条件复杂的大型水闸工程, 采用的各项设计数据以及振冲后的效果应经现场试验验证。

采用振动水冲法加固地基虽然具有操作简单、施工进度快、工期短、造价低的特点, 但由于施工过程中使用高压水流, 会造成场地污染和加固土体含水量增加。为了解决这两个问题, 地基工程界研究了干振碎石桩, 即制桩过程中不冲水, 只利用偏心块水平振动成孔及捣实碎石, 成桩直径约 50cm, 长度一般 10m 左右。该法已在石家庄、承德、南京等地应用, 均获得了良好效果。应该注意的是, 当地基下一定厚度的土层十分软弱时, 如十字板抗剪强度小于 20kPa 时不宜采用。

干振碎石桩加固地基的机理包括挤密、置换和排水三种作用。在成孔过程中, 土体在激振力作用下产生径向位移, 使桩周土出现一个密度较大但已扰动的区域, 当碎石填入后, 形成碎石从碎石桩中心向桩边缘由纯净至土石混杂过渡的桩体。在竖向力作用

下，桩边缘土石对桩起一定的约束作用，被挤密的桩体强度和压缩模量比桩周土大得多，承受着较大压力。被密布于地基土中的桩所置换的土体除少量隆起于基础外，主要使桩间土被挤密了，这从对桩间土进行原位测试中，其强度比天然地基强度提高的结果可以得到证明。干振动碎石桩还有一个重要的作用，即排水固结作用，碎石的渗透系数比粘土约大 4~6 个数量级，碎石桩形成的竖直排水通道对超静水压力的消散作用比砂井还好。

干振碎石桩的布置一般采用梅花形或方格形，桩的间距一般等于或小于三倍的桩径为宜。

与振动水冲法一样，干振碎石作为一个散体结构，对其传递应力的作用不能完全用“桩”的概念，它与桩周土组成复合地基，共同分担上部结构的荷载作用。通过观察，振动成桩单位长度上的加固效果随桩长的增加而递减，即当桩的长度大于一定值后，其加固效果并不与桩长呈比例增加。

4. 桩基础

桩基础是一种较早使用的地基处理方法，实践经验较多，在建筑、铁路、交通等系统的设计规范中，都有相应的规定，甚至还有专门性的桩基设计规范。水利工程中，自 20 世纪 60 年代后期以来，在河北、山东、河南等省，广泛采用了钻孔灌注桩作为水闸基础的一部分，对闸基为厚度较深的淤泥、淤泥质土、软粘土、粉砂、极细砂和细砂等松软地基，当利用天然地基有困难时，采用桩基础不仅在提高承载力，减小沉降量方面作用显著，而且可减轻上部结构重量，工程量小、投资省。水闸的桩基础，最常用的是钢筋混凝土预制打入桩和钻孔灌注桩。

预制的桩径一般为 25~30cm，一般现场预制桩的长度较长，工场预制的桩长限于运输条件，一般为 6~12m。一根预制桩的长度不足时，可以分段预制，现场接桩，预制打入桩一般适用于砂类土、粘性土、有承压水的粉、细砂及碎石、卵石类土基；钻孔灌注桩直径一般为 0.8~1.2m，长度根据计算确定。灌注桩几乎可用于各类土的软基，包括淤泥和可能发生流砂的土层。对于存

在承压水层的水闸地基，如果采用钻孔灌注桩，当钻孔钻入承压水层时，由于承压水的顶托作用，可能给桩基础施工带来很大的麻烦，甚至造成已开挖的基坑遭受破坏的事故。因此，以往往往规定，当桩基需进入承压水层时，不宜采用钻孔灌注桩基础，但根据目前已积累的工程实践经验，在有承压水层的地基上进行桩基础施工中，在基坑开挖时，一般均设有足够数量的降压井或降水井点，以抽水降低承压水头。这对钻孔灌注桩施工并无妨碍，即使在承压水略高于地面的情况下，如能采取一定的措施（如加高护筒），钻孔灌注桩仍可正常施工。

钢筋混凝土预制桩和钻孔灌注桩根据受力特性可分为摩擦型桩和端承型桩两大类。按照桩侧摩阻力和桩端阻力的发挥程度和分担荷载的比例，摩擦型桩可分为摩擦桩和端承摩擦桩；端承型桩可分为端承桩和摩擦端承桩。摩擦桩或端承摩擦桩的桩顶荷载全部或主要由桩侧阻力承受，端承桩或摩擦端承桩的桩顶荷载全部或主要由桩端阻力承受。根据水闸工程的运用特点，在以水压力为主的水平荷载作用下，闸室底板与地基土之间应有紧密的接触，以避免形成渗流通道，因此，为了保证闸基的防渗安全，土质地基上的水闸桩基一般采用摩擦型桩（包括摩擦桩和端承摩擦桩）。如果采用端承型桩（包括端承桩和摩擦端承桩），底板底面以上的作用荷载几乎全部由端承型桩承受，直接传递到下卧岩层或坚硬土层上，底板与地基土的接触面上则有可能出现“脱空”现象，加之地下渗流的作用，造成接触冲刷，从而危及闸身安全。在防渗段底板下不得已采用端承型桩时，为了防止底板与地基土的接触面产生接触冲刷（这是一种十分有害的渗流破坏形式），应采取有效的基底防渗措施，如在底板上游侧设防渗板桩或截水槽，加强底板永久缝的止水结构等。

水闸工程在同一块底板下不应采用直径、长度相差过大的摩擦型桩，也不能同时采用摩擦型桩和端承型桩，其目的是使同一块底板下各桩实际承担的荷载尽量相等，以减少或避免产生地基的不均匀沉降，危及水闸结构安全和正常使用。

因水闸底板多为筏式基础，基底面积较大，桩的根数和尺寸主要与底板底面以上的作用荷载及施工条件等有关，因此，桩的根数和尺寸可以按照承担底板底面以上的全部荷载（包括竖向荷载和水平向荷载）确定。在水闸工程设计中，对于桩的竖向承载力和水平向承载力的计算，一般均按底板底面以上的全部荷载全部由桩承担的原则考虑，不计桩间土的承载能力，这是偏于安全的。根据黄河水利委员会勘测规划设计研究院和山东黄河河务局等单位的试验成果，对于摩擦型桩基础，桩间土能承担一部分上部荷载，设计时如考虑桩间土承担底板底面以上10%~15%的荷载，工程仍是安全的。但考虑到现有的试验资料还不够完全充分，为安全计，一般不考虑桩间土的作用，若考虑桩间土作用进行设计时，应经过充分的论证。

(1) 桩数的确定。水闸底板下桩基的根数一般是根据承受的水平荷载和单桩的水平向允许承载能力确定。而单桩的水平向允许承载能力目前还没有现成的计算公式，设计中通常是以控制桩顶的允许水平位移为控制指标，通过试验确定。桩顶允许水平位移的大小主要与桩的直径、单桩与群桩关系、桩身周围土质条件等因素有关。根据山东省某闸钻孔灌注群桩的试验资料，在控制钻孔灌注桩处于良好的弹性工作状态下，桩顶水平位移为0.5cm，残余变形为0.3cm。因此，对钻孔灌注桩，桩顶不能恢复的水平位移宜控制在0.5cm以内，在此控制条件下，单桩允许水平向承载力见表5-23，可供设计参考，考虑到预制桩长度比较大，其适应变形的性能优于钻孔灌注桩，因此桩顶不可恢复的水平位移控制值可适当大一些，一般控制不超过1.0cm。经过多年来的工程实践，认为这个位移值的采用是合适的。

至于群桩基础中各排单桩承受的水平向荷载是否相等的问题，工程界一直有两种意见。一种意见认为，位于底板下游最末一排桩的土抗力条件较好应分担较大的水平向荷载；另一种意见认为，水闸桩基多数是布置在闸墩底板下面，由于闸墩底板在顺水流向的刚度较大，对桩的钳制作用较强，因此各桩顶的水平位

表 5-23 钻孔灌注桩单桩允许水平向承载力 (控制桩顶位移值 0.5cm)

桩 径 (m)	0.7	0.8	1.0	1.1
单桩允许水平向承载 (kN)	120~150	150~200	200~250	250~300

移应相等, 承受的水平向荷载应相等。事实上, 目前水闸基桩既有布置在闸墩底板下的, 也有布置在整个闸室底板下的, 加之不少水闸还承受双向水头作用, 水位组合情况很复杂, 因此对各排桩承受水平向荷载的分担比例难以作出具体规定, 目前在设计水闸时多数仍按全部水平向荷载由各桩平均承担的原则进行设计计算。

所需基桩的数量为总水平荷载除以单桩的允许承载能力, 一般取大于计算值的整数。

(2) 桩的布置。为了充分利用水闸基础各桩的承载能力, 桩的平面布置应尽量使桩群形心与底板底面以上基本荷载组合的合力作用点相接近, 使各桩实际承担的荷载尽量相等, 这对减小地基的不均匀沉降, 维护水闸结构安全和正常使用是有利的。为了避免桩基础施工可能引起的松弛效应和挤压效应对相邻桩的不利影响, 钢筋混凝土预制桩的中心距不应小于 3 倍桩径或边长; 钻孔灌注桩由于桩径较大, 其中心距可略小些, 但不应小于 2.5 倍桩径。此外, 群桩的边缘至底板的边缘的净距不得小于 0.5 倍的桩径, 且不小于 25cm。

根据闸底板尺寸, 参考所取的桩径和规定的桩距, 拟定桩的排数和每排的根数, 将基底压力分布图按每排桩的数目划分成相同的等分, 桩即布置在各等分面积的形心线上。形心位置可以用图解法求得 (图 5-26), 也可由数解法确定。

用数解法确定桩位置的计算公式为:

$$y_k = \frac{2B'}{\sqrt[3]{n} + \beta} \left[(k + \beta)^{3/2} - (k + \beta - 1)^{3/2} \right] \quad (5-81)$$

$$\beta = \frac{na^2}{B'^2 - a^2}, \quad a = B' - B \quad (5-82)$$

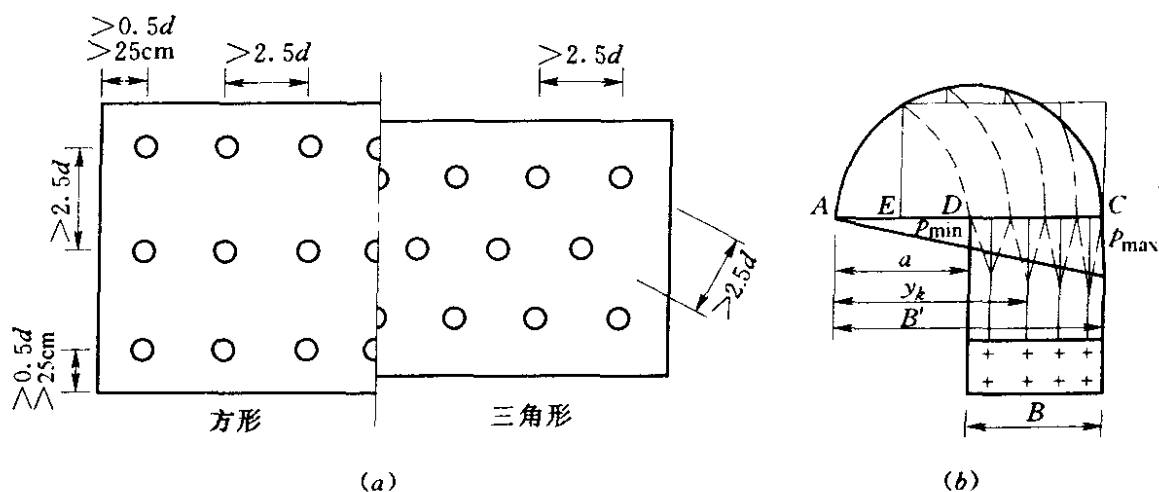


图 5-26 桩的平面布置形式及平面位置

(a) 桩的平面布置形式; (b) 桩的平面位置

式中: B 为基底顺水流向宽度, $B' = \frac{BP_{\max}}{P_{\max} - P_{\min}}$ m; n 为方形排列时每排桩的根数; y_k 为第 k ($k=1, 2, \dots$) 列桩至 A 点的距离。

以上计算是就某种计算情况而言的, 计算情况不同, 偏心距随之而异, 桩的位置根据计算也各不相同。因此, 设计计算时, 应选择有代表性的工况进行, 对其他情况进行复核。一般要求基底压力不均匀系数 η 控制在 $1.2 \sim 1.5$ 范围内, 如果计算各种情况下, 偏心距都比较小, 桩的中距可按等距离布置。

(3) 各桩承受的竖向荷载。不考虑桩间土体的作用, 按桩基全部承担其上部竖向和水平向荷载, 各单桩所承受的竖向荷载为:

$$P_i = \frac{\sum G}{N} \pm \frac{\sum M_x y_i}{\sum y_i^2} \quad (5-83)$$

式中: P_i 为第 i 根桩承担的竖向荷载, kN; $\sum G$ 为底板底面以上的全部竖向荷载, kN; N 为桩数; $\sum M_x$ 为底板底面以上的全部荷载对桩群重心轴 x 的力矩, kN·m; y_i 为第 i 根桩距重心轴 x 的距离, m。

若桩基承受双向水平荷载时, 应按双向偏心受压公式计算单桩的竖向荷载, 此时, 单桩承受的竖向荷载为:

$$P_i = \frac{\sum G}{N} \pm \frac{\sum M_x y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{\sum M_y x_i}{\sum x_i^2} \quad (5-84)$$

(4) 单桩的竖向允许承载力。根据计算出的桩的最大的竖向荷载及单桩竖向允许承载力可以计算确定桩长，单桩的竖向允许承载力：

$$N_d = \frac{1}{K} (U_p \sum f_i l_i + f_p A_p) \quad (5-85)$$

式中：\$N_d\$ 为单桩竖向允许承载能力，kN；\$K\$ 为安全系数，一般取 2.0；\$U_p\$ 为桩身截面周长，m；\$f_i\$ 为桩周第 \$i\$ 层土的极限摩阻力，kPa；\$l_i\$ 为第 \$i\$ 层土的厚度，m；\$f_p\$ 为桩端处的极限端承力，kPa；\$A_p\$ 为桩端横截面面积，m²。

预制桩和灌注桩的桩周土极限摩阻力和桩端处的极限端承力可根据土的名称，土层的埋藏深度及土的性质并结合土的原位测试值按表 5-24 所列数值采用。

表 5-24 桩周土极限摩阻力 \$f_i\$ 值与桩端极限端承力 \$f_p\$ 值

土层名称	埋藏深度 (m)	预 制 桩		灌 注 桩	
		\$f_i\$ (kPa)	\$f_p\$ (kPa)	\$f_i\$ (kPa)	\$f_p\$ (kPa)
褐黄色粘性土	0~4	15	—	15	—
灰色粘质粉土	4~15	20~40	500~1000	15~30	—
灰色砂质粉土	4~15	30~50	1000~2000	25~40	600~800
灰色粉砂	4~15	40~60	2000~3000	30~45	700~900
灰色淤泥质粉质粘土	4~15	15~30	200~500	15~25	150~300
	15~25	30~40	500~1000	25~35	250~350
灰色砂质粉土、粉砂	15~23	35~55	1500~2500	30~45	800~1000
	23~32	45~65	2500~3500	35~55	1000~1200
灰色淤泥质粘土	4~15	15~40	200~800	15~30	150~250
	15~35	40~55	800~2000	30~40	250~550
灰色粘性土	20~35	45~65	1500~2500	35~45	350~650
灰色砂质粉土	20~35	50~70	2000~3500	40~50	1000~1500
灰色粉砂	20~35	70~100	4000~6000	60~80	1500~2000
灰黑色粘性土	25~40	50~70	1500~3000	40~50	450~750
暗绿、褐黄色粘性土	22~26	60~80	1500~2500	50~60	750~1000
	26~30	80~100	2000~3500	60~80	1000~1200

续表

土层名称	埋藏深度 (m)	预 制 桩		灌 注 桩	
		f_i (kPa)	f_p (kPa)	f_i (kPa)	f_p (kPa)
草黄色砂质粉土、 粉砂灰色粉细砂	30~45	70~100	4000~6000	60~80	1500~2000
	35~50	100~120	6000~8000	70~90	2000~3000
灰色粉质粘土夹粉砂 灰色粉质粘土与粉砂 互层	40~55	55~70	2000~3000	50~60	1000~1500
	50~65	65~80	3000~4000	55~70	1500~2000
灰色细、中、粗砂	70~100	110~120	8000~10000	80~100	2500~3500

设计时可先假设桩长，计算单桩的竖向允许承载力并与算出的最大竖向荷载进行比较，如前者小于后者，须重新假设桩长，并进行计算，直至竖向允许承载力大于承受的最大荷载为止。

(5) 水平荷载作用下桩的内力计算。水闸桩基一般较长，而桩身直径较小，可按弹性长桩设计。在水平荷载作用下，桩基视为弹性地基梁来计算内力，其挠曲线微分方程为：

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + b_p = 0 \quad (5-86)$$

基桩在外力作用下，桩身发生弹性变形，桩侧土体对桩产生抗力，抗力大小与桩的水平位移成正比，即

$$p_z = C_z \cdot y_z \quad (5-87)$$

地基反力系数 C_z 沿深度的分布有四种假定，分别有四种不同的算法。图 5-27 所示为四种假定的分布图示，并可用通用公式表示：

$$C_z = k \cdot Z^n \quad (5-88)$$

式中： C_z 为地基反力系数； k 为比例系数； Z 为深度； n 为指数，反映地基反力系数随深度变化的情况。

图 5-27 (b) 假定地基反力系数沿深度为恒值，即不随深度而变化。按此图推演而得出的计算方法通称为张氏法。图 5-27 (c) 取 $n = \frac{1}{2}$ ，将比例系数定为 C 。即：

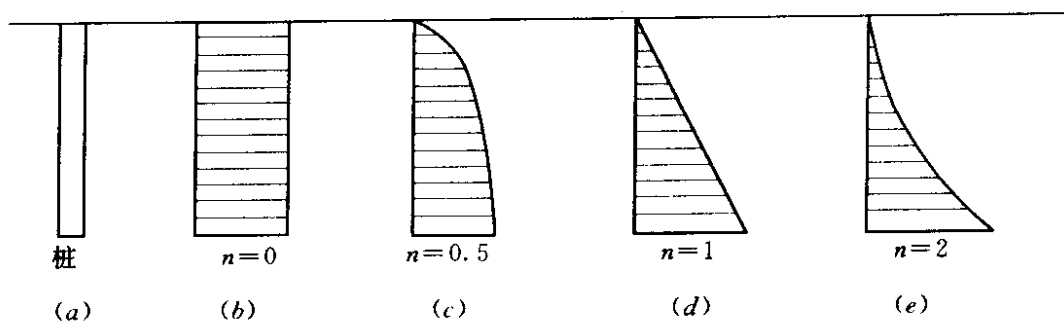


图 5-27 地基反力系数沿深度的分布图

$$C_z = CZ^{\frac{1}{2}} \quad (5-89)$$

这表明地基反力系数随深度按凸抛物线形变化，这方法统称为“C”法。

图 5-27 (d) 中，取 $n > 1$ ，将比例系数定为 m ，即：

$$C_z = mZ \quad (5-90)$$

此式表明地基反力系数沿深度按线性规律增大。统称为“m”法。

图 5-27 (e) 中，取 $n=2$ ，即：

$$C_z = kZ^2 \quad (5-91)$$

此式表示地基反力系数沿深度按凹形抛物线变化。由于其比例系数为 k ，故通称为“k”法。

以上四种假定均可导出不同的计算公式，从实际情况看，张氏法所获得的土抗力从地面一开始就是最大值，且此值沿全桩长不变，这在一般桩—土体系中不易出现。“k”法由于原来的计算推导有误，且经我国的多数试桩验证得知其桩中计算弯矩比实测结果偏大较多，故此法也较少采用。工程中常用的方法有“C”法和“m”法两种，本书主要介绍“m”法计算桩体内的计算方法。

将公式 (5-87) 及 $C_z = mZ$ 代入挠曲线微分方程：

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + b_p p_z = EI \frac{d^4 y}{dz^4} + b_p m Z y_z = 0 \quad (5-92)$$

令 $\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_p}{EI}}$ ，则：

$$\frac{d^4 y}{dz^4} + \alpha^5 Z y_z = 0 \quad (5-93)$$

式中： α 为桩—土变形系数，其量纲为长度的倒数，当长度为米（m）时， α 的量纲为 $\left(\frac{1}{m}\right)$ 。

考虑到水闸底板一般较厚，桩顶嵌固在底板内，桩顶与底板可视为刚性连接。此时，

桩顶弯矩：

$$M_0 = -\frac{H_0}{\alpha^2 EI} \cdot A_\varphi \cdot \frac{\alpha EI}{B_\varphi} \quad (5-94)$$

地面以下 Z 处的弯矩：

$$M_z = \frac{H_0}{\alpha} \cdot A_{MF} \quad (5-95)$$

桩基的位移值

$$y_z = \frac{H_0}{\alpha^3 EI} \cdot A_{yF} \quad (5-96)$$

$$A_{yF} = A_y - \frac{A_\varphi}{B_\varphi} \cdot B_y \quad (5-97)$$

$$A_{MF} = A_m - \frac{A_\varphi}{B_\varphi} \cdot B_m \quad (5-98)$$

式中： M_0 为桩顶弯矩； H_0 为桩顶水平力； A_φ 、 B_φ 、 A_m 、 B_m 、 A_{yF} 、 A_{MF} 为无量纲系数，可由《桩基工程手册》或其他工程计算手册查得。

（6）桩基下地基的强度验算及沉降量计算。对于深厚的松软地基上的水闸桩基础，当桩的中心距小于 6 倍桩径或边长、桩数超过 9 根（含 9 根）时，应将群桩视为整体基础，验算桩尖处的地基应力和沉降量，并应不大于该平面处地基的允许承载力和允许沉降量。如图 5-28 所示，桩基可视为 $acde$ 范围内的实体基础，按下式验算桩尖平面处土的承载能力。

$$P_{\max} = \bar{\gamma} l + \frac{\sum G}{A} + \frac{\sum G \cdot e}{W} \leq [R] \quad (5-99)$$

$$A = \left(L_0 + 2l \cdot \operatorname{tg} \frac{\bar{\varphi}}{4} \right) \left(B_0 + 2l \cdot \operatorname{tg} \frac{\bar{\varphi}}{4} \right) \quad (5-100)$$

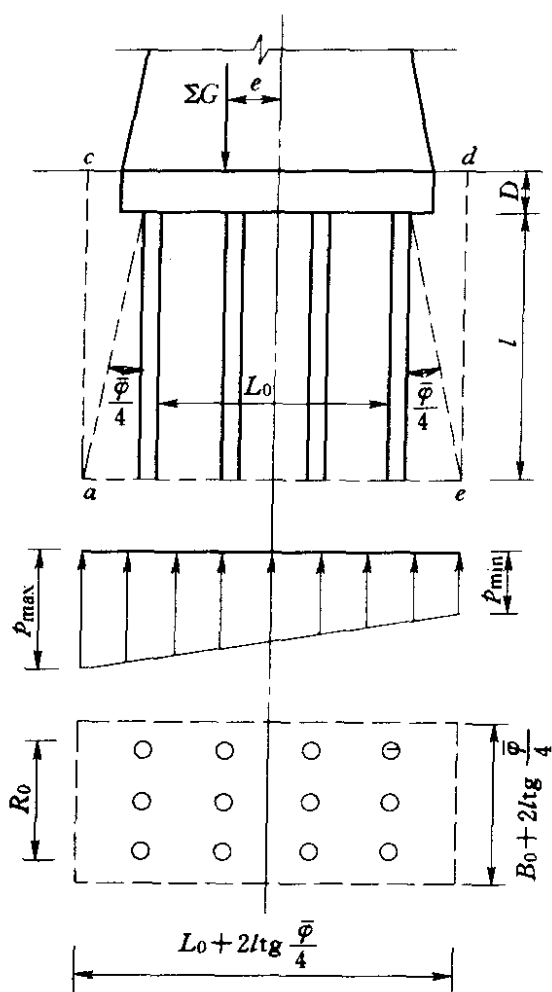


图 5-28 桩尖处地基压力计算图

层总和法计算，整体深基础底面上的平均压力为 $\bar{P} = (P_{\max} + P_{\min}) / 2$ ，底面以上的自重压力 $P_0 = \gamma \times l$ 。

5. 沉井基础

当闸下是较厚的软土层，要求闸的基础埋置较深时，可考虑采用沉井基础。沉井是工程上应用较为广泛的地基处理方法，用于水闸工程中可同时解决地基承载力和地基渗透变形的问题，同时对开挖流沙层也有利。沉井基础主要适用于闸基上部为软土层或流沙层，下部为硬土或岩石下卧层的情形。沉井应沉放到硬土层或岩基层表面。闸下地基内有难以清除的障碍物，或岩层表面倾斜较大时，不宜采用沉井基础。如果在存在承压水层的地基上采用沉井基础，特别是当沉井下沉至含承压水的土层，影响地基抗渗稳定性时，不仅沉井基础施工会遇到很大困难，而且还会影

式中： $P_{\max}$ 为桩尖平面处最大压应力， kN/m^2 ； γ 为桩尖平面以上土的平均容重， kN/m^3 ，包括桩的重力，地下水位以下用浮容重； l 为桩的入土深度； L_0 及 B_0 分别为桩台底面处桩基平面轮廓的长度和宽度， m ； ΣG 为作用于桩台底面总的竖向荷载， kN ； A 为假想的实体深基础在桩尖处的计算面积； e 为偏心矩， m ； W 为 A 的截面矩， m^3 ； $\bar{\varphi}$ 为基桩所穿越土层的平均内摩擦角， $(^\circ)$ ； $[R]$ 为桩尖处地基允许承载力， kPa 。按公式 (5-37) 计算。

计算桩基的沉降量仍假定桩与桩之间的土体为一整体，只考虑桩尖平面以下的受压土层的压缩变形，计算方法仍采用分

响工程施工安全，因此，在这种情况下也不宜采用沉井基础。

沉井是一个筒状结构物，一般为钢筋混凝土结构。施工时，先在水闸设计底面高程就地将沉井制成（根据沉井高度和地基承载能力，可采用分节浇筑分节下沉），然后在井孔内挖土，这时沉井在自身重力作用下克服井外土的摩阻力和沉井刃脚下土的阻力而下沉。当下沉到设计高程后，在井内用混凝土封底（也可不封底）即成为沉井基础（图 5-29），水闸沉井内一般均回填土料。

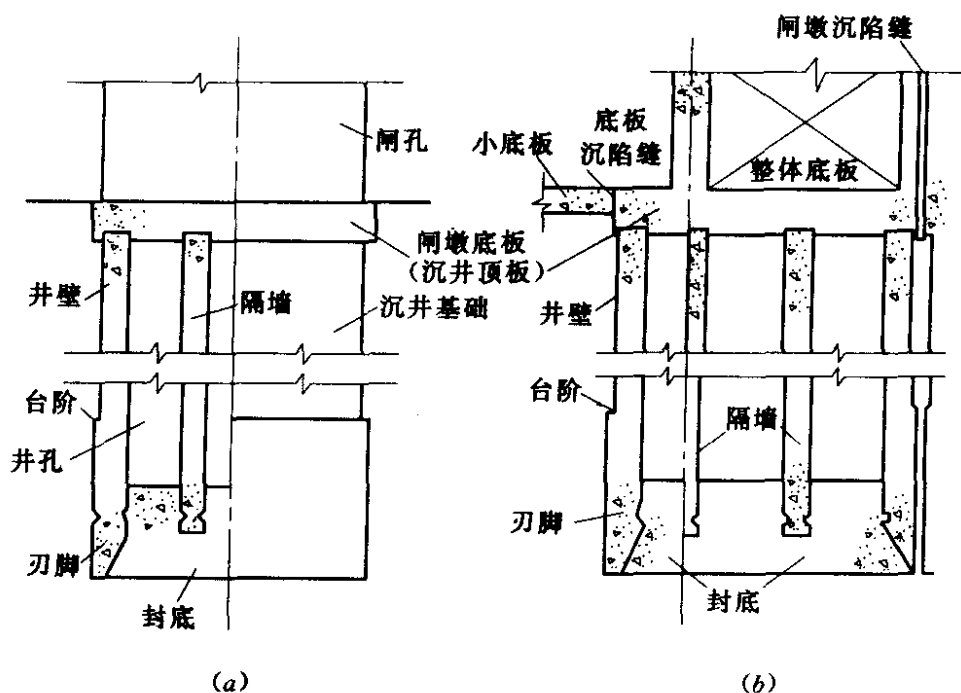


图 5-29 闸下沉井基础

(a) 横剖视；(b) 纵剖视

(1) 沉井的结构型式和构造。水闸沉井基础的平面形状多呈矩形，且布置简单对称，以便井体施工浇筑和均匀下沉。沉井平面尺寸视上部结构而定，一般只要等于或略大于上部结构尺寸即可。沉井的长度一般不超过 30m，长宽比不宜大于 3.0。沉井的平面尺寸不宜过大，否则施工不便，但也不宜过小，否则接缝多，增加止水防渗的困难。沉井下沉时可能有少量偏斜，可在井壁顶部设襟边，襟边宽度不小于沉井全高的 $1/50$ ，且不小于 20cm。为了增加沉井长边井壁的刚度，可设置与短边平行的隔墙，当短边井

壁尺寸较宽时,还应增加垂直的隔墙(隔墙上应适当布置交通孔,以便施工人员和设备转移),从而形成多孔井,井孔尺寸应满足施工取土与排水的要求,一般最小边长不宜小于 2.5m。

井壁和隔墙的厚度应根据强度和刚度、下沉需要的重力以及施工要求等因素确定。混凝土沉井井壁和隔墙的厚度一般取 0.7~1.2m。沉井深度主要取决于地质条件、施工条件和沉井的承载能力,只要施工条件许可,沉井一般都要穿过软土层,将刃脚切入硬土层,切入深度一般不小于 30~50cm。沉井顶部高程即为闸室或墩墙底板底面高程。

沉井结构混凝土强度等级一般不低于 C20。为了减小下沉阻力,刃脚内侧倾斜面与底平面的夹角一般采用 $45^{\circ}\sim 60^{\circ}$,底面宽度一般取 20~30cm(井壁厚度较大时,刃脚宽度可加至 50~80cm),隔墙的底面应高于刃脚底面 50cm 以上,以防止或减轻井内土体对隔墙(在下沉过程中)的顶托,从而避免由此引起的井壁顶部裂缝。

沉井是否需要封底,取决于下卧层基土的允许承载力,若下卧层基土允许承载力足够,则应尽量采用不封底沉井。只有在允许承载力不够时,才选用封底沉井。因为沉井开挖较深,地下水的影响大,沉井封底一般施工比较困难。不封底沉井内的回填,应选用渗透系数与井底基土相同的土料,并应分层夯实,以防止渗透变形和过大的沉降,使闸底与回填土脱开。

(2) 沉井基础的布置。水闸采用沉井基础时,既应注意平面布置的合理性,又要考虑与其他结构的相互联结。根据江苏、浙江等省已建水闸沉井基础的实践经验,沉井布置有多联式和分离式两种。

分离式布置型式如图 5-30(a)所示。单孔闸采用这种结构型式时,沉井作为岸墙基础,其顶部设空箱岸墙,两沉井之间设分离式平底板。多孔闸采用这种型式时,则隔孔设沉井,沉井之间设底板。这种布置方式的优点是:①沉井各自独立下沉,便于施工,下沉过程中偏移时,便于调整纠偏;②闸的主要荷载由以沉

井为基础的墩墙承担，闸孔底板下地基可以不做或少做处理；③多孔闸采用分离式沉井布置，可以避免沉井接缝处理的困难。缺点是：①两沉井之间闸孔地基仍须另设水平或垂直止水，一般须采用板桩围封；②两沉井间可能有不均匀沉降。

多联式结构如图 5-30 (b) 所示，整个水闸基础由一个闸室沉井和两个岸墙沉井构成，呈一字形排列。优点在于：①上、下游护坦和引河岸坡直接与沉井连接，如取消翼墙，可简化建筑物布置；②防渗效果较好；③沉井互相连接形成整体，稳定性较好。缺点是：①水流条件较差；②沉井下沉时相互影响，施工要求较高，遇有偏斜，校正较困难；③接头多，封堵工作较麻烦。

如果对水闸过水时的水流条件要求较高，可设置导流墙。如必须设置挡土翼墙，很可能翼墙下也要布置沉井。

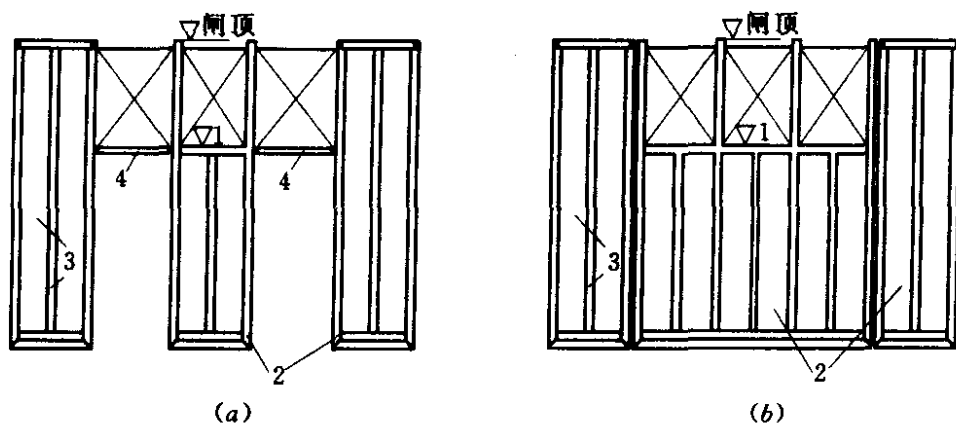


图 5-30 沉井类型图

(a) 分离式；(b) 串联式

1—闸底；2—沉井；3—隔墙；4—小底板

(3) 沉井重力的验算。沉井依靠自身的重力克服它与周围土体间的摩擦力而均衡下沉，因此沉井的重力须大于最不利工作条件下的摩阻力（下沉到接近设计高程时）。即沉井的重力应满足下列条件：

$$Q \geq K(R_f + R) \quad (5-101)$$

式中：\$Q\$ 为沉井的重力，kN；不排水下沉时，应扣除水的浮力；\$K\$ 为下沉系数，一般取 \$K=1.15\sim1.25\$；\$R\$ 为刃脚下土的总阻力，等

于刃脚跟部井壁水平截面的总面积乘以土体单位面积阻力。刃脚下土体单位面积阻力，对于土质软弱、含水量多的砂土或粘性土取 $100 \sim 200 \text{ kN/m}^2$ ；对于土质坚实、含水量少的、可以取 $350 \sim 400 \text{ kN/m}^2$ ；对于松软土层，往往不计 R ； R_f 为井壁四周的摩阻力， kN ，按以下假定计算。

计算井壁四周摩阻力时，假定摩阻力沿深度呈梯形分布，距地面 5m 范围内按三角形分布， 5m 以下呈均匀分布，如图 5-31 所示，故摩阻力为：

$$R_f = U(h - 2.5)f_0 \quad (5-102)$$

$$f_0 = \frac{\sum f_i h_i}{\sum h_i} \quad (5-103)$$

式中： U 为沉井周长， m ； h 为沉井总的入土深度， m ； f_0 为单位面积摩阻力的加权平均值， kPa ； h_i 为沉井入土深度范围内各层土的厚度， m ； f_i 为相应各土层对井壁的单位面积摩阻力， kPa ，按表 5-25 参数。

表 5-25 沉井井壁单面积摩阻力 f_i 值表

地基土类别	f (kPa)	地基土类别	f (kPa)
软土	10.0~12.0	砂卵石	18.0~30.0
较软粘性土	12.0~25.0	砂砾石	15.0~20.0
较硬粘性土	25.0~50.0	泥浆套	3.0~5.0
砂类土	12.0~25.0		

注 泥浆套即灌注在沉井井壁外侧的可变泥浆，作为助沉材料。

沉井基础是在闸室或岸墙、翼墙设计底板面高程上先进行分节浇筑，然后挖去井内的土方，井体自重克服井壁摩阻力而下沉的。由于需采取沉井基础的地基一般均较软弱，地基承载力不高，因此，沉井浇筑高度应根据地基土质条件和要求控制的下沉速度等因素确定。第一节沉井井壁浇筑高度往往受到浇筑底面地基承载力的限制，而在第二节以上各节浇筑高度还要受到其下已下沉的各节井壁摩阻力的影响，如果处理不当，将会造成沉井下沉的

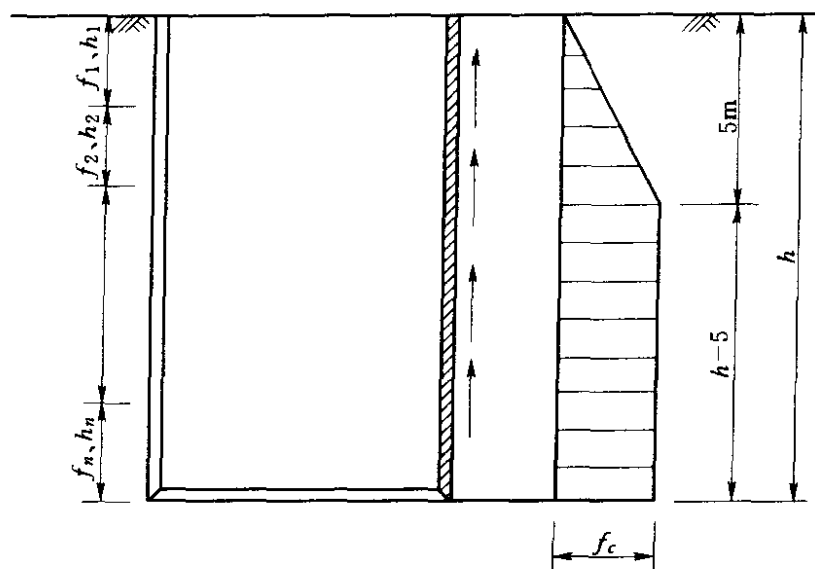


图 5-31 井壁外侧摩阻力计算图

失控现象。

(4) 沉井基础闸室的稳定计算。闸室底板下设有沉井基础时，其稳定计算可从以下几方面着手：

1) 抗滑稳定计算与一般浅基平底板闸室稳定计算相同，而将沉井井壁作为防渗板桩考虑，计算简单明确，但视井内填土为地基持力层，井壁不参与受力，显然与实际情况不完全相符。

2) 沉井作为闸室基础，井壁与闸室底板是一整体，地基持力层在沉井刃脚平面以下，井内填土作为上部荷载的一部分，以沉井刃脚底面处的平面为闸基底面，计算闸室的抗滑稳定性。

3) 沉井下沉到硬土层，应核算其在垂直荷载下卧层的地基强度，核算按式 (5-37) 计算，式中基础埋置深度 D 包括沉井深度在内。

4) 按深埋刚性基础验算地基强度及基础前后任一深度处水平抗压强度，计算步骤如下：

a. 计算沉井基础的变形系数 α ，判断是否应按刚性基础计算。基础平面变形系数 α 一般按底节平面尺寸计算：

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}} (1/m) \quad (5-104)$$

式中： b_0 为沉井的计算宽度，m，对于矩形截面沉井， $b_0 = b + 1$ ，

其中 b 为垂直流向的沉井宽度；1 是将空间弹性抗力当作平面问题考虑时，基础实际宽度换算为计算宽度所必须增加的一个常数； m 为基础侧面土的水平地基系数 c_x 沿深度 y 变化的比例系数，即 $c_x = my$ ， y 为地面以下的深度；相应闸基底深度 h 处（即沉井底面处）土的竖向地基系数 $c_y = m_0 h$ ，但不得小于 $10m_0$ 。将地基视作弹性变形介质，地基土的水平 and 竖向反力 σ_x 、 σ_y 与其位移 Δ_x 、 Δ_y 成正比，即 $\sigma_x = c_x \Delta_x$ ， $\sigma_y = c_y \Delta_y$ 。 m 及 m_0 无实测资料时，可参考表 5-26 取用； E 为沉井基础材料的弹性模量， kN/m^2 ； I 为沉井基础平均截面的惯性矩， m^4 。

表 5-26 非岩石地基 m 及 m_0 值

顺号	土 的 名 称	m 或 m_0 (kN/m^4)
1	流塑粘性土 $I_L \geq 1$ ，淤泥	3000~5000
2	软塑粘性土 $1 > I_L \geq 0.5$ ，粉砂	5000~10000
3	硬塑粘性土 $0.5 > I_L > 0$ ，细砂，中砂	10000~20000
4	半干硬的粘性土，粗砂	20000~30000
5	砂砾，角砾，砾石土，碎石土，卵石土	30000~80000
6	块石土、漂石土	80000~120000

注 1. 本表可用于结构在地面处位移最大值不超过 6mm；位移较大时适当降低。
2. 当基础侧面没有斜坡或台阶，且其坡度或台阶总宽度与深度之比超过 1:20 时， m 值应减小一半。

当 $ah \leq 2.5$ 时，可按刚性基础计算。

b. 基底竖向压应力 $\sigma_{\min}^{\max}$ 和侧面水平向压应力 σ_x 计算时，将作用在闸室或墩、墙上的所有竖向力 ΣG 移至底板顶面中心 O ，水平力 ΣH 移至该顶面处，所有外力对顶面 O 的力矩为 ΣM （图 5-32）。

$$\text{基底竖向压应力} \quad \sigma_{\min}^{\max} = \frac{N + \Sigma G}{A_0} \pm c_y \frac{a}{2} \omega \quad (5-105)$$

$$c_y = m_0 h \quad (5-106)$$

式中： A_0 为沉井底面面积，对于不封底的沉井， A_0 包括回填土的底面积， m^2 ； a 为沉井顺水流方向的宽度， m ； ω 为沉井在上述外

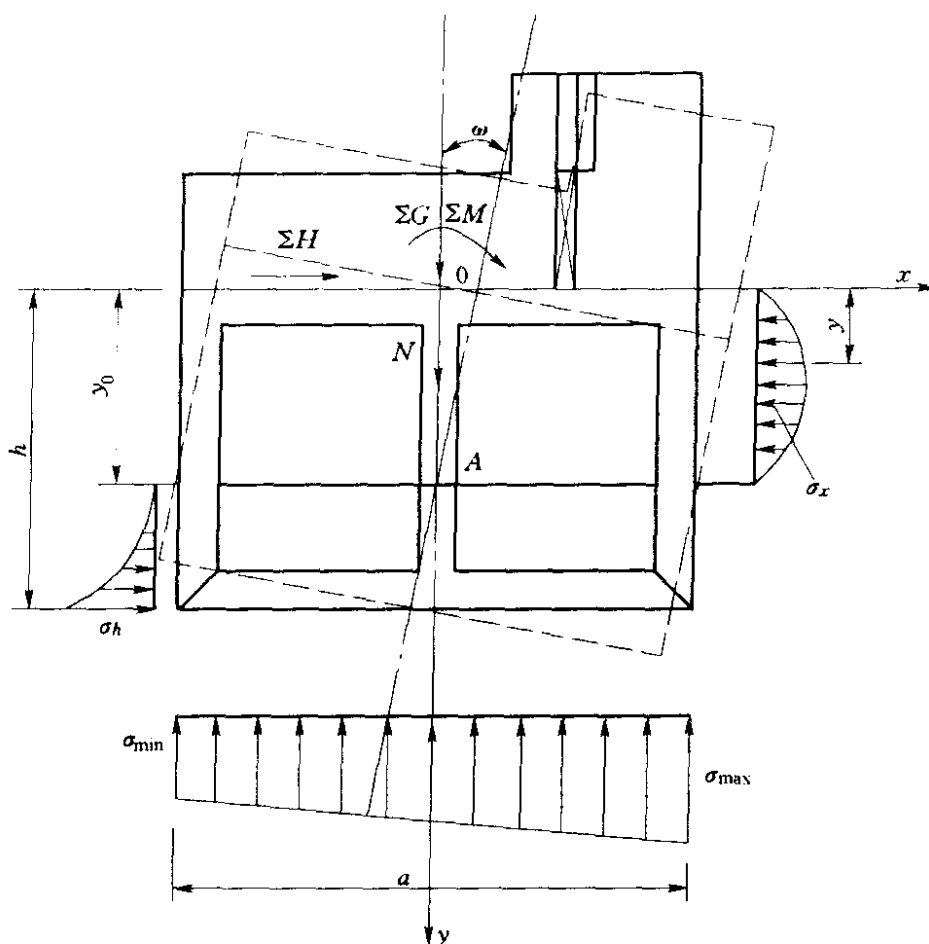


图 5-32 沉井基础基底和侧向压应力计算图

力 ΣG 、 ΣH 、 ΣM 作用下绕底板底面以下 y_0 处的 A 轴的转角； ω 及 y_0 分别按式(5-107)和式(5-108)计算。

$$\omega = \frac{12(2h\Sigma H + 3\Sigma M)}{mb_0h^4 + 18Wc_ya} \quad (5-107)$$

$$y_0 = \frac{b_0mh^3(4\Sigma M + 3h\Sigma H) + bc_yaW\Sigma H}{2b_0mh^2(3\Sigma M + 2h\Sigma H)} \quad (5-108)$$

式中： W 为沉井底面的截面矩(m^3)。

用公式(5-105)计算出的竖向压应力不得超过硬土层的地基允许承载力。

侧向水平压应力通常只验算 $h/3$ 及 h 处的水平向压应力 σ_x 的值。由于转角 ω 一般较小，可认为 $\text{tg}\omega = \omega$ ，故水平向压应力 $\sigma_x = \Delta_x \cdot c_x = (y_0 - y)\omega my$ ，则：

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\frac{h}{3}} &= m \cdot \frac{h}{3} \left(y_0 - \frac{h}{3} \right) \omega \\ \sigma_h &= m \cdot h (y_0 - h) \omega \end{aligned} \right\} \quad (5-109)$$

由式 (5-109) 计算出的应力应小于侧向土体的允许抗力, 即:

$$\sigma_x \leq \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi} (\gamma y \operatorname{tg} \varphi + C) \quad (5-110)$$

式中: γ 为土的容重 (地下水位以下的土取浮容重); φ 、 C 为 y 深度处土的内摩擦角和粘聚力; η_1 、 η_2 为系数, $\eta_1 = 1.0$, η_2 一般近似取 1.0。

沉井深度范围内如为多层土, γ 、 φ 、 C 均取用其加权平均值。

以上计算场不考虑沉井与土体之间的粘聚力和摩擦力对压应力的影响, 故计算是近似的, 但结果偏于安全。

5) 沉井抗浮稳定性。当沉井下沉到设计标高后, 并浇筑封底混凝土后, 而井内尚未回填土或不回填任何材料, 但上部结构仍未浇筑时, 应验算沉井结构的抗浮稳定性。

(5) 沉井的结构计算。

1) 沉井底节的强度核算。由于土质条件、地下水位、井外塌坑和堆土条件在各个方向不同, 以及井内挖土不匀, 在沉井下沉过程中难免不发生搁支情况, 因此而引起沉井开裂。为保证沉井安全下沉, 对底节应进行强度核算。

在排水下沉情况下, 当 $L/B > 1.5$ 时 (L 为沉井长边), 假设长边支承在点“1”位置, 则跨中正弯矩与支点处的负弯矩值相等或接近 [图 5-33 (a)], 这种情况也包括不排水下沉时在地下水位以上的下沉过程。用这种假设计算, 是比较有利的情况, 一般由定位枕木保证, 此外, 由于排水下沉, 施工比较容易控制。

在不排水下沉时, 由于水下挖土不均匀, 挖土情况不清楚, 刃脚下的支承情况难以控制, 因此应按最不利情况进行核算。一种是假定支点支承在长边中点“3”上, 此时中点处负弯矩最大; 另一种是假定支承在长边两端的“2”点上, 此时长边跨中正弯矩最大 [图 5-33 (b)]。以上两种情况都应进行验算, 因为这两种情况

都将使内力增加很多，工程上应采取加大底节高度的办法，或将横墙与刃脚底面齐平布置等，以增大其强度。

底节短边强度核算，一般都假定支承点在短边的两端点“2”上，这样短边就成为承受沉井一半有效重力的简支梁，中点的弯矩最大，需验算该点的强度。

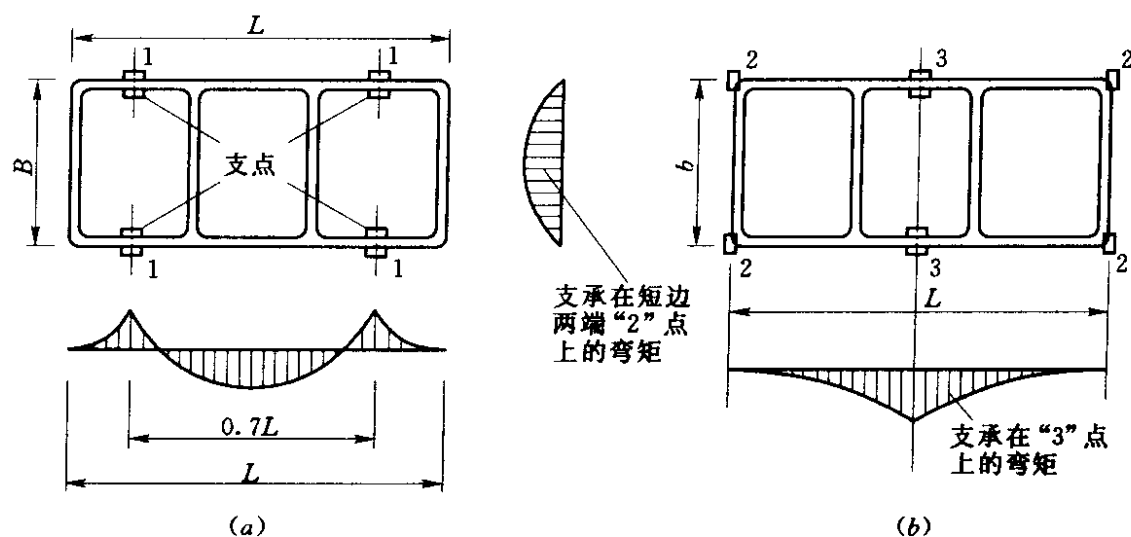


图 5-33 沉井的支承点及弯矩图

2) 刃脚的强度核算。为简化计算，按竖向和水平向分别进行应力分析。从竖向进行分析，可近似将刃脚视为悬臂梁，当刃脚切入土中时，在土对刃脚斜面的反力作用下，刃脚向外弯曲，当刃脚下面被淘空时，则在外侧土压力和水压力作用下，刃脚向内弯曲。从水平方向看，刃脚为一封闭的框架，在土压力和水压力的作用下，框架在其平面内将发生弯曲变形。

3) 井壁的强度计算。验算井壁强度时，井壁的最不利工作条件、荷载及内力计算方法与刃脚受水平力作用时相同，但所取水平框架不是刃脚部分，而是刃脚根部以上高度等于 1 倍井壁厚度的井壁。计算时还应将刃脚以悬臂梁方式传来的剪力作为水平荷载，连同作用在井壁本身的土压力和水压力一起验算井壁强度。

沉井入土深度较大时，通常取每节沉井受力最大的单位高度井壁进行强度验算，并在全节高度上取同样厚度并配置相同的钢筋。

4) 封底混凝土的强度计算。沉井下沉到设计高程后, 根据设计要求浇筑封底混凝土。封底的顶面应高出刃脚跟部 50cm 以上, 为了加强封底与井壁混凝土的连接, 增加抗剪能力, 可在井壁内侧和隔墙的两侧设置凹槽, 凹槽内常留有插出的钢筋。

封底的厚度, 应根据作用于沉井封底面上的基底反力按四边支承板计算确定。如回填土前抽水时混凝土的龄期不足, 其设计强度取值应适当降低。井孔内不回填任何材料的沉井封底须承受基础全部荷载所产生的基底反力。井内回填砂石料时, 应扣除其重力。

6. 深层搅拌桩基础

近年来, 深层搅拌法在工业与民用建筑工程中已较多采用。在江苏、安徽、上海等省、市的大、中型水利工程中也采用其加固软弱地基, 并积累了一定的经验。该法是利用水泥作为固化剂, 必要时掺入粉煤灰等外掺剂, 也可以适量掺加减水剂和速凝剂, 通过深层搅拌将软土和固化剂强制拌和, 使固化剂和软土通过物理、化学反应硬结成为有一定强度的水泥土桩, 即为深层搅拌桩。深层搅拌桩具有显著的整体性和水稳定性, 可用于各种软土地基加固及基坑围护。采用该法加固地基可提高地基允许承载力, 减少地基沉降量, 并能提高抗振动液化能力, 其最大加固深度可达 30m 左右。该法具有施工进度快、振动小、无噪音和基本无污染、工程造价低等优点。但也存在一些不容忽视的问题, 特别是其理论研究不适应工程实践的需要, 从而引发设计计算上的考虑不周。另外, 搅拌桩加固地基对施工质量也要求较高, 因此, 选用这种地基加固方法时, 应根据不同的地基土质情况, 精心组织试验和施工。

深层搅拌桩的设计包括计算单桩竖向承载力和复合地基承载力, 必要时还需验算下卧层的地基强度以及沉降计算。

单桩承载力标准值可按下列两公式计算, 取其中较小值:

$$R_k^d = \eta f_{cu,k} A_p \quad (5-111)$$

$$R_k^d = \bar{q}_s U_p \cdot L + \alpha A_p \cdot q_p \quad (5-112)$$

式中： $f_{cu,k}$ 为与搅拌桩桩身加固土配比相同的室内加固土试块（边长为 70.7mm 或 50mm 的立方体）的 90 天龄期无侧限抗压强度平均值； η 为强度折减系数，可取 0.3~0.5； U_p 为桩的周长； A_p 为桩的横截面积； L 为桩长； q_p 为桩端天然地基土的承载力标准值，可按 GBJ7—89《建筑地基基础设计规范》第三章第二节的有关规定确定； $\bar{q}_s$ 为桩周土平均允许摩阻力，按表 5-27 采用； α 为桩端天然地基承载力折减系数，取 0.4~0.6。

表 5-27 搅拌桩桩周土平均允许摩阻力 $\bar{q}_s$

土 的 名 称	土 的 状 态	$\bar{q}_s$ (kPa)
淤泥、泥炭土	流 塑	5~8
淤泥质土	流塑~软塑	8~12
粘性土	软 塑	12~15
粘性土	可 塑	15~18

式 (5-111) 中的加固土强度折减系数 η 是一个和工程经验以及拟建工程性质密切相关的参数。工程经验包括对施工队伍素质、施工质量、室内试验强度与实际加固强度的比值以及对实际工程处理效果等的掌握情况；拟建工程性质包括拟建工程的工程地质条件、上部结构对地基的要求以及工程的重要性等。目前， η 在设计中一般取 0.3~0.5。如果施工队伍素质较好，施工质量很高，现场实际施工的搅拌桩加固强度与室内试验结果接近，以往实际工程处理效果优良，且工程地质条件简单，工程对地基沉降要求又不高时，可取高值，反之取低值。

公式 (5-112) 中桩端天然地基承载力折减系数 α 取值与施工时桩底部施工质量有关，特别是当桩端为较硬土层，桩较短时取高值。如果桩底施工质量不好，搅拌桩没能真正支承在硬土层上，桩端地基承载力不能充分发挥，或桩较长时取小值，目前设计中常取 $\alpha=0.5$ 。

为了使单桩承载力的设计合理，设计时应使桩体强度与承载

力相协调，即：

$$\eta f_{cu,k} A_p \geq \bar{q}_s U_p L + \alpha A_p q_p$$

单桩承载力应通过现场载荷试验加以验证，或先施工试桩，据以确定单桩承载力能力，当桩体强度小于 500kPa 时，单桩承载力应通过现场载荷试验确定。

深层搅拌桩基础复合地基承载力，按桩土分担荷载的原理计算：

$$f_{sp} = m \frac{R_k^d}{A_p} + \beta(1 - m)f_k \quad (5-113)$$

式中： f_{sp} 为复合地基承载力标准值，kPa； f_k 为天然地基承载力标准值，kPa； m 为搅拌桩面积置换率； β 为桩间土承载力折减系数，当桩端土为软土时，取 0.5~1.0；当桩端土为硬土时，取 0.1~0.4；当不考虑桩间软土作用时，取零。

其实，桩身强度对 β 也有影响。例如，桩端土是硬土，但桩身强度很低，桩身压缩变形很大，这时桩间土可承受较大的荷重， β 可能大于 0.4。实际设计时， β 值还应根据建筑物对沉降要求而定，当建筑物对沉降要求较高时，即使桩端土是软土， β 也应取小值，这样较为安全。反之，当建筑物对沉降要求较低，允许有较大沉降时，即使桩端土为硬土， β 也可取大值，这样较为经济。

总之，桩间土承载力折减系数的确定，是各种复合地基中所遇到的一个复杂问题。上述为经过工程实践提出的经验数据，在实际工程中，通过原型或大荷载、板载荷试验来测定是切合实际的。在重要的或规模很大的水闸工程中应进行上述测试。

一般工程中，深层搅拌桩均为群桩形式。群桩中各桩与单桩的工作状态迥然不同，以现场两组 ∞ 字形单桩并列而成的双桩载荷试验来看，双桩承载力均小于两根单桩承载力之和，双桩沉降量均大于单桩沉降量。可见，当桩间距离较小时，由于应力重叠，产生“群桩”效应。因此在设计中，当搅拌桩的置换率较大 ($m > 20\%$) 时，且非单行排列，桩端以下仍然存在软弱的土层时尚应验算下卧层的地基强度。假定搅拌桩的桩群体与桩间土为一理想

的实体基础，按下式验算软弱下卧层地基强度：

$$f' = \frac{f_{sp}A + G - A'_s\bar{q}_s - f_s(A - A_1)}{A_1} < f \quad (5-114)$$

式中： f' 为假想实体基础底面压力，kPa； G 为假想实体基础的自重，kPa； A'_s 为假想实体基础侧表面积， m^2 ； $\bar{q}_s$ 为假想实体基础表面平均摩阻力，kPa； f_s 为假想实体基础边缘下地基土的承载力设计值，kPa； A_1 为假想实体基础底面积， m^2 ； f 为假想实体基础底面积修正后的地基承载力设计值，kPa； A 为基础底面积， m^2 。

搅拌桩复合地基变形由复合土层的变形和桩端以下的土层变形两部分组成，由于缺少系统的变形场测试资料，大多采用材料力学的推论或土力学的经验方法计算。

群桩体的压缩变形 S_1 按下式计算：

$$S_1 = \frac{(p_0 + p_{02}) \cdot L}{2E_{ps}} \quad (5-115)$$

$$E_{ps} = mE_p + (1 - m)E_s \quad (5-116)$$

式中： p_0 为群桩体顶面处的平均压力，kPa； p_{02} 为群桩体底面处的附加压力，kPa； L 为实际桩长，m； E_{ps} 为复合土层压缩模量； E_p 为搅拌桩的压缩模量，可取 $(100 \sim 200)f_{cu,k}$ ； E_s 为桩间土的压缩模量。

大量的搅拌桩设计计算及实测结果表明，桩体的压缩变形模量仅在 $10 \sim 30\text{mm}$ 之间变化，因此，当荷载大，桩较长或桩体强度小时取大值，反之荷载小，桩较短时取小值。

复合土层以下各土层的沉降计算，仍采用分层总和法计算影响深度范围内的各土层的沉降量 S_2 ，总沉降量为 $S = S_1 + S_2$ 。

7. 高压喷射注浆法

高压喷射注浆加固技术是 20 世纪 70 年代开发起来的，近年来发展较快，全国已有 20 多个省市（自治区、直辖市）推广应用，已逐步发展成为一种新型的地基加固和防渗止水的新的方法。该法是以水泥为主要材料，利用高压泵等装置，使液流获得巨大的能量，从喷嘴中喷射出，直接冲击破坏土体，浆液与土料在紊流

作用下自动拌混,经过一定时间便在地层中固化出有一定体形、体积和强度的固结体,从而使地基得到加固。加固后的土体质量高,可靠性好,具有增加地基承载力,防止砂土液化和止水防渗,减小作用在挡土结构上的土压力等多种功能。可用于砂土、粉土、粘性土、淤泥质土及人工填土等地基加固、地下防渗帷幕、基坑及边坡支护等工程。由于高压喷射注浆采用高压水流切割工艺,因此,在方向上可以人为控制,工程实施时可根据需要采取旋喷注浆、定喷注浆和摆喷注浆等工艺,使水泥注浆液在地下形成桩、墙或板的形状。按照目前我国已有的高压喷机具设备能力,加固深度可达 30~60m,但因受材质强度所限制,目前该法加固深度不超过 20m。

高压喷射注浆法按喷射移动轨迹、注浆管类型、固结机理等进行分类,各种类型及主要特性详见表 5-28。

表 5-28

高压喷射注浆法分类表

分类依据	类 别	主 要 特 点
喷射流 移动轨迹	旋喷	固结体为圆柱状或圆盘状
	摆喷	固结体为扇形
	定喷	固结体为墙壁状
注浆管 类型	单管	喷射高压水泥浆,为一种介质,如 CCP 工法
	二重管	喷射高压水泥浆液与气流复合喷射流或喷射高压水流和灌注水泥浆等两种介质,如 JSG 工法
	三重管	喷射高压水泥浆液与气流复合喷射流及灌注低压水泥浆(GJG 工法)或喷射高压水与气流复合喷射流及喷射高压水泥浆与气流复合喷射流(RJR 工法)等三种介质
	多重管	喷射高压水流,并把泥水抽出,形成孔洞后以浆液、混凝土等物充填(SSS-MAN 工法)
	多孔管	喷射高压水、高压水泥浆与气流的复合喷射流以及灌注速凝剂等四种介质(MJS 工法)
固结方式	喷射注浆 搅拌喷射 注浆	高压喷射流未进行注浆固结,绝大部分工法属于这类。固结体中心为搅拌固结,外侧为高压后喷射注浆固结。如 CCP-V 工法、CCP-H 工法、JMM 工法、SWING 工法

高压喷射注浆加固的设计主要包括旋喷直径及定、摆喷长度的设计、固结体强度设计、单桩承载力设计、复合地基承载力设计及复合地基压缩模量计算。

旋喷桩的直径和定、摆喷长度的设计是工程设计的基本数据，和喷射流作用力的大小、土质种类、土的密度等因素有关，设计时可按表 5-29 采用。根据经验，定喷固结体强度为旋喷直径的 2 倍数左右，摆喷固结体长度介于两者之间。

表 5-29 旋喷桩的平均直径 单位：m

土质 \ 方法		单管法	二重管法	三重管法	多重管法	多孔管法	长喷嘴法
粘性土	$0 < N < 5$	0.5~0.8	0.8~1.2	1.2~1.8	2~4	2~4	2~3
	$6 < N < 10$	0.4~0.7	0.7~1.1	1.0~1.6			
	$11 < N < 20$	0.3~0.5	0.6~0.9	0.7~1.2			
砂土	$2 < N < 10$	0.6~1.0	1.0~1.5	1.5~2.0	2~4	2~4	2~3
	$11 < N < 20$	0.5~0.8	0.9~1.3	1.2~1.8			
	$21 < N < 30$	0.4~0.6	0.8~1.2	0.9~1.5			

注 N 值为标准贯入法。

对某个工程而言，旋喷直径或定、摆喷长度的确定与选定注浆管类型及其喷射参数（压力、提升速度、旋转速度）和注浆材料有关。应通过现场试验确定。

高压喷射注浆固结体的强度（抗压强度、抗剪强度、弹性模量）受到浆液材料及配方、土质和水质等许多因素的影响，其最大抗压强度在粘性土中可达 3~8MPa，在砂土中可达 10~20MPa，弹性模量粘性土为 3000~5000MPa，砂性土为 7000~10000MPa，设计选值应根据现场试验确定。

旋喷桩的单桩承载能力可按以下两式计算，取其中小者：

$$R_k^d = \eta \cdot f_{cu,k} \cdot A_p \quad (5-117)$$

$$R_k^d = \pi D \cdot \sum_{i=1}^n h_i q_{si} + A_p q_p \quad (5-118)$$

式中： $f_{cu,k}$ 为桩身试块（边长为 70.7mm 的立方体）的无侧限抗压

强度平均值,规定采用 28 天强度。试验证明,在粘性土中,由于水泥水化物与粘土中矿物继续作用,后期强度会继续增长,这种强度的增长作为安全储备; η 为强度折减系数,取 0.35~0.50; D 为桩的平均直径,由于旋喷桩的桩径与土层及喷射压力有关,而这两个因素并非固定不变,所以旋喷桩的桩径是变化的,取平均值; n 为桩长范围内划分的土层数; h_i 为桩周第 i 层土的厚度; q_{si} 为桩周第 i 层土的摩擦力标准值; q_p 为桩端天然地基土的承载力标准值。

由于影响旋喷桩单桩承载力的因素较多,因此,除按上述公式计算外,还应进行现场单桩承载力试验,以验证计算的正确。

复合地基承载能力按下式计算:

$$f_{sp,k} = \frac{1}{A_e} [R_k^d + \beta \cdot f_{s,k}(A_e - A_p)] \quad (5-119)$$

式中: $f_{sp,k}$ 为复合地基承载力标准值; A_e 为 1 根桩承担的处理面积; A_p 为桩的平均截面积; $f_{s,k}$ 为桩间天然地基承载力标准值; β 为桩间天然地基承载力折减系数,可根据试验确定,在缺乏试验资料时,可取 0.2~0.6,当不考虑桩间土作用时取零; R_k^d 为单桩竖向承载力标准值。

桩长范围内复合土层以及下卧层地基变形值按国家标准 GBJ7—89《建筑地基基础设计规范》的有关规定计算,其中复合土层的压缩模量可按下式确定:

$$E_{ps} = \frac{E_s(A_s - A_p) + E_p A_p}{A_e} \quad (5-120)$$

式中: E_{ps} 为旋喷桩的复合土层压缩模量; E_s 为桩间土的压缩模量,可用天然地基压缩模量代替; E_p 为桩体的压缩模量,由试验测定;其余符号意义见前。

高压喷射注浆的布孔应根据工程加固目的而定。如果是加固地基、提高地基承载能力为目的,则可以采用分散式布孔,各固结体应相切或相离,以复合地基承载力满足上部结构荷载为原则布孔。如果是以防防水防渗为目的,则固结体应相交联成一体。

图 5-34 为高压喷射注浆加固地基常用的三种布孔方式。

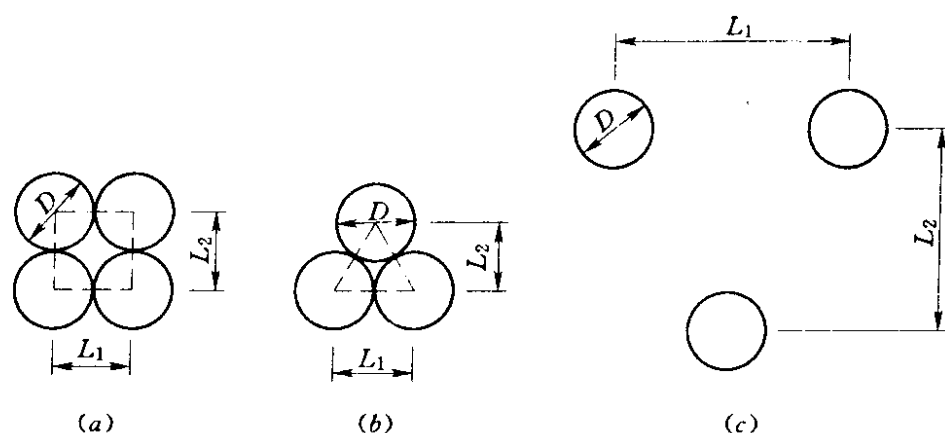


图 5-34 高压喷射注浆加固地基常用布孔方式

图 5-34 (a) 为正方形布孔, $L_1=L_2=D$; 图 5-34 (b) 为三角形布孔, 各旋喷桩相切, $L_1=D$, $L_2=0.866D$ 。上述两种加固地基一般不考虑桩间土作用, 图 5-34 (c) 为分散型群桩布孔, 其间距 L_1 、 L_2 按计算确定, 以复合地基形式承载。

高压喷射注浆压力可高达 20~40MPa, 其冲击破坏土体能量十分巨大, 对粘性土和砂砾土都能冲击破坏, 凡是高压水射流冲击的土, 都能进行高压喷射注浆加固, 只要按照正确的顺序施工、使用优质的水泥等注浆材料和采用恰当的喷射技术参数以及合理的设计, 一般可获得优良的地基加固效果。但当用于已有建筑物进行注浆加固时, 应考虑施工过程中地基附加变形对加固建筑物及邻近建筑物的影响, 在施工工艺、施工程序等方面应采取周密、合适的措施。此外, 对于含有大量植物根基的地基, 因喷射流可能受到削弱, 冲击破碎力急剧下降, 影响处理效果。而对于含有过多有机质的土层, 则其处理效果取决于固结体的化学稳定性。鉴于土的组成复杂, 差异较大, 高压喷射注浆处理的效果差别也较大, 因此, 采用本方法加固地基时, 应进行充分的论证, 并根据现场试验结果确定适用程度。

以上介绍了土质地基常用的处理方法以及一些新的地基处理技术, 现将一些常用的土质地基处理方法及其基本作用、适用范围和必须注意的问题归纳列于表 5-30。

表 5-30

土基常用的处理方法

处理方法	基本作用	适用范围	说 明
垫层法	改善地基应力分布, 减少沉降量, 适当提高地基稳定性和抗渗稳定性	厚度不大的软土地基	用于深厚的软土地基时, 仍有较大的沉降量
强力夯实法	增加地基承载力, 减少沉降量, 提高抗振动液化的能力	透水性较好的松软地基, 尤其适用于稍密的碎石土或松砂地基	用于淤泥或淤泥质土地基时, 需采取有效的排水措施
振动水冲法	增加地基承载力, 减少沉降量, 提高抗振动液化的能力	松砂、软弱的砂壤土或砂卵石地基	1. 处理后地基的均匀性和防止渗透变形的条件较差; 2. 用于不排水抗剪强度小于 20kPa 的软土地基时, 处理效果不显著
桩基础	增加地基承载力, 减少沉降量, 提高抗滑稳定性	较深厚的松软地基, 尤其适用于上部为松软土层、下部为硬土层的地基	1. 桩尖未嵌入硬土层的摩擦桩, 仍有一定的沉降量; 2. 用于松砂、砂壤土地基时, 应注意渗透变形问题
沉井基础	除与桩基础作用相同外, 对防止地基渗透变形有利	适用于上部为软土层或粉细砂层、下部为硬土层或岩层的地基	不宜用于上部夹有蛮石、树根等杂物的松软地基或下部为顶面倾斜度较大的岩基

注 深层搅拌法、高压喷射法等其他处理方法, 经论证后也可采用。

第六章 水闸的结构设计

第一节 结构设计原理及有关规定

水闸结构设计应根据受力条件及工程地质条件进行。水闸结构物除应满足强度、刚度、稳定性外,还应根据部位所在的工作条件、地区气候和环境等情况,分别满足抗渗、抗冻、抗侵蚀、抗冲刷等耐久性要求。

一、水闸所处的工作环境条件

水闸混凝土结构的强度要求、裂缝控制要求和抗渗、抗冻、抗侵蚀、抗冲刷等耐久性要求均与该结构所处环境有关。因此不同的环境条件,对结构有不同的强度要求、裂缝控制要求和耐久性要求。SL/T191—96《水工混凝土结构设计规范》将水工混凝土结构所处的环境条件划分为四个类别,即:一类为室内正常环境;二类为露天环境和长期处于地下和水下的环境;三类为水位变动区或有侵蚀性地下水的地下环境;四类为海水浪溅区及盐雾作用区,或潮湿并有严重侵蚀性介质作用的环境。而大气区与浪溅区的分界线为设计最高水位以上 1.5m 的水平线;浪溅区与水位变动区的分界线为设计最高水位以下 1.0m 的水平线;水位变动区与水下区的分界线为设计最低水位以下 1.0m 的水平线,盐雾作用区为距离海岸线 50m 范围内的地区。在通常情况下,水闸混凝土结构处于二类或三类环境条件下,而沿海地区的水闸混凝土结构则处于四类环境条件下,对处于冻融比较严重的三类环境条件下的水闸混凝土结构,亦可按四类环境条件下的水闸混凝土结构考虑。

二、水闸混凝土结构的强度计算

水闸混凝土结构强度采用以概率论为基础的极限状态设计方法,以可靠度指标度量结构构件的可靠度,并据此以 5 个分项系

数（结构重要性系数、设计状况系数、材料性能分项系数、作用分项系数、结构系数）的设计表达式进行设计。水闸混凝土的极限状态分为承载能力极限状态和正常使用极限状态二类。

1. 承载能力极限状态

按承载能力极限状态设计时，应考虑荷载基本组合及偶然组合两种情况，其荷载组合情况详见第五章有关内容。这里需注意的是，第五章所述的荷载组合采用的是“单一安全系数法”，其表述方法与以概率论为基础的极限状态设计法是不同的。前者中的“荷载基本组合”在后者应为永久荷载效应与可变荷载效应的组合；而“特殊组合”在后者应为偶然组合，即永久荷载效应与可变荷载效应加一种偶然荷载效应的组合。

对于基本组合，应采用下列极限状态设计表达式：

$$\gamma_0 \Psi S(\gamma_G G_K, \gamma_Q Q_K a_k) \leq \frac{1}{\gamma_d} R(f_d, a_k) \quad (6-1)$$

式中： γ_0 为结构重要性系数。根据水工建筑物的结构安全级别确定。结构安全级别为Ⅰ级、Ⅱ级、Ⅲ级的结构，其结构重要性系数分别为 1.1、1.0、0.9。水工建筑物的结构安全级别按水工建筑物的级别确定，如表 6-1，有特殊安全要求的水工建筑物，其结构安全级别应经专门研究确定。结构或结构构件的结构安全级别，可根据其在水工建筑物中的部位、本身破坏对水工建筑物安全影响的大小，采用与水工建筑物安全级别相同或降低一级，但不得低于Ⅲ级； Ψ 为设计状况系数，结构设计时，应根据结构在施工、安装、运行、检修等不同时期可能出现的不同结构体系、作用（荷载）和环境条件，一般分为三种设计状况，即持久状况，短暂状况和偶然状况，相应设计状况系数分别取 1.0、0.95 和 0.85； $S(\cdot)$ 为作用（荷载）效应函数； $R(\cdot)$ 为结构构件抗力函数； γ_d 为结构系数，按表 6-2 采用； γ_G 为永久荷载分项系数，按 DL 5077—1997《水工建筑物荷载设计规范》采用； γ_Q 为可变作用（荷载）分项系数，按 DL 5077—1997《水工建筑物荷载设计规范》取用； G_K 为永久作用（荷载）标准值；对预制构件进行施工

吊装核算时, 预制构件自重应计入动力系数, 可取 1.5; Q_K 为可变作用 (荷载) 标准值; f_d 为材料强度设计值, 按 SL/T 191—96 《水工混凝土结构设计规范》采用; a_k 为结构构件的几何参数的标准值。

表 6-1 水工建筑物结构安全级别

水工建筑物级别	水工建筑物结构安全级别
1	I
2, 3	II
4, 5	III

表 6-2 承载力极限状态计算时的结构系数 γ_d 值

素混凝土结构		钢筋混凝土及预应力混凝土结构
受拉破坏	受压破坏	1.20
2.00	1.30	

注 1. 承受永久作用 (荷载) 为主的构件, 结构系数 γ_d 应按表中数值增加 0.05, 但承受土重和土压力为主的构件可不增加。

2. 对新型结构, 结构系数 γ_d 可适当提高。

公式 (6-1) 承载力极限状态计算中, 所有内力设计值 (M 、 N 、 V 、 T 等) 系数由各作用 (荷载) 标准值乘以相应的分项系数后产生的效应总和并再乘以结构重要性系数 γ_0 及设计状况系数 Ψ 后的值。

对于偶然荷载组合, 仍用公式 (6-1) 计算, 但偶然作用分项系数可取 1.0, 参与组合的某些可变荷载, 可根据各类水工建筑物按设计规范的规定作适当折减。

2. 正常使用极限状态

水闸混凝土结构除了应满足承载力要求外, 还应能满足正常使用上的要求。正常使用极限状态主要是验算结构构件的变形、抗裂度或裂缝宽度。由于正常使用极限状态对可靠度的要求可适

当降低，因此，除结构重要系数仍按前述取值外，其他 4 项分项系数都取 1.0。由于结构的变形，裂缝开展宽度等均与作用（荷载）持续期的长短有关，因此，正常使用极限状态核算，应分别考虑作用（荷载）效应的长期组合和短期组合两种情况，所谓长期组合系指可变作用的长期效应的组合，也即包括短期作用在内的全部可变作用的效应与永久作用的效应的组合。对持久设计状况应分别考虑长期组合和短期组合，对短暂设计状况则只需考虑短期组合。

对于短期组合、应用下列设计表达式：

$$\gamma_0 S_s(G_k, Q_k, f_k, a_k) \leq c_1 / \gamma_{d3} \quad (6-2)$$

对于长期组合，应采用下列设计表达式：

$$\gamma_0 S_l(G_k, \rho Q_k, f_k, a_k) \leq c_2 / \gamma_{d4} \quad (6-3)$$

式中： c_1 、 c_2 为结构的功能限值； $S_s(\cdot)$ 、 $S_l(\cdot)$ 分别为作用（荷载）效应短期组合和长期组合时的功能函数； f_k 为材料强度标准值，按 SL/T 191—96《水工混凝土结构设计规范》取用； ρ 为可变作用标准值的长期组合系数，可参照有关荷载规范的规定及工程经验取用； γ_{d3} 、 γ_{d4} 分别为正常使用极限状态短期组合和长期组合的结构系数。

公式中荷载效应短期组合时的内力值（ N_s 、 M_s 等）系指由各作用（荷载）标准值所产生的效应总和并乘以结构重要性系数 γ_0 后的值；荷载效应长期组合时的内力值（ N_l 、 M_l 等）系指由各作用（荷载）标准值并考虑荷载长期组合系数后所产生的效应总和再乘以结构重要性系数 γ_0 后的值。

构件的裂缝控制要求，是根据结构的功能要求、环境条件对钢筋的腐蚀影响、钢筋种类对腐蚀的敏感性、荷载作用的时间等因素确定，原 SL/T 191—96《水工混凝土结构设计规范》对裂缝控制等级是采用抗裂安全系数 K_f 与裂缝宽度来控制的，由于用 K_f 控制不能正确反映构件实际抗裂性能，因此，现行规范取消了以抗裂安全系数为标准的控制条件，改用构件受拉边缘的混凝土拉应力及裂缝宽度的控制方法。

水闸结构工程中对承受水压的轴心受拉构件、小偏心受拉构件以及发生裂缝后会严重引起严重渗漏的其他构件,应进行抗裂计算。抗裂计算时,结构构件受拉边缘的拉应力不应超过以混凝土拉应力限制系数 α_{ct} 控制的应力值。对于荷载效应的短期组合, α_{ct} 取为 0.85, 对于长期组合, α_{ct} 取值为 0.7。各构件抗裂验算计算方法详见 SL/T191—96《水工混凝土结构设计规范》。

水工混凝土结构需进行抗裂验算的构件不是太多的,绝大部分构件均允许出现一定宽度的裂缝。为确保结构物正常安全使用,应限制裂缝开展宽度,必须进行裂缝宽度验算,按荷载效应的短期组合和长期组合两种情况进行验算,SL/T 191—96《水工混凝土结构设计规范》规定,其最大裂缝宽度计算值不应超过表 6-3 所规定的允许值。

表 6-3 钢筋混凝土结构最大裂缝宽度允许值 单位: mm

环境条件类别	最大裂缝宽度允许值	
	短期组合	长期组合
一	0.40	0.35
二	0.30	0.25
三	0.25	0.20
四	0.15	0.10

- 注 1. 当结构承受水压力且水力梯度 $i > 20$ 时, 表列数字宜减小 0.05。
 2. 结构构件的混凝土保护层厚度大于 50mm 时, 表列数字可增加 0.05。
 3. 若结构构件表面设有专门的防渗面层等防护措施时, 最大裂缝宽度允许值可适当加大。

参照上述 SL/T 191—96 的规定, 结合水闸的工程实践经验, SL265—2001《水闸设计规范》规定, 处于二类环境条件下的混凝土最大裂缝计算值不应超过 0.20mm, 处于三类环境条件下的, 不应超过 0.15mm, 处于四类环境条件下的不应超过 0.10mm。

对预应力混凝土构件设计时, 根据环境类别和预应力钢筋种类选用不同的裂缝控制等级进行控制:

一级——构件受拉边缘混凝土在荷载效应短期组合下, 要求

不出现拉应力，即要求零应力或压应力，它适用于严格要求不出现裂缝的构件；

二级——构件受拉边缘混凝土在荷载效应短期组合或长期组合下，允许出现拉应力，但其拉应力不应大于以混凝土拉应力限制系数 α_{ct} 控制的应力值， α_{ct} 值见表 6-4。长期组合的 α_{ct} 要小于短期组合的 α_{ct} ，这意味着要求构件处于有限拉应力状态，在这种情况下，构件即使可能出现裂缝，一般来说裂缝宽度也较小；因此，不必作裂缝宽度核算。

三级——允许出现裂缝的构件，按荷载效应的短期组合和长期组合两种情况分别进行计算，最大裂缝宽度计算值不得大于允许裂缝宽度，允许裂缝宽度值见表 6-4。

表 6-4 预应力混凝土构件裂缝控制等级、混凝土拉应力限制系数及最大裂缝宽度允许值

环境条件类别	钢 筋 种 类	
	冷拉Ⅰ级钢筋 冷拉Ⅱ级钢筋 冷拉Ⅳ级钢筋	碳素钢丝 刻痕钢丝 钢绞线 热处理钢筋 冷轧带肋钢筋
一	三级 0.2mm (0.15mm)	二级 $\alpha_{ct}=0.7$ (0.4)
二	二级 $\alpha_{ct}=0.7$ (0.4)	二级 $\alpha_{ct}=0.5$ (0.3)
三	二级 $\alpha_{ct}=0.5$ (0.3)	一级
四	一级	一级

注 1. 表中数值为荷载效应短期组合的数据，括号内数值为长期组合的数据。
2. 当有可靠的论证时，预应力混凝土构件的抗裂要求可适当放宽。

为满足结构的正常使用要求，对受弯构件需进行挠度验算。按荷载效应的短期组合和长期组合两种情况分别进行验算，其计算值不应超过表 6-5 规定的允许值。对于吊车梁或启闭机大梁，一般

承受的是短期荷载，因此按荷载效应的短期组合进行验算，而不必再进行长期组合进行验算。

表 6-5 受弯构件的允许挠度

项 次	构 件 类 型	允许挠度 (以计算跨度 l_0 计算)	
		短期组合	长期组合
1	吊车梁：手动吊车 电动吊车	$l_0/500$	—
		$l_0/600$	—
2	工作桥启闭机大梁	$l_0/400$	—
3	屋盖、接盖： $l_0 < 7\text{m}$	$l_0/200$	$l_0/250$
	$7\text{m} \leq l_0 \leq 9\text{m}$	$l_0/250$	$l_0/300$
	$l_0 > 9\text{m}$	$l_0/300$	$l_0/400$

注 1. 如果构件制作时预先起拱，则在核算最大挠度时，可将计算值挠度减去起拱值。

2. 悬臂构件的允许挠度值按表中相应数值乘以 2 取用。

3. 对预应力混凝土构件尚可减去预加应力所产生的反拱值。

三、结构的耐久性要求

对永久性建筑物应满足耐久性要求。耐久性要求包括混凝土强度等级、抗渗性、抗冻性能、抗侵蚀性等。设计时，可根据结构所处的环境类别提出相应的要求。

1. 混凝土强度等级

根据全国水工混凝土建筑物耐久性调查资料，对有耐久性要求的水工钢筋混凝土结构，其强度等级最低不宜低于 C20，沿海地区的水工钢筋混凝土强度等级不宜低于 C30。江苏省水利部门对大量涵闸进行耐久性调查后，建议水下部位底层结构混凝土强度等级采用 C15，表层结构混凝土强度等级采用 C20，水位变动区结构及水上梁、柱结构采用 C25，公路桥面结构采用 C30。SL265—2001《水闸设计规范》规定：处于二类环境下的混凝土强度等级不宜低于 C15，处于三类环境条件下的混凝土强度等级不宜低于 C20，处于四类环境条件下的和有抗冲耐磨要求的混凝土强度等

级不宜低于 C25。SL/T 191—96《水工混凝土结构设计规范》规定的混凝土强度等级不宜低于表 6-6 的数值。

表 6-6 混凝土最低强度等级

环境条件类别	素混凝土	钢筋混凝土		预应力混凝土	
		I 级钢筋	II、III 级钢筋	热轧钢筋, 冷轧带肋钢筋	高强钢丝, 热处理钢筋
一	C10	C15	C20	C30	C40
二	C15	C15	C20	C30	C40
三	C15	C20	C25	C35	C40
四	C20	C25	C30	C35	C40

在多泥沙河流上的水闸, 其过流及消能结构部位常受到较严重的泥沙磨损, 从而增加了维修管理工作的难度, 因此, 这些结构部位对抗冲耐磨有着更高的要求。其混凝土强度等级应进行专门研究确定, 并不应低于 C25。四川省近几年修建的水闸和其他溢流建筑物, 其过流及消能结构部位均采用了 HF 混凝土(是一种高强粉煤灰混凝土), 经试验验证, 这种 HF 混凝土如果配制得当, 不仅可以提高混凝土的强度, 提高其抗冲刷耐磨能力, 而且还可以改善其施工性能。

2. 抗渗性

对于有防渗要求的混凝土结构, 其抗渗等级应根据所承受的水头、水力梯度、水质条件、下游排水条件及渗透水的危害程度等确定。混凝土的抗渗等级按 28 天龄期的标准试件测定, 分为 W_2 、 W_4 、 W_6 、 W_8 、 W_{10} 、 W_{12} 六个级别, 对防渗段水力梯度小于 10 的混凝土抗渗等级不得低于 W_4 , 水力梯度等于大于 10 的混凝土抗渗等级不得低于 W_6 , 寒冷和严寒地区水闸防渗段水力梯度小于 10 和等于或大于 10 的混凝土抗渗等级应分别不低于 W_6 和 W_8 , 对受侵蚀水作用的结构, 混凝土抗渗等级应进行专门的试验研究, 且不得低于 W_4 。

3. 抗冻性

对于有抗冻要求的混凝土结构,其抗冻等级应根据气候分区、年冻融循环次数、表面局部小气候条件、水分饱和程度、结构构件的重要性及其检修条件等情况确定。在不利因素较多时,可选用提高一级的抗冻要求,混凝土抗冻等级按 28 天龄期的试件用快冻试验方法测定分为 F400、F300、F200、F150、F100、F50 六级。

SL265—2001《水闸设计规范》规定温和地区和长期处于水下的混凝土抗冻等级不应低于 F50,寒冷地区年冻融循环次数小于 100 次的混凝土抗冻等级不应低于 F100,年冻融循环次数等于或大于 100 次的混凝土抗冻等级不应低于 F150;严寒地区年冻融循环次数少于 100 次的混凝土抗冻等级和等于或大于 100 次的混凝土抗冻等级应分别不低于 F200 和 F300。

关于气候的分区标准:现行 SL/T 191—96《水工混凝土结构设计规范》规定:最冷月平均最低气温低于 -10°C 的地区为严寒地区;最冷月平均气温为 $-10\sim-3^{\circ}\text{C}$ 的地区为寒冷地区;最冷月平均气温高于 -3°C 的地区为温和地区。

关于年冻融循环次数的统计,国家现行的 SL211—98《水工建筑物抗冻设计规范》规定:按一年内气温从 $+3^{\circ}\text{C}$ 以上降至 -3°C 以下,然后再升到 $+3^{\circ}\text{C}$ 以上的交替次数和按一年内日平均气温低于 -3°C 期间设计预定的水位的涨落次数两种方法统计结果,取其中的大值。

室内试验和实际工程表明:饱和的混凝土才发生冻融破坏,不饱和的混凝土很少发生冻融破坏;冻融循环次数虽对冻融破坏有一定的影响,但只限于表面浅层,而最冷月的气温则影响到深层,因此比冻融次数的影响更为严重。有些部位抢修时,要待工程停止运行,这些部位的抗冻要求要比其他部位更高些。

抗冻混凝土必须掺加引气剂。根据室内试验及工程实践,未采用有引气作用的外加剂的混凝土,即使采用性能优良的水泥,仍达不到 F100 的抗冻等级。对于抗冻混凝土的水泥品种、掺和料数量以及水灰比、含气量等有关指标应通过试验确定,并按照

SL211—98《水工建筑物抗冻设计规范》的有关规定处理，包括在严寒地区严格控制水灰比的规定等。实践表明：水灰比略有增加，抗冻性能就明显降低，为了提高混凝土的抗冻性能，严格控制水灰比是必要的。

第二节 闸底板设计

闸室底板是整个闸室结构的基础，是全面支承在地基上的一块受力条件复杂的弹性基础板。这样的“结构—地基”体系，严格地讲，应按空间问题分析其应力分布状况，计算极为繁冗，因此工程实践中，往往近似地简化成平面问题，采用“截板成梁”的方法进行计算。

对于土基上的水闸闸室底板常用的应力分析，关键是如何拟定地基反力图形。目前，土基上的水闸闸室底板常用的应力分析方法主要有两大类：一类是反力直线分布法，假定闸室地基反力按直线变化规律分布，在顺水流方向按梯形分布，在垂直水流方向按矩形分布，不论荷载及其分布状况如何，也不论底板的刚度和地基土质如何，都可由偏心受压公式计算其地基反力；另一类是弹性地基梁法，认为梁和地基都是弹性体，可依据变形协调和静力平衡条件，确定地基反力和梁的内力，地基反力在顺水流方向按梯形分布，在垂直水流方向按曲线形即弹性分布。此外，还有所谓“倒置梁法”，即假定地基反力为（均布）荷载，底板当作梁，闸墩当支点，按倒置的连续梁计算内力。这种计算方法忽视了各闸墩处变位不等的重要因素，误差较大，因而不宜在大、中型水闸设计中采用。

反力直线分布法，又称荷载组合法或截面法，这种方法虽然假定地基反力在垂直水流方向分布均匀，但不把闸墩当作底板的支座，而认为闸墩是作用在底板上的荷载，按截面法计算其内力。

弹性地基梁法通常有两种假定：一种是文克尔（E·Winkler）假定，即假定地基单位面积上所受的压力与该面积上的

地基沉降成正比，其比例系数称基床系数或称垫层系数，按照文克尔假定，基底应力值的计算显然未考虑基础范围以外的地基变形的影响；另一种是假定地基为半无限大理想弹性体，认为土体应力和变形为线性关系，可利用弹性理论中的半无限大弹性体的沉降公式计算地基的沉降，再根据基础挠度和地基变形协调一致的原则，求解地基反力，并可计及基础范围以外的边荷载作用的影响。上述两种假定，是两种极限情况，前者适用于可压缩土层厚度很薄的情况，后者适用于可压缩土层厚度无限深时的情况，在实际工程中，常常碰到可压缩土层厚度既非很薄，又非无限深，在这种情况下，宜按有限深弹性地基的假定进行计算。

水闸闸室底板应力分析方法应根据地基土质情况确定。对相对密度小于或等于 0.5 的砂性地基，可采用反力直线分布法，因为相对密度小于或等于 0.5 的非粘性土地基，在荷载作用下的地基变容易得到调整，即地基反力可以假定为直线分布。对粘性土地基或相对密度大于 0.5 的砂性土地基，前者固结时间较长，地基变形缓慢，后者在荷载作用下的地基变形较难调整或调整较少，可按弹性地基的假定确定地基的反力和梁的内力，应采用弹性地基梁法计算。

当按弹性地基梁计算时，如何考虑可压缩土层厚度的影响，各种文献资料的意见不完全一致，但多数文献资料是以可压缩土层厚度与弹性地基梁半长之比值为 0.25 和 4.0（或 5.0）分别作为采用基床系数法（文克尔假定）、有限深的弹性地基梁法和半无限深的弹性地基梁法的界限值。考虑到我国水闸工程地基勘探深度多数没有超过闸室底板顺水流方向长度 2 倍（或 2.5 倍）的实际情况，《水闸设计规范》规定：当可压缩土层厚度与弹性地基梁半长比值小于 0.25 时，可按基床系数法（文克尔假定）计算；当可压缩土层厚度与弹性地基梁半长之比大于 2.0 时，可按半无限深的弹性地基梁法计算；当可压缩土层厚度与弹性地基梁半长之比为 0.25~2.0 时，可按有限深的弹性地基梁法计算。

根据江苏省水闸工程的设计经验，对于重要的大型水闸（特

别是松软地基和中等坚实地基)宜按弹性地基梁法设计,反力直线分布法校核。

一、反力直线分布法

反力直线分布法假设底板下的地基反力沿顺水流方向呈梯形分布,在垂直水流方向呈均匀分布。计算时,首先算出底板底面在顺水流方向的地基反力,然后在闸门槽的上、下游垂直水流方向各取单位宽板条进行计算。在分析板上作用荷载时,适当考虑上部结构与底板的整体作用。反力直线分布法的缺点是未考虑底板与地基变形相一致的条件,并且没有计入边荷载对底板内力的影响。其优点是计算简单,适用于小型水闸设计,对于相对密度 $Dr \leq 0.5$ 的砂土地基,受荷后变形容易调整,故近似地可以认为地基反力是均匀分布的,对于大、中型水闸可作为校核用。

用反力直线分布法计算底板的具体方法和步骤如下:

1. 选定计算情况

(1) 施工期。小型水闸一般只有单孔或二、三孔,且多数利用边墩直接挡土。计算时,如不考虑两侧边墙砌筑到顶,或已到达相当的高度,而墙后尚未回填土或回填少量的情况,此时对闸室坞式结构或山字形结构底板面层强度最为不利,往往在水闸施工中底板会在跨中产生顺向的裂缝,严重的甚至断裂。工程上把这种情况叫做“挑扁担”。设计计算时,必须充分考虑这种情况,一方面对施工程序作出严格规定;另一方面,要计算出现的最不利情况,计算跨中处的负弯矩,并按特殊组合和短期组合分别进行承载能力极限状态和正常使用极限状态的结构配筋设计。

(2) 完建期。完建期地基反力较大,应验算底板的强度。对于单孔闸或少数孔闸,其边墙墙后的填土已回填到顶,此时闸底板的正弯矩较大,特别是闸墙与底板交接处应予以注意。按基本组合及短期组合分别进行承载能力极限状态和正常使用极限状态核算。

(3) 运用期。按上、下游可能出现的最不利水位组合情况进行计算,包括设计洪水位情况和校核水位情况。

2. 计算闸基的地基反力

闸基的地基反力按第五章所述材料力学公式计算, 计算时应以底板底面为计算基面, 但仍可计入上、下游齿墙的重力。

3. 计算不平衡剪力

在第五章所述材料力学方法求得的地基反力(地基反力与基底压力数值相等, 方向相反)是以整个闸长(顺水流向)为计算单元, 所以作用于整个闸段的所有荷载是平衡的。但在计算底板时, 取单位宽度为脱离体, 向上的荷载不等于向下的荷载, 从而产生不平衡剪力。这个不平衡剪力由脱离体两侧闸墩

和底板截面上的剪力差来平衡, 剪应力之和的差值即为不平衡剪力。如图 6-1 所示。

为了在闸墩和底板截面上分配各自的不平衡剪力, 可近似地按材料力学中矩形截面的剪应力计算公式进行分析, 如图 6-2 所示。

$$\tau_y = \frac{\Delta Q}{Jb} S \quad \text{或} \quad b\tau_y = \frac{\Delta Q}{J} S \quad (6-4)$$

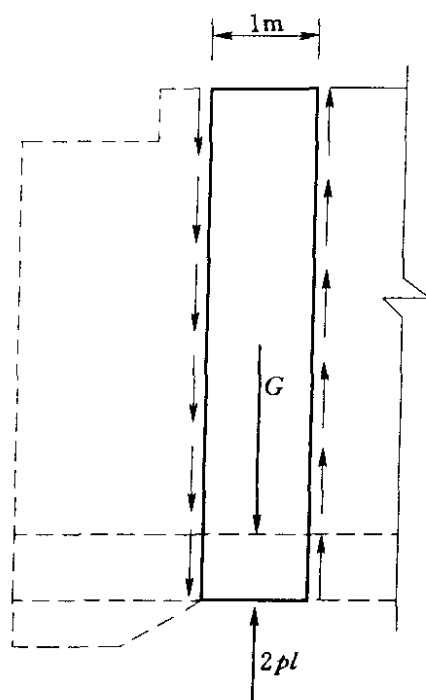


图 6-1 不平衡剪力

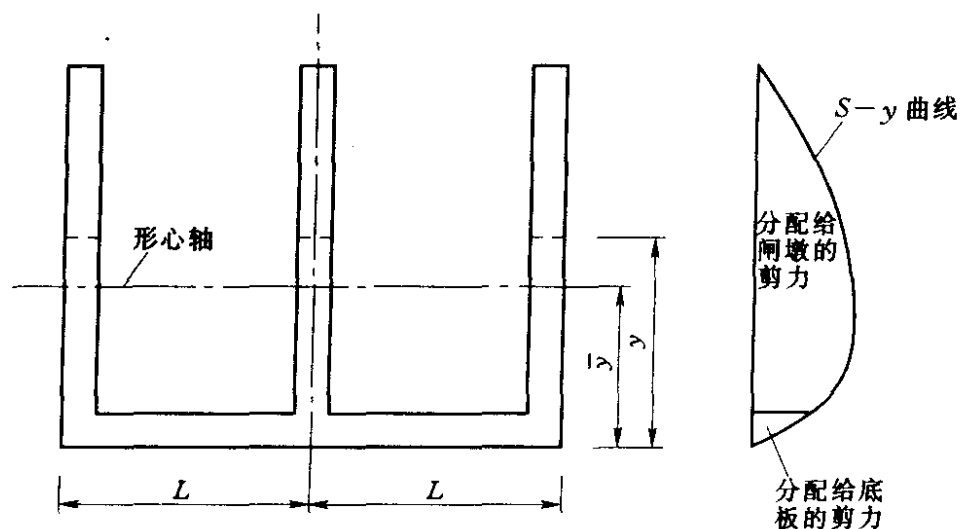


图 6-2 剪力分布示意图

式中： ΔQ 为截面上的不平衡剪力； b 为截面上需要确定其剪应力处纤维层的宽度，在底板部位为一闸段的底板长度（垂直水流向），在闸墩部位则为一闸段中墩厚度之和。

对于一定的截面， ΔQ 与 τ 都是常数，故只要给出截面的 $S \sim y$ 曲线图，就能根据公式（6-4）求得不平衡剪力分配给底板和闸墩的百分比。

根据剪力分布图面积计算闸墩和底板分配不平衡剪力的百分比，工作比较繁琐，当单宽板条的截面比较简单时，剪力的分配值可直接用积分法求得，更为便捷。如图 6-3 所示，底板截面分配的不平衡剪力 $\Delta Q_{\text{底}}$ 为：

$$\begin{aligned}\Delta Q_{\text{底}} &= \frac{\Delta Q}{J} \int_n^f 2(f-y)l \left(y + \frac{f-y}{2} \right) dy \\ &= \frac{\Delta Q l}{J} \left[\frac{2}{3} f^3 - f^2 n + \frac{1}{3} n^3 \right]\end{aligned}\quad (6-5)$$

$$\Delta Q_{\text{墩}} = \Delta Q - \Delta Q_{\text{底}}$$

如果不采用积分方法，也可利用下式直接求得分配给闸墩的不平衡剪力 $\Delta Q_{\text{墩}}$ ，再求分配给底板的剪力。

$$\Delta Q_{\text{墩}} = \frac{\Delta Q}{J} \left(S_{abcd} \times \overline{af} - \frac{1}{2} J_{abef} \right) \quad (6-6)$$

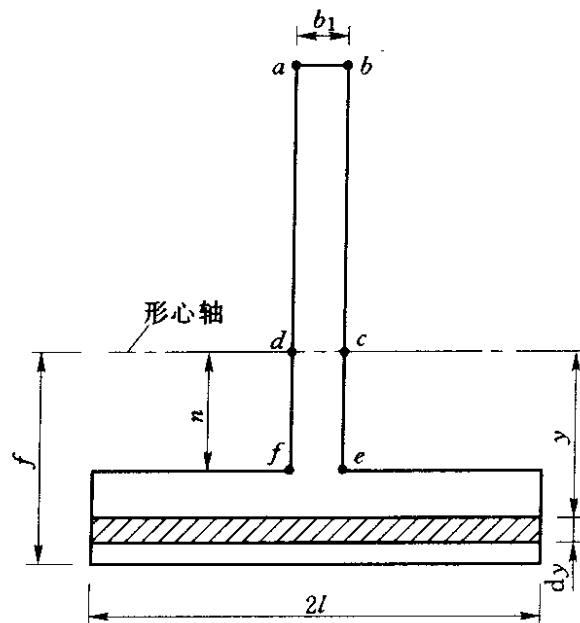


图 6-3 不平衡剪力分配积分法计算图

$$\Delta Q_{\text{底}} = \Delta Q - \Delta Q_{\text{墩}}$$

式中： S_{abcd} 为截面积 $abcd$ 对形心轴的面积矩； $\overline{af}$ 为闸墩高度； J_{abef} 为截面 $abef$ 对形心轴 cd 的惯性矩。

在一般情况下，水闸闸室底板分配的不平衡剪力约为10%~15%，闸墩分配的不平衡剪力约为85%~90%。计算时，一般以闸门门槛作为上、下游分界，这是因为闸门门槛前、后的上、下游段底板上水重相差悬殊的缘故。当然，如果多取几段进行计算，结果更为准确，但从实用观点出发，取闸门门槛前、后的上、下游段计算，其计算结果基本上不影响底板的配筋，因此能满足工程的实际需要。有种观点建议将闸墩与底板分开，考虑闸墩承受的水平荷载并计算其底部弯矩，作为作用在底板上的荷载，从而可不必计算闸墩承受的不平衡剪力。这种将闸墩与底板分开计算的方法固然简单，但不反映结构的实际受力情况，因为不平衡剪力是为了平衡底板上竖向作用荷载与地基反力分布上的差异，且应由闸墩和底板共同承担，而不能把闸墩当作附加荷载，只由底板独立承担不平衡剪力。

4. 确定作用于板条上的荷载

如图6-4所示，沿门槛上、下截取的单宽板条上的作用荷载有地基反力、扬压力、底板重力、水重等，分为均布荷载 q 和集中荷载 p 及弯矩 M 等。单宽板条上的均布荷载 q 为：

$$q = q_{\text{地}} + q_{\text{扬}} - q_{\text{底}} - q_{\text{水}} + \frac{\Delta Q_{\text{底}}}{2l} \quad (6-7)$$

$$P = P_{\text{墩、墙}} + \Delta Q_{\text{墩}} \quad (6-8)$$

式中： $q_{\text{地}}$ 、 $q_{\text{扬}}$ 、 $q_{\text{底}}$ 、 $q_{\text{水}}$ 为单宽板条上的地基反力、扬压力、底板自身重力及水重； $P_{\text{墩、墙}}$ 为墩、墙重力和上部结构传给墩、墙的重力。边墩直接挡土时，应包括土的重力； M 为作用于边墙上的荷载（主要是土压力和水压力）对底板水平中心线的力矩之和。

在计算运用期荷载时，墩、墙部位的集中荷载应扣除在计算均布荷载时多算的水重，或计算墩墙部位的重力时，水下部分按浮容量计算。

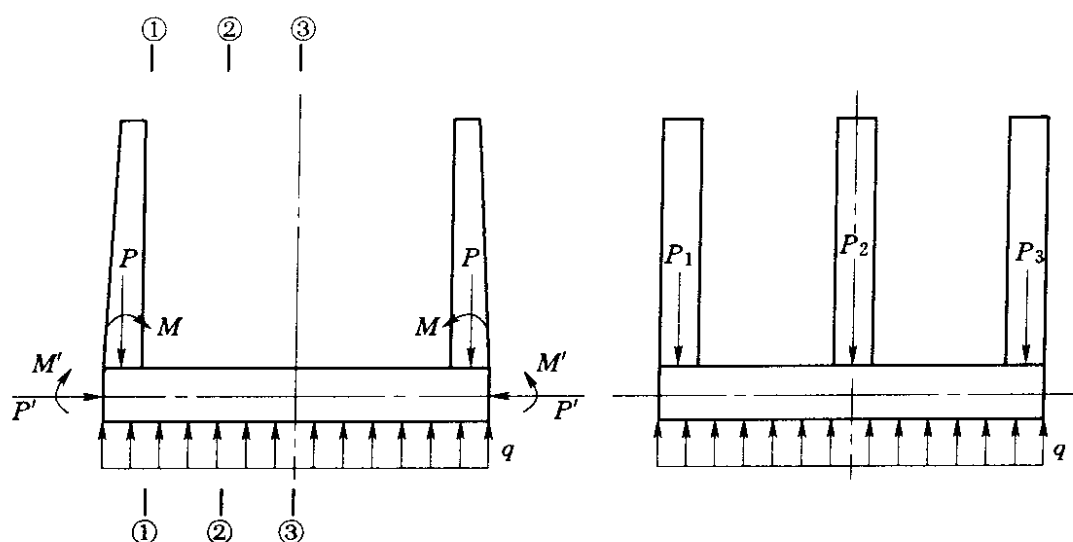


图 6-4 单宽板条上的荷载

5. 计算内力

在板条上各作用荷载确定后，对每一计算截面可按静力平衡方程 $\sum M=0$ 求解截面的内力。一般情况下，板条上选取几个控制断面，如墩或墙脚处、1/4 和 1/2 跨度处等。在计算内力时，应根据各作用荷载的性质，分别选用不同性质荷载（永久荷载、可变荷载）的分项系数值。各分项系数按 SL/T191—96《水工混凝土结构设计规范》附录 B 取用，并根据计算的荷载效应按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行结构设计计算。

二、弹性地基梁法

采用弹性地基梁法计算底板内力时，应考虑地基土至压缩厚度与地基梁半长之比的影响。当比值小于 0.25 时，可按基床系数法（文克尔假定）计算；当可压缩土层厚度与地基梁半长之比值大于 2.0 时，按半无限深的弹性地基梁法计算；当比值介于 0.25 与 2.0 之间时，可按有限深的弹性地基梁计算。在原水闸设计规范编制过程中曾以某水闸闸室底板为例，分别采用有限深的弹性地基梁法与半无限深的弹性地基梁法进行计算比较，当地基勘探深度为闸室顺水流向长度的 1.0 倍左右，可压缩土层厚度与弹性地基梁半长之比值约为 2.0，且认为在此勘探深度范围内为均质地基时，采用有限深的弹性地基梁法计算的最大正弯矩值比

采用半无限深的弹性地基梁法计算最大正弯矩值小 30% (甚至更多), 这说明采用不同的计算方法对底板配筋影响较大, 前一方法的配筋量较少, 而后一种方法计算时偏于安全。当然这只是一个算例的结论, 不可以一概全。

具体计算方法和步骤前三步与反力直线分布法相同, 即:

- (1) 选定计算情况。
- (2) 计算闸底的地基反力。
- (3) 计算板条上的不平衡剪力分配值。

(4) 确定板条上的计算荷载。如图 6-5 所示, 作用在板条上的荷载有两种: 一种为均布荷载, 包括底板自重、水重、扬压力及分配给底板的不平衡剪力; 另一种为闸墩传给底板的集中荷载 $G_{墩}$ 。

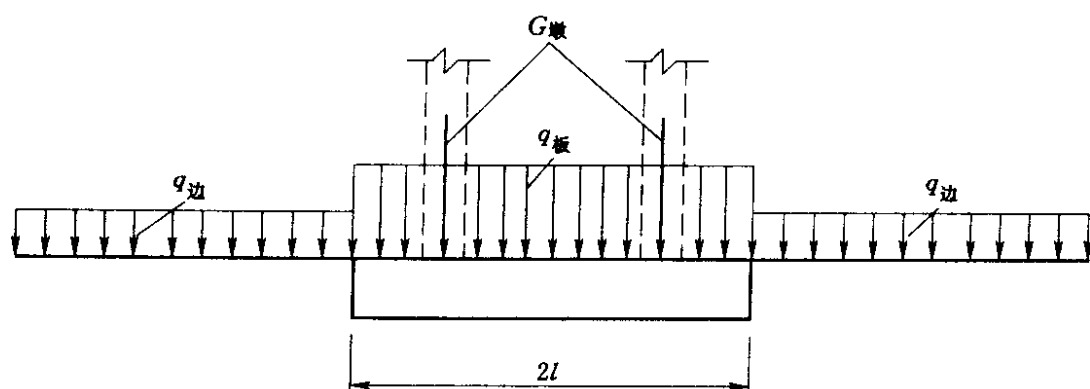


图 6-5 作用在板条上的计算荷载

1) 板条上荷载的确定。在计算底板重力时, 以往一直认为应根据不同的地基情况, 分别考虑底板自重对其应力的影响, 即在粘土地基上, 可采用底板自重的 50%~100%; 这是因基土固结较慢, 全部底板重力对粘性土地基的变形有影响之故; 在砂性土地基上, 一般认为砂类土压缩变形在闸室完建前几乎已全部完成, 因此并非底板的重力与地基变形有关, 可不计入底板的自重。经分析认为, 这种考虑方法是不够全面的, 因为水闸闸室底板绝大多数是挖埋式, 底板自重小于基坑开挖前的原压荷载, 由底板自重引起的地基沉降是基坑开挖回弹后的再压缩, 属于弹性压缩的性

质，不像排水固结那样需要较长的时间，弹性变形可在很短的时间内完成，因此不论是粘性土地基，还是砂性土地基，都可以不考虑底板自重对其应力的影响。但当不计底板自重致使作用在基底面上的均布荷载为负值时，则仍应计及底板自重的影响。计及的百分数以使作用在基底面上的均匀荷载值等于零为限度确定。

2) 边荷载的确定。边荷载是指计算闸段的底板两侧的闸室或边坡（岸墙）以及墩（墙）后回填土作用于地基上的荷载。由于边荷载对计算底板的地基变形有影响，从而对弹性地基梁的内力亦有影响。根据试验结果，边荷载对底板应力的影响，主要与地基土质、边荷载大小以及边荷载施加程序等因素有关，情况是十分复杂的，因此在工程设计中只能作一些原则性的考虑。以往在分析底板应力时，同时考虑了地基土质及边荷载的施工程序对应力的影响，以此确定边荷载的计算百分数。但实际工程中，水闸各单项工程基本上是同时施工的，在闸室底板和闸墩混凝土浇筑过程中，在程序上虽略有先后，但相隔时间不长，因此可忽略边荷载施工程序的影响，加之所采用的底板应力分析方法和弹性地基参数的确定均不够完善，没有必要对边荷载计算百分数规定得过细。在水闸设计工程中，通常作如下规定：当边荷载使底板内力增加时，则全部计及其影响，当边荷载使底板内力减小时，粘性土地基不考虑其影响，砂性土地基考虑 50%，这样的规定基本上是经济合理的。

边荷载对底板应力的影响，除了地基土质有关外，还与边荷载强度及其作用位置以及地基可压缩土层厚度有关。显然，边荷载强度越大，对底板应力的影响越大；而边荷载的作用位置距离底板越远，对底板应力的影响则越小；如果地基按半无限弹性体考虑，则取计算闸段的 1.0 倍或可压缩土层厚度的 1.2 倍。至于粘性土地基上的老闸加固，当边荷载使计算闸段底板内力增加时，边荷载计算百分数可适当减少，这是原长江流域规划办公室和湖北省水利勘测设计院等单位研究意见，因为粘性土地基固结过程比较缓慢，在老闸进行加固时，往往只完成整个固结过程的一部分。

由于闸底板弯矩有正有负，计算边荷载作用后弯矩究竟是增加还是减少，一时难以看清，但是不管是粘性土还是砂性土，取用的弯矩都是在板上荷载产生的弯矩和其与边荷载产生的弯矩之和两项内选用，如两项数值的符号相同，取绝对值较大者，如符号相反，则并取两值。

(5) 计算地基梁的内力。弹性地基梁的计算方法很多，目前最常用的是链杆法和郭尔布诺夫—波萨多夫法。前者用结构力学方法求解，概念明确，方法灵活，对于各种不同变形特性的地基以及不同形状的结构物均可应用；后者针对弹性半无限体地基上的弹性梁作出了通用的解答，并已编制了计算用表，可供查用。

1) 链杆法（日莫契金法）：

链杆法首先是由日莫契金教授提出来的，所以又叫日莫契金法。是用一个超静定结构系统代替弹性地基上的结构物，用相隔等距离 c 的链杆来实现结构物和地基的接触。每一链杆对地基的压力当作均匀分布在 c 上，地基反力图形为阶梯形，然后用结构力学方法求解这个超静定系统。

如图 6-6 所示为一地基梁，设想梁的一端 0 被固定，梁与地基的接触用 n 个等距离的链杆代替，链杆内力作为待求的未知值，除此之外，被假想为固定端的 0 的沉降 y_0 和转角 φ_0 亦为未知值，因此总的未知值有 $n+2$ 个。

根据梁与地基的相对变位必须一致的原则，在每一链杆处可以建立一个变位协调方程式如下：

$$\sum_{i=1}^n x_i (y_{ki} + \Delta_{ki}) + \Delta_{kp} - a_k \varphi_0 + y_{kq} - y_0 = 0 \quad (6-9)$$

式中： x_i 为第 i 根链杆的内力； y_{ki} 为在 i 点单位力作用下沿作用力 x 方向的地基沉降； Δ_{ki} 为在 i 点单位力作用下沿作用力 x 方向的梁的变位； Δ_{kp} 为在外荷载 p 作用下沿作用力 x 方向的梁的变位； a_k 为 k 点至端点 0 的距离； y_{kq} 为在边荷载 q 作用下沿作用力 x_k 方向的地基沉降。

根据梁的静力平衡条件，可得下列方程式：

$$\left. \begin{aligned} \sum_{k=1}^n x_k - \sum P &= 0 \\ \sum_{k=1}^n a_k x_k \cdot \sum M &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (6-10)$$

式中： $\sum P$ 为外荷载 P 在垂直轴上的投影总和； $\sum M$ 为外荷载对假想固定端的力矩总和。

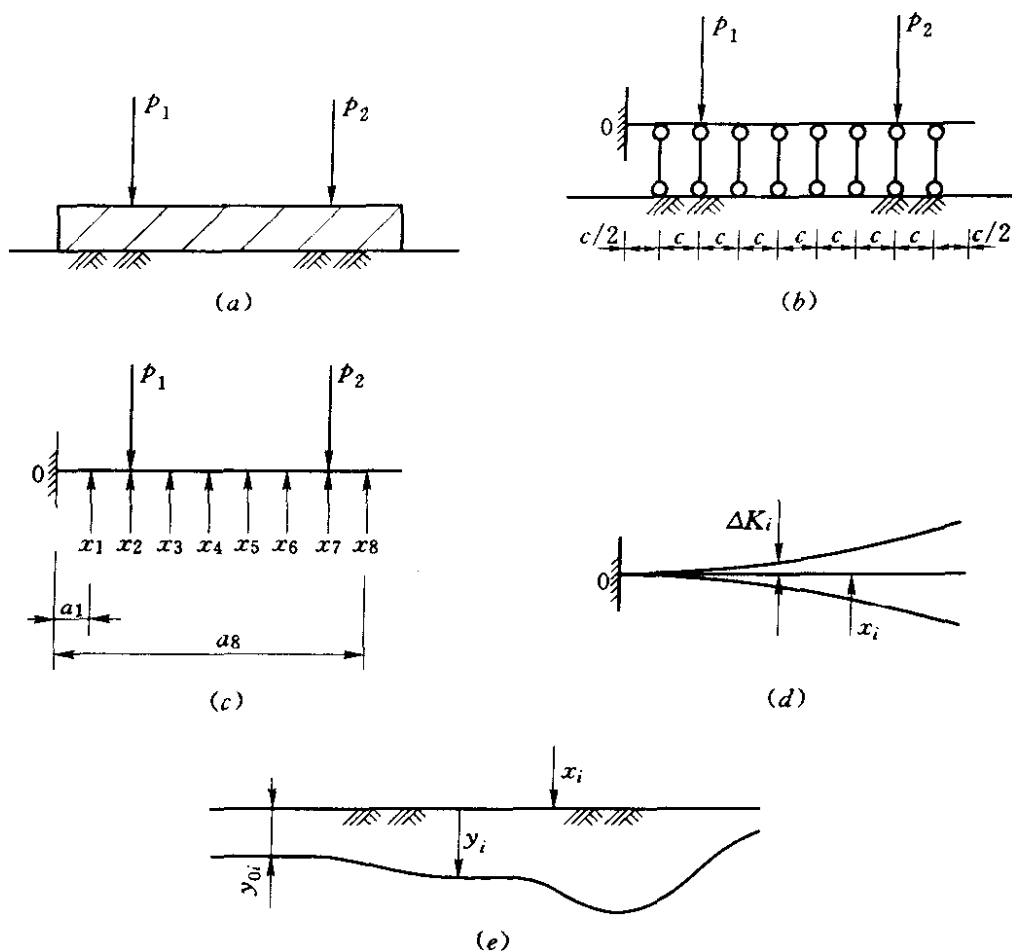


图 6-6 链杆法计算简图

联立方程组(6-9)、(6-10),即得 $(n+2)$ 个方程式,与待求的未知值相等,故可解出各链杆的内力,从而求得梁底的反力分布。

上列方程中,悬臂梁的变位系数 Δ_{ki} 不难用结构力学方法求得,在等截面梁的情况下:

$$\begin{aligned} \Delta_{ki} &= \frac{a_i^2}{2} \left(a_k - \frac{a_i}{3} \right) \frac{1}{EI} = \frac{c^3}{6EI} \left(\frac{a_i}{c} \right)^2 \left(\frac{3a_k}{c} - \frac{a_i}{c} \right) \\ &= \frac{c^3}{6EI} \cdot \omega_{ki} \end{aligned}$$

$$\omega_{ki} = \left(\frac{a_i}{c} \right)^2 \left(\frac{3a_k}{c} - \frac{2a_i}{c} \right) \quad (6-11)$$

式中：\$E\$ 为地基梁材料的弹性模量；\$I\$ 为地基梁的断面惯性矩；\$c\$ 为链杆间距；\$a_i\$、\$a_k\$ 为 \$i\$ 点和 \$k\$ 点至梁端 \$0\$ 点的距离。

函数 \$\omega_{kj}\$ 是无因次的，而且只与无因次比值 \$\frac{a_i}{c}\$ 及 \$\frac{a_k}{c}\$ 有关，可以编制成表，见表 6-7，以备查用。

\$\Delta_{kp}\$ 可以用同样的方法计算，在等截面梁的情况下，为了可能利用表 6-7 查用，可以把梁上的每一个外荷载（包括力偶荷载）都分解为邻近两根链杆处的分荷载，令 \$p_i\$ 为第 \$i\$ 根链杆上处所有的分荷载之和，则：

$$\Delta_{kp} = - \sum_{i=1}^n \Delta_{ki} p_i = - \frac{c^3}{6EI} \sum_{i=1}^n p_i \omega_{ki} \quad (6-12)$$

式中符号意义同公式 (6-11)。

\$y_{ki}\$ 是地基的沉降系数，可根据地基可压缩层的角度，选用下列相应的公式进行计算。

对文克尔假定：

$$y = \frac{P}{k} \quad (6-13)$$

设单位力均匀分布在地表长度 \$c\$ 上，则荷载强度为 \$\frac{1}{c}\$，代入上式得：

$$y_{kk} = \frac{1}{k_0 c}$$

$$y_{ki} = 0 \quad (i \neq k \text{ 时}) \quad (6-14)$$

式中：\$k_0\$ 为地基系数。

对半无限弹性地基，同样设单位力均匀分布在地表长度 \$c\$ 上，利用弹性理论中的符拉芒公式计算地表的相对沉降。

$$y = \frac{2P}{\pi E_0} \ln \frac{5}{r} \quad (6-15)$$

利用积分得：

表 6-7

梁受单位集中力时的单位挠度 ω

a_k/c	a_i/c	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0
0.5	0.25		0.625	1.0	1.375	1.75	2.125	2.5	2.875	3.25	3.625
1.0			2.0	3.5	5.0	6.5	8.0	9.5	11.0	12.5	14.0
1.5				6.75	10.125	13.5	16.875	20.25	23.625	27.0	30.375
2.0					16.0	22.0	28.0	34.0	40.0	46.0	52.0
2.5						31.25	40.625	50.0	59.375	68.95	78.125
3.0							54.0	67.5	81.0	94.5	108.0
3.5								85.75	104.125	122.5	140.875
4.0									128.0	152	176.0
4.5										182.25	212.625
5.0											250.0
5.5											
6.0											
6.5											
7.0											
7.5											
8.0											
8.5											
9.0											
9.5											
10											

续表

a_k/c	a_i/c	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	10
0.5	4.0	4.375	4.75	5.125	5.5	5.875	6.25	6.625	7.0	7.375	7.75
1.0	15.5	33.75	40.5	47.25	54.0	60.75	67.5	74.25	81.0	87.75	94.5
1.5	58.0	87.5	121.5	155.0	188.5	222.0	255.5	289.0	322.5	356.0	389.5
2.0	159.25	200.0	240.75	281.5	322.25	363.0	403.75	444.5	485.25	526.0	566.75
2.5	273.375	324.0	374.625	425.25	475.875	526.5	577.125	627.75	678.375	729.0	779.625
3.0	378.125	439.0	499.625	560.25	620.875	681.5	742.125	802.75	863.375	924.0	984.625
3.5	473.375	534.0	594.625	655.25	715.875	776.5	837.125	897.75	958.375	1019.0	1079.625
4.0	568.625	629.0	689.625	750.25	810.875	871.5	932.125	992.75	1053.375	1114.0	1174.625
4.5	663.875	724.0	784.625	845.25	905.875	966.5	1027.125	1087.75	1148.375	1209.0	1269.625
5.0	759.125	819.0	879.625	940.25	1000.875	1061.5	1122.125	1182.75	1243.375	1304.0	1364.625
5.5	854.375	914.0	974.625	1035.25	1095.875	1156.5	1217.125	1277.75	1338.375	1399.0	1459.625
6.0	949.625	1009.0	1069.625	1130.25	1190.875	1251.5	1312.125	1372.75	1433.375	1494.0	1554.625
6.5	1044.875	1104.0	1164.625	1225.25	1285.875	1346.5	1407.125	1467.75	1528.375	1589.0	1649.625
7.0	1140.125	1200.0	1260.625	1321.25	1381.875	1442.5	1503.125	1563.75	1624.375	1685.0	1745.625
7.5	1235.375	1295.0	1355.625	1416.25	1476.875	1537.5	1598.125	1658.75	1719.375	1780.0	1840.625
8.0	1330.625	1390.0	1450.625	1511.25	1571.875	1632.5	1693.125	1753.75	1814.375	1875.0	1935.625
8.5	1425.875	1485.0	1545.625	1606.25	1666.875	1727.5	1788.125	1848.75	1909.375	1970.0	2030.625
9.0	1521.125	1580.0	1640.625	1701.25	1761.875	1822.5	1883.125	1943.75	2004.375	2065.0	2125.625
9.5	1616.375	1675.0	1735.625	1796.25	1856.875	1917.5	1978.125	2038.75	2099.375	2160.0	2220.625
10	1711.625	1770.0	1830.625	1891.25	1951.875	2012.5	2073.125	2133.75	2194.375	2255.0	2315.625

注 a_i 为从梁的固定截面到荷载作用点处的距离; a_k 为从梁的固定截面到计算挠度的截面距离; c 为计算时梁被划分的区段长度。

$$\begin{aligned}
 y_{ki} &= \frac{1}{\pi E_0} \left[-2 \frac{x}{c} \ln \left(\frac{2 \frac{x}{c} + 1}{2 \frac{x}{c} - 1} \right) \right. \\
 &\quad \left. - \ln \left(\frac{4x^2}{c^2} - 1 \right) + 2 \left(\ln \frac{s}{c} + 1 + \ln 2 \right) \right] \\
 &= \frac{1}{\pi E_0} (f_{ki} + G)
 \end{aligned} \tag{6-16}$$

$$F_{ki} = -\frac{2x}{c} \ln \left(\frac{\frac{2x}{c} + 1}{\frac{2x}{c} - 1} \right) - \ln \left(\frac{4x^2}{c^2} - 1 \right)$$

$$G = 2 \left(\ln \frac{s}{c} + 1 + \ln 2 \right)$$

式中：\$y\$ 为地表 \$M\$ 点相对于 \$B\$ 点的沉降如图 6-7 所示；\$P\$ 为作用于地表的集中力；\$E_0\$ 为地基的变形模量；\$s\$ 为 \$B\$ 点离集中力作用点 \$O\$ 的距离；\$r\$ 为 \$M\$ 点离集中力作用点 \$O\$ 的距离；\$x\$ 为 \$i\$ 与 \$k\$ 点之间的距离；\$c\$ 为链杆的间距。

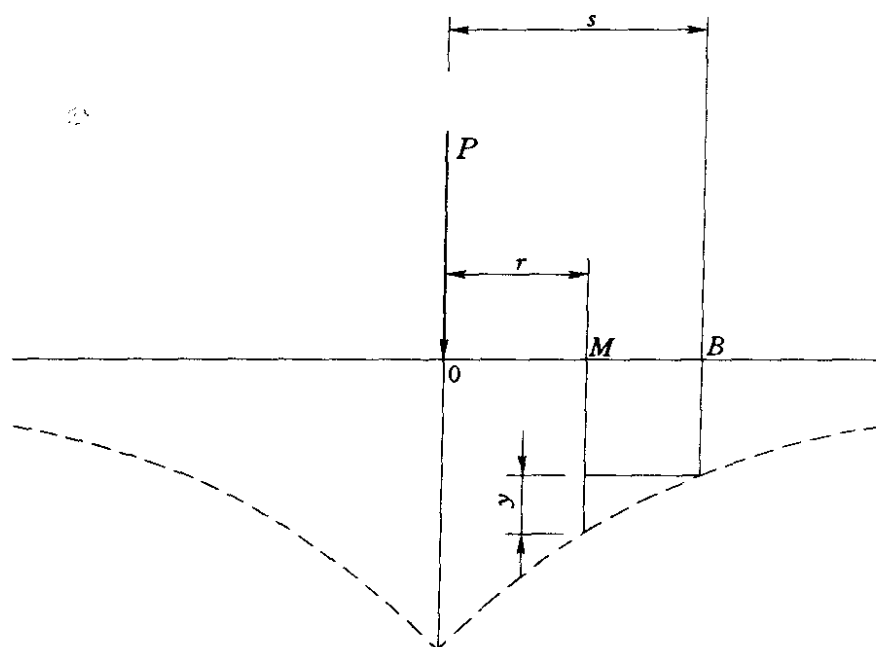


图 6-7 地基相对沉降

函数 \$F_{ki}\$ 是无因次的，只与无因次的比值 \$\frac{x}{c}\$ 有关，见表 6-8。

对有限深的弹性地基，同样设单位力均匀分布在地表长度 \$c\$ 上：

表 6-8

半无限平面体沉降公式中的 F_{ki} 值

$\frac{x}{c}$	F_{ki}	$\frac{x}{c}$	F_{ki}	$\frac{x}{c}$	F_{ki}
0	0	7	-7.726	14	-8.664
1	-3.296	8	-7.544	15	-8.802
2	-4.751	9	-7.780	16	-8.931
3	-5.574	10	-7.991	17	-9.052
4	-6.154	11	-8.181	18	-9.167
5	-6.602	12	-8.356	19	-9.275
6	-6.967	13	-8.516	20	-9.378

$$y_{ki} = \frac{H}{E_0 c} \cdot F_{ki} \quad (6-17)$$

式中： H 为地基的压缩层厚度； F_{ki} 是无因次函数，与无因次量 $\frac{x}{c}$ 及 $\frac{2H}{c}$ 有关，见表 6-9。

链杆法的计算结果是近似的，但其精度随着链杆数的增加而增加，当今计算机应用非常普及，可设置较多的链杆，计算精度可完全符合工程设计要求，故闸底板内力常用这种方法计算。

2) 郭尔布诺夫—波萨多夫法：

把地基当作半无限的理想弹性体，并假定梁底的地基反力呈幂级数规律分布。

即：

$$p(\xi) = a_0 + a_1 \xi + a_2 \xi^2 + \cdots + a_{10} \xi^{10} \quad (6-18)$$

式中： $\xi = \frac{x}{l}$ ，是无因次坐标，见图 6-8， $a_0, a_1, \cdots, a_{10}$ 为待定的常数。

图 6-8 中， x 表示所求沉陷点位置， r 为该点距荷载的距离。

根据梁的静力平衡条件以及梁和地基的变形连续条件求出上述幂级数中的待定常数，从而求得地基的反力分布和地基梁的内力。

根据上述原理，郭尔布诺夫—波萨多夫法已经作出了地基梁上分别作用均布荷载、集中荷载和集中力偶的计算用表，原华东

表 6-9

有限深度弹性体沉降公式中的 F_k 值

$\frac{x}{c}$ \ $\frac{2H}{c}$	80	60	40	30	20	10	4
0	0.080061	0.100643	0.138060	0.171875	0.232015	0.375941	0.651058
1	0.053839	0.065686	0.085647	0.102033	0.127435	0.168735	0.164327
2	0.042271	0.050279	0.062606	0.071439	0.082086	0.083604	0.023540
3	0.035749	0.041610	0.049716	0.054462	0.057497	0.042825	
4	0.031174	0.0355547	0.040779	0.042834	0.041228	0.020454	
5	0.027654	0.030901	0.034009	0.034167	0.029652	0.008142	
6	0.024801	0.027154	0.028628	0.027416	0.021144	0.001710	
7	0.022409	0.024032	0.024222	0.022021	0.014807		
8	0.020357	0.021372	0.020544	0.017645	0.010076		
9	0.018566	0.019071	0.017433	0.014063	0.006562		
10	0.016983	0.017054	0.014779	0.011118	0.003982		
11	0.015570	0.015273	0.012501	0.008693	0.002118		
12	0.014299	0.013687	0.010538	0.006699	0.000803		
13	0.013148	0.012269	0.008843	0.005063			
14	0.012100	0.010995	0.007378	0.003727			
15	0.011142	0.009847	0.006112	0.002643			
16	0.010263	0.008810	0.005019	0.001771			
17	0.009455	0.007872	0.004077	0.001076			
18	0.008710	0.007021	0.003267	0.000529			
19	0.008021	0.006250	0.002572	0.000105			
20	0.007384	0.005551	0.001980				
21	0.006793	0.004916	0.001476				
22	0.006246	0.004340	0.001050				
23	0.005737	0.003817	0.000693				
24	0.005265	0.003344	0.000395				
25	0.004826	0.002915	0.000149				
26	0.004418	0.002527					
27	0.004039	0.002176					
28	0.003686	0.001860					
29	0.003358	0.001575					
30	0.003054	0.001318					
31	0.002770	0.001089					
32	0.002507	0.000883					
33	0.002263	0.000699					
34	0.002036	0.000536					
35	0.001826	0.000391					
36	0.001632	0.000263					
37	0.001451	0.000150					
38	0.001285	0.000051					
39	0.001131						
40	0.000988						
41	0.000857						
42	0.000737						
43	0.000626						
44	0.000524						

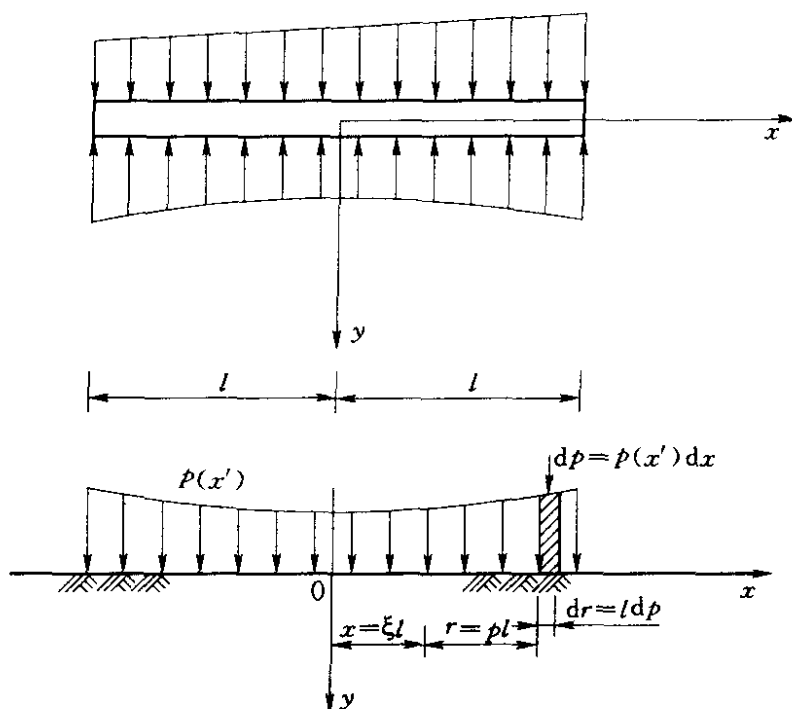


图 6-8 郭氏法假定的地基反力分布图

水利学院（现河海大学）补充了集中边荷载的计算用表。工程设计中只需要查表计算，比较方便，在闸底板应力分析时，该方法用的最为广泛，应注意的是该法只适用于弹性半无限地基。

采用郭氏方法的具体步骤如下。

a. 计算梁的柔性指数

柔性指数是反映梁与地基之间相对刚度的一种指标，可近似按下式计算：

$$t = 10 \frac{E_0}{E_h} \left(\frac{l}{h} \right)^3 \quad (6-19)$$

式中： E_0 为基土的变形模量，由试验确定，如无试验资料时，可参照表 6-10 选用； E_h 为混凝土的弹性模量，按表 6-11 查用； l 为地基梁的半梁长度； h 为梁的高度，即底板厚度。

由式 (6-19) 可知， E_0/E_h 比值愈小，表示梁愈刚硬；而梁愈长（即 l 愈大）愈薄（即 h 愈小），表示梁愈柔软。根据不同的 t 值，可查相应的表格，当算出的 t 值有小数值时，可查用相近数值的表，因在确定梁的地基性质时，所用的原始资料有的不够精确，所以允许有一定的误差。

表 6-10

土的变形模量 E_0

单位: kPa

土 的 种 类	E_0	
砾石与卵石	65000~54000	
碎石	65000~29000	
砂砾	42000~14000	
	密实的	中密的
粗砂及砾砂	48000	36000
中砂	42000	31000
干的细砂	36000	25000
湿的和饱和细砂	31000	19000
干的粉砂	21000	17500
湿的粉砂	17500	14000
饱和的粉砂	14000	9000
干的砂壤土	16000	12500
湿的砂壤土	12500	9000
饱和砂壤土		
	坚硬状态	塑性状态
粘土	59000~16000	16000~4000
砂质粘土	39000~16000	16000~4000

注 当液限指数 $I_L \leq 0$ 时的粘性土属坚硬状态, $0 < I_L < 1$ 时属塑性状态, $I_L > 1$ 时属流动状况。

表 6-11

混凝土的弹性模量 E_h 单位: kN/m²

混凝土标号	100	150	200	250	300
弹性模量	1.85×10^7	2.30×10^7	2.60×10^7	2.85×10^7	3.00×10^7

当 $t < 1$ 时, 可将梁视作绝对刚性的梁; 当 $1 < t < 50$ (均布荷载) 或 $1 \leq t < 10$ (集中荷载) 时, 梁为短梁; 当 $t > 50$ (均布荷载) 或 $t > 10$ (集中荷载) 时, 梁为长梁。软土地基上水闸底板一

一般为短梁。

b. 查郭氏表求内力

根据柔性指数和各种梁上荷载（集中荷载、均布荷载、力矩等）可分别查附录Ⅳ各表，求出梁上各有关截面的内力，但剪力一般可不计算，因为底板相对较厚，剪应力一般很小，可由混凝土自身承担。附录Ⅳ各表仅列出在各种荷载作用下的弯矩公式及弯矩系数值；反力及剪力计算公式及相应的系数值附表均略去不载，以节省篇幅。

边荷载计算表只有集中力的边荷载值，但实际工程中常遇到分布荷载，故在计算时须先将分布荷载化为几个集中荷载，然后查用边荷载计算表。关于分布边荷载计算可参阅沈英武编著的《弹性地基梁和框架分析文集》（水利出版社）。

三、闸墩分缝的底板计算

通常把闸墩分缝的闸室底板当作两端自由的弹性地基梁，把闸墩传递的竖向力和横向力矩作为梁上的荷载，不考虑闸墩刚度对底板的影响，相邻闸室给予地基的压力作为均匀分布的边荷载考虑，如图 6-9 所示，采用郭氏方法计算。

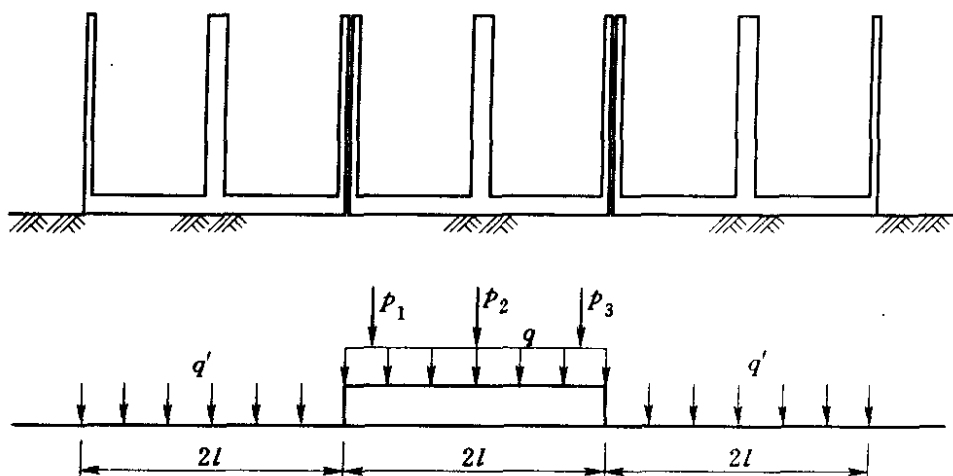


图 6-9 底板计算简图

这种计算方法假定闸墩侧向不受任何约束，可以随着底板的角变位而自由倾斜，但实际情况远非如此，当闸室的边墩向外倾斜时，将受到相邻闸室边墩的挤压，同时亦将受到顶部桥梁的约

束,即使该处桥梁简支于闸墩,由于桥重在支点产生的摩擦阻力,亦将阻止闸墩侧向变位。由于计算中没有考虑到这些因素的影响,计算结果会有相当大的误差,夸大了底板的负弯矩,减小了正弯矩。因此对这种计算方法的假定作合理的修改是必要的。

一般可以假定底板两端由于边墩不能自由倾斜而受到约束,只有竖向线变位,没有角变位。这时在底板的计算中,除地基反力为待求值外,还有一个边墩给予底板端点的抵抗角变位的待求力矩 M_d ,可以用链杆法求解,也可以用郭氏方法求解。

1. 链杆法计算

采用链杆法计算,方程式中增加一个未知量 M_d ,同时也根据底板端点不产生变位,即 $\theta_d=0$ 的条件增建一个方程式,计算简图如图 6-10 所示。

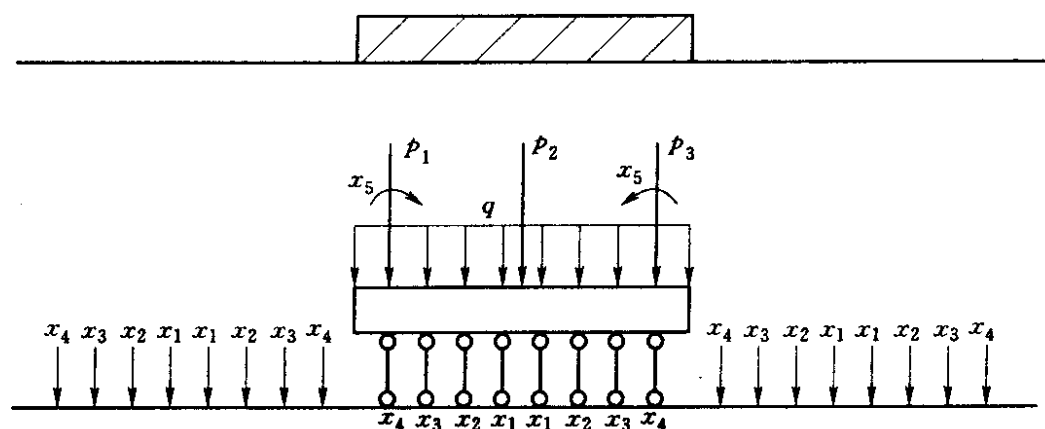


图 6-10 链杆法计算底板内力

闸室底板与地基的接触,用等距离分布的 $2n$ 根支杆代替,由于结构左右对称,对称支杆的内力在对称荷载作用下相同,在反对称荷载作用下,绝对值亦相同,因此只有几个未知的链杆力 $x_1, x_2, \dots, x_n$,底板端点的待求力矩用 x_{n+1} 表示,底板的对称中点作为假想的固定点,对称荷载作用下,假想固定点的转角 $\varphi_0=0$ 只有垂直变位 y_0 。在反对称荷载作用下,假想固定点的垂直变位 $y_0=0$,只有转角 φ_0 ,这是一个 $n+2$ 次超静定系数。

相邻闸室的地基反力分布与所分析的闸室地基反力分布相同,作为边荷载考虑,采用分段集中的形式,其数值与所分析的

闸段相应点的地基相同。亦以 $x_1, x_2, \dots, x_n$ 表示, 在对称荷载作用下, 方程式为:

$$\left. \begin{aligned} \sum_{i=1}^n x_i \cdot \delta_{ki} + \Delta_{kp} - y_0 &= 0 \quad (k = 1, 2, \dots, n) \\ \sum_{i=1}^n x_i \cdot \delta_{(n+1)i} + \Delta_{(n+1)p} &= 0 \\ \sum_{i=1}^n x_i - \frac{\sum P}{2} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (6-20)$$

式中变位系数 δ_{ki} ($k=1, 2, \dots, n$) 包括三个部分: 一是梁的变位; 二是闸室地基反力引起的地基沉降; 三是边荷载引起的地基沉降。由于边荷载的分布和数值与被分析的闸段地基反力相同, 亦为 $x_1, x_2, \dots, x_n$, 它所引起的各链杆的地基沉降可以与前二项合并, 故上列方程中不再有边荷载引起的沉降量 y_{kq} 。

变位系数 δ_{n+1} , 则与地基沉降无关, 只有梁的变位。

Δ_{kp} 是外荷载引起 k 点的结构变位, $\Delta_{(n+1)p}$ 是外荷载 p 引起第 n 点的角变位。

在不对称荷载作用下, 只要把方程式 (6-20) 中的 y_0 项代之以 $a_k \varphi_0$ 即可, 即:

$$\left. \begin{aligned} \sum_{i=1}^n x_i \cdot \delta_{ki} + \Delta_{kp} - a_k \varphi_0 &= 0 \quad (k = 1, 2, \dots, n) \\ \sum_{i=1}^n x_i \cdot \delta_{(n+1)i} + \Delta_{(n+1)p} &= 0 \\ \sum_{i=1}^n x_i - \frac{\sum P}{2} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (6-21)$$

任何底板荷载总可能被分解为对称或不对称的两种荷载, 分别应用上列方法求解, 它可以应用任何一种地基沉降假定, 只是 δ_{ki} 中的地基沉降部分以及 y_{kq} 计算有所不同。

2. 郭氏查表法计算

在底板荷载已知的情况下, 可以查郭氏表示求得底板上各截面的弯矩, 再用同样的方法查郭氏表计算由于梁端抵抗力矩 M_d 引起的底板上各截面的力矩, 显然这些力矩是 M_d 的函数, 然后用下式计算梁端角变位 θ_d 。

$$\theta_d = \int_{-l}^l \frac{M}{EI} dx = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{EI} \Delta x \quad (6-22)$$

如果荷载对称, 只要计算梁长的一半, 显然 θ_d 是未知力矩 M_d 的函数。令 $\theta_d = 0$ 而可求得底板端点的未知力矩 M_d , 然后查表计算底板各截面的地基反力、剪力和弯矩的具体数值。

四、底板分缝的底板内力计算

分缝的底板有两种不同的接缝构造: 一种是垂直贯通分缝, 缝两侧的底板互不连接; 另一种是搭接式构造, 缝两侧的底板能互相传递剪力, 但不能传递弯矩。不同的接缝方式, 可采用不同的计算方法。

1. 有贯通缝的底板内力计算

具有跨中垂直通缝的底板, 无论是双缝布置 [图 6-11 (a)], 还是单缝布置 [图 6-11 (b)], 也无论是大底板或小底板, 都可以当作两端自由的弹性地基梁, 用郭氏方法查表计算。大底板在垂直水流方向截取单位宽度的板条进行计算, 相邻闸室的基底压力作为均匀分布的边荷载考虑。小底板则在顺水流方向截取单位宽度的板条进行计算, 上、下游护坦的基底压力作为边荷载考虑 (图 6-12)。

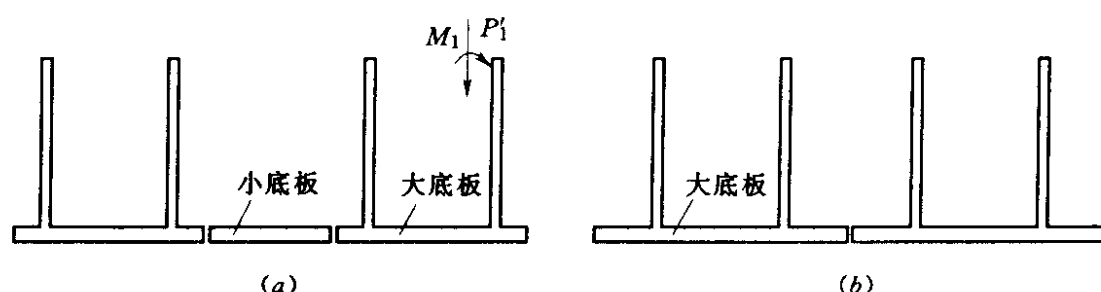


图 6-11 垂直贯通缝的底板

2. 有搭接缝的底面内力计算

有搭接缝的底板一般是在跨中设置搭接缝 (每孔分缝或隔孔分缝), 如图 6-13 所示, 在这种底板垂直水流方向截取单位宽度的板条进行分析, 由于搭缝传递剪力, 无法直接用郭氏法查表计算, 一般采用链杆法计算比较方便。

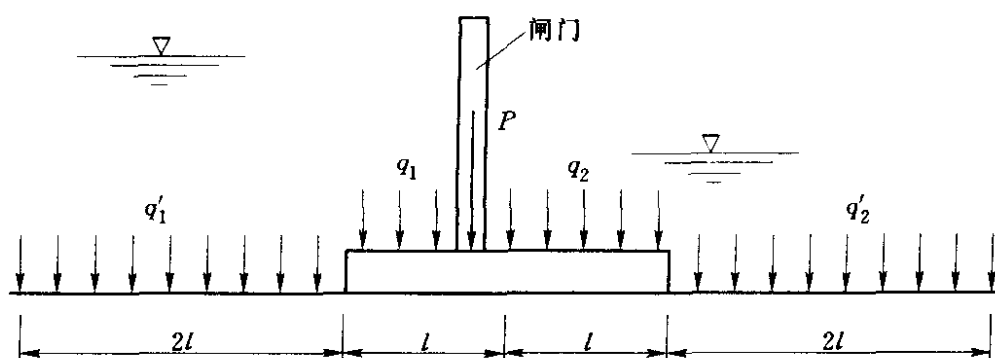


图 6-12 小底板计算简图

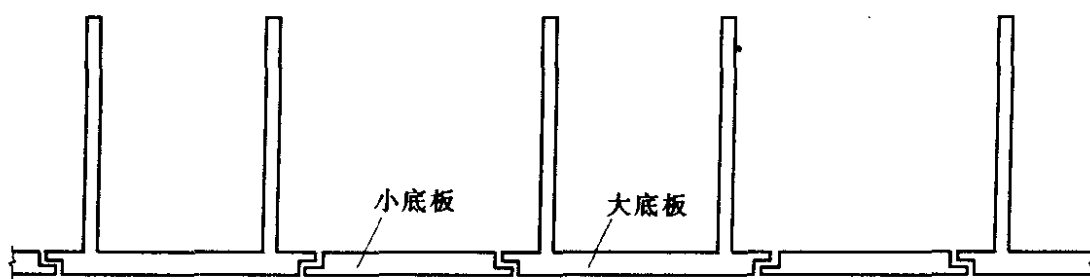


图 6-13 有搭接缝的底板

对于多孔闸，大小底板是规则地间隔分布，无论大、小底板，就其中点来说，都是结构的对称点，把它们作为假想的固定点计算比较方便；大、小底板的搭接点可以当作铰接。取大、小底板各一块作为计算单元 [图 6-14 (a)]。

取大底板计算时，以底板中心 A 为固定点，底板与地基的接触点代以 n 个链杆表示。

取小底板计算时，以底板中心 B 为假想固定点，底板与地基的接触点代以 m 个链杆表示。在决定 m 和 n 的具体数值时，为使计算简单方便，大、小底板的链杆间距应该相等。

为便于说明起见， n 取 8， m 取 4，铰接点位于链杆之间，切开各链杆代之以未知力，由于大、小底板均左右对称，实际的未知力只有 $(n+m)/2=6$ 个，即 $x_1, x_2, \dots, x_6$ ，再切开大、小底板和搭接点，代之以未知力 x_7 ，相邻底板的地基反力与分析的那部分底板的地基反力相同，作为边荷载处理。

根据各链杆没有变形（既不伸长，亦不压缩）的条件，可以

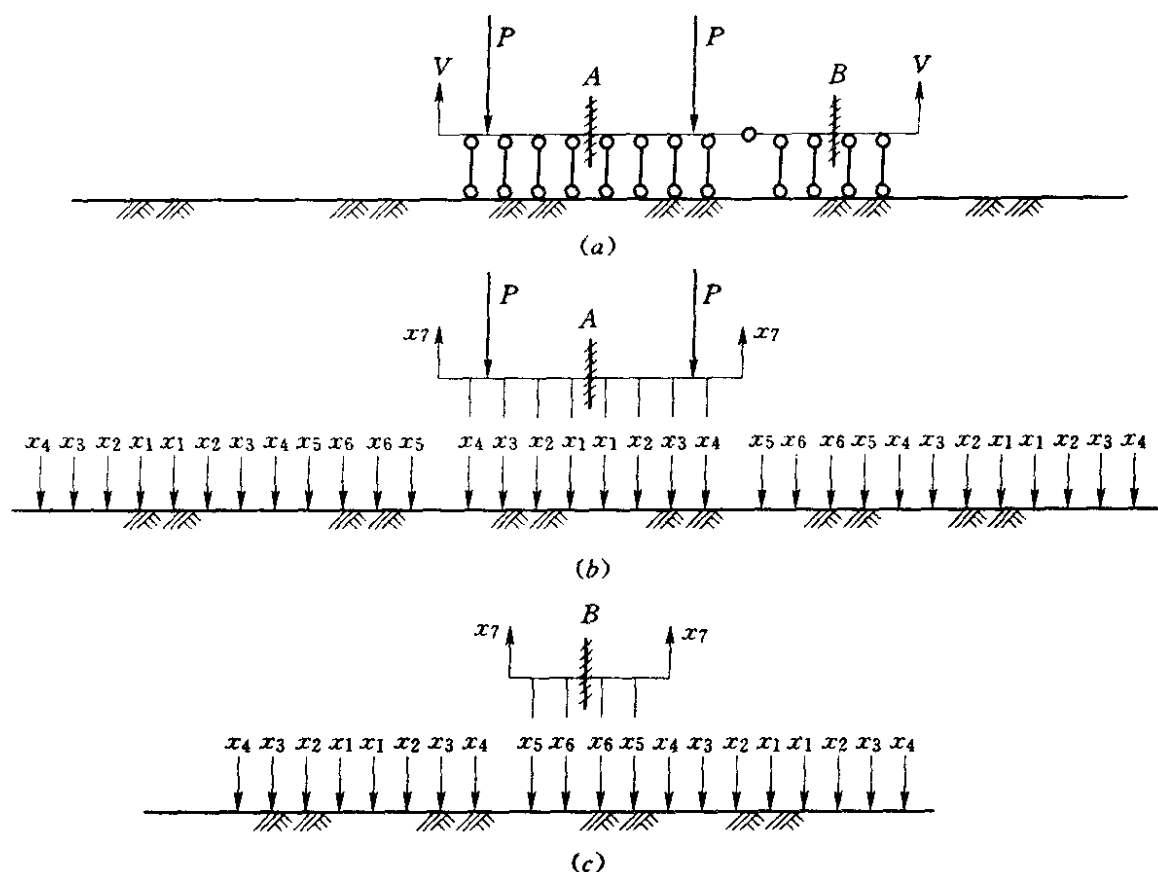


图 6-14 搭接缝的底板计算简图

分别列出大、小底板各链杆的变位协调方程：

大底板部分：

$$\left. \begin{aligned} x_1\delta_{11} + x_2\delta_{12} + x_3\delta_{13} + x_4\delta_{14} + x_7\delta_{17} + \Delta_{1p} + y_{1q} - y_A &= 0 \\ \dots\dots\dots \\ x_1\delta_{41} + x_2\delta_{42} + x_3\delta_{43} + x_4\delta_{44} + x_7\delta_{47} + \Delta_{4p} + y_{4q} - y_A &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (6-23)$$

小底板部分：

$$\left. \begin{aligned} x_5\delta_{55} + x_6\delta_{56} - x_7\delta_{57} + y_{5q'} - y_B &= 0 \\ \dots\dots\dots \\ x_5\delta_{65} + x_6\delta_{66} - x_7\delta_{67} + y_{6q'} - y_B &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (6-24)$$

根据搭接点连续的条件可得：

$$\begin{aligned} & x_1\Delta_{71} + x_2\Delta_{72} + x_3\Delta_{73} + x_4\Delta_{74} + x_7\Delta_{77} + \Delta_{7p} - y_A \\ &= x_5\Delta'_{75} + x_6\Delta'_{76} - x_7\Delta'_{77} - y_B \end{aligned} \quad (6-25)$$

根据静力平衡条件可得：

$$x_7 = x_5 + x_6 \quad (6-26)$$

$$x_1 + x_2 + x_3 + x_4 + x_5 + x_6 = \sum P$$

式中： δ_{ki} 表示大底板的变位系数，包括结构变位和大底板下的地基接触压力所引起的沉降两部分； δ'_{ki} 表示小底板的变位系数，包括结构变位和小底板下的地基接触压力所引起的沉降两部分； Δ_{ki} 表示大底板的结构变位系数； Δ'_{ki} 表示小底板的结构变位系数； q 表示大底板的边荷载，此时小底板下的地基接触压力 x_5 、 x_6 等亦作为大底板的边荷载考虑； q' 为小底板的边荷载，此时大底板下的地基接触压力 x_1 、 x_2 、 $\cdots$ 、 x_4 等亦作为小底板的边荷载； y_{kq} 为大底板的边荷载引起各计算点的沉降； y'_{kq} 为小底板的边荷载引起各计算点的沉降。

上列方程式中共有 9 个未知数 (x_1 、 x_2 、 $\cdots$ 、 x_7 、 y_A 、 y_B)，同时有 9 个独立的方程式，可以求解。对于反对称荷载作用时，只要把上列方程式中的 y_A 和 y_B 分别代之以 $a_k\varphi_A$ 和 $a'_k\varphi_B$ (a_k 为计算点 k 距大底板假想固定点 A 的距离， a'_k 为计算点 k 距小底板假想固定点 B 的距离)，是同样可以求解的。

当底板分缝型式和荷载分布确定以后，底板下的地基反力和底板的内力分布仅与地基和底板的相对刚度有关，亦即与柔性指标 α 有关。水闸底板荷载主要有三种：一是均布荷载；二是由闸墩传给底板的集中荷载；三是由闸墩传给底板的力偶荷载，因此可以对几种典型的分缝方式按不同的荷载情况算出单位荷载作用下的地基反力和底板内力的计算系数。谈松曦编著的《水闸设计》（水利电力出版社，1986 年 2 月）一书中列出了三种分缝方式（每跨分缝、隔跨分缝、隔二跨分缝）等厚底板地基反力和底板内力的计算系数表，在实际工作中，只需要查表计算，比较方便。

查表法的方法详见谈松曦编著的《水闸设计》。

五、其他情况的水闸底板内力分析

1. 岩基上的水闸

对建筑在岩石地基上的水闸，由于岩基弹性模量较大，其单位面积上的沉降变形与所受压力之间的关系比较符合文克尔假

定，因此，闸底板的内力可按基床系数法进行计算。

2. 箱框式结构的水闸

箱框式结构的水闸包括涵洞式水闸、双层式水闸、胸墙与闸墩固支连接的胸墙式水闸等。箱框式结构由底板、闸墩、中部隔板或上部桥梁组成（图 6-15），底板受力比较复杂。

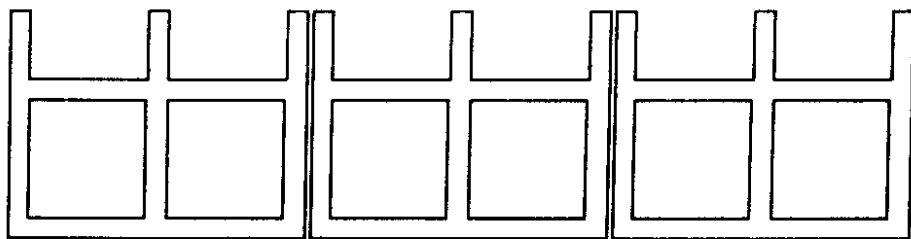


图 6-15 箱框式结构的闸室底板

在施工过程中，当箱框结构尚未形成以前（上部桥梁或中部隔板尚未浇筑时），底板单独承受部分闸墩荷载，这时可按弹性地基梁考虑，用郭氏法查表计算底板的内力。在箱形框架结构形成以后，继续增加的荷载则应由框架结构承受，此时应按弹性地基上的整体框架进行应力分析。闸底板上的最终应力应该是上述两个阶段内力的总和。以两跨的箱框式闸室为例，其荷载图式见图 6-16。第一阶段底板上的集中荷载 P_1 、 P_2 为中部隔板以下的边墩和中墩重量（包括中间隔板重），第二阶段箱框上的集中荷载 P'_1 、 P'_2 为中间板以上的墩重和上部其他结构重量，集中力矩 M_1 和剪力 Q_1 是中间隔板以上边墩承受的土压力所引起，中间隔板以下的水平分布荷载是两侧填土压力所引起，边荷载 q' 则是两侧的填土重量。

弹性地基上的整体框架结构可以用链杆法计算，也可以用逐次逼近法计算。

链杆法计算整体框架结构方法同平底板计算方法相同，箱框底板与地基接触面用等距离的 $2n$ 根链杆代替，由于结构左右对称，只有 n 个链杆的未知力 x_1 、 x_2 、 $\cdots$ 、 x_n ，然后将框架顶板与边墩的连接切开，在切口处增加三个未知内力 x_{n+1} 、 x_{n+2} 、 x_{n+3} ，分

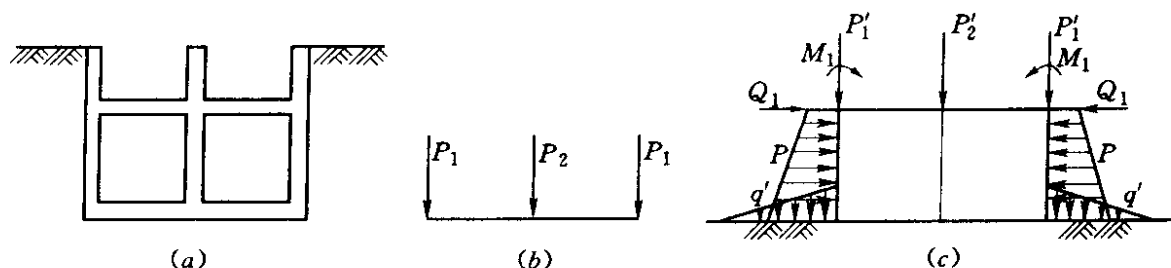


图 6-16 两跨箱框式闸室及荷载图

别代表未知轴向力、未知剪力和未知力矩，增加三个变位协调方程，把中墩作为理想的固定点，在对称荷载作用下，假想固定转角 $\varphi_0 = 0$ ，只有垂直变位 y_0 ；在反对称荷载作用下，垂直变位 $y_0 = 0$ ，只有转角 φ_0 ，利用变位协调方程和静力平衡方程组成 $n+4$ 个独立的方程式，可求解 $n+4$ 个未知反力。

逐次逼近法的基本原理是先假定地基反力分布（如按直线分布），根据框架外力平衡的条件，求得地基反力的具体数值；然后把它作为框架的已知荷载，用结构力学方法求框架各竖杆底端的轴向力 N 和内力矩 M ，再把这些内力作为底板上的荷载，同时考虑边荷载的影响，按弹性地基梁查郭氏表计算地基反力，把求得的地基反力分布与原来假定的地基反力分布进行比较，如果不符合，则把求得的地基反力分布再作为框架的已知荷载，计算框架的内力。重复上述计算步骤，直至前后两次所求得的地基反力分布基本一致为止。一般经过两次循环就可以获得比较满意的结果，最后一次算得的地基反力及结构内力就是所需求的解答。

【例 6-1】 用弹性地基梁法计算例题 5-1 的底板的内力。

1. 闸底板下地基反力的计算

计算不平衡剪力和进行剪力分配，必须先知道地基反力。在弹性地基反力未求出以前，可用弹性地基反力的平均值，即均匀分布的地基反力（垂直于水流方向）代替。因此，可用偏心受压公式(5-24)计算底板底面的地基反力。在计算式 $P_{\min} = \frac{\sum G}{A} \pm \frac{\sum M}{W}$ 中， $\sum M$ 应为全部荷载对底板底面垂直流向的形心轴的力矩之和。但在例题 5-1 中， $P_{\max}$ 、 $P_{\min}$ 都是上、下游齿墙底面处的基底压力，不

能用来分析底板的应力,必须重新计算底板底面处的基底压力,即如上所述, ΣM 必须是对底板底面形心轴的力矩之和。

完建期内无水平荷载,故例题 5-1 中相应时期的基底压力数值,可以直接用来计算不平衡剪力。设计洪水位情况下的基底压力值列表 6-12 计算如下 (图 6-17):

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{10.5}{2} - \frac{31920.5}{5944.9} \\
 &= 5.25 - 5.37 = -0.12 \text{ m (偏下游)} \\
 P_{\max} &= \frac{5944.9}{10.5 \times 10} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.12}{10.5} \right) \\
 &= 56.6(1 \pm 0.07) = \begin{matrix} 60.5 & \text{(下游端)} \\ 52.8 & \text{(上游端)} \end{matrix} \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

2. 不平衡剪力的计算

以胸墙与闸门之间的连接线为界 (闸门的侧边止水布置在偏上游侧),分闸室为上、下游段,各自承担其分段内的上部结构重力和其他荷载。现计算不平衡剪力如表 6-13。

3. 不平衡剪力分配值的计算

先求截面形心轴至截面底边的垂直距离 [图 6-18 (a)]

$$\bar{y} = \frac{1.0 \times 6.0 \times 4.3 + 1.1 \times 5.0 \times 0.55}{1.0 \times 6.0 + 1.1 \times 5.0} = 2.51 \text{ (m)}$$

用积分法直接分配不平衡剪力,根据式 (6-5) 得

$$\begin{aligned}
 J &= \frac{1}{3} \times 10 \times 2.51^3 - \frac{1}{3} \times 8.0 \times (2.51 - 1.1)^3 \\
 &\quad + \frac{1}{3} \times 1 \times 2.0 \times (6.0 - 1.41)^3 = 109.7 \text{ (m}^4\text{)} \\
 \Delta Q_{\text{底}} &= \frac{\Delta Q}{J} l \left[\frac{2}{3} f^3 - f^2 n + \frac{1}{3} n^3 \right] \\
 &= \frac{\Delta Q}{109.7} \times 5.25 \left[\frac{2}{3} \times 2.51^3 - 2.51^2 \times 1.41 \right. \\
 &\quad \left. + \frac{1}{3} \times 1.41^3 \right] = 0.12 \Delta Q \\
 \Delta Q_{\text{墩}} &= \Delta Q - 0.12 \Delta Q = 0.88 \Delta Q
 \end{aligned}$$

表 6-12 设计洪水情况作用荷载和力矩计算表 (对上游端 c 点求矩)

荷载名称	计 算 式	垂直力 (kN)		水平力 (kN)		力臂 (m)	力矩 (kN·m)		备 注
		↓	↑	→	←		$M_c \curvearrowleft$	$M_c \curvearrowright$	
闸室结构自重		7180.3					36904.5		
上游水压力 及浪压力	$P_1 = \frac{1}{2} \times 5.71$								浪压力近 似地按深水 浪计算
	$\times 5.05 \times 10 \times 10$								
	$P_2 = 10 \times 3.56 \times 0.8 \times 10$			1441.8		2.70	3892.9		
	$P_3 = \frac{1}{2} \times 10 \times 0.8^2 \times 10$			284.8		0.40	13.92		
				32.0		0.27	8.53		
下游水压力	$P_4 = \frac{1}{2} \times 10 \times 1.05^2 \times 10$				55.1	0.40		22.00	
	$P_5 = 10 \times 1.05 \times 0.05 \times 10$				5.25	0.025		0.10	
	$P_6 = 10 \times \frac{0.86}{0.55} \times 0.05$								
	$\times \frac{1}{2} \times 0.05 \times 10$				0.20	0.017		0.003	
浮托力			1305			5.18		6759.90	
渗透压力			1119.9					4092.5	
水 重		1189.5					1875.1		
合 计		8369.8	2424.9	1758.6	60.55		42795	10874.5	
		5944.9 ↓		1698.05 →			31920.52 ↘		

表 6-13 不平衡剪力计算表

单位: kN

荷载名称	完 建 情 况			设计洪水情况		
	上游段	下游段	小 计	上游段	下游段	小 计
结构重力	闸墩	988.08	2107.92	3096.0	988.08	2107.92
	底板	1103.725	2093.525	3197.3	1103.725	2093.525
	胸墙	155.6		155.6		
	公路桥		372.5	372.5		
	工作桥	88.0	88.0	88.0		
	检修便桥	90.5		90.5		
	钢闸门		67.5	67.5		
	启闭机	12.5	12.5	25.0	12.5	
	Σ	2438.4	4741.95	7180.4	2438.4	4741.95
水重力					1189.5	1189.5
扬压力					-450.5	-854.5
					-583.0	-536.9
地基反力	-2353.9	-4826.45	-7180.4	-1781.0	-4163.9	-5944.9
不平衡力	84.5↓	84.5↑	0	813.4↓	-813.4↑	0
不平衡剪力	84.5↑	84.5↓	0	813.4↑	813.4↓	0

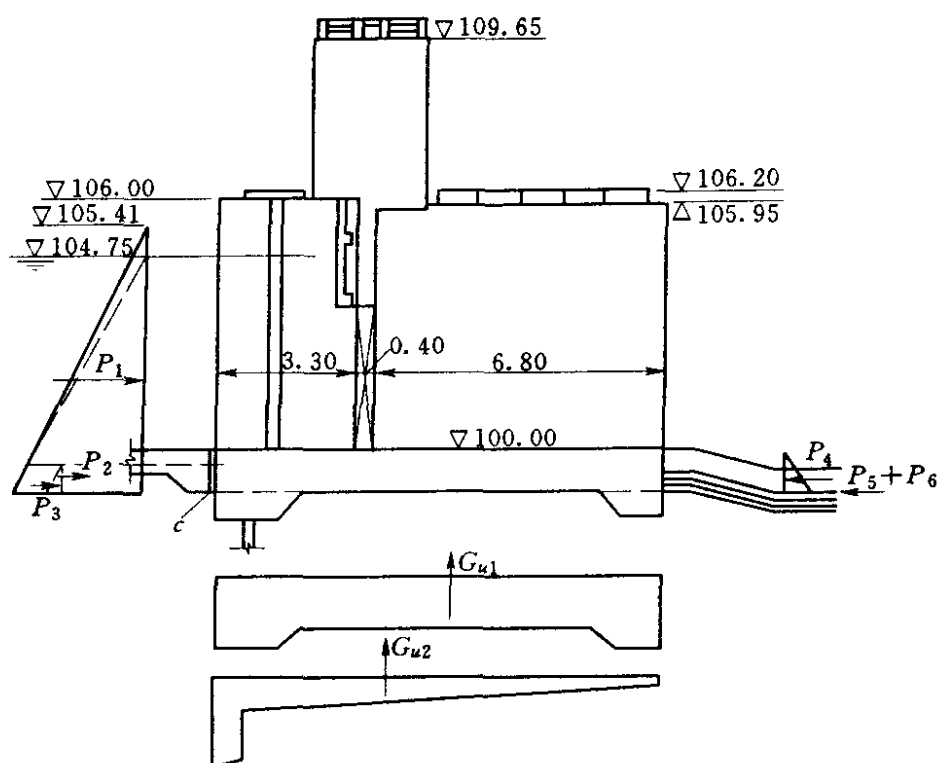


图 6-17 闸室底板底面基底压力计算简图 (单位: m)

4. 板条上荷载的计算

(1) 完建时期。

1) 上游段。

① 均布荷载

$$q = \frac{1103.7}{3.3 \times 10} - \frac{84.5 \times 0.12}{3.3 \times 10} = 33.14 \text{ (kN/m)} \downarrow$$

② 闸墩处集中荷载

$$P = \frac{988.1 + 155.6 + 88.0 + 90.5 + 12.5}{2 \times 3.3} - \frac{84.5 \times 0.88}{2 \times 3.3} = 190.96 \text{ (kN)} \downarrow$$

2) 下游段。

① 均布荷载

$$q = \frac{2093.5}{7.2 \times 10} + \frac{84.5 \times 0.12}{7.2 \times 10} = 29.22 \text{ (kN/m)} \downarrow \text{ (门重未计入)}$$

② 闸墩处集中荷载

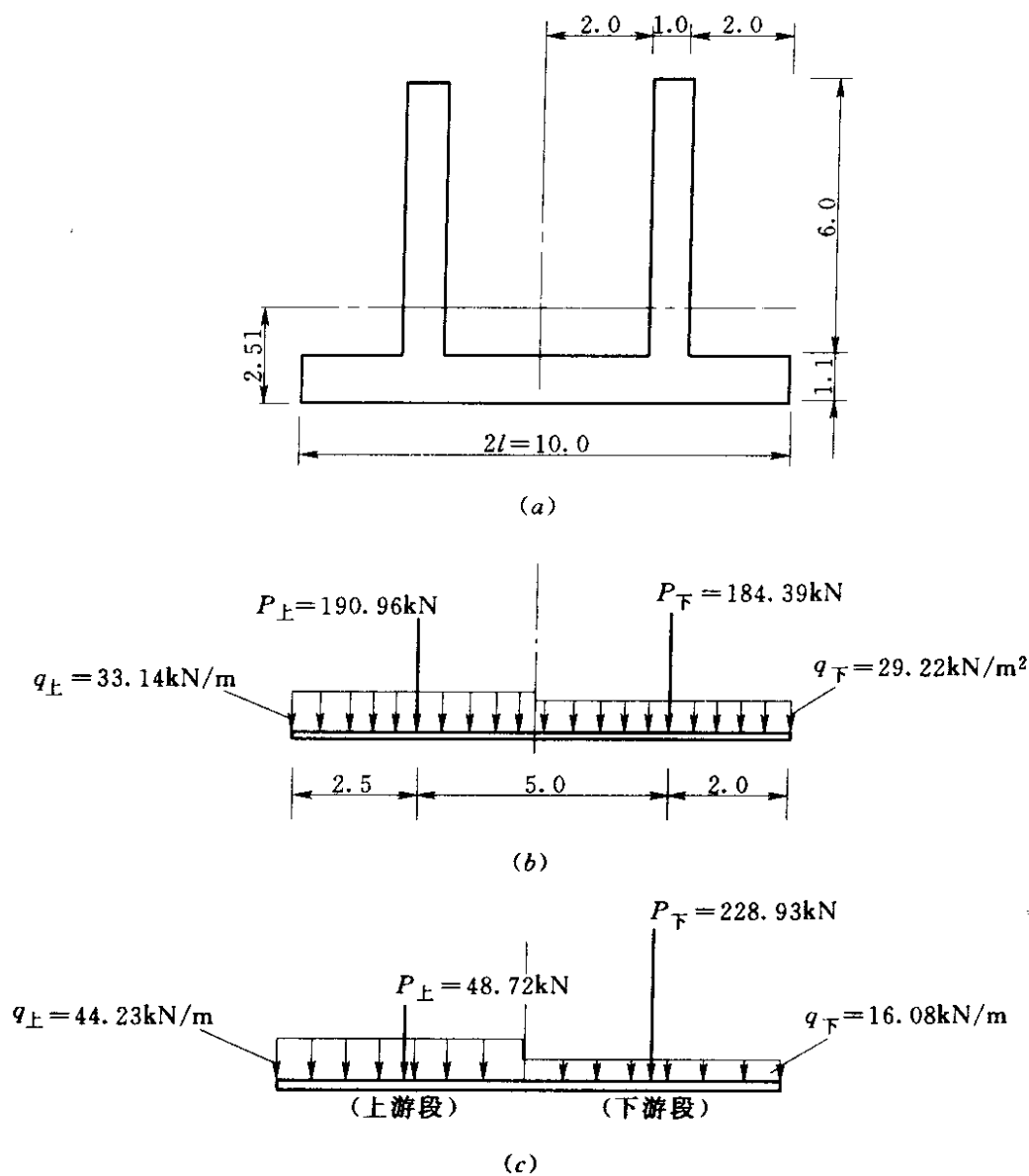


图 6-18 板条上荷载计算图 (单位: m)

(a) 板条; (b) 完建时期; (c) 设计洪水位情况

$$P = \frac{2107.9 + 372.5 + 88.0 + 12.5}{7.2 \times 2} + \frac{84.5 \times 0.88}{7.2 \times 2} = 184.39 \text{ (kN)} \downarrow$$

(2) 设计洪水位情况。

1) 上游段。

① 均布荷载

$$q = \frac{1103.7}{3.3 \times 10} + \frac{1189.5}{3.3 \times 8.0}$$

$$= \frac{450.5 + 583.0}{3.3 \times 10} - \frac{813.4 \times 0.12}{3.3 \times 10}$$

$$= 44.23 \text{ (kN/m)} \downarrow$$

② 闸墩集中荷载

$$P = (\text{闸墩及其上部结构重力}) - (\text{均布荷载中多算的水的重力}) - (\text{不平衡剪力分配值})$$

$$= \frac{988.1 + 155.6 + 88.0 + 90.5 + 12.5}{3.3 \times 2}$$

$$- \frac{1189.5}{3.3 \times 8.0} \times 1.0 - \frac{813.4 \times 0.88}{3.3 \times 2}$$

$$= 48.72 \text{ (kN)} \downarrow$$

2) 下游段。

① 均布荷载

$$q = \frac{2093.5 - 450.5 - 583.0}{7.2 \times 10}$$

$$+ \frac{813.4 \times 0.12}{7.2 \times 10} = 16.08 \text{ (kN/m)} \downarrow$$

② 闸墩处集中荷载

$$P = \frac{2107.9 + 372.5 + 88.0 + 12.5}{7.2 \times 2}$$

$$+ \frac{813.4 \times 0.88}{7.2 \times 2} = 228.93 \text{ (kN)} \downarrow$$

将以上求得的板条上荷载绘于图 6-18 (b) 中。

5. 边荷载计算

岸墙按重力式挡土墙方案计算其底面基底压力，墙后基坑开挖线如图 6-19 所示。边荷载计算如下：

(1) 完建期。边墙按平面问题考虑。根据计算结果（计算过程略），边墙基底压力为 $P_{\max} = 117.6 \text{ kN/m}^2$ （靠土侧）， $P_{\min} = 110.7 \text{ kN/m}^2$ （临水侧），取其平均值为边荷载的一部分，即 $\bar{P} = \frac{117.6 + 110.7}{2} = 114.2 \text{ kN/m}^2$ 。如图 6-19 所示，将大部分基底压

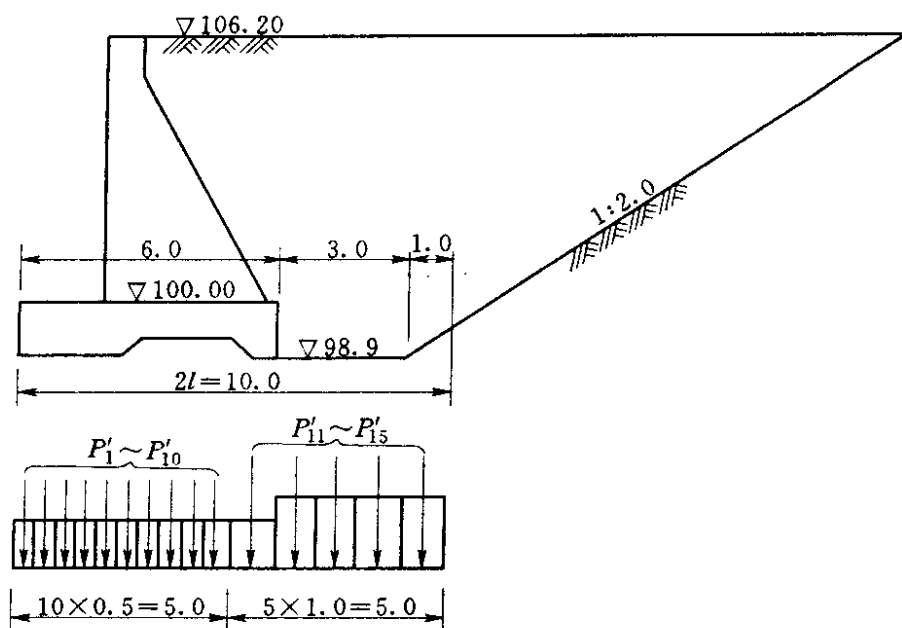


图 6-19 边荷载计算示意图之一 (单位: m)

力转换为 10 个集中荷载 (左侧为相邻闸段, 边荷载另行计算)。\$P_1 \sim P_{10}\$ 的荷载作用宽度各为 \$0.1l = 0.5\text{m}\$, 故 \$P'_1 \sim P'_{10} = 114.2 \times 0.5 \times 1.0 = 57.1 \text{ kN}\$。另一小部分与墙后填土重力一起组合成 5 个集中荷载。填土重力为 \$(6.2 + 1.1) \times 18 = 131.4 \text{ (kN/m}^2\text{)} > \bar{P} = 114.2 \text{ kN/m}^2\$。因此 \$P_{11}\$ 与 \$P_{15}\$ 按 \$131.4 \text{ kN/m}^2\$ 考虑时, 均大于其各自的实际数值, 但为简化计算, 仍取用 \$131.4 \text{ kN/m}^2\$。\$P_{11} \sim P_{15}\$ 的荷载作用宽度各为 \$0.2l = 1.0\text{m}\$, 故 \$P'_{11} \sim P'_{15} = 131.4 \times 1.0 \times 1.0 = 131.4 \text{ (kN)}\$。

左侧相邻闸段的基底压力: 上游段 \$P_{\text{上}} = \left[72.7 + \left(\frac{72.7 - 64.1}{10.5} \times 7.2 + 64.1 \right) \right] / 2 = 71.3 \text{ (kN/m}^2\text{)}\$, 下游段 \$P_{\text{下}} = [64.1 + (5.9 + 64.1)] / 2 = 67.05 \text{ (kN/m}^2\text{)}\$。然后按上述方法将之转换为 15 个集中边荷载 (图 6-20), 其中上游段的 10 个边荷载的数值 \$P''_1 \sim P''_{10} = 71.3 \times 0.5 \times 1.0 = 35.7 \text{ (kN)}\$, 另外 5 个为 \$P''_{11} \sim P''_{15} = 71.3 \times 1.0 \times 1.0 = 71.3 \text{ (kN)}\$。下游段内 \$P''_1 \sim P''_{10} = 67.05 \times 0.5 \times 1.0 = 33.5 \text{ (kN)}\$, \$P''_{11} \sim P''_{15} = 67.1 \text{ (kN)}\$。

(2) 设计洪水位情况。

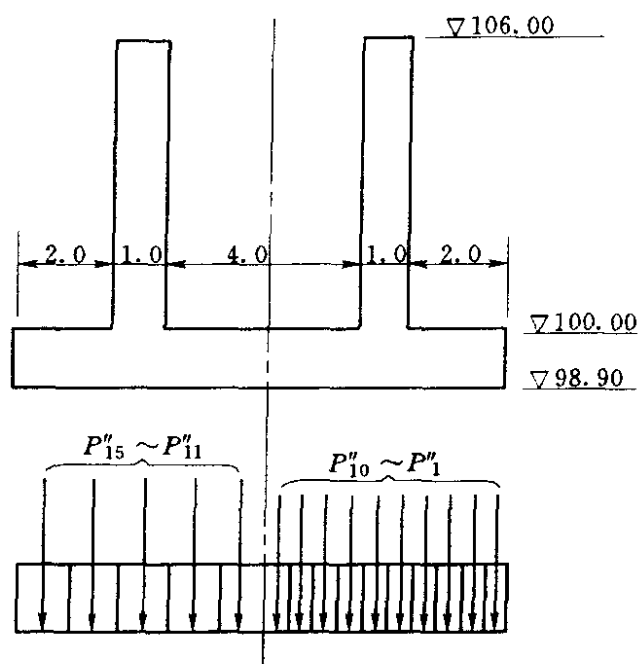


图 6-20 边荷载计算示意图之二
(单位: m)

1) 边墙侧。

①上游段。根据计算结果 (计算过程略), 边墙平均基底压力 $P_{\pm} = \frac{95.7 + 79.24}{2} = 87.5 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ 。 $P'_1 \sim P'_{10} = 87.5 \times 0.5 \times 1.0 = 43.8 \text{ (kN)}$ 。墙后填土重为 $3.8 \times 18 + 3.5 \times 10 = 103.4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$, 故 $P'_{11} \sim P'_{15} = 103.4 \times 1.0 \times 1.0 = 103.4 \text{ (kN)}$ 。

②下游段。边墙平均基底压力 $P_{\mp} = \frac{91.5 + 75.03}{2} = 83.3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ 。 $P''_1 \sim P''_{10} = 83.3 \times 0.5 \times 1.0 = 41.7 \text{ (kN)}$ 。 $P''_{11} \sim P''_{15} = 103.4 \text{ (kN)}$ 。

2) 相邻闸段侧。根据本例题的计算成果, 闸室基底压力为 $P_{\max} = 60.5 \text{ kN/m}^2$ (下游端), $P_{\min} = 52.8 \text{ kN/m}^2$ (上游端), 故

①上游段。相邻闸段的平均基底压力为

$$\begin{aligned} \bar{P} &= \frac{52.8 + \left(\frac{60.5 - 52.8}{10.5} \times 3.3 + 52.8 \right)}{2} \\ &= 54.01 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

将其转换为集中边荷载，其中 10 个为 $P''_1 \sim P''_{10} = 54.01 \times 0.5 \times 1.0 = 27.0 \text{ kN}$ ， $P''_{11} \sim P''_{15} = 54.01 \times 1.0 \times 1.0 = 54.01 \text{ (kN)}$ 。

②下游段。相邻闸段的平均基底压力为 $P = [60.5 + (52.8 + 2.42)] / 2 = 57.9 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ 。换算成集中边荷载后， $P''_1 \sim P''_{10} = 57.9 \times 0.5 \times 1.0 = 28.95 \text{ (kN)}$ ，另外 5 个为 $P''_{11} \sim P''_{15} = 57.9 \times 1.0 \times 1.0 = 57.9 \text{ (kN)}$ 。

6. 弯矩计算

先按式 (6-19) 计算梁的柔性指数。查表 6-19 和表 6-11 得 $E_0 = 5000 \text{ kN/m}^2$ ；取 $E_h = 2.30 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ ，故

$$t = 10 \times \frac{5000}{2.3 \times 10^7} \times \left(\frac{5.0}{1.1} \right)^3 = 0.2 < 1.0$$

按绝对刚性梁查郭氏表及边荷载表，荷载参见图 6-18、图 6-19 及图 6-20。

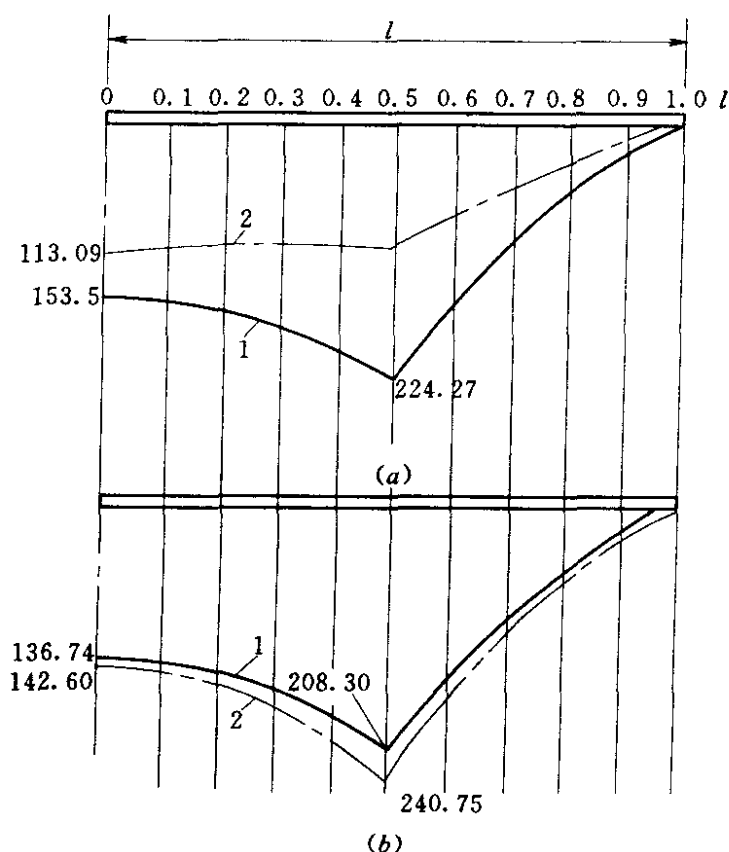


图 6-21 底板弯矩图 (单位: $\text{kN} \cdot \text{m}$)

(a) 上游段; (b) 下游段

1—完建期; 2—设计洪水情况

表 6-14

闸底板弯矩计算表

段 别	弯 矩 系 数 M				板带上荷载产生的弯矩值 M (kN·m)							
	板带上荷载		边 荷 载		完 建 时 期		设计洪水位情况					
	均布荷载 q	集中荷载 P ($a = \pm 0.5$)	P'		P''		$q_{\uparrow} =$ 33.41 $q_{\downarrow} =$ 29.22	$P_{\uparrow} =$ 190.96 $P_{\downarrow} =$ 184.39	$q_{\uparrow} =$ 44.23 $q_{\downarrow} =$ 16.08	$P_{\uparrow} =$ 48.72 $P_{\downarrow} =$ 228.93	Σ	
			(3)	(3)'	(4)	(4)'						
												Σ
(1)	(2)	(3)	(3)'	(4)	(4)'	(5) = (1) $\times$ ql^2	(6) = (2) $\times Pl$	(7) = (5) + (6)	(8) = (1) $\times$ ql^2	(9) = (2) $\times Pl$	(10) = (8) + (9)	
ξ	(1)	(2)	(3)	(3)'	(4)	(4)'	(5) = (1) $\times$ ql^2	(6) = (2) $\times Pl$	(7) = (5) + (6)	(8) = (1) $\times$ ql^2	(9) = (2) $\times Pl$	(10) = (8) + (9)
上 游 段	0.0	0.137	0.14	(-4.3)	-31.4	(-4.3)	114.4	133.7	248.1	151.49	34.1	185.59
	0.1	0.135	0.14	(-4.3)	-32.2	(-4.1)	112.8	133.7	246.5	149.28	34.1	183.38
	0.2	0.129	0.15	(-4.1)	-32.0	(-3.7)	107.7	143.2	250.9	142.64	36.5	179.40
	0.3	0.120	0.17	(-3.8)	-30.7	(-3.4)	100.2	162.3	262.5	132.69	41.4	174.09
	0.4	0.108	0.19	(-3.5)	-28.1	(-3.0)	90.2	181.4	271.6	119.42	46.3	165.72
	0.5	0.093	0.22	(-3.0)	-24.6	(-2.3)	77.7	210.1	287.8	102.83	53.6	156.43
	0.6	0.075	0.16	(-2.2)	-20.1	(-1.8)	62.6	152.8	215.4	82.93	39.0	121.93
	0.7	0.055	0.10	(-1.7)	-14.3	(-1.2)	45.9	95.5	141.4	60.82	24.4	85.22
	0.8	0.034	0.05	(-0.9)	-8.1	(-0.7)	28.4	47.7	76.1	37.60	12.2	49.80
	0.9	0.014	0.02	(-0.3)	-2.8	(-0.2)	11.7	19.1	30.8	15.48	4.9	20.38
1.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	

续表

段 别	弯 矩 系 数 M				板带上荷载产生的弯矩值 M (kN·m)								
	板带上荷载		边 荷 载		完 建 时 期		设计洪水情况						
	均布荷载 q	集中荷载 P ($a=$ ± 0.5)	P'	P''	$q_{\perp}=$ 33.41 $q_{\nabla}=$ 29.22	$P_{\perp}=$ 190.96 $P_{\nabla}=$ 184.39	$q_{\perp}=$ 44.23 $q_{\nabla}=$ 16.08	$P_{\perp}=$ 48.72 $P_{\nabla}=$ 228.93					
									Σ				
ξ	(1)	(2)	(3)	(3)'	(4)	(4)'	(5) $=$ (1) $\times$ ql^2	(6) $=$ (2) $\times Pl$	(7) $=$ (5) + (6)	(8) $=$ (1) $\times$ ql^2	(9) $=$ (2) $\times Pl$	(10) $=$ (8) + (9)	
下 游 段	0.0	0.137	0.14	-31.4	(-4.3)	-31.4	(-4.3)	100.1	129.1	229.2	55.1	160.3	215.4
	0.1	0.135	0.14	-32.2	(-4.3)	-29.5	(-4.1)	98.6	129.1	227.7	54.3	160.3	214.6
	0.2	0.129	0.15	-32.0	(-4.1)	-27.2	(-3.7)	94.2	138.3	232.5	51.9	171.7	223.6
	0.3	0.120	0.17	-30.7	(-3.8)	-24.1	(-3.4)	87.7	156.7	244.4	48.2	194.6	242.8
	0.4	0.108	0.19	-28.1	(-3.5)	-20.4	(-3.0)	78.9	175.2	254.1	43.4	217.5	260.9
	0.5	0.093	0.22	-24.6	(-3.0)	-16.2	(-2.3)	67.9	202.8	270.7	37.4	251.8	289.2
	0.6	0.075	0.16	-20.1	(-2.2)	-12.2	(-1.8)	54.8	147.5	202.3	30.2	183.1	213.3
	0.7	0.055	0.10	-14.3	(-1.7)	-8.1	(-1.2)	40.2	92.2	132.4	22.1	114.5	136.6
	0.8	0.034	0.05	-8.1	(-0.9)	-4.8	(-0.7)	24.8	46.1	70.9	13.7	57.2	70.9
	0.9	0.014	0.02	-2.8	(-0.3)	-1.4	(-0.2)	10.2	18.4	28.6	5.6	22.9	28.5
	1.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

续表

边荷载产生的弯矩 M_B (kN·m)												备 注
完 建 时 期				设 计 洪 水 位 情 况				弯矩总和 (kN·m)				
								(M+0.5M _B)				
								设计洪水 位情况				
								完建时期				
ξ	$P'_1=P'_2=$... P'_{10} =57.1	$P''_1=...$ $P''_{11}=35.7$ (上) $P''_1=...$ $P''_{14}=33.5$ (下)	$P'_{11}=P'_{12}$ =...= $P'_{15}=131.4$	$P''_1=...$ $P''_{15}=71.3$ (上) $P''_1=...$ $P''_{15}=621$ (下)	$P'_1=P'_2=...$ $P'_{10}=43.8$ (上) $P'_1=...$ $P'_{10}=41.7$ (下)	$P''_1=...$ $P''_{10}=27.6$ (上) $P''_1=...$ $P''_{10}=28.95$ (下)	$P''_{11}=...$ $P''_{15}=103.4$ (上) $P''_{11}=...$ $P''_{15}=103.4$ (下)	$P''_{11}=...$ $P''_{15}=54.01$ (上) $P''_{11}=...$ $P''_{15}=57.9$ (下)	19= (7) +0.5 [(11) + (12) + (13) + (14)]	20= (10) +0.5 [(15) + (16) + (17) + (18)]	① P'_1 ... P'_{10} 系 计算闸 段右边荷 载, P'_{11} ... P'_{10} 系 左边的 荷载; ② (3) 项内弧值 $P_{11} \sim$ P_{15} 的弯 矩系数	
上 游 段	0.0 -89.65 -91.93 -91.36 -87.65 -80.22 -70.23 -57.39 -40.83 -23.13 -7.99 0	-56.05 -52.66 -48.55 -43.02 -36.41 -28.92 -21.78 -14.46 -8.57 -2.50 0	-28.25 -28.25 -26.94 -24.97 -23.00 -19.71 -14.45 -11.17 -5.91 -1.97 0	-15.33 -14.62 -13.19 -12.12 -10.70 -8.20 -6.42 -4.28 -2.50 -0.71 0	-68.77 -70.52 -70.08 -67.23 -61.54 -53.87 -44.02 -31.32 -17.74 -6.13 0	-42.39 -39.83 -36.72 -32.54 -27.54 -21.87 -16.47 -10.94 -6.48 -1.89 0	-22.23 -22.23 -21.20 -19.65 -18.10 -15.51 -11.37 -8.79 -4.65 -1.55 0	-11.61 -11.07 -9.99 -9.18 -8.10 -6.21 -4.86 -3.24 -1.89 -0.54 0	153.5 152.77 160.88 178.62 196.44 224.27 165.38 106.03 56.05 24.21 0	113.09 111.59 110.41 109.79 108.08 107.70 83.57 58.08 34.42 15.33 0		

续表

段 别	边荷载产生的弯矩 M_B (kN · m)										弯矩总和 (kN · m)		备 注
	完 建 时 期			设 计 洪 水 位 情 况							(M+0.5 M_B)		
	$P'_1=P'_2=$... $=P'_{10}$ $=57.1$	$P''_1=...$ $P''_{11}=35.7$ (上) $P''_1=...$ $P''_{14}=33.5$ (下)	$P'_{11}=P'_{12}$ $=...$ $P'_{15}=$ 131.4	$P''_1=...$ $P''_{15}=71.3$ (上) $P''_{11}=...$ $P''_{15}=621$ (下)	$P'_1=P'_2=...$ $=P'_{10}=43.8$ (上) $P''_1=...$ $P''_{10}=41.7$ (下)	$P''_1=...$ $P''_{10}=27.6$ (上) $P''_{11}=...$ $P''_{10}=28.95$ (下)	$P''_1=...$ $P''_{15}=103.4$ (上) $P''_{11}=...$ $P''_{15}=103.4$ (下)	$P''_1=...$ $P''_{15}=54.01$ (上) $P''_{11}=...$ $P''_{15}=57.9$ (下)	完建时期	设计洪水 位情况			
	11= (3) × 0.01 $P'l$	12= (4) × 0.01 $P''l$	13= (3)' × 0.01 $P'l$	14= (4)' × 0.01 $P''l$	15= (3) × 0.01 $P'l$	16= (4) × 0.01 $P''l$	17= (3)' × 0.01 $P'l$	18= (4)' × 0.01 $P''l$	19= (7) +0.5 [(11) + (12) + (13) + (14)]	20= (10) +0.5 [(15) + (16) + (17) + (18)]			
0.0	-89.65	-52.60	-28.25	-14.43	-65.47	-45.45	-22.23	-12.45	136.74	142.6	① P'_{11} ... P'_{10} 系 计算右边 段的右边 荷载, P'_{11} ~ P'_{10} 系 左边的 荷载; ② (3) 项括弧 内数值 P_{11} ~ P_{15} 的 弯矩 系数		
0.1	-91.93	-49.41	-28.25	-13.76	-67.14	-42.70	-22.23	-11.87	136.03	142.63			
0.2	-91.36	-45.56	-26.94	-12.41	-66.72	-39.37	-21.20	-10.71	144.37	154.60			
0.3	-87.65	-40.37	-24.97	-11.41	-64.01	-34.88	-19.65	-9.84	162.2	178.61			
0.4	-80.22	-34.17	-23.00	-10.07	-58.59	-29.53	-18.10	-8.69	180.37	203.45			
0.5	-70.23	-27.14	-19.71	-7.72	-51.29	-23.45	-15.51	-6.66	208.30	240.75			
0.6	-57.39	-20.44	-14.45	-6.04	-41.91	-17.66	-11.37	-5.21	153.14	175.23			
0.7	-40.83	-13.57	-11.17	-4.03	-29.82	-11.72	-8.79	-3.47	97.60	109.7			
0.8	-23.13	-8.04	-5.91	-2.35	-16.89	-6.95	-4.65	-2.03	51.19	55.64			
0.9	-7.99	-2.35	-1.97	-0.67	-5.84	-2.03	-1.55	-0.58	22.11	23.5			
1.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
下游段													

根据板条上荷载与边荷载情况和数值，查附录Ⅳ及Ⅴ，得各有关断面的弯矩系数 $\bar{M}$ ，并计算各个时期的弯矩值。查表计算的成果汇列于表 6-14。

在施工安排上，一般按照先重后轻的原则，边墙的施工在前，并回填部分填土，但中间两个闸段多采用交错浇筑上升的方法，难以绝对划分建成的先后。故边荷载的考虑应从实际情况出发，既要保证安全，又不致使内力过大。根据计算，本工程的边荷载都是使计算闸段的正弯矩有所减少的，如全然不计边荷载的影响，弯矩值将很大，而且也不甚合理。加以考虑到砂壤土接近于砂类土，故表 6-14 的第 (19) 项和第 (20) 项的弯矩总和是按板条上荷载产生的弯矩值与边荷载所引起的弯矩值的 50% 之和计算的。

将表 6-14 中弯矩总和数值绘于图 6-21 中。

第三节 闸墩设计

闸墩的主要荷载是结构自重（包括上部结构的重量）和水推力，在顺水流和垂直水流两个方向受力。在地震区，还有地震惯性力。

闸墩构造型式，最常见的有实体闸墩和排架与实体相结合的闸墩。就闸门传递水推力的方式而言，有平面闸门的分散传递方式和弧形闸门的集中传递方式。闸门位置可以偏在上游或偏在下游。它们都在不同程度上影响闸墩在顺水流方向的应力分布。

闸墩在垂直水流方向的外力作用下，可以当作一个固支于底板上的悬臂梁或框架（视上部结构与闸墩的连接情况而定），取单位宽度用材料力学方法进行应力计算。但在顺水流方向的外力作用下的闸墩应力分析是一个比较复杂的计算问题，因为这时不能再把闸墩看作一个杆件，而是一个实体结构，要用弹性理论的方法才能作比较准确的应力计算。但是由于水闸的挡水水头低，闸墩的应力比较低（与材料的允许应力比较而言），没有必要进行精确的应力计算，通常仍把它当作固支于底板上的悬臂梁，用材料

力学方法进行近似地进行计算。个别主拉应力集中的部位，例如弧形闸门的支承体周围，才需采用较精确的方法进行计算，以便于合理配筋，避免发生裂缝，确保闸墩安全。

闸墩的结构计算，一般考虑以下几种计算工况。

(1) 正常或非常挡水时期闸门全关的情况，闸墩承受最大的上、下游水位差的水压力、闸墩及其上部结构重力，这时平面闸门闸墩应验算闸墩底部正应力和门槽应力；弧形闸门闸墩应验算牛腿及整个闸墩的应力，特别是闸墩支座附近的应力。

(2) 当一孔检修，而邻孔关闭或正常开门泄流，或正常、非常挡水时期个别闸门部分开启，闸墩两侧产生水位差，闸墩承受侧向水压力、闸墩和上部结构的重力，此时应验算闸墩底部的垂直水流方向的应力，弧形闸门闸墩还应验算不对称受力状态时的应力。

(3) 正常挡水时期闸门全关并遭遇强烈地震的情况，此时主要核算垂直水流方向的应力分布。

上述第(1)和第(2)种情况可以作为基本荷载组合，第(3)种情况作为特殊荷载组合。

一、平面闸门闸墩的应力计算

1. 闸墩底面的正应力计算

将闸墩作为固接于闸底板的悬臂梁，按材料力学偏心受压构件计算其接触正应力。

(1) 纵向（顺水流向）正应力计算。如图 6-22 所示，闸墩底面纵向正应力按下式计算：

$$\sigma_{\max}^{\min} = \frac{\sum G}{A} \pm \frac{\sum M_I}{I_I} \frac{L}{2} \quad (6-27)$$

式中： $\sum G$ 为作用于闸墩上的竖向力总和（包括闸墩自重）； A 为闸墩底面积； $\sum M_I$ 为作用于闸墩上的各个作用荷载对墩底截面形心轴 I—I 的力矩总和； I_I 为墩底截面对其形心轴 I—I 的惯性矩； L 为闸墩顺水流方向的长度。

(2) 墩底横向正应力计算。横向正应力仍按材料力学偏心受压

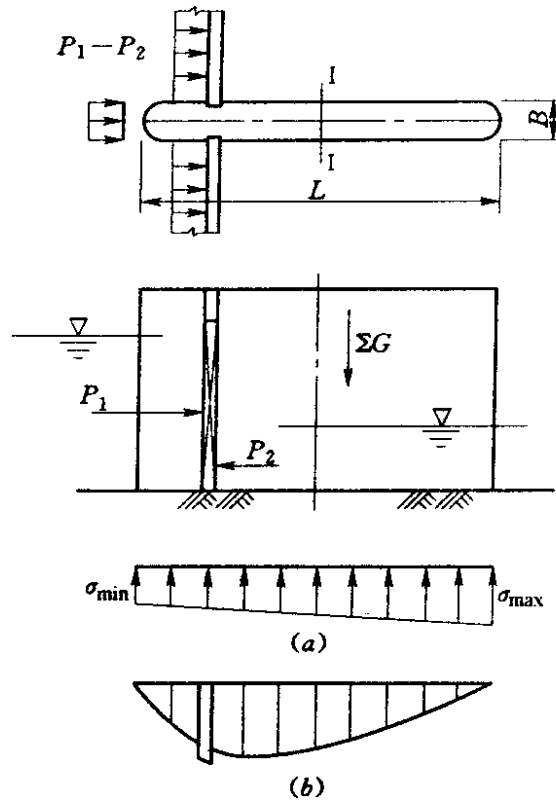


图 6-22 墩底纵向正应力计算图
(a) 正应力分布图；(b) 剪应力分布图

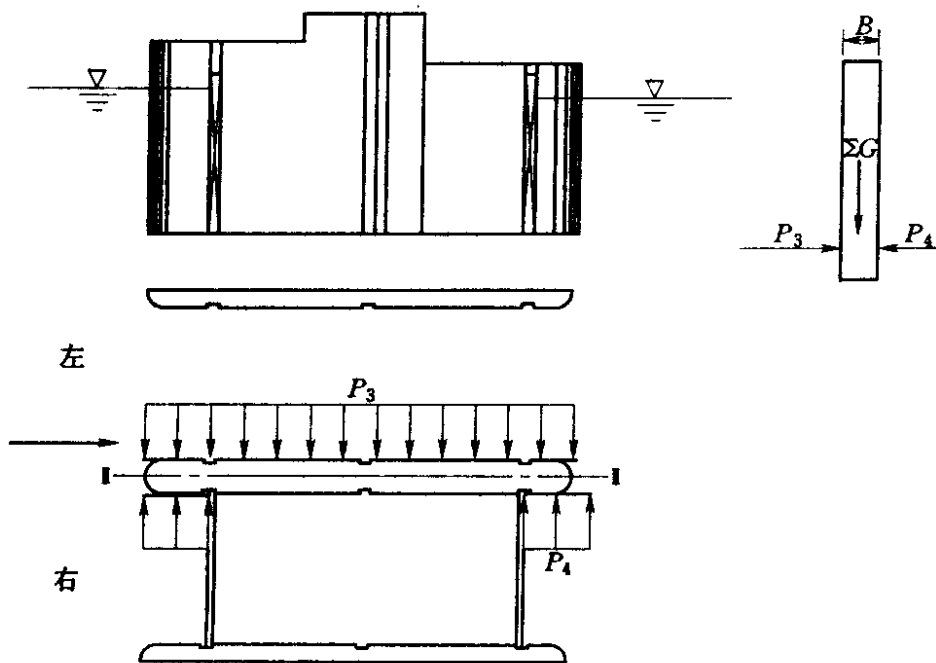


图 6-23 墩底横向正应力计算图

公式进行计算，如图 6-23 所示。其正应力为：

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{\sum G}{A} \pm \frac{\sum M_1}{I_1} \frac{B}{2} \quad (6-28)$$

式中： $\sum M_1$ 为横向水压力对墩底截面形心轴 II—II 的力矩总和； I_1 为墩底截面对其形心轴 II—II 的惯性矩；其余符合意义同前。

算出的正应力不能超过材料的容许应力。

2. 墩底水平截面上的剪应力计算

与正应力计算一样，墩底水平截面因有两个方向的水平力作用，故有两个方向的剪应力，亦可采用材料力学计算公式：

$$\tau_1 = \frac{Q_1 S_1}{I_1 b} \quad (6-29)$$

$$\tau_2 = \frac{Q_2 S_2}{I_1 b} \quad (6-30)$$

式中： τ_1 为截面上某点顺水流方向的剪应力； τ_2 为截面上某点垂直水流方向的剪应力； Q_1 为截面上顺水流方向的剪力； Q_2 为截面上垂直水流方向的剪力； S_1 为截面某纤维层以外的面积对形心 I—I 的面积矩； S_2 为截面某纤维层以外的面积对形心 II—II 的面积矩； b 为剪应力计算处纤维层的厚度； L 为截面顺水流向长度。

3. 边墩（包括缝墩）墩底的主拉应力计算

闸门关闭时，上下游水位差较大，由于边墩（缝墩）受力不对称（图 6-24），墩底受纵向剪力和扭矩的共同作用，可能产生较大的主拉应力。

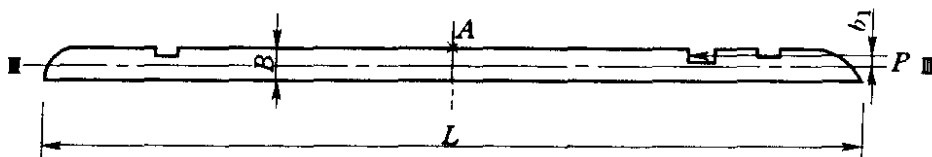


图 6-24 边墩墩底主拉应力计算图

此时，闸墩边缘 A 点的最大的扭剪应力 $\tau_{3\max}$ 可近似地用下列公式计算：

$$\tau_{3\max} = \frac{M_n}{0.4B^2L} = \frac{Pb_1}{0.4B^2L} \quad (6-31)$$

式中： M_n 为水平力对形心轴的扭矩； P 为半扇闸门传来的水压力； b_1 为 P 至边墩（缝墩）形心轴Ⅲ—Ⅲ的距离。

此时，纵向剪应力的近似值为：

$$\tau = \frac{3}{2} \frac{P}{BL} \quad (6-32)$$

根据材料力学方法， A 点的主拉应力为：

$$\sigma_{zL} = \frac{\sigma}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma^2 + 4(\tau_3 + \tau)^2} \quad (6-33)$$

式中： σ 为边墩的正应力， $\sigma = \Sigma G / BL$ 。

4. 门槽应力的验算

门槽颈部因受闸门传来的水压力而可能受拉，应进行验算，以确定配筋量。计算时在门槽处截取脱离体（取上游段闸墩或下游段闸墩均可），如图 6-25 所示，将闸墩及其上部结构的重力、水压力以及墩底水平截面上的纵向正应力和剪应力作为外荷载施加于脱离体，根据静力平衡条件，求出作用于门槽截面 BE 中心的正交

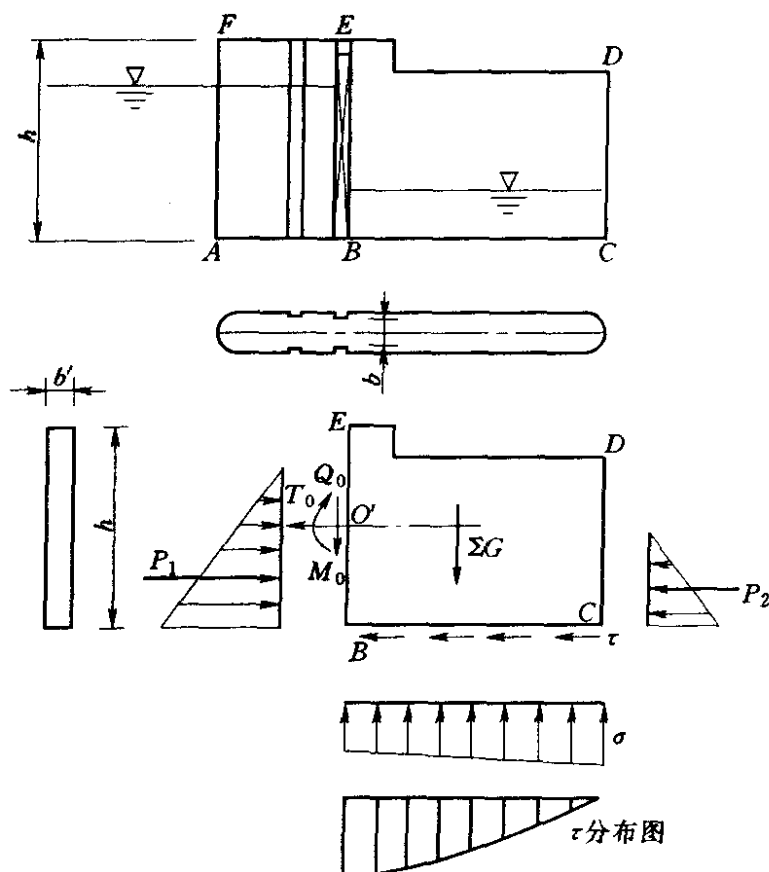


图 6-25 门槽应力计算图

力 T_0 和力矩 M_0 ，然后按材料力学偏心受压公式算出门槽应力：

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{T_0}{A} \pm \frac{M_0}{I} \frac{h}{2} \quad (6-34)$$

式中： T_0 为作用于脱离体上水平作用力的总和； A 为门槽截面 BE 的面积， $A=b'h$ ， b' 为门槽颈部厚度； M_0 为全部荷载对门槽截面中心 O' 的力矩和； I 为门槽截面对中心轴的惯性矩， $I=b'h^3/12$ ； h 为门槽高度。

根据门槽应力计算结果，一般情况下门槽上部为压应力，下部为拉应力，若拉应力没有超过混凝土的容许拉应力，可按构造配筋，否则按钢筋混凝土轴心受拉构件进行结构配筋。

二、弧形闸门闸墩的应力计算

弧形闸门上作用的水压力，通过凸出于闸墩边缘的牛腿集中传递于闸墩，远离牛腿的应力仍可以近似的采用平面闸门闸墩的计算方法进行计算，但牛腿附近的应力集中现象必须采用弹性理论进行分析。1981 年我国傅作新教授和沈潜民工程师把闸墩当作底部固定的矩形板，用有限元法对两种常用高宽比的闸墩（1：1.6 和 1：2.0），分别计算了各种单位荷载（包括平行于闸墩的单位力 P 、垂直于闸墩平面的单位力以及垂直于闸墩平面的单位力矩 M ）作用下闸墩各点的应力，并编制了计算用表，对高宽比相同但绝对尺寸不同的闸墩，可按相似关系换算公式直接查表计算，采用的计算简图比较接近实际。首先假定闸墩为固定于底板，而其他三边自由的矩形平板，同时考虑下述情况：

（1）闸门支座处厚度加大的因素，拟定该处厚度等于闸墩厚度的 2.2 倍（中闸墩）和 1.7 倍（边闸墩）。

（2）闸门作用力的作用点位于闸门支座的左下角，该点与角点的水平距离和垂直距离都等于 b_1 ， b_1 等于闸墩高度的 3/10 或 2/10，如图 6-26。

（3）考虑闸墩在支座处分别作用集中力 P_x 、 P_y 、 P_z 和集中力偶 M_x 、 M_y ，其中 P_x 和 P_y 引起闸墩的平面应力，而 P_z 、 M_x 、 M_y 则引起闸墩的弯曲和扭转。

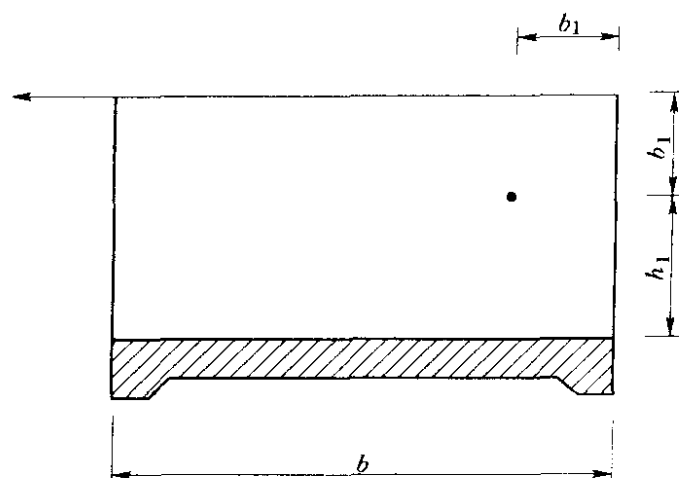


图 6-26 闸门作用点位置

采用有限元~位移法计算闸墩的应力，分别采用矩形平面单元和矩形平板单元。

矩形平面单元每个角点——结点有两个未知位移值 (U_i 、 V_i) [图 6-27 (a)]。矩形平板单元的每个角点——结点有三个未知位移值 (W_i 、 θ_{xi} 、 θ_{yi}) [图 6-27 (b)]。

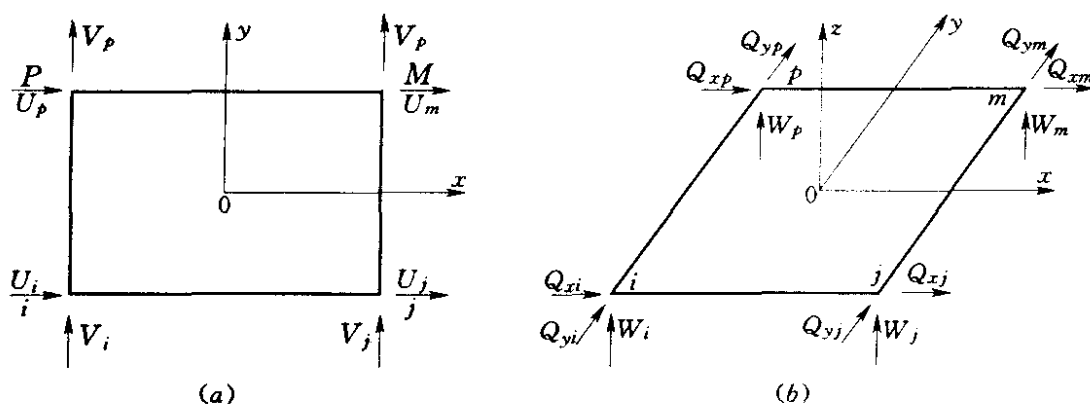


图 6-27 平面单元和矩形平板单元

根据单元的力学分析，可以把单元的内力和应力用结点位移来表示，建立各结点的静力平衡方程，可求出各结点的位移，并进而求出各单元的内力和应力。对于矩形单元而言，单元中心点的应力具有最好的精度。所以在计算表中给出了各单元中点的应力分量。

为了反映闸门支座附近应力集中的影响，采用两种不同的矩

形网格，如图 6-28 所示。

48	43	38	33	28	23	13	9	5	1
						14	10	6	2
49	44	39	34	29	24	15	11	7	3
						16	12	8	4
50	45	40	35	30	25	20	17		
51	46	41	36	31	26	21	18		
52	47	42	37	32	27	22	19		

图 6-28 考虑应力集中的影响网格加密图

对于高宽比相同，而绝对尺寸不同的闸墩，应力的换算公式如下（采用的是旧的计量单位）：

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \overline{\sigma_x} \\ \overline{\sigma_y} \\ \overline{\tau_{xy}} \end{Bmatrix} \cdot \frac{P_x}{10ht} \quad (\text{t/m}^2) \quad (6-35)$$

和

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \overline{\sigma_x} \\ \overline{\sigma_y} \\ \overline{\tau_{xy}} \end{Bmatrix} \cdot \frac{P_y}{10ht} \quad (\text{t/m}^2) \quad (6-36)$$

平面弯曲应力沿板厚直线分布，上、下板的应力大小相等、方向相反。

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \overline{\sigma_x} \\ \overline{\sigma_y} \\ \overline{\tau_{xy}} \end{Bmatrix} \cdot \frac{P_z h_1}{10ht^2} \quad (\text{t/m}^2) \quad (6-37)$$

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \overline{\sigma_x} \\ \overline{\sigma_y} \\ \overline{\tau_{xy}} \end{Bmatrix} \cdot \frac{M_x}{10ht^2} \quad (\text{t/m}^2) \quad (6-38)$$

和

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \overline{\sigma}_x \\ \overline{\sigma}_y \\ \overline{\tau}_{xy} \end{Bmatrix} \cdot \frac{M_y}{10ht^2} \quad (\text{t/m}^2) \quad (6-39)$$

以上各式中： $\overline{\sigma}_x$ 、 $\overline{\sigma}_y$ 、 $\overline{\tau}_{xy}$ 为应力系数，分别为作用力 100t 或 100t · m，闸墩高 10m，厚 1m 算出的应力分量； σ_x 、 σ_y 、 σ_{xy} 为闸墩的实际应力，t/m²； h 为闸墩的高度，m； t 为闸墩厚度，m； h_1 为外力或外力偶作用点的高度。

在计算合成应力时，还应加入闸墩的自重应力。

$$\sigma_{yr} = \gamma h \quad (6-40)$$

式中： h 为计算点离墩顶的垂直距离。

对于高宽比位于表列高宽比之间的闸墩，如果闸门支座位处于下游角点附近，亦可以近似的采用内插法估算闸墩的应力；至于其他高宽比的闸墩或者闸门支座位远离下游角点的闸墩，无法采用查表计算方法，只能根据上述有限元～位移法计算原理进行计算，目前不少设计单位对于大型水闸弧形闸门闸墩，按闸门支座位作用力的位置，闸门支座位处的闸墩加大厚度及闸底板的约束作用等边界条件采用有限元分析，取得了十分满意的分析结果。

三、闸墩的温度应力计算

闸墩由于厚度不大，且三边自由，只有底面受到一定的约束，长期以来，人们一直认为闸墩的温度应力不会很大，一般不进行分析计算，只在闸墩表面配置一定的分布钢筋，防止出现表面裂缝。但是在工程实践中，不断发现闸墩中部产生竖向贯穿裂缝的现象，贯穿裂缝由底部向上延伸，延伸高度很大，有的达到闸墩高度的 90% 以上，大部分发生在建于风化岩基上的闸墩中部，也有出现在建于软基上的闸墩中部。因此闸墩的温度应力逐步引起重视。

通过实际调查资料以及计算成果分析，建于岩石地基上的水闸的闸墩以及土基上经常暴露于大气中的水闸闸墩，由于温度降低时，受基底约束，不能自由收缩而产生竖向裂缝，设计时必须

计算闸墩的温度收缩应力，使其控制在闸墩混凝土允许拉应力范围以内。

原华东水利学院根据有限元计算闸墩温度应力的成果，提出闸墩中心轴断面上的降温拉应力的估算公式（采用的是旧的计量单位）如下：

$$\sigma_x = K\alpha E_c \Delta T \quad (6-41)$$

式中： σ_x 为闸墩中心轴断面上的降温拉应力， kg/cm^2 ； α 为闸墩混凝土的线膨胀系数，一般取 $1 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$ ； E_c 为闸墩混凝土的弹性模量， kg/cm^2 ； K 为约束系数，可根据闸墩宽高比 L/H 以及 E_c/E_f 值查表 6-15； E_f 为地基的弹性模量； ΔT 为计算的降温值。

表 6-15 计算闸墩温度应力的约束系数 K 值表

$E_c/E_f \backslash L$		$0.1H$	$0.2H$	$0.3H$	$0.4H$	$0.5H$	$0.6H$	$0.7H$	$0.8H$
0.26	2.0	0.59	0.50	0.42	0.33	0.25	0.19	0.12	0.06
	1.6	0.57	0.48	0.36	0.27	0.19	0.12	0.06	0
	1.25	0.53	0.41	0.29	0.20	0.12	0.06	0.01	0
1.30	2.0	0.52	0.44	0.35	0.28	0.21	0.16	0.10	0
	1.6	0.50	0.39	0.30	0.22	0.16	0.10	0.03	0
	1.25	0.47	0.33	0.24	0.17	0.10	0.03	0	0
6.4	2.0	0.35	0.28	0.22	0.17	0.12	0.07	0.02	0
	1.6	0.33	0.26	0.19	0.13	0.08	0.04	0	0
	1.25	0.31	0.23	0.15	0.09	0.05	0.01	0	0
12.9	2.0	0.28	0.21	0.16	0.12	0.08	0.02	0	0
	1.6	0.28	0.20	0.13	0.09	0.04	0.01	0	0
	1.25	0.24	0.16	0.09	0.04	0.01	0	0	0
18.0	2.0	0.25	0.159	0.145	0.10	0.08	0.025	0	0
	1.6	0.25	0.19	0.125	0.08	0.04	0.005	0	0
	1.25	0.24	0.17	0.100	0.05	0.01	0	0	0

续表

E_c/E_f \ L		0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H
25.7	2.0	0.23	0.185	0.130	0.09	0.045	0.01	0	0
	1.6	0.23	0.170	0.110	0.075	0.030	0	0	0
	1.25	0.22	0.140	0.09	0.04	0.015	0	0	0
36.0	2.0	0.22	0.170	0.110	0.08	0.03	0	0	0
	1.6	0.21	0.150	0.100	0.06	0.025	0	0	0
	1.25	0.20	0.125	0.08	0.03	0.005	0	0	0

由于闸墩的温度是逐渐变化的,混凝土的徐变性质对闸墩温度应力的具体数值是有影响的,按上列公式计算的温度应力应乘以松弛系数 K_{ps} ,根据实测成果统计分析, K_{ps} 值可取为 0.45~0.50。如果计算的闸墩温度应力超过混凝土的允许拉应力,借助配筋防止裂缝是很困难的,实测资料表明,混凝土未开裂前,钢筋应力很小,只有在开裂以后,钢筋应力才显著增加,它只能发挥限制裂缝宽度的作用,因此要防止裂缝出现,只有适当减小闸墩的宽高比或选择低温浇筑,减少降温幅度,达到降低闸墩温度应力的目的。

软基上的闸墩,由于地基的变形惯量很小,对闸墩的约束很小,但是由于水上部分闸墩的温度变化与水下部分闸墩和底板的温度变化不一致,冬季水下部分降温幅度小,水上部分降温幅度大,闸墩受到底板的约束,同样会在闸墩中产生一定的温度拉应力,可用下列的近似方法进行计算。

取一个闸墩和一孔底板进行分析,闸墩和底板构成一个倒 T 形梁(图 6-29),设温度是坐标 z 的函数,与 x 、 y 坐标均无关,坐标原点放在断面的形心上,不考虑地基的约束作用,首先假定闸墩两端(上、下游端)完全嵌固,则 T 形梁中任一点的水平应力为 $E_c \cdot \alpha \cdot \Delta T$ (E_c 、 α 、 ΔT 等符号意义同前)组成的函数,同时在两端产生固端力 R 和固端力偶 M 。

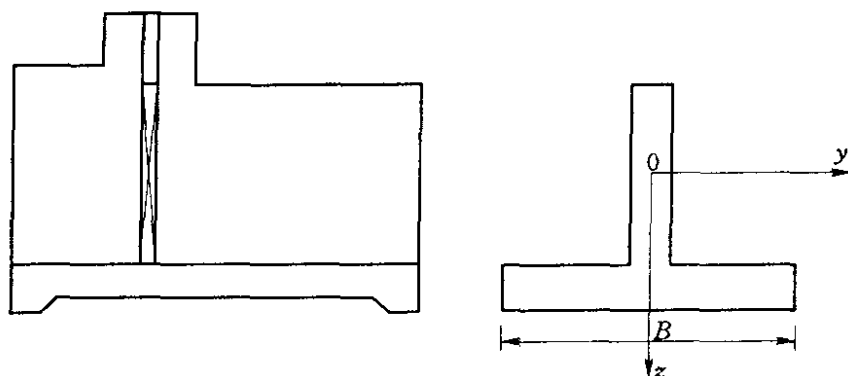


图 6-29 闸墩温度应力计算简图

$$R = \int E_c a b \Delta T dz \quad (6-42)$$

$$M = \int E_c a b \Delta T z dz \quad (6-43)$$

式中： b 为 T 形梁断面的厚度；其余符号意义同前。

实际上梁两端是自由的，为了恢复原来两端的边界条件，应在两端施加大小相等方向相反的固端力 R 和固端力偶 M ，因此，根据梁断面在变形中保持平面的假设，梁内任一点的温度应力可按下式计算：

$$\sigma = E\alpha\Delta T - \frac{R}{A} - \frac{M_z}{I} \quad (6-44)$$

式中： A 为断面面积， $A = \int b z dz$ ； I 为断面惯性矩， $I = \int b z^2 dz$ 。

当水闸底板跨度很大时（垂直水流方向），底板中的 σ_x 在 y 方向是变化的，随缝离开闸墩的距离增大而减小，这时倒 T 梁的翼板（底板）宽度可取等效宽度 $B=0.386L$ （ L 为闸墩长度）。考虑徐变的松弛影响，用公式（6-44）计算的温度应力应乘以松弛系数 K 。

第四节 上部结构的构造及计算

一、胸墙的构造及计算

胸墙的主要作用是挡水，借以减小闸门的高度和重量以及启

闭机吨位，此外，胸墙与闸墩相连，可以增加闸室垂直水流向的刚度，在地震区对提高抗震能力有好处。

对于跨度较小的水闸（5~6m 以下），胸墙一般都做成板式结构，以闸墩为支点。对于跨度较大的水闸，特别是当胸墙的挡水水头小于跨度时，多采用板梁式结构，借以减小胸墙的自重，一般在胸墙的顶部和底部设置横梁，支承于闸墩，板则支承于顶、底梁以及闸墩上，如图 6-30 所示。

胸墙与闸墩的连接可以采用简支的型式，也可以采用固支的型式。简支结构可以适应温度变化而自由伸缩，不致产生很大的温度应力而裂缝。对闸墩不均匀沉降的适应性亦比固支结构为好，但是不能完全摆脱闸墩不均匀沉降的不利影响。因为胸墙高大，竖直方向的支承状态不能完全符合简支条件，当闸墩产生不均匀沉降和横向角变位时，胸墙端部仍将产生一定的竖向剪力和力矩。以往由于对这种受力状态（难于分析计算）缺乏估计，在简支式胸墙上经常出现上、下

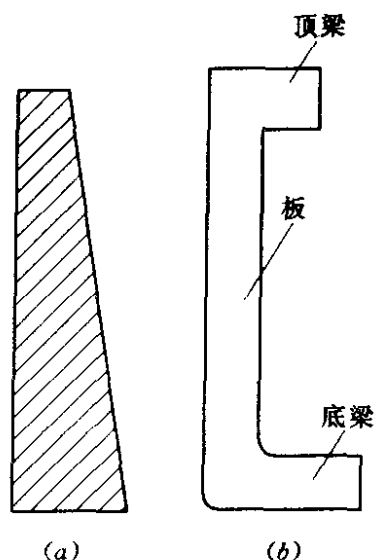


图 6-30 胸墙构造

(a) 板式；(b) 板梁式

游贯穿的竖向裂缝，故在设计时必须充分估计这一情况，采用相应的防裂措施。固支式胸墙可以增强闸室垂直水流向刚度，减小不均匀沉降，但必须计算由于温度变化、闸墩变位等因素引起的应力。近年来，固支的板式胸墙多采用预制的方式，先整体预制，板两端的钢筋伸出，吊装就位，然后选择低温时浇筑闸墩，与预制板固结，这样可以基本消除固支胸墙的干缩和降温拉应力，是防止裂缝的有效措施之一。

多孔水闸的胸墙采用的支承型式，必须与闸室的分缝相配合，底板上不分缝的闸孔，可以采用固支型式，反之，则应采用简支型式。

胸墙的顶端一般与闸墩齐平，对于梁板式胸墙，常常利用顶

梁作为检修的工作便桥。这时顶梁的高度（水平向）不取决于顶梁的强度要求，而应该满足工作便桥的宽度要求，梁板式胸墙的底梁除满足强度要求外，还应有一定的刚度要求，避免在水压力作用下发生过大的变形，防止破坏胸墙与闸门顶之间止水的密封性。为了改善孔口的泄流条件，增加流量系数，底梁沿上游面的下角多做成圆弧形或流线型。

当闸室重量较轻，沿地表的抗滑稳定不足时，也可以把胸墙做成 U 形槽。由两片竖直板和一片水平板组成，槽中填土，如图 6-31 所示，借以增加闸室的重量和抗滑稳定性。

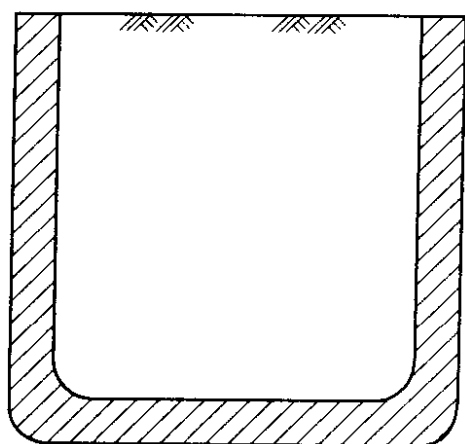


图 6-31 U 形胸墙

胸墙的荷载比较明确，主要是水压力和自重，内力分析也比较简单。在水压力作用下可根据边界支承条件分别按单向板或双向板查工具表计算，在自重作用下，简支式胸墙按简支梁计算，固支式胸墙与闸墩、底板联合构成一个框架，应把胸墙当作框架的一个杆件进行内力计算，这时在胸墙的竖直断面上将出现较大的力矩和轴向力。因此，在胸墙的顶部

和底部，除按水压力引起的内力配筋外，还要按框架分析的内力进行配筋，除此以外，由于闸墩和底板均较长，顺水流方向各个断面的横向变形不相同，必将在胸墙中产生扭矩，但精确计算比较困难。根据实践经验应配置足够数量的竖向封闭式箍筋，箍筋直径 10~12mm，间距 15~20cm，在接近端部适当加密，借以抵抗扭剪应力。简支式胸墙的内力虽然理论上不受闸墩不均匀沉降的影响，但是，实践证明这种影响不能完全排除，在胸墙的顶部和底部需要分别增加一定数量的水平贯穿钢筋，一般不宜少于 3 根直径 16mm 的钢筋，还需要布置竖直向的封闭式箍筋，只是数量可以酌情减少，可以利用墙板两面的竖直向主筋或分布筋在胸墙顶面搭接而成，有利于承担主拉应力和扭剪应力，胸墙有时处

于水上，有时处于水下，经常干湿交替，应按水位变化区环境条件进行结构计算。

二、工作桥及排架

(一) 工作桥

工作桥是为启闭闸门而设置的，有主闸门工作桥和检修门工作桥两种，主闸门工作桥的高程必须在特大洪水时，能使闸门离开水面，以不阻碍泄洪为原则。具体高程取决于闸门及启闭机的类型，例如，弧形闸门和升卧式平板门的工作桥高程较低，直升式平面门的工作桥高程较高。采用门式行动吊车启闭直升门时，工作桥面较低，闸门全开时，容许门顶高出桥面，但必须以闸门不晃动为原则（如双滚轮平板门全开时，两个滚轮都应位于工作桥面以下的门槽内）。若采用固定式启闭机，工作桥面高程应保证闸门能在工作桥以下移出门槽，以利检修和更换。检修闸门通常采用叠梁式，用活动吊车或起重葫芦吊装，其工作桥面高程通常与闸墩顶齐平。

工作桥一般均采用板梁式结构，由主梁、次梁、面板等部分组成。有两种不同布置：一种是分离式布置；另一种是整体式布置。

分离式布置是把工作桥分成独立的两部分，分别位于闸门槽的两侧，互不联系（有时在端部设置联系梁），常用于安装行动式启闭机或者闸门要从工作桥面上吊出修理或更换的工作桥 [图 6-32 (a)]。

整体式布置是用横梁和面板把位于门槽两侧的主梁连接起来，构成一个整体，多用于安装固定式启闭机和工作桥，[图 6-32 (b)]。

工作桥一般采用两根主梁，当采用分离式布置时，主梁直接位于行动式启闭机的轨道下，或放在固定式启闭机的底座螺栓位置下。如果采用整体式布置，主梁位置可以根据结构合理布局的要求适当移动，一般在启闭机的底座螺栓位置上布置横梁，启门力通过横梁传递给主梁，这时应尽量使两根主梁的荷载接近相等。

桥面板与主梁构成 T 形断面，板固支于主梁上，如果板的悬

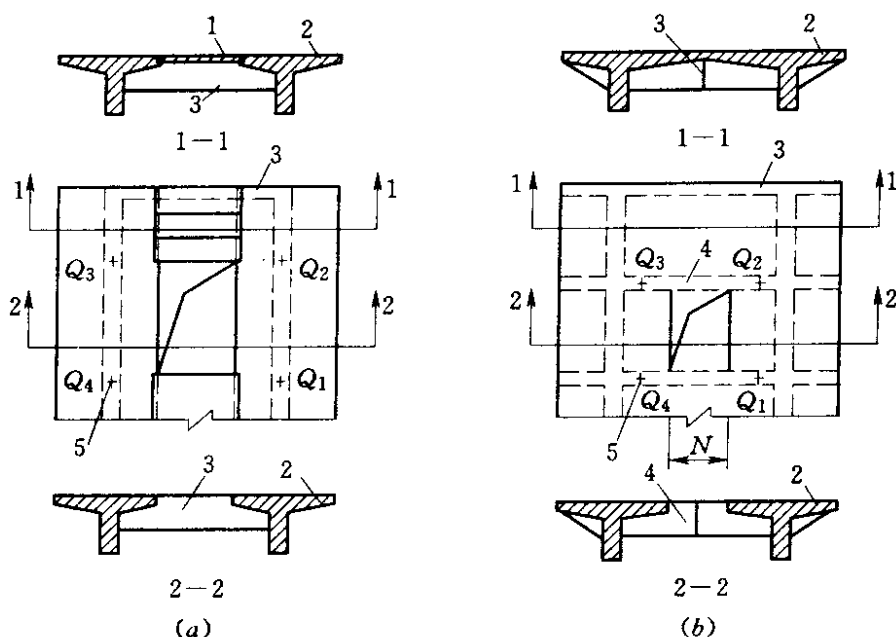


图 6-32 板梁式工作桥

1—盖板；2—主梁；3—端横梁；4—中横梁；5—地脚螺栓

臂过长，要求板厚过大，则在主梁两侧布置次梁，借以改善桥面的受力条件，减小板的厚度。在整体式布置中，次梁位置与横梁配合。在分离式布置中，次梁位置则沿主梁长度均匀分布。

工作桥的总宽度除考虑启闭机以及栏杆所占位置以外，还应满足操作人员工作的需要，一般大型水闸的主闸门的工作桥桥面总宽度为 4~5m。

工作桥的悬空高度较大，原位浇筑比较困难。近年来多采用现场预制的装配式结构，主梁的构造应力求简单，通常采用多跨简支梁型式。当闸门跨度大、挡水水头高、需要的启门力很大时，主梁的高度往往很大，以致预制构件十分笨重。工作桥也可以采用悬臂式结构、桁架式结构或采用预应力混凝土结构，各种型式的工作桥除应满足结构强度和刚度要求外，还应考虑整体美观，与主体建筑物结构尺寸相协调。

工作桥所受的荷载主要是自重和启闭力。自重包括桥身重量和启闭机的重量，桥身重量可根据结构尺寸计算确定，启闭机的重量可以从产品目录中查得，或从《取水输水建筑物丛书》的

《闸门与启闭设备》分册中查找。

闸门的启闭力与闸门型式有密切的关系，平面门和弧形门的启闭力分别按以下公式计算。

1. 平面闸门的启闭力计算

对动水启闭的闸门一般先核算闭门力，根据闭门力计算结果，决定是否需要加重，闭门力计算公式如下：

$$F_w = n_T(T_{zd} + T_{zs}) - n_G G + P_t \quad (6-45)$$

式中：\$F_w\$ 为平面闸门的闭门力；\$n_T\$ 为摩擦阻力安全系数，可采用 1.2；\$n_G\$ 为计算闭门力的闸门自重修正系数，可采用 0.9~1.0；\$G\$ 为闸门自重，kN，当有拉杆时计入拉杆重量，计算闭门力时用浮容重；\$T_{zd}\$ 为支承摩阻力，kN，对滑动轴承的滚轮摩阻力 \$T_{zd} = \frac{P}{R}(f_1 r f)\$；对滚动轴承的滚动摩阻力 \$T_{zd} = \frac{P f}{R} \left(\frac{R_1}{d} + 1 \right)\$；对滑动支承的摩阻力 \$T_{zd} = f_2 P\$；\$P\$ 为作用在闸门上的总水压力，kN；\$r\$ 为滚轮轴半径，mm；\$R_1\$ 为滚动轴承的平均半径，mm；\$R\$ 为滚轮半径，mm；\$d\$ 为滚动轴承滚柱直径，mm；\$f\$ 为滚动摩擦力臂，mm，参照表 6-16 采用；\$f_1\$、\$f_2\$、\$f_3\$ 为滑动摩擦系数，参照表 6-16 采用；\$T_{zs}\$ 为止水摩阻力，\$T_{zs} = f_3 P_{zs}\$，kN；\$P_{zs}\$ 为作用在止水上的水压力，kN；\$P_t\$ 为上托力，kN，\$P_t = \gamma \beta_t H_s D_1 B_{zs}\$，\$\gamma\$ 为水的密度，一般采用 \$10 \text{ kN/m}^3\$；\$\beta_t\$ 为上托力系数，取闸门接近全关闭时的状态，\$\beta_t = 1\$；\$H_s\$ 为上游水深；\$D_1\$ 为底止水中心至上游面板的距离；\$B_{zs}\$ 为两侧止水间的距离。

计算结果为正值时，闸门自身重量不足以克服关闭闸门的阻力，需要加重（加重方式有加重块，水柱或机械下压力等），计算结果为负数时，则闸门依靠自身重量即能自由关闭。

启门力计算公式如下：

$$F_a = n_T(T_{zd} + T_{zs}) + P_x + n'_G G + G_j + W_s \quad (6-46)$$

式中：\$F_a\$ 为启门力，kN；\$n'_G\$ 为计算启门力时闸门自重修正系数，可采用 1.0~1.1；\$P_x\$ 为下吸力，kN；\$P_x = P_s D_s B_{zs}\$，其中，\$P_s\$ 为闸门底缘部分的平均下吸强度。可按 \$20 \text{ kN/m}^3\$ 计算，当流态良好，

表 6-16

摩 擦 系 数 表

种类	材 料 及 工 作 条 件	系 数 值	
		最大	最小
滑动 摩擦 系数	1. 钢对钢 (干摩擦)	0.5~0.6	0.15
	2. 钢对铸铁 (干摩擦)	0.35	0.16
	3. 钢对木材 (有水时)	0.65	0.3
	4. 胶木滑道, 胶木对不锈钢在清水 (1)、(2)		
	压强 $q > 2.5 \text{ kN/mm}$	0.10~0.11	0.06
	压强 $q = 2.5 \sim 2.0 \text{ kN/mm}$	0.11~0.13	0.065
	压强 $q = 2.0 \sim 1.5 \text{ kN/mm}$	0.13~0.15	0.075
	压强 $q < 1.5 \text{ kN/mm}$	0.17	0.085
	5. 钢基铜塑三层复合材料滑道及填充聚四氟乙烯		
	板滑道对不锈钢, 在清水中 (1)		
	压强 $q > 2.5 \text{ kN/mm}$	0.09	0.04
	压强 $q = 2.5 \sim 2.0 \text{ kN/mm}$	0.09~0.11	0.05
	压强 $q = 2.0 \sim 1.5 \text{ kN/mm}$	0.11~0.13	0.05
	压强 $q = 1.5 \sim 1.0 \text{ kN/mm}$	0.13~0.15	0.06
	压强 $q < 1.0 \text{ kN/mm}$	0.15	0.06
滑动轴 承摩擦 系数	1. 钢对青铜 (干摩擦)	0.30	0.16
	2. 钢对青铜 (有润滑)	0.25	0.12
	3. 钢基铜塑复合材料对镀铬钢 (不锈钢)	0.12~0.14	0.05
止水 摩擦 系数	1. 橡皮对钢	0.70	0.35
	2. 橡皮对不锈钢	0.50	0.20
	3. 橡塑复合止水不锈钢	0.20	0.05
滚动 摩擦 系数	1. 钢对钢	1mm.	
	2. 钢对铸铁	1mm	

通气充分,底缘上、下游倾角符合规范要求时,可不计下吸力; D_z 为底止水至门叶下游翼板的距离; G_j 为加重块重量, kN; W_s 为作用在闸门上的水柱压力, kN。

对于在静水中开启的闸门,其启闭力计算除计入闸门自重和加重外,尚应考虑一定的水位差引起的摩阻力。露顶式闸门可采用不大于 1m 的水位差,潜孔式闸门可采用 1~5m 的水位差,对有可能发生淤泥、污物堆积等情况,尚应酌情增加。

2. 弧形闸门的启闭力计算

弧形门的启门力和闭门力分别按下式计算:

闭门力

$$F_w = \frac{1}{R_1} [n_T(T_{zd}\gamma_0 + T_{zs}\gamma_1) + P_t\gamma_3 - n_G G\gamma_2] \quad (6-47)$$

启门力

$$F_a = \frac{1}{R_2} [n_T(T_{zd}\gamma_0 + T_{zs}\gamma_1) + n_G G\gamma_2 + G_j R_1 + P_x\gamma_4] \quad (6-48)$$

式中: F_w 、 F_a 分别为闭门力和启门力, kN; γ_0 、 γ_1 、 γ_2 、 γ_3 、 γ_4 分别为活动铰摩阻力、止水摩阻力、闸门自重、上托力和下吸力对弧形闸门转动中心的力臂, cm; R_1 、 R_2 分别为加重(或下压力)和启门力对弧形门转动中心的力臂, cm; T_{zs} 为止水摩阻力, kN。

应该注意的是,弧形门在启闭运动过程中,力的作用点、方向和力臂随运动而变化。因此,必要时,可绘制启闭力过程线,以决定最大值。

工作桥面板、次梁和主梁分别按其荷载及边界支承条件用结构力学方法计算内力,无特殊困难。当面板与主梁整体预制时,可按 T 形梁计算主梁的配筋,否则,可不考虑面板对主梁配筋的影响。

(二) 排架

当主闸门工作桥高程与闸墩顶高程差不多时,常把工作桥部位的闸墩抬高,借以支承工作桥。如果工作桥高程与墩顶高程相差较大,则宜用排架支承工作桥,借以减小工程量,节约材料。

小型水闸多采用实体排架，以往为节省工程造价，对高度不大的排架，常采用浆砌块石或浆砌条石结构，因施工质量难以保证，目前多采用钢筋混凝土结构。门槽上游侧排架的厚度一般与闸墩主门槽颈部等厚，相应于闸门槽的上游侧位置布置一道活动门档，而另一边侧与闸墩相同。排架顶部厚度不能满足工作桥的搁置宽度要求时（简支式工作桥的最小搁置宽度不宜小于 30cm），可加设牛腿。实体排架顺水流方向的宽度应比工作桥纵梁两外侧的间距大，每边富裕宽度不宜小于 10cm，以有利于现浇工作桥的施工，对预制装配式工作桥也有利于桥的吊装就位。为了减小排架工程量，排架宽度也可以比工作桥宽度稍减小一些，而在顶部设置挑出的牛腿，以增加其宽度，满足布置工作桥纵梁的要求。

大、中型水闸以及排架高度较高的中、小型水闸排架，一般由立柱和横梁组成框架结构，高度小于 5m 时，可采用单层框架，高度大于 5m 时，一般采用双层或多层框架。排架各构件的尺寸除要满足强度和刚度的要求外，还要与工作桥构件尺寸相配合，使之比例协调，选型美观。排架在顺水流方向构成一个框架，在垂直水流方向是悬臂排架。它承受水平作用力的能力，顺水流向远大于垂直水流方向。因此，立柱截面在垂直水流方向的边长宜大于顺水流方向的边长。在有地震荷载作用的水闸上，可取与闸墩厚度相同的边长。顶横梁截面的宽度与立柱在垂直水流方向的截面宽度相等，高度应根据截面刚度大于立柱的原则确定。中间横梁（联系梁）可取较小的截面尺寸，但截面刚度应不宜与立柱相差过大，如图 6-33 所示。

排架承受的垂直荷载有结构自重以及上部工作桥主梁传来的荷载。水平荷载则有风压力以及工作桥变温引起的支座摩阻力。在地震区还必须考虑地震惯性力的作用，它可以在任何方向产生。近年来，水闸的地震灾害调查表明，工作桥排架产生裂缝甚至倒塌是水闸震害的主要表现之一，应按照特殊的荷载组合进行内力计算及配筋。

排架的内力计算分纵向和横向两个方向进行。纵向（顺水流

水闸岸墙和翼墙就其结构型式和挡土的功能而言，类似于挡土墙，但其工作条件与一般的挡土墙不完全相同。墙基一般经常处于水下，既挡土又挡水，墙前水位和墙后水位经常发生变化，墙前地基有可能受水流冲刷。因此墙前地基表面一般均有护砌，墙身在土压力作用下发生的位移受到一定的限制。一般墙后回填土都是就地取材，利用基坑开挖出来的土回填，常常是多种土混合在一起，很难是均一的，回填的方法和压实的标准大多缺乏严格控制，因此岸翼墙的填土压力难以准确计算。

岸、翼墙的主要外部荷载是水平荷载，它依靠自身的重量维持稳定，对地基承载力的要求常常高于闸室。在软基上建闸，其地基处理和基础型式的选择是设计中着重考虑的问题，由于岸墙与闸室的沉降不均匀，导致伸缩缝张开，止水片损坏，甚至引起闸室结构的裂缝，必须在设计中高度重视。

在高度大、孔数少的水闸工程中，岸、翼墙的工程数量在水闸总工程数量中占有很大的比例，选择安全可靠、经济合理的结构断面型式，是水闸设计中不可忽视的一个重要方面。

一、岸、翼墙的结构型式

岸、翼墙的结构型式最常见的有重力式、悬臂式、空箱式等。近年来，设计人员提出了一些派生的结构型式，并且在实践中取得了丰富的经验。

1. 重力式挡土墙

重力式墙主要依靠自身重量维持稳定，是一个梯形的实体结构。如图 6-34 所示。重力式墙最常见的形式是墙背垂直和墙背俯斜两种结构型式 [图 6-34 (a)、(b)]，斜背仰斜的断面 [图 6-34 (c)]，实际上是处于挡土墙和护坡间的过度形式，虽然较经济，但因施工不便，填土难以压实，较少采用。

重力式挡土墙底板和墙身盖顶一般用混凝土浇筑，而墙身多数采用浆砌块石砌筑，以节省工程造价，挡墙顶宽一般 0.4~0.6m，一侧为直立面，另一侧自墙顶向下可做成高度 0.8m 左右的铅直段，然后再以 1:0.3~1:0.5 的斜坡直达底板。坡度不宜

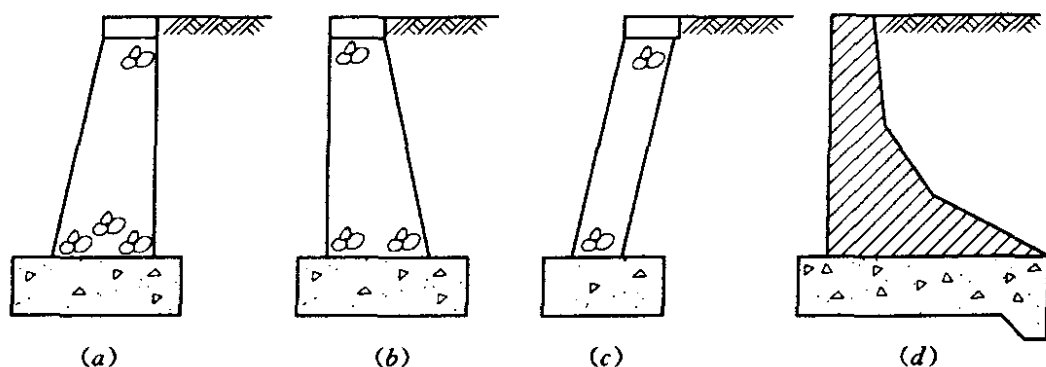


图 6-34 重力式挡土墙

太缓，以免墙背产生大于允许值的拉应力。混凝土底板宽度宜取墙高的 $0.6 \sim 0.7$ 倍，但在软土地基上，为了减小偏心距，底板宽度也有超过 $0.8 \sim 0.9$ 倍墙高的。

重力式墙断面较大，工程造价较高。为节省工程造价，可采用半重力式结构，如图 6-34 (d) 所示。保留重力式墙所需要的底部宽度甚至适当放宽，大幅度缩小上部墙身断面。一般墙面保持垂直，墙背坡度改陡，做成半重力式，通常用混凝土浇筑，局部强度不够的地方适当配置钢筋。这样可以较好地发挥材料的强度，利用填土重量维持稳定，显著地减少工程数量。

由于重力式挡土墙结构断面大，用材多和重量重，限制了它在松软地基上的建筑高度，一般墙高不宜超过 $5 \sim 6\text{m}$ 。墙身过高，软基承载力可能不够，经济上也不合算。

2. 衡重式挡土墙

如图 6-35 所示，维持重力式墙的顶部断面，在一定深度处墙身突然放宽，形成衡重平台，而墙底则适当缩小，墙面保持直立，墙背底部形成倒坡，形成衡重式挡土墙结构。

在土质均匀、坚硬的地基上修建衡重式挡土墙，可利用衡重平台的填土重力增加墙身的稳定性，并使基底压力的分布趋于均匀。因此它与一般的重力式挡土墙比较，材料可以减少 $10\% \sim 15\%$ （墙身越高越节省）。平台以下的墙身应与原状土的陡坡紧密接触，二者之间还可以用混凝土灌注密实。原状土的陡坡在墙体施工过程中，应采取排水和远堆挖土，确保其稳定性。对于高度

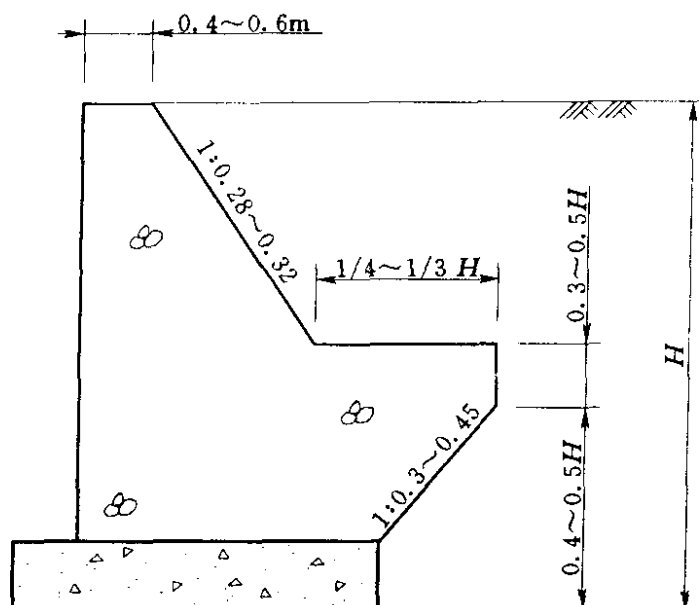


图 6-35 衡重式挡土墙

在 6.0m 以下的坚硬状态老粘性土,陡坡的最大坡度可取 1 : 0.3; 硬塑状态下可取 1 : 0.33。对于一般的粘土,坚硬状态下可取 1 : 0.35,硬塑状态下可取 1 : 0.45。利用土质较好的原状土,既可节省墙后土方的挖运和回填,减少土的侧压力,又可以使墙体减少沉降变形。因此,衡重平台以下不宜采用回填土的方法,即使压实得比较好,也会给挡土墙留下隐患。

衡重式挡土墙的断面尺寸可按图 6-35 拟定,衡重平台的高度应根据原状土高度及其边坡开挖的可能性确定,平台宽度可按计算需要进行适当调整。衡重式墙身一般用浆砌块石砌筑,砌体底宽一般取墙高的 45%~50%。

3. 悬臂式和扶壁式挡土墙

悬臂式和扶壁式挡土墙通常均采用钢筋混凝土结构。悬臂式挡土墙是由直立悬臂墙和水平底板组成(图 6-36)。扶壁式挡土墙则在悬臂式直立墙后间隔一段距离增加一个扶臂(如图 6-37),它们都属于轻型结构,墙体的稳定主要依靠底板的填土重量来保证。根据经验,悬臂式挡土墙挡土高度一般不宜超过 8.0m,扶壁式挡土墙一般不宜超过 10m。

4. 空箱式挡土墙

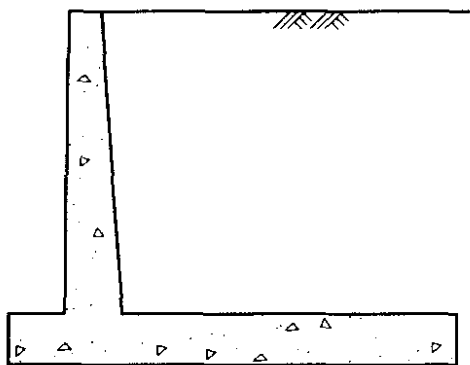


图 6-36 悬臂式挡土墙

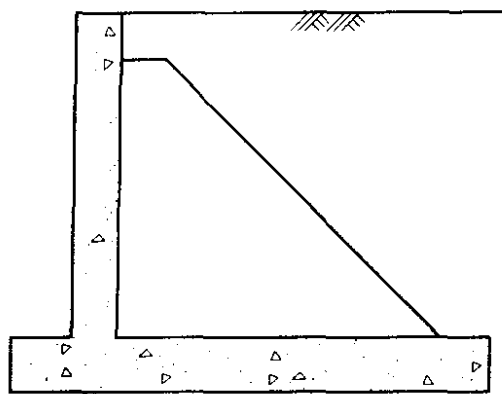


图 6-37 扶壁式挡土墙

空箱式挡土墙是由纵横交错的直立墙和顶板组成的箱式结构(图 6-38)。箱内部分填土或不填土,视墙身的整体稳定性要求而定,但可以进水。它主要依靠自重保持稳定。有时底板和隔墙伸出后墙,形成空箱扶壁式,借以利用部分土重增加稳定安全系数,调整底部应力。空箱式挡墙的特点是作用于地基的单位压力比较小,分布比较均匀,适用于挡土墙高度比较大,且地基松软的情况,由钢筋混凝土浇筑。

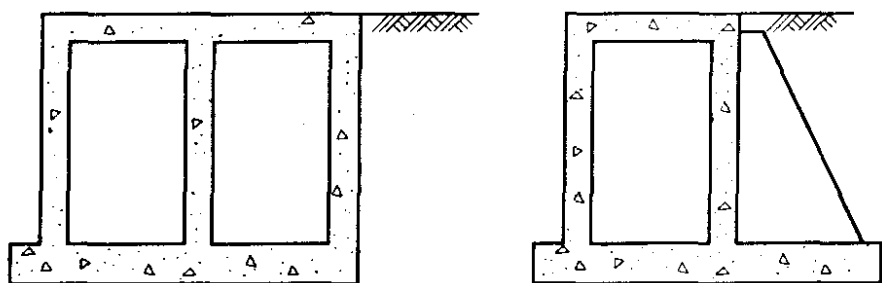


图 6-38 空箱式挡土墙

江苏省水利部门在吸取空箱墙的优点,克服其缺点的基础上,提出了连拱空箱墙的新型式(图 6-39),并在实践中取得了丰富的经验。它是由前墙、横隔墙、拱圈和底板等组成,通常前墙和隔墙用浆砌块石砌筑,厚 50~70cm,隔墙间距 2~3m。拱形后墙用预制混凝土拱片斜向铺设,并支承在隔墙上用以挡土,拱圈矢跨比一般为 0.2~0.3,底板多采用混凝土浇筑,前趾可伸出前墙外 0.6~1.5m。空箱内不填土或部分填土,视墙身的整体稳定性要求

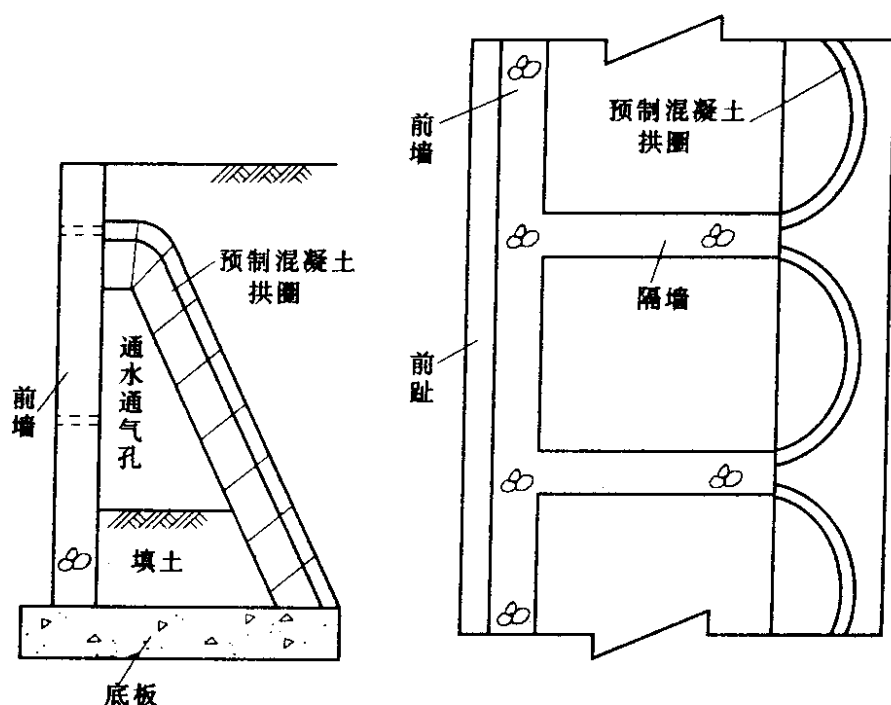


图 6-39 连拱空箱式挡土墙

而定。挡土墙的前墙设通水孔和通气孔，使前墙内外水位相平，前墙不承受水头作用。采用连拱空箱式的优点是保持了空箱重量轻、地基压力分布比较均匀的特点。由于后墙倾斜，改变了隔墙的受力条件，由主要受弯变成偏心受压构件。从而为用浆砌石代替混凝土创造了条件。后墙本以受弯为主的板改为受压为主的拱，不但节约了工程量，而且由于拱片预制，施工方便迅速，造价可比同样高度的重力式挡土墙降低 20%~30%，缺点是整体性差，而且头重脚轻，对抗震不利。

二、土压力的计算

作用于挡土墙上的土压力随着墙背填土内的应力状态而变。

在墙背填土以后，墙身不产生侧向变形（移动或转动），填土中的应力处于弹性平衡状态，作用于墙背的土压力强度等于土体中的侧向压力，通常称为静止土压力。例如，建筑在新鲜岩面上的刚度较大的挡土墙或顶部底部都受到刚性支撑的闸室边墙，墙身不可能产生明显的侧向移动或转动，墙背将受到静止土压力作用。

在墙背填土以后，墙身产生脱离填土的侧向变形，填土随之产生侧向伸张，作用于墙背的土压力亦随之逐渐减小，当填土伸张到某一极限时，填土中的应力处于主动极限平衡状态，作用于墙背的土压力达到最小值，称为主动土压力。一般建筑在土基上的挡土墙，在土压力作用下由于地基的变形，容易使挡土墙产生少量而足够的倾斜或侧向移动，故墙背可能出现主动土压力。

挡土墙在外力作用下向填土方向移动而挤压填土时，填土压力逐渐增大，当填土被挤压到某一极限值时，填土中的应力状态处于被动极限平衡状态，作用于墙背的土压力达到最大值，称为被动土压力。水闸工程中一般很少出现。

为使填土达到上述两种极限平衡的应力状态所需要的侧向伸张量或侧向压缩量取决于填土的种类、填土的方法和变形的形式。对于软粘土和松砂要比硬粘土和密实砂大一些，一旦变形量达到足以发挥其全部抗剪强度后，进一步的变形就不再显著改变土压力的大小。但当墙身侧向变形小于上述极限变形量时，将显著影响墙背土压力的数值。岸、翼墙墙后填土中的实际应力状态往往可能处于两种极限平衡状态之间的任一个中间状态。因此挡土墙墙背实际承受的土压力随墙身的变形大小而变化。

土压力的计算是一个古老而复杂的课题。至今还没有得到完善的解答。国家现行 DL5077—1997 规定，计算挡土建筑物（挡土墙）的土压力时，对于向外侧移动或转动的挡土结构，可按主动土压力计算；对于保持静止不动的挡土结构，可按静止土压力计算。实际上，完全静止不动的挡土结构是不存在的，在土压力和其他荷载作用下总要产生一定的移动或转动，只不过移动量或转动量很小，结构所受的土压力与静止土压力相近似而已。在我国水闸工程设计中，对于土基上的岸墙、翼墙结构无论是重力式、扶壁式还是空箱式，绝大多数是按照主动土压力计算其墙后土压力。因为由于墙后填土的作用，岸墙、翼墙往往产生离开填土方向的位移和转动，其位移量足以达到形成主动土压力的数量级。对于

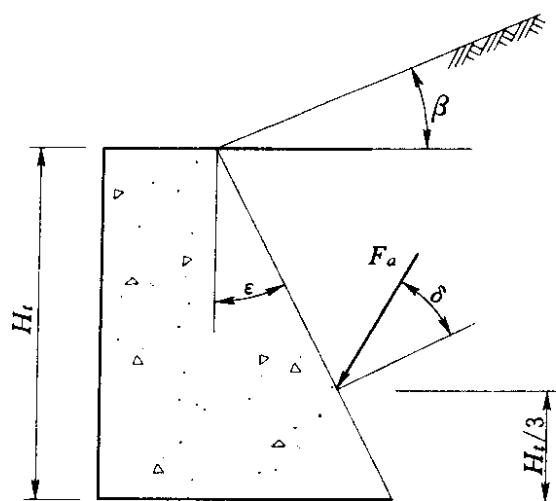


图 6-40 重力式挡土墙主动土压力计算图

土基上的闸室底板，或者对于土基上的涵洞式闸室结构，在计算其两侧土压力时，虽然也有按照静止土压力计算的，但多数仍然是按主动土压力计算；对于岩基上的挡土结构，由于底部嵌固在岩基上，且当断面刚度比较大时，移动量和转动量较小，因此，可以按静止土压力计算。总之，作用在水闸挡土结构上的土压力是按主动土压力还是按静止土压力计算，

应根据结构在填土作用下产生位移的情况决定。

对于重力式挡土墙结构，当墙后填土为均质无粘性土时，主动土压力一般按库仑公式计算，如图 6-40 所示。

$$F_a = \frac{1}{2} \gamma_t H_t^2 K_a \quad (6-49)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \epsilon)}{\cos^2 \epsilon \cos(\epsilon + \delta) \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\epsilon + \delta) \cos(\epsilon - \beta)} \right]^2} \quad (6-50)$$

式中： F_a 为作用在水闸挡土结构上的主动土压力，kN/m，其作用点距墙底为墙高的 1/3 处，作用方向与水平面成 $(\delta + \epsilon)$ 夹角； γ_t 为挡土结构墙后填土的容重，kN/m³，地下水以下取浮重度； H_t 为挡土结构高度，m； K_a 为主动土压力系数； φ 为挡土结构墙后填土的内摩擦角，(°)； ϵ 为挡土结构墙背与铅直面的夹角，(°)； δ 为挡土结构墙后填土对墙背的外摩擦角，(°)，根据墙背粗糙情况及排水情况按表 6-17 采用； β 为挡土结构填土表面坡角，(°)。

对于扶壁式或空箱式挡土结构，当墙后填土为砂性土时，主动土压力一般采用朗肯公式，如图 6-41 所示。

表 6-17

外摩擦角 δ 值

挡土结构墙背排水状况	δ 值
墙背光滑, 排水不良	$(0.00 \sim 0.33) \varphi$
墙背粗糙, 排水良好	$(0.33 \sim 0.50) \varphi$
墙背很粗糙, 排水良好	$(0.50 \sim 0.67) \varphi$
墙背与填土之间不可能滑动	$(0.67 \sim 1.00) \varphi$

$$F_a = \frac{1}{2} \gamma_t H_t^2 K_a$$

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi_t}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi_t}} \quad (6-51)$$

主动土压力 F_a 作用点距墙底高程为 $1/3$ 墙高处, 作用方向与水平面呈 β 夹角, 即与填土表面平行。对扶壁式结构或空箱式结构, 当墙后填土为砂性土, 且填土表面水平时, 主动土压力系数可按下式计算:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_t}{2} \right) \quad (6-52)$$

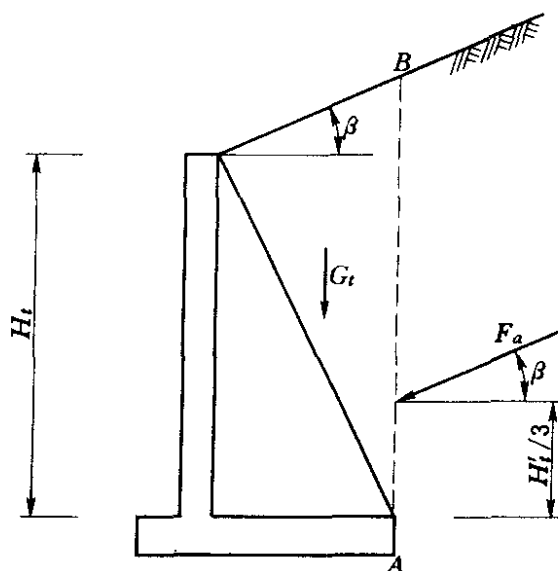


图 6-41 空箱扶壁墙土压力计算图

上述主动土压力公式中, 由于回填土均为砂性土, 因此只计入内摩擦角, 而未计入凝聚力的作用。当挡土墙结构墙后填土为粘性土时, 用上述公式计算主动土压力时, 内摩擦角 φ 应采用等值内摩擦角 φ_D ; 将凝聚力的作用概括进去, 当然这样做是近似的。等值内摩擦角 φ_D 一般都是根据朗肯的粘性土压力图形面积等于砂类土的土压力图形面积这样一个换算过程得来的, 按下式计算

$$\begin{aligned} & \operatorname{tg}\left(45^{\circ}-\frac{\varphi_D}{2}\right) \\ &= \sqrt{\frac{\gamma_i H_i^2(45^{\circ}-\varphi_i/2)-4cH_i \operatorname{tg}(45^{\circ}-\varphi_i/2)+4c^2/\gamma_i}{\gamma_i H_i^2}} \end{aligned} \quad (6-53)$$

参照已建工程实践经验,挡土结构高度在 6m 以下者,墙后所填粘性土水上部分等值内摩擦角可采用 $28^{\circ} \sim 30^{\circ}$, 水下部分等值内摩擦角可采用 $25^{\circ} \sim 28^{\circ}$; 挡土结构高度在 6m 以上(含 6m)者,墙后所填粘性土采用的等值内摩擦角应随挡土结构高度的增大而相应降低。

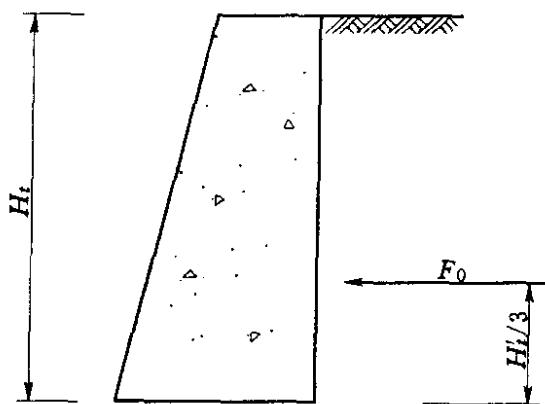


图 6-42 静止土压力计算图

当挡土结构墙后填土表面有均布荷载作用时,可将均布荷载换算成等效的填土高度,计算作用于墙背的主动土压力,在这种情况下,作用于墙背的主动土压力分布不再是三角形分布,而应按梯形分布计算。同样,挡土墙后填土表面有车辆荷载作用时,可将车辆荷载近似地按均布

荷载换算成等效的填土高度计算作用于墙背的主动土压力。

对于墙背铅直、墙后填土表面水平的水闸挡土结构,静止土压力公式可按下式计算,如图 6-42 所示。

$$F_0 = \frac{1}{2} \gamma_i H_i^2 K_0 \quad (6-54)$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi_i \quad (6-55)$$

式中: F_0 为作用于水闸挡土结构上的静止土压力, kN/m; K_0 为静止土压力系数, 应通过试验确定, 在没有试验资料的情况下也可按表 6-18 选用; φ_i 为墙后填土的有效内摩擦角。

作用于挡土结构上的土压力大小与墙背填土的内摩擦角 φ 有直接关系, φ 值越大, 土压力越小。而内摩擦角值除与填料土的

表 6-18

静止土压力系数 K_0 值

墙后填土类别	K_0 值
碎石土	0.22~0.40
砂 土	0.36~0.42
壤 土	0.60~0.62
粘 土	0.70~0.75

性质有关外，与填土的压实程度影响很大。因此，在回填土施工过程中，必须分层压实，压得不实的土，不仅增加墙后土压力，而且对挡土墙的稳定还有一种副作用，即填土由于压得不密实，随着时间的增加，土在沉实过程中对墙身施加一个所谓的负摩擦力，使墙身后仰，严重的甚至会将墙前部的止水构件拉裂或拉断，影响结构的安全。由于砂性土的 φ 值一般大于粘性土，故一般要求用砂土、砂砾或碎石回填，以减小土压力值。但是必须要注意两个问题，一个是在总体布置中应保证有足够的侧向防渗长度，一个是在下游翼墙侧向渗流出口处布置好排水反滤设施，防止墙后填土被渗流带走。在水闸工程中，为了侧向防渗，也有用粘性土回填的，在此情况下，为了提高回填土的质量，必须认真控制填土的含水量，严格掌握分层压实的施工要求。那种认为墙后填土质量的好坏无关紧要，并认为人脚踩、小车轮压或者厚层重压，便可达到压实的要求是极为有害的。

三、岸、翼墙的稳定性的分析

1. 岸、翼墙稳定性的破坏形式

作用在岸、翼墙上的荷载主要有：岸、翼墙重力及其上固定设施的重力、墙前及墙后水压力、墙底扬压力、土重、墙前及墙后土压力等，在上述荷载作用下，岸、翼墙稳定破坏的形式有以下几种：

(1) 滑动破坏。岸、翼墙在墙后土压力的推动下，沿着墙底向前滑动。在地基土抗剪强度均匀或随深度增加的情况下，如砂、砾石、粘土地基等，墙的稳定性的破坏都可能由这种形式的破坏所控制。

(2) 浅层地基的剪切破坏。岸、翼墙基底的单位压力过大,超过地基的极限承载力,使浅层地基中某一曲面上的剪应力过大而破坏。该曲面可以自墙踵开始,在墙底以下连续延伸至墙前某一距离的地面出露,相应的破裂面亦将在回填土中产生,它可能是一个曲面,也可能是一个平面。

(3) 深层地基的剪切破坏。当岸、翼墙地基的表层土比较坚实,而下面埋藏着比较深厚的软弱粘土层时,岸、翼墙可能连同墙后的回填土沿着某一曲面(一般接近于圆弧面)滑动。这种滑动面通常切于软弱土层的底面线。

(4) 下沉破坏。这是由于地基受压缩而使岸、翼墙产生过大的沉降所致。当墙趾处的压力显著大于墙踵处的压力时,这种压缩可能引起墙身过度的前倾,甚至倾覆。另一方面,如果地基中有下卧软弱层时(如淤泥、淤泥质粘土或泥炭等),由于墙后新填土重量而引起的压缩使墙身后倾,这种后倾常为设计者所忽视,在已建成的水闸工程中经常出现这种现象,必须引起充分的注意。下沉破坏在砂、砾石等细粒无粘性土地基上发生的可能性不大,但在地震情况下,建造在疏松的粉细砂地基上的边墙也可能由于地基振动液化而下沉破坏。

除以上几种可能出现的破坏形式以外,还可能由于墙前地基受到表面水流的冲刷或墙基遭受渗流的潜蚀而失去稳定,一般在墙前设有护底结构。

2. 岸、翼墙稳定计算的内容及方法

针对上述岸、翼墙可能出现的破坏形式,稳定计算一般包括下列几个方面:

(1) 抗倾覆稳定验算。岸、翼墙抗倾覆稳定性的大小用抗倾安全系数衡量,其定义如下:

$$K_0 = \frac{\text{稳定力矩之和}}{\text{倾覆力矩之和}} = \frac{\sum M_V}{\sum M_H} \quad (6-56)$$

式中: K_0 为抗倾安全系数,一般要求不小于 1.50,特殊组合条件不小于 1.30; $\sum M_V$ 为对岸、翼墙前趾的抗倾覆力矩 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);

ΣM_H 为对翼墙前趾的倾覆力矩。

建造在土基上的岸、翼墙一般要求其基底最大应力与最小应力的比值不超过规定的允许值，这就保证了墙身抗倾稳定性的要求，因此不需要进行抗倾稳定计算。只有建造在岩基上的水闸，其岸、翼墙地基反力分布不受限制，才需验算墙身的抗倾稳定性。

(2) 抗滑稳定性计算。岸、翼墙沿基底的抗滑稳定性大小用抗滑稳定安全系数衡量，其定义如下

$$K_c = \frac{\text{抗滑力之和}}{\text{滑动力之和}} \quad (6-57)$$

对土基上的岸、翼墙和岩基上的岸、翼墙，分别采用第五章闸室稳定计算公式，其安全系数允许值采用闸室抗滑稳定安全系数允许值。

值得注意的是，在滑动力之和的计算中包括了某些与滑动方向相反的作用力，如墙前填土的被动土压力。由于种种原因，人们担心墙前的被动土压力不能充分发挥，例如，墙前的填土不太密实，要它充分发挥被动土压力所需要的位移量过大，或墙前土可能被冲刷或被挖除等，因此，常常忽略不计。事实上，如果不考虑挡墙的具体条件，在设计所有的挡墙时，都假定墙前发生冲刷或墙前土质松软显然是不合理的。一般情况下，水闸工程岸、翼墙之前均有一定的保护，至少是块石护底，可以适当考虑墙前的被动土压力作用，例如，取被动土压力的一半进行核算。

当沿岸、翼墙基底面的抗滑稳定安全系数计算值小于允许值时，可采用下列一种或几种抗滑措施：①适当增加底板宽度，增加底板上的有效重量；②在基底增加凸榫或增加齿墙，依靠被动土压力提高墙身抗滑能力；③在墙后增设阻滑板或锚杆；④在墙后改填摩擦角较大的土料，减小主动土压力，并增设排水；⑤在不影响水闸正常运用的条件下，适当限制墙后的填土高度，或在墙后采取其他减载措施。

(3) 地基承载力及不均匀系数验算。为了防止岸、翼墙地基发生浅层剪切破坏，需要验算基底的应力，最大的基底应力常出

现在完建期墙前无水的情况，也可能在运用期墙后地下水位高于外水位的情况。基底应力计算按下式计算

$$P_{\max/\min} = \frac{\sum G}{A} \pm \frac{\sum M}{W} \quad (6-58)$$

式中： $P_{\max/\min}$ 为岸、翼墙基底应力的最大值或最小值，kPa； $\sum G$ 为作用在岸、翼墙上的全部竖向荷载之和，kN； $\sum M$ 为作用在岸、翼墙上的全部竖向荷载和水平荷载对基础底面的形心轴的力矩，kN·m。

在各种计算工况下，岸、翼墙平均基底应力不应大于地基的允许承载力，对土基上的岸、翼墙其最大基底应力不应大于地基允许承载力的1.2倍。

为防止土基的岸、翼墙产生不均匀沉降，在各种计算工况下，基底应力的最大值与最小值之比（不均匀系数）应不大于规定的允许值。其允许值与土基上水闸闸室基底应力最大值与最小值之比的允许值相同。

四、岸翼墙的结构设计

重力式挡土墙墙身常用浆砌块石或混凝土建造，墙顶宽度按构造要求确定。墙背的坡比及底板宽度一般由稳定条件确定。结构计算主要用材料力学方法验算墙身与底板交界处及断面突变处的墙身应力。要求墙身断面的压应力不应超过材料的允许压应力，这对抗压强度较大的圬工材料，一般均不成问题。但当断面较小时，墙背可能产生拉应力，不应超过材料的允许拉应力。

悬臂式、扶壁式、空箱式挡土墙均采用钢筋混凝土梁板结构，底板宽度应根据挡土高度经稳定分析确定，各构件的厚度及配筋数量均受应力控制，应根据各构件的荷载和支承条件用结构力学的方法进行内力分析和配筋设计。

其他型式的挡土墙亦可根据其作用荷载以及各构件支承情况按结构力学方法进行结构内力分析和配筋设计。

附录 I 岩土分类方法

1. 岩石分类

岩石按坚硬程度分类方法见附表 I-1。

附表 I-1 岩石按坚硬程度分类

岩石类别		饱和单轴极限抗压强度 (MPa)	主要地质特征	代表性岩石
硬 质 岩 石	坚硬	>60	锤击声清脆, 有回弹, 震手, 难击碎; 浸水后无反应	未风化或微风化的花岗岩、正长岩、闪长岩、辉绿岩、安山岩、片麻岩、石英片岩、硅质板岩、石英岩、硅质胶结构的砾岩、石英砂岩、硅质石灰岩等
	较坚硬	$60 \sim 30$	锤击声较清脆, 有轻微回弹, 稍震手, 较难击碎; 浸水后有轻微吸水反应	1. 弱风化的坚硬岩石; 2. 未风化或微风化的熔结凝灰岩、大理岩、板岩、白云岩、石灰岩、钙质胶结的砂岩等
软 弱 岩 石	较软	$30 \sim 15$	锤击声不清脆, 无回弹, 较易击碎; 浸水后用指甲可刻出印痕	1. 强风化的坚硬岩石; 2. 弱风化的较坚硬岩石; 3. 未风化或微风化的凝灰岩、千枚岩、砂质泥岩、泥灰岩、泥质砂岩、粉砂岩、页岩
	软	$15 \sim 5$	锤击声哑, 无回弹, 锤击处有凹痕, 易击碎; 浸水后用手可掰开	1. 强风化的坚硬岩石; 2. 弱风化或强风化的较坚硬岩石; 3. 弱风化的较软岩石; 4. 未风化的泥岩等
	极软	<5	锤击声哑, 无回弹, 锤击处有较深凹痕, 用手可捏碎; 浸水后用手可捏成团	1. 全风化的各种岩石; 2. 各种半成岩石

岩石风化程度鉴别见附表 I-2。

附表 I-2 岩石风化程度鉴别表

风化程度	波速比	主 要 地 质 特 性
未风化	>0.9	结构构造未变, 矿物色泽新鲜; 裂隙面紧密或呈焊接状充填; 锤击声清脆, 开挖需爆破
微风化	$0.9 \sim 0.8$	结构构造和矿物色泽基本未变; 部分裂隙面有锈膜浸染; 锤击声较清脆, 开挖需爆破
弱风化	$0.8 \sim 0.6$	结构构造部分破坏, 矿物色泽有较明显变化; 裂隙面出现风化矿物或存在风化夹层; 锤击声不清脆, 开挖需爆破
强风化	$0.6 \sim 0.4$	结构构造大部分破坏, 矿物色泽有明显变化; 除石英外, 长石、云母等多风化成次生矿物; 锤击声哑, 易击碎, 用镐或撬棍可开挖
全风化	<0.4	结构构造全部破坏, 矿物色泽全部改变; 除石英外, 大部分矿物成分风化成土状或砂状; 锤击声哑, 锤击处有凹坑, 用手可捏碎, 用锹可开挖

2. 碎石分类

碎石土按砾的含量分类方法见附表 I-3。

附表 I-3 碎石土按砾的含量分类

碎石土类别	骨架颗粒形状	砾 (60~2mm) 的含量 (%)	
		$>60\text{mm}$	$>2\text{mm}$
漂 石	圆形或亚圆形为主	>75	
卵 石	圆形或亚圆形为主	$75 \sim 50$	
碎 石	角棱状为主	$50 \sim 15$	
砾类土	圆形或角棱状为主		>50
砂类土	圆形为主		≤ 50

碎石土密实度鉴别见附表 I-4。

附表 I-4 碎石土密实度鉴别表

密实度	骨架颗粒含量及排列	开挖情况	钻探情况
密实	骨架颗粒含量大于总重的 70%，呈交错排列，连续接触	用锹镐很难挖掘，用撬棍方能松动；坑壁一般较稳定	钻进极困难；冲击钻探时，钻杆、吊锤跳动剧烈；孔壁较稳定
中密	骨架颗粒含量等于总重的 60%~70%，呈交错排列，大部分接触	可用锹镐挖掘；坑壁有掉块现象，从坑壁取出大颗粒后，该处坑壁仍保持凹面状况	钻进较难；冲击钻探时，钻杆、吊锤跳动不甚剧烈；孔壁有坍塌现象
稍密	骨架颗粒含量小于总重的 60%，排列乱，大部分不接触	可用锹挖掘；坑壁易坍塌，从孔壁取出大颗粒后，该处的砂土立即塌落	钻进较容易；冲击钻探时，钻杆稍有跳动；孔壁易坍塌

注 骨架颗粒含量指碎石土中含有的卵石、碎石、圆砾或角砾。

3. 土的分类

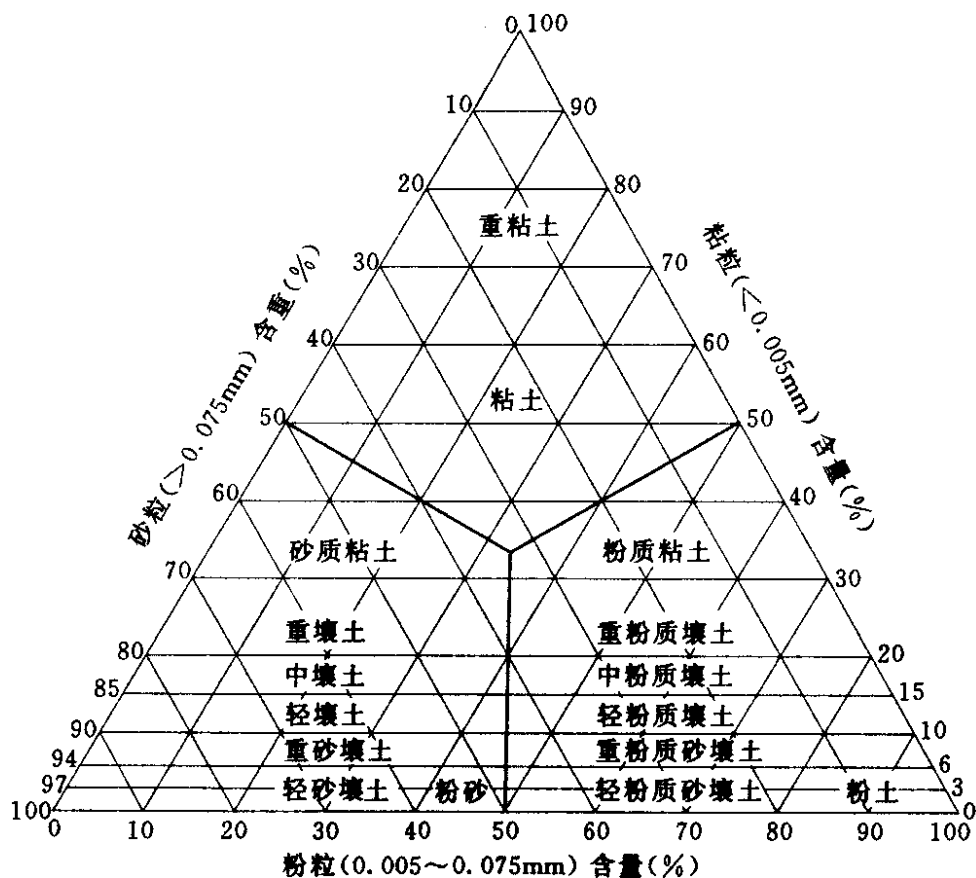
土按颗粒级配分类的方法见附图 I-1。

土按塑性指数分类的方法见附表 I-5，表中 I_p 为土的塑性指数。

附表 I-5 土按塑性指数分类表

土的名称	I_p	土的名称	I_p
砂 土	≤ 1	壤 土	7~17
砂壤土	1~7	粘 土	> 17

砂土按砂粒含量分类的方法见附表 I-6。



附图 I-1 三角坐标图

注：若土中含有砾，但其含量不超过 10%，在土名前加“含少量砾的”5 个字。

附表 I-6 砂土按砂粒含量分类表

砂土名称	砂粒 (2~0.75mm) 含量 (%)				
	>2mm	>0.5mm	>0.25mm	>0.075mm	>0.075mm
砾 砂	25~50				
粗 砂		>50			
中 砂			>50		
细 砂				>85	
粉 砂					50~85

砂土按密实度的划分见附表 I-7，表中 D_r 为砂土的相对紧密度。

附表 1-7

砂土密实度划分表

密实度	密 实	中 密	稍 软	极 软
D_r (%)	>67	$67\sim33$	$33\sim20$	<20

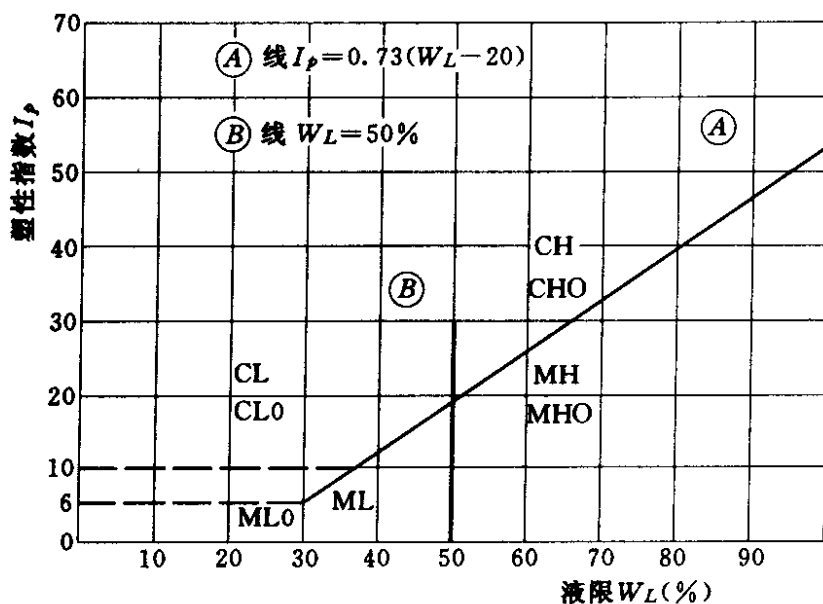
粘性土状态的划分见附表 1-8, 表中 I_L 为粘性土的液限指数。

附表 1-8

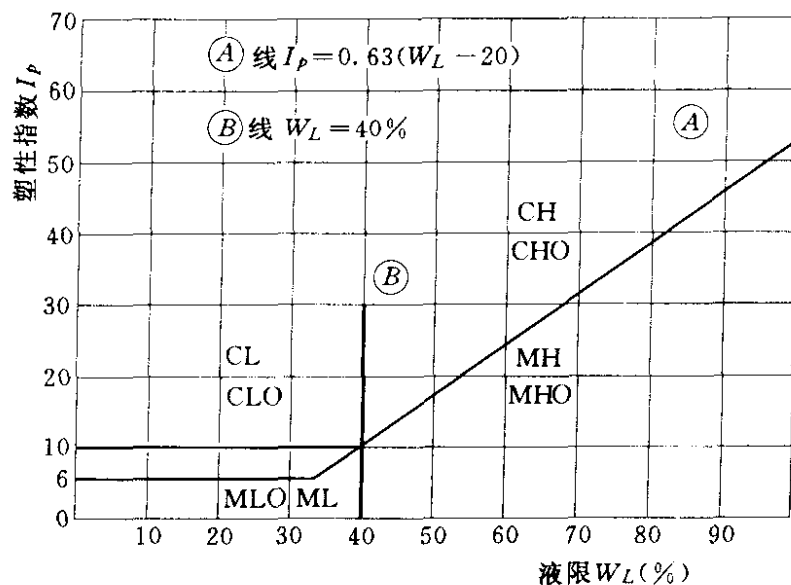
粘性土状态划分

状 态	坚 硬	硬 塑	可 塑	软 塑	流 塑
I_L	≤ 0	$0\sim0.25$	$0.25\sim0.75$	$0.75\sim1$	>1

细粒土按塑性图分类的方法见附图 I-2 和附图 I-3。附图 I-2 中液限 W_L 为质量 76g、锥角 30° 的液限仪锥尖入土深度 17mm 时测得的含水量 (%); 图 I-3 中液限 W_L 为质量 76g、锥角 30° 的液限仪锥尖入土深度 10mm 时测得的含水量 (%)。图中符号说明见附表 I-9。



附图 I-2



附图 1-3

附表 1-9

细粒土分类名称对照表

《土工试验操作规程》 (1962) 三角坐标图分类	SD128—84《土工试验 规程》塑性图分类	GBJ145—90《土的分类 标准》塑性图分类
砂壤土、粉质砂壤土、轻中壤土	低液限粘质土	CL—低液限粘质土
粉质壤土、重壤土	中液限粘质土	
粘土、重粘土	高液限粘质土	CH—高液限粘土
砂质粘土、粉质粘土	低液限粉质土	ML—低液限粉土
	中液限粉质土	
粉质粘土、砂质粘土	高液限粉质土	MH—高液限粉质土
有机质土	低、中塑性粉质土	CLO—代塑性粘土
		MLO—低塑性粉土
	中、高塑性粉质土	CHO—高塑性粘土
		MHO—高塑性粉土

附录 II 条形基础下的地基应力系数表

附表 II-1 竖向均布荷载作用下的地基应力系数表

x/B	y/B 系数	0.01	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.33	0.40	0.50
-1.00	k_y	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.003	0.006	0.010	0.017
	k_x	0.003	0.016	0.031	0.047	0.061	0.074	0.093	0.107	0.122
	k_{xy}	0.000	-0.001	-0.002	-0.005	-0.009	-0.014	-0.023	-0.032	-0.045
-0.50	k_y	0.000	0.000	0.002	0.005	0.011	0.019	0.037	0.056	0.084
	k_x	0.008	0.042	0.082	0.117	0.147	0.171	0.196	0.208	0.211
	k_{xy}	0.000	-0.003	-0.011	-0.023	-0.038	-0.055	-0.082	-0.103	-0.127
-0.25	k_y	0.000	0.002	0.011	0.031	0.059	0.089	0.137	0.173	0.214
	k_x	0.020	0.099	0.180	0.237	0.270	0.285	0.286	0.274	0.249
	k_{xy}	0.000	-0.012	-0.042	-0.080	-0.116	-0.147	-0.182	-0.199	-0.211
-0.10	k_y	0.000	0.020	0.091	0.165	0.224	0.267	0.313	0.338	0.360
	k_x	0.057	0.246	0.352	0.374	0.366	0.349	0.314	0.284	0.243
	k_{xy}	-0.003	-0.063	-0.157	-0.215	-0.224	-0.259	-0.265	-0.262	-0.252
0	k_y	0.500	0.500	0.500	0.499	0.498	0.497	0.493	0.489	0.480
	k_x	0.494	0.468	0.437	0.406	0.376	0.347	0.304	0.269	0.225
	k_{xy}	-0.318	-0.318	-0.315	-0.311	-0.306	-0.300	-0.287	-0.274	-0.255
0.10	k_y	1.000	0.980	0.909	0.833	0.773	0.727	0.673	0.638	0.598
	k_x	0.930	0.690	0.521	0.436	0.383	0.343	0.291	0.252	0.205
	k_{xy}	-0.003	-0.063	-0.155	-0.212	-0.240	-0.252	-0.254	-0.247	-0.231

续表

x/B	y/B 系数	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
-1.00	k_y	0.026	0.048	0.071	0.091	0.107	0.120	0.128	0.134
	k_x	0.132	0.139	0.134	0.123	0.109	0.095	0.082	0.071
	k_{xy}	-0.058	-0.080	-0.095	-0.104	-0.106	-0.105	-0.101	-0.095
-0.50	k_y	0.111	0.155	0.185	0.202	0.210	0.212	0.209	0.205
	k_x	0.205	0.177	0.146	0.117	0.094	0.075	0.060	0.049
	k_{xy}	-0.144	-0.158	-0.157	-0.147	-0.134	-0.121	-0.108	-0.096
-0.25	k_y	0.243	0.276	0.288	0.287	0.279	0.268	0.255	0.243
	k_x	0.221	0.168	0.127	0.096	0.073	0.056	0.044	0.034
	k_{xy}	-0.212	-0.197	-0.175	-0.152	-0.131	-0.131	-0.098	-0.085
-0.10	k_y	0.371	0.373	0.360	0.342	0.321	0.303	0.281	0.263
	k_x	0.206	0.148	0.107	0.077	0.057	0.043	0.033	0.026
	k_{xy}	-0.237	-0.203	-0.171	-0.143	-0.120	-0.101	-0.086	-0.073
0	k_y	0.468	0.440	0.409	0.378	0.348	0.321	0.297	0.275
	k_x	0.188	0.130	0.091	0.065	0.047	0.035	0.026	0.020
	k_{xy}	-0.234	-0.194	-0.159	-0.130	-0.108	-0.089	-0.075	-0.064
0.10	k_y	0.564	0.506	0.455	0.410	0.372	0.339	0.310	0.285
	k_x	0.167	0.111	0.075	0.052	0.037	0.027	0.020	0.016
	k_{xy}	-0.212	-0.173	-0.139	-0.112	-0.091	-0.075	-0.063	-0.053

续表

x/B	y/B 系数	0.01	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.33	0.40	0.50
0.25	k_y	1.000	0.998	0.988	0.967	0.937	0.902	0.845	0.797	0.735
	k_x	0.966	0.843	0.685	0.564	0.468	0.393	0.304	0.247	0.186
	k_{xy}	0.000	-0.011	-0.038	-0.072	-0.103	-0.127	-0.151	-0.158	-0.157
0.50	k_y	1.000	1.000	0.997	0.990	0.977	0.959	0.921	0.881	0.818
	k_x	0.975	0.874	0.752	0.639	0.538	0.450	0.336	0.260	0.182
	k_{xy}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.75	k_y	1.000	0.966	0.988	0.967	0.937	0.902	0.845	0.797	0.735
	k_x	0.966	0.834	0.685	0.564	0.468	0.393	0.304	0.247	0.186
	k_{xy}	0.000	0.011	0.038	0.072	0.103	0.127	0.151	0.158	0.157
1.00	k_y	0.500	0.500	0.500	0.499	0.498	0.497	0.493	0.489	0.480
	k_x	0.494	0.468	0.437	0.406	0.376	0.347	0.304	0.269	0.225
	k_{xy}	0.318	0.318	0.315	0.311	0.306	0.300	0.287	0.274	0.255
1.25	k_y	0.000	0.002	0.011	0.031	0.059	0.089	0.137	0.173	0.214
	k_x	0.020	0.099	0.180	0.237	0.270	0.285	0.286	0.274	0.249
	k_{xy}	0.000	0.012	0.042	0.080	0.116	0.147	0.182	0.199	0.211
1.50	k_y	0.000	0.000	0.002	0.005	0.011	0.019	0.037	0.056	0.084
	k_x	0.008	0.042	0.082	0.117	0.147	0.171	0.196	0.208	0.211
	k_{xy}	0.000	0.003	0.011	0.023	0.038	0.055	0.082	0.103	0.127
2.00	k_y	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.003	0.006	0.010	0.017
	k_x	0.003	0.016	0.031	0.047	0.061	0.074	0.093	0.107	0.122
	k_{xy}	0.000	0.001	0.002	0.005	0.009	0.014	0.023	0.032	0.045

续表

x/B	y/B 系数	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
0.25	k_y	0.679	0.586	0.510	0.450	0.400	0.360	0.326	0.298
	k_x	0.143	0.087	0.055	0.037	0.025	0.018	0.013	0.010
	k_{xy}	-0.147	-0.121	-0.096	-0.076	-0.061	-0.050	-0.041	-0.034
0.50	k_y	0.755	0.642	0.550	0.477	0.420	0.374	0.337	0.306
	k_x	0.129	0.069	0.041	0.025	0.017	0.012	0.008	0.006
	k_{xy}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.75	k_y	0.679	0.586	0.510	0.450	0.400	0.360	0.326	0.298
	k_x	0.143	0.087	0.055	0.037	0.025	0.018	0.013	0.010
	k_{xy}	0.147	0.121	0.096	0.076	0.061	0.050	0.041	0.034
1.00	k_y	0.468	0.440	0.409	0.378	0.348	0.321	0.297	0.275
	k_x	0.188	0.130	0.091	0.065	0.047	0.035	0.026	0.020
	k_{xy}	0.234	0.194	0.159	0.130	0.108	0.089	0.075	0.064
1.25	k_y	0.243	0.276	0.288	0.287	0.279	0.268	0.255	0.242
	k_x	0.221	0.168	0.127	0.096	0.073	0.056	0.044	0.034
	k_{xy}	0.212	0.197	0.175	0.152	0.131	0.113	0.098	0.085
1.50	k_y	0.111	0.155	0.185	0.202	0.210	0.212	0.209	0.205
	k_{xy}	0.205	0.177	0.146	0.117	0.094	0.075	0.060	0.049
	k_{xy}	0.144	0.158	0.157	0.147	0.134	0.121	0.108	0.096
2.00	k_y	0.026	0.048	0.071	0.091	0.107	0.120	0.128	0.134
	k_x	0.132	0.139	0.134	0.123	0.109	0.095	0.082	0.071
	k_{xy}	0.058	0.080	0.095	0.104	0.106	0.105	0.101	0.095

附表 II - 2 竖向三角形荷载作用下的地基应力系数表

x/B	y/B 系数	0.01	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.33	0.40	0.50
-1.00	k_y	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.004	0.007	0.012
	k_x	0.002	0.010	0.019	0.028	0.037	0.045	0.056	0.064	0.072
	k_{xy}	0.000	0.000	-0.002	-0.003	-0.006	-0.009	-0.015	-0.021	-0.039
-0.50	k_y	0.000	0.000	0.001	0.004	0.009	0.015	0.029	0.042	0.062
	k_x	0.006	0.028	0.055	0.078	0.097	0.111	0.124	0.127	0.124
	k_{xy}	0.000	-0.002	-0.008	-0.017	-0.028	-0.040	-0.058	-0.071	-0.085
-0.25	k_y	0.000	0.001	0.010	0.027	0.050	0.075	0.111	0.136	0.162
	k_x	0.015	0.073	0.131	0.168	0.186	0.189	0.178	0.162	0.137
	k_{xy}	0.000	-0.010	-0.034	-0.064	-0.091	-0.112	-0.132	-0.139	-0.139
-0.10	k_y	0.000	0.019	0.084	0.150	0.197	0.229	0.257	0.267	0.270
	k_x	0.048	0.201	0.272	0.270	0.247	0.220	0.181	0.151	0.118
	k_{xy}	-0.003	-0.057	-0.137	-0.180	-0.196	-0.197	-0.188	-0.175	-0.155
0	k_y	0.497	0.484	0.168	0.453	0.437	0.422	0.399	0.379	0.352
	k_x	0.467	0.389	0.321	0.270	0.230	0.197	0.155	0.127	0.096
	k_{xy}	-0.313	-0.294	-0.271	-0.250	-0.231	-0.213	-0.187	-0.167	-0.142
0.10	k_y	0.900	0.879	0.802	0.718	0.648	0.519	0.522	0.475	0.422
	k_x	0.823	0.558	0.366	0.269	0.212	0.174	0.130	0.104	0.076
	k_{xy}	0.006	-0.294	-0.088	-0.125	-0.139	-0.141	-0.133	-0.122	-0.105
0.25	k_y	0.750	0.748	0.737	0.714	0.682	0.645	0.584	0.534	0.473
	k_x	0.718	0.591	0.452	0.341	0.259	0.198	0.134	0.098	0.066
	k_{xy}	0.009	0.034	0.040	0.031	0.016	0.003	-0.013	-0.020	-0.024

续表

x/B	y/B 系数	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
-1.00	k_y	0.018	0.032	0.046	0.057	0.066	0.072	0.076	0.073
	k_x	0.076	0.078	0.072	0.064	0.055	0.047	0.039	0.033
	k_{xy}	-0.037	-0.049	-0.057	-0.060	-0.059	-0.057	-0.054	-0.050
-0.50	k_y	0.080	0.106	0.121	0.126	0.127	0.124	0.120	0.115
	k_x	0.116	0.092	0.071	0.054	0.041	0.032	0.025	0.020
	k_{xy}	-0.093	-0.096	0.089	-0.080	-0.070	-0.061	-0.053	-0.046
-0.25	k_y	0.177	0.187	0.184	0.175	0.165	0.154	0.143	0.134
	k_x	0.113	0.078	0.054	0.038	0.028	0.020	0.015	0.012
	k_{xy}	-0.132	-0.112	-0.092	-0.076	-0.062	-0.052	-0.044	-0.037
-0.10	k_y	0.266	0.247	0.225	0.204	0.186	0.169	0.155	0.143
	k_x	0.093	0.059	0.039	0.027	0.019	0.014	0.010	0.008
	k_{xy}	-0.137	-0.105	-0.082	-0.064	-0.052	-0.042	-0.035	-0.029
0	k_y	0.328	0.285	0.250	0.221	0.197	0.178	0.161	0.148
	k_x	0.074	0.046	0.029	0.020	0.014	0.010	0.007	0.006
	k_{xy}	-0.122	-0.090	-0.068	-0.053	-0.042	-0.034	-0.028	-0.023
0.10	k_y	0.380	0.317	0.270	0.235	0.207	0.184	0.166	0.151
	k_x	0.057	0.034	0.021	0.014	0.010	0.007	0.005	0.004
	k_{xy}	-0.090	-0.067	-0.050	-0.039	-0.030	-0.024	-0.020	-0.017
0.25	k_y	0.421	0.343	0.287	0.246	0.215	0.190	0.171	0.155
	k_x	0.046	0.025	0.014	0.009	0.006	0.004	0.003	0.002
	k_{xy}	-0.025	-0.021	-0.017	-0.013	-0.011	-0.009	-0.007	-0.006

续表

x/B	y/B 系数	0.01	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.33	0.40	0.50
0.50	k_y	0.500	0.500	0.498	0.495	0.489	0.480	0.461	0.440	0.409
	k_x	0.487	0.437	0.376	0.320	0.269	0.225	0.168	0.130	0.091
	k_{xy}	0.010	0.044	0.075	0.096	0.108	0.113	0.111	0.104	0.091
0.75	k_y	0.250	0.250	0.251	0.252	0.255	0.257	0.261	0.263	0.262
	k_x	0.249	0.242	0.233	0.222	0.209	0.194	0.170	0.148	0.120
	k_{xy}	0.010	0.044	0.078	0.103	0.119	0.130	0.138	0.138	0.132
1.00	k_y	0.003	0.016	0.032	0.047	0.061	0.075	0.095	0.110	0.127
	k_x	0.026	0.080	0.115	0.136	0.146	0.151	0.149	0.142	0.129
	k_{xy}	0.005	0.023	0.044	0.061	0.075	0.087	0.100	0.108	0.113
1.25	k_y	0.000	0.000	0.001	0.004	0.009	0.014	0.026	0.036	0.052
	k_x	0.005	0.025	0.049	0.069	0.084	0.096	0.108	0.112	0.112
	k_{xy}	0.000	0.002	0.008	0.016	0.025	0.035	0.049	0.060	0.072
1.50	k_y	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.004	0.008	0.013	0.022
	k_x	0.003	0.014	0.027	0.039	0.050	0.060	0.073	0.080	0.087
	k_{xy}	0.000	0.001	0.003	0.006	0.010	0.015	0.024	0.032	0.042
2.00	k_y	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.003	0.005
	k_x	0.001	0.006	0.012	0.018	0.024	0.029	0.037	0.043	0.050
	k_{xy}	0.000	0.000	0.001	0.002	0.003	0.005	0.008	0.011	0.016

x/B	y/B 系数	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
0.50	k_y	0.378	0.321	0.275	0.239	0.210	0.187	0.168	0.153
	k_x	0.065	0.035	0.020	0.013	0.008	0.006	0.004	0.003
	k_{xy}	0.078	0.056	0.041	0.030	0.023	0.019	0.015	0.012
0.75	k_y	0.258	0.243	0.223	0.204	0.186	0.170	0.155	0.143
	k_x	0.097	0.062	0.041	0.027	0.019	0.014	0.010	0.008
	k_{xy}	0.122	0.100	0.079	0.063	0.051	0.041	0.034	0.029
1.00	k_y	0.140	0.155	0.159	0.157	0.151	0.143	0.135	0.127
	k_x	0.113	0.084	0.061	0.045	0.033	0.025	0.019	0.015
	k_{xy}	0.113	0.104	0.091	0.078	0.066	0.056	0.047	0.041
1.25	k_y	0.066	0.089	0.103	0.111	0.114	0.114	0.112	0.109
	k_x	0.107	0.091	0.073	0.058	0.045	0.036	0.028	0.022
	k_{xy}	0.080	0.085	0.083	0.077	0.069	0.061	0.054	0.048
1.50	k_y	0.031	0.049	0.064	0.075	0.083	0.087	0.089	0.089
	k_x	0.089	0.085	0.075	0.063	0.053	0.043	0.036	0.029
	k_{xy}	0.051	0.062	0.067	0.067	0.064	0.060	0.055	0.050
2.00	k_y	0.008	0.016	0.025	0.034	0.041	0.048	0.053	0.057
	k_x	0.056	0.061	0.062	0.059	0.054	0.049	0.043	0.038
	k_{xy}	0.021	0.031	0.039	0.044	0.047	0.048	0.047	0.046

附表 II -3 水平向均布荷载作用下的地基应力系数表

x/B	y/B 系数	0.01	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.33	0.40	0.50
-1.00	k_y	0.000	0.001	0.002	0.005	0.009	0.014	0.023	0.032	0.045
	k_x	0.441	0.440	0.437	0.431	0.423	0.413	0.394	0.375	0.345
	k_{xy}	-0.003	-0.016	-0.031	-0.047	-0.061	-0.074	-0.093	-0.107	-0.122
-0.50	k_y	0.000	0.003	0.011	0.023	0.038	0.055	0.082	0.103	0.127
	k_x	0.699	0.694	0.677	0.652	0.619	0.582	0.517	0.461	0.385
	k_{xy}	-0.008	-0.042	-0.082	-0.117	-0.147	-0.171	-0.196	-0.208	-0.211
-0.25	k_y	0.000	0.012	0.042	0.080	0.116	0.147	0.182	0.199	0.211
	k_x	1.024	0.001	0.938	0.852	0.759	0.670	0.543	0.452	0.349
	k_{xy}	-0.020	-0.099	-0.180	-0.237	-0.270	-0.285	-0.286	-0.274	-0.249
-0.10	k_y	0.003	0.063	0.157	0.215	0.244	0.259	0.265	0.262	0.252
	k_x	1.520	1.393	1.152	0.943	0.780	0.653	0.501	0.402	0.298
	k_{xy}	-0.057	-0.246	-0.352	-0.374	-0.366	-0.349	-0.314	-0.284	-0.243
0	k_y	0.318	0.318	0.315	0.311	0.306	0.300	0.287	0.274	0.255
	k_x	2.613	1.590	1.154	0.904	0.731	0.602	0.452	0.356	0.258
	k_{xy}	-0.494	-0.468	-0.437	-0.406	-0.376	-0.347	-0.304	-0.269	-0.225
0.10	k_y	0.003	0.063	0.155	0.212	0.240	0.252	0.254	0.247	0.231
	k_x	1.393	1.266	1.207	0.821	0.662	0.540	0.397	0.307	0.216
	k_{xy}	-0.930	-0.690	-0.521	-0.436	-0.383	-0.343	-0.291	-0.252	-0.205

续表

x/B	y/B 系数	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
-1.00	k_y	0.058	0.080	0.095	0.104	0.106	0.105	0.101	0.095
	k_x	0.313	0.251	0.196	0.152	0.117	0.090	0.070	0.054
	k_{xy}	-0.132	-0.139	-0.134	-0.123	-0.109	-0.095	-0.082	-0.071
-0.50	k_y	0.144	0.158	0.157	0.147	0.134	0.121	0.108	0.096
	k_x	0.319	0.216	0.147	0.102	0.071	0.051	0.037	0.027
	k_{xy}	-0.205	-0.177	0.146	-0.117	-0.094	-0.075	-0.060	-0.049
-0.25	k_y	0.212	0.197	0.175	0.152	0.131	0.113	0.098	0.085
	k_x	0.271	0.166	0.105	0.068	0.045	0.031	0.022	0.016
	k_{xy}	-0.221	-0.168	-0.127	-0.096	-0.073	-0.056	-0.044	-0.034
-0.10	k_y	0.237	0.203	0.171	0.143	0.120	0.101	0.086	0.073
	k_x	0.223	0.130	0.078	0.049	0.032	0.021	0.014	0.010
	k_{xy}	-0.206	-0.148	-0.107	-0.077	-0.057	-0.043	-0.033	-0.026
0	k_y	0.234	0.194	0.159	0.130	0.108	0.089	0.075	0.064
	k_x	0.189	0.105	0.061	0.037	0.024	0.016	0.011	0.007
	k_{xy}	-0.188	-0.130	-0.091	-0.065	-0.047	-0.035	-0.026	-0.020
0.10	k_y	0.212	0.173	0.139	0.112	0.091	0.075	0.063	0.053
	k_x	0.155	0.082	0.046	0.027	0.017	0.011	0.007	0.005
	k_{xy}	-0.167	-0.111	-0.075	-0.052	-0.037	-0.027	-0.020	-0.016

续表

x/B	y/B 系数	0.01	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.33	0.40	0.50
0.25	k_y	0.000	0.011	0.038	0.072	0.103	0.127	0.151	0.158	0.157
	k_x	0.698	0.677	0.619	0.542	0.461	0.385	0.284	0.216	0.147
	k_{xy}	-0.966	-0.834	-0.685	-0.564	-0.468	-0.393	-0.304	-0.247	-0.186
0.50	k_y	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	k_x	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	k_{xy}	-0.975	-0.874	-0.752	-0.639	-0.538	-0.450	-0.336	-0.260	-0.182
0.75	k_y	0.000	-0.011	-0.038	-0.072	-0.103	-0.127	-0.151	-0.158	-0.157
	k_x	-0.698	-0.677	-0.619	-0.542	-0.461	-0.385	-0.284	-0.216	-0.147
	k_{xy}	-0.966	-0.834	-0.685	-0.564	-0.468	-0.393	-0.304	-0.247	-0.186
1.00	k_y	-0.318	-0.318	-0.315	-0.311	-0.306	-0.300	-0.287	-0.274	-0.255
	k_x	-2.613	-1.590	-1.154	-0.904	-0.731	-0.602	-0.452	-0.356	-0.258
	k_{xy}	-0.494	-0.468	-0.437	-0.406	-0.376	-0.347	-0.304	-0.269	-0.225
1.25	k_y	0.000	-0.012	-0.042	-0.080	-0.116	-0.147	-0.182	-0.199	-0.211
	k_x	-1.024	-1.001	-0.938	-0.852	-0.759	-0.670	-0.543	-0.452	-0.349
	k_{xy}	-0.020	-0.099	-0.180	-0.237	-0.270	-0.285	-0.286	-0.274	-0.249
1.50	k_y	0.000	-0.003	0.011	-0.023	-0.038	-0.055	-0.082	-0.103	-0.127
	k_x	-0.699	-0.694	-0.677	-0.652	-0.619	-0.582	-0.517	-0.461	-0.385
	k_{xy}	-0.008	-0.042	-0.082	-0.117	-0.147	-0.171	-0.196	-0.208	-0.211
2.00	k_y	0.000	-0.001	-0.002	-0.005	-0.009	-0.014	-0.023	-0.032	-0.045
	k_x	-0.441	-0.440	-0.437	-0.431	-0.423	-0.413	-0.394	-0.375	-0.345
	k_{xy}	-0.003	-0.016	-0.031	-0.047	-0.061	-0.074	-0.093	-0.107	-0.122

x/B	y/B 系数	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
0.25	k_y	0.147	0.121	0.096	0.076	0.061	0.050	0.041	0.034
	k_x	0.102	0.051	0.027	0.015	0.009	0.006	0.004	0.003
	k_{xy}	-0.143	-0.087	-0.055	-0.037	-0.025	-0.018	-0.013	-0.010
0.50	k_y	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	k_x	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	k_{xy}	-0.129	0.069	0.041	0.025	0.017	0.012	0.008	0.006
0.75	k_y	-0.147	-0.121	-0.096	-0.076	-0.061	-0.050	-0.041	-0.034
	k_x	-0.102	-0.051	-0.027	-0.015	-0.009	-0.006	-0.004	-0.003
	k_{xy}	-0.143	-0.087	-0.055	-0.037	-0.025	-0.018	-0.013	-0.010
1.00	k_y	-0.234	-0.194	-0.159	-0.130	-0.108	-0.089	-0.075	-0.064
	k_x	-0.189	-0.105	-0.061	-0.037	-0.024	-0.016	-0.011	-0.007
	k_{xy}	-0.188	-0.130	-0.091	-0.065	-0.047	-0.035	-0.026	-0.020
1.25	k_y	-0.212	-0.197	-0.175	-0.152	-0.131	-0.113	-0.098	-0.085
	k_x	-0.271	-0.166	-0.105	-0.068	-0.045	-0.031	-0.022	-0.016
	k_{xy}	-0.221	-0.168	-0.127	-0.096	-0.073	-0.056	-0.044	-0.034
1.50	k_y	-0.144	-0.158	-0.157	-0.147	-0.134	-0.121	-0.108	-0.096
	k_x	-0.319	-0.216	-0.147	-0.102	-0.071	-0.051	-0.037	-0.027
	k_{xy}	-0.205	-0.177	-0.146	-0.117	-0.094	-0.075	-0.060	-0.049
2.00	k_y	-0.058	-0.080	-0.095	-0.104	-0.106	-0.105	-0.101	-0.095
	k_x	-0.313	-0.251	-0.196	-0.152	-0.117	-0.090	-0.070	-0.054
	k_{xy}	-0.132	-0.139	-0.134	-0.123	-0.109	-0.095	-0.082	-0.071

附表 II-4 竖向半无限均布荷载作用下的地基应力系数表

x/B	y/B 系数	0.01	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.33	0.40	0.50
-1.00	k_y	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.003	0.007	0.011	0.020
	k_x	0.006	0.032	0.063	0.094	0.124	0.153	0.196	0.231	0.275
	k_{xy}	0.000	-0.001	-0.003	-0.007	-0.012	-0.019	-0.031	-0.044	-0.064
-0.50	k_y	0.000	0.000	0.002	0.005	0.011	0.020	0.039	0.060	0.091
	k_x	0.013	0.063	0.124	0.180	0.231	0.275	0.332	0.370	0.409
	k_{xy}	0.000	-0.003	-0.012	-0.026	-0.044	-0.064	-0.097	-0.124	-0.159*
-0.25	k_y	0.000	0.002	0.011	0.032	0.060	0.091	0.140	0.179	0.225
	k_x	0.025	0.124	0.231	0.312	0.370	0.409	0.447	0.465	0.480
	k_{xy}	-0.001	-0.012	-0.044	-0.084	-0.124	-0.159	-0.202	-0.229	-0.255
-0.10	k_y	0.000	0.020	0.091	0.166	0.225	0.269	0.318	0.347	0.376
	k_x	0.063	0.275	0.409	0.460	0.480	0.489	0.495	0.497	0.498
	k_{xy}	-0.003	-0.064	-0.159	-0.220	-0.255	-0.274	-0.292	-0.300	-0.306
0	k_y	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500
	k_x	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500
	k_{xy}	-0.318	-0.318	-0.318	-0.318	-0.318	-0.318	-0.318	-0.318	-0.318
0.10	k_y	1.000	0.998	0.909	0.834	0.755	0.731	0.682	0.653	0.642
	k_x	0.937	0.725	0.591	0.540	0.520	0.511	0.505	0.505	0.502
	k_{xy}	-0.003	-0.064	-0.159	-0.220	-0.255	-0.274	-0.292	-0.300	-0.306

x/B	y/B 系数	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
-1.00	k_y	0.032	0.060	0.091	0.122	0.152	0.179	0.203	0.225
	k_x	0.312	0.370	0.409	0.435	0.453	0.465	0.474	0.480
	k_{xy}	-0.084	-0.124	-0.159	-0.188	-0.211	-0.229	-0.243	-0.255
-0.50	k_y	0.122	0.179	0.225	0.261	0.290	0.313	0.332	0.347
	k_x	0.435	0.465	0.480	0.487	0.492	0.494	0.496	0.497
	k_{xy}	-0.188	-0.229	-0.255	-0.271	-0.282	-0.290	-0.296	-0.300
-0.25	k_y	0.261	0.313	0.347	0.371	0.389	0.402	0.413	0.421
	k_x	0.487	0.494	0.497	0.498	0.499	0.499	0.499	0.500
	k_{xy}	-0.271	-0.290	-0.300	-0.305	-0.308	-0.311	-0.312	0.313
-0.10	k_y	0.396	0.421	0.437	0.447	0.455	0.460	0.465	0.468
	k_x	0.499	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500
	k_{xy}	-0.310	-0.313	-0.315	-0.316	-0.3187	-0.317	-0.317	-0.318
0	k_y	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500
	k_x	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500
	k_{xy}	-0.318	-0.318	-0.318	-0.318	-0.318	-0.318	-0.318	-0.318
0.10	k_y	0.604	0.579	0.563	0.553	0.545	0.540	0.535	0.532
	k_x	0.501	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500
	k_{xy}	-0.310	-0.313	-0.315	-0.316	-0.3187	-0.317	-0.317	-0.318

续表

x/B	y/B 系数	0.01	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.33	0.40	0.50
0.25	k_y	1.000	0.998	0.989	0.968	0.940	0.909	0.860	0.821	0.775
	k_x	0.975	0.876	0.769	0.688	0.630	0.591	0.553	0.535	0.520
	k_{xy}	-0.001	-0.012	-0.044	-0.084	-0.124	-0.159	-0.202	-0.229	-0.255
0.50	k_y	1.000	1.000	0.998	0.995	0.989	0.980	0.961	0.940	0.909
	k_x	0.987	0.937	0.876	0.820	0.769	0.725	0.668	0.630	0.591
	k_{xy}	0.000	-0.003	-0.012	-0.026	-0.044	-0.064	-0.097	0.124	-0.159
0.75	k_y	1.000	1.000	1.000	0.998	0.996	0.993	0.985	0.976	0.960
	k_x	0.992	0.958	0.916	0.876	0.838	0.802	0.751	0.712	0.666
	k_{xy}	0.000	-0.001	-0.006	-0.012	-0.021	-0.032	-0.052	-0.070	-0.098
1.00	k_y	1.000	1.000	1.000	0.999	0.998	0.997	0.993	0.989	0.980
	k_x	0.994	0.968	0.937	0.906	0.876	0.847	0.804	0.769	0.725
	k_{xy}	0.000	-0.001	-0.003	-0.007	-0.012	-0.019	-0.031	-0.044	0.064
1.25	k_y	1.000	1.000	1.000	1.000	0.999	0.998	0.996	0.994	0.989
	k_x	0.995	0.975	0.949	0.924	0.900	0.876	0.839	0.809	0.769
	k_{xy}	0.000	-0.001	-0.002	-0.005	-0.008	-0.012	-0.021	-0.030	-0.044
1.50	k_y	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.999	0.998	0.996	0.993
	k_x	0.996	0.979	0.958	0.937	0.916	0.896	0.864	0.838	0.802
	k_{xy}	0.000	0.000	-0.001	-0.003	-0.006	-0.009	-0.015	-0.021	-0.032
2.00	k_y	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.999	0.998	0.997
	k_x	0.997	0.984	0.968	0.952	0.937	0.921	0.897	0.876	0.847
	k_{xy}	0.000	0.000	-0.001	-0.002	-0.003	-0.005	-0.008	-0.012	-0.019

续表

x/B	y/B 系数	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
0.25	k_y	0.739	0.687	0.653	0.629	0.611	0.598	0.587	0.579
	k_x	0.513	0.506	0.503	0.502	0.501	0.501	0.501	0.500
	k_{xy}	-0.271	-0.290	-0.300	-0.305	-0.308	-0.311	-0.312	-0.313
0.50	k_y	0.878	0.821	0.755	0.739	0.710	0.687	0.668	0.653
	k_x	0.565	0.535	0.520	0.513	0.508	0.506	0.504	0.503
	k_{xy}	-0.188	-0.229	-0.255	-0.271	-0.282	-0.290	-0.296	-0.300
0.75	k_y	0.940	0.899	0.858	0.821	0.789	0.762	0.739	0.719
	k_x	0.630	0.581	0.552	0.535	0.524	0.517	0.513	0.510
	k_{xy}	-0.124	-0.169	-0.204	-0.229	-0.247	-0.261	-0.271	-0.279
1.00	k_y	0.968	0.940	0.909	0.878	0.848	0.821	0.797	0.775
	k_x	0.688	0.630	0.591	0.565	0.547	0.535	0.526	0.520
	k_{xy}	-0.084	0.124	0.159	0.188	0.211	0.229	0.243	0.255
1.25	k_y	0.982	0.963	0.940	0.916	0.890	0.866	0.842	0.821
	k_x	0.733	0.674	0.630	0.597	0.574	0.557	0.544	0.535
	k_{xy}	-0.060	-0.092	-0.124	-0.153	-0.177	-0.198	-0.215	-0.229
1.50	k_y	0.989	0.976	0.960	0.940	0.920	0.899	0.878	0.858
	k_x	0.769	0.712	0.666	0.630	0.602	0.581	0.565	0.552
	k_{xy}	-0.044	-0.070	-0.098	-0.124	-0.148	-0.169	-0.188	-0.204
2.00	k_y	0.995	0.989	0.980	0.968	0.955	0.940	0.925	0.909
	k_x	0.820	0.769	0.725	0.688	0.656	0.630	0.608	0.591
	k_{xy}	-0.026	-0.044	-0.064	-0.084	-0.105	-0.124	-0.142	-0.159

附表 II-5 承载力系数表

ϕ (°)	N_r	N_q	N_c	ϕ (°)	N_r	N_q	N_c
0	0.000	1.000	5.142	23	4.878	8.661	18.049
1	0.002	0.094	5.379	24	5.746	9.603	19.324
2	0.010	1.197	5.632	25	6.758	10.662	20.721
3	0.024	1.309	5.900	26	7.941	11.854	22.254
4	0.045	1.433	6.185	27	9.324	13.199	23.942
5	0.075	1.568	6.489	28	10.942	14.720	25.803
6	0.113	1.716	6.813	29	12.841	16.443	27.860
7	0.162	1.879	7.158	30	15.070	18.401	30.140
8	0.223	2.058	7.527	31	17.693	20.631	31.671
9	0.298	2.255	7.922	32	20.786	23.177	35.490
10	0.389	2.471	8.345	33	24.442	26.092	38.638
11	0.499	2.710	8.798	34	28.774	29.440	42.164
12	0.629	2.974	9.285	35	33.921	22.296	46.124
13	0.784	3.264	9.807	36	40.053	37.752	50.585
14	0.967	3.586	10.370	37	47.383	42.920	55.630
15	1.182	3.941	10.977	38	56.174	48.933	61.352
16	1.434	4.335	11.631	39	66.755	55.957	67.867
17	1.730	4.772	12.338	40	79.541	64.195	75.313
18	2.075	5.258	13.104	41	95.052	73.897	83.858
19	2.478	5.798	13.934	42	113.956	85.374	93.706
20	2.948	6.399	14.835	43	137.100	99.014	105.107
21	3.496	7.071	15.815	44	165.759	115.308	118.369
22	4.134	7.821	16.883				

附表 II-6

倾斜系数表 i_r

$\phi(^{\circ})$	$\text{tg}\delta$	0.01	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36	0.40	0.44	0.48
1		0.972												
2		0.976												
3		0.977	0.875											
4		0.977	0.889											
5		0.977	0.895	0.721										
6		0.977	0.897	0.756										
7		0.977	0.899	0.771	0.565									
8		0.976	0.899	0.778	0.624									
9		0.976	0.899	0.783	0.646									
10		0.976	0.899	0.785	0.658	0.502								
11		0.975	0.898	0.787	0.666	0.530								
12		0.975	0.897	0.787	0.670	0.545	0.395							
13		0.975	0.896	0.787	0.673	0.555	0.427							
14		0.974	0.895	0.786	0.675	0.561	0.444	0.305						
15		0.974	0.894	0.785	0.675	0.565	0.455	0.339						
16		0.9732	0.892	0.783	0.675	0.568	0.462	0.356	0.232					
17		0.973	0.891	0.782	0.674	0.569	0.467	0.367	0.265					
18		0.972	0.890	0.780	0.672	0.569	0.469	0.375	0.282	0.175				
19		0.972	0.888	0.778	0.670	0.568	0.471	0.380	0.293	0.206				
20		0.971	0.886	0.775	0.668	0.567	0.471	0.383	0.300	0.221	0.132			
21		0.971	0.885	0.773	0.666	0.565	0.471	0.384	0.305	0.231	0.159			

续表

$\frac{\text{tg}\delta}{\phi(^{\circ})}$	0.52	0.56	0.60	0.64	0.68	0.72	0.76	0.80	0.84	0.88	0.82	0.96
1												
2												
3												
4												
5												
6												
7												
8												
9												
10												
11												
12												
13												
14												
15												
16												
17												
18												
19												
20												
21												

$\frac{\text{tg}\delta}{\phi(^{\circ})}$	0.01	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36	0.40	0.44	0.48
22	0.970	0.883	0.770	0.663	0.562	0.470	0.385	0.308	0.238	0.172	0.100		
23	0.970	0.881	0.767	0.660	0.560	0.468	0.384	0.309	0.242	0.181	0.123		
24	0.969	0.879	0.764	0.656	0.557	0.465	0.383	0.310	0.244	0.186	0.133	0.077	
25	0.969	0.877	0.761	0.653	0.553	0.463	0.381	0.309	0.246	0.190	0.140	0.094	
26	0.968	0.875	0.758	0.649	0.549	0.459	0.379	0.308	0.246	0.192	0.145	0.103	0.061
27	0.968	0.873	0.754	0.645	0.545	0.456	0.376	0.306	0.246	0.193	0.148	0.108	0.073
28	0.967	0.871	0.751	0.641	0.541	0.452	0.373	0.304	0.244	0.193	0.149	0.112	0.079
29	0.966	0.869	0.747	0.636	0.537	0.448	0.370	0.302	0.243	0.193	0.150	0.114	0.083
30	0.966	0.866	0.744	0.632	0.532	0.443	0.366	0.298	0.241	0.191	0.150	0.115	0.085
31	0.965	0.864	0.740	0.627	0.527	0.439	0.361	0.295	0.238	0.190	0.149	0.115	0.087
32	0.964	0.862	0.736	0.622	0.522	0.434	0.357	0.291	0.235	0.188	0.148	0.115	0.088
33	0.964	0.859	0.731	0.617	0.516	0.428	0.352	0.287	0.232	0.185	0.146	0.114	0.088
34	0.963	0.857	0.727	0.612	0.511	0.423	0.347	0.283	0.228	0.182	0.144	0.113	0.087
35	0.962	0.854	0.723	0.607	0.505	0.417	0.342	0.278	0.224	0.179	0.142	0.112	0.087
36	0.961	0.851	0.718	0.601	0.499	0.411	0.336	0.273	0.220	0.176	0.139	0.110	0.085
37	0.960	0.848	0.713	0.595	0.493	0.405	0.331	0.268	0.216	0.172	0.137	0.108	0.084
38	0.960	0.845	0.709	0.589	0.487	0.399	0.3235	0.263	0.211	0.168	0.133	0.105	0.082
39	0.959	0.842	0.704	0.583	0.480	0.392	0.319	0.257	0.206	0.164	0.130	0.102	0.080
40	0.958	0.839	0.698	0.577	0.473	0.386	0.312	0.251	0.201	0.160	0.127	0.100	0.078
41	0.957	0.836	0.693	0.570	0.466	0.379	0.306	0.245	0.196	0.156	0.123	0.097	0.076
42	0.956	0.832	0.687	0.564	0.459	0.372	0.299	0.239	0.191	0.151	0.119	0.094	0.073
43	0.955	0.829	0.682	0.557	0.452	0.364	0.292	0.233	0.185	0.146	0.115	0.090	0.071
44	0.954	0.825	0.676	0.550	0.444	0.357	0.285	0.227	0.180	0.142	0.111	0.087	0.068

续表

$\phi(^{\circ}) \backslash \operatorname{tg} \delta$	0.52	0.56	0.60	0.64	0.68	0.72	0.76	0.80	0.84	0.88	0.92	0.96
22												
23												
24												
25												
26												
27												
28	0.048											
29	0.056											
30	0.060	0.038										
31	0.063	0.043	0.021									
32	0.065	0.046	0.029									
33	0.066	0.048	0.033	0.019								
34	0.066	0.049	0.035	0.023								
35	0.066	0.050	0.036	0.025	0.015							
36	0.066	0.050	0.037	0.026	0.018	0.010						
37	0.065	0.049	0.037	0.027	0.019	0.012						
38	0.064	0.049	0.037	0.027	0.020	0.014	0.008					
39	0.062	0.048	0.036	0.027	0.020	0.014	0.010	0.005				
40	0.061	0.047	0.036	0.027	0.020	0.015	0.010	0.007				
41	0.059	0.046	0.035	0.027	0.020	0.015	0.011	0.007	0.005			
42	0.057	0.044	0.034	0.026	0.020	0.015	0.011	0.008	0.005	0.003		
43	0.055	0.043	0.033	0.025	0.019	0.014	0.011	0.008	0.006	0.004	0.002	
44	0.053	0.041	0.032	0.024	0.019	0.014	0.011	0.008	0.006	0.004	0.003	0.001

附表 II -7

傾斜系数表 i_q

$\phi(^{\circ})$	$\text{tg}\delta$	0.01	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36	0.40	0.44	0.48
1		0.986												
2		0.988												
3		0.988	0.935											
4		0.989	0.943											
5		0.989	0.946	0.849										
6		0.988	0.947	0.870										
7		0.988	0.948	0.878	0.752									
8		0.988	0.948	0.882	0.790									
9		0.988	0.948	0.885	0.804									
10		0.988	0.948	0.886	0.811	0.709								
11		0.988	0.948	0.887	0.816	0.728								
12		0.987	0.947	0.887	0.819	0.739	0.629							
13		0.987	0.947	0.887	0.820	0.745	0.653							
14		0.987	0.946	0.887	0.821	0.749	0.666	0.553						
15		0.987	0.945	0.8869	0.822	0.752	0.675	0.582						
16		0.987	0.945	0.885	0.821	0.753	0.680	0.579	0.482					
17		0.986	0.944	0.884	0.821	0.754	0.683	0.606	0.515					
18		0.968	0.943	0.883	0.820	0.754	0.685	0.612	0.531	0.418				
19		0.986	0.942	0.882	0.819	0.754	0.686	0.616	0.541	0.454				
20		0.986	0.941	0.880	0.817	0.753	0.686	0.619	0.548	0.471	0.363			
21		0.985	0.941	0.879	0.816	0.751	0.686	0.620	0.552	0.481	0.399			
22		0.985	0.940	0.877	0.814	0.750	0.685	0.620	0.555	0.487	0.415	0.316		

续表

$\frac{\text{tg}\delta}{\phi(^{\circ})}$	0.52	0.56	0.60	0.64	0.68	0.72	0.76	0.80	0.84	0.88	0.82	0.96
1												
2												
3												
4												
5												
6												
7												
8												
9												
10												
11												
12												
13												
14												
15												
16												
17												
18												
19												
20												
21												
22												

$\frac{\text{tg}\delta}{\phi(^{\circ})}$	0.01	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36	0.40	0.44	0.48
23	0.985	0.939	0.876	0.812	0.748	0.684	0.620	0.556	0.492	0.425	0.350		
24	0.985	0.938	0.874	0.810	0.746	0.682	0.619	0.556	0.494	0.431	0.365	0.278	
25	0.984	0.937	0.872	0.808	0.744	0.680	0.618	0.556	0.496	0.436	0.374	0.307	
26	0.984	0.936	0.871	0.806	0.741	0.678	0.616	0.555	0.496	0.438	0.380	0.321	0.246
27	0.984	0.934	0.869	0.803	0.738	0.675	0.613	0.554	0.496	0.439	0.384	0.329	0.269
28	0.983	0.933	0.867	0.801	0.736	0.672	0.611	0.552	0.494	0.439	0.386	0.334	0.281
29	0.983	0.932	0.864	0.798	0.733	0.669	0.608	0.549	0.493	0.439	0.387	0.337	0.288
30	0.983	0.931	0.862	0.795	0.729	0.666	0.605	0.546	0.491	0.438	0.387	0.339	0.292
31	0.982	0.930	0.860	0.792	0.726	0.662	0.601	0.543	0.488	0.436	0.386	0.340	0.295
32	0.982	0.928	0.858	0.789	0.722	0.658	0.597	0.540	0.485	0.433	0.385	0.339	0.296
33	0.982	0.927	0.855	0.786	0.719	0.654	0.593	0.536	0.481	0.430	0.383	0.338	0.296
34	0.981	0.925	0.853	0.782	0.715	0.650	0.589	0.532	0.478	0.427	0.380	0.336	0.296
35	0.981	0.924	0.850	0.779	0.711	0.646	0.585	0.527	0.473	0.423	0.377	0.334	0.294
36	0.980	0.932	0.847	0.775	0.707	0.641	0.580	0.523	0.469	0.419	0.373	0.331	0.292
37	0.980	0.921	0.845	0.772	0.702	0.637	0.575	0.518	0.464	0.415	0.370	0.328	0.290
38	0.980	0.919	0.842	0.768	0.698	0.632	0.570	0.512	0.459	0.410	0.365	0.324	0.287
39	0.979	0.918	0.839	0.764	0.693	0.626	0.564	0.507	0.454	0.405	0.361	0.320	0.283
40	0.979	0.916	0.836	0.760	0.688	0.621	0.559	0.501	0.448	0.400	0.356	0.316	0.279
41	0.978	0.914	0.832	0.755	0.683	0.615	0.553	0.495	0.443	0.395	0.351	0.311	0.275
42	0.978	0.912	0.829	0.751	0.678	0.610	0.547	0.489	0.437	0.389	0.345	0.306	0.271
43	0.977	0.910	0.826	0.746	0.672	0.604	0.541	0.483	0.430	0.383	0.340	0.301	0.266
44	0.977	0.908	0.822	0.741	0.666	0.597	0.534	0.476	0.424	0.376	0.334	0.295	0.261

续表

$\phi(^{\circ})$	$\text{tg}\delta$	0.52	0.56	0.60	0.64	0.68	0.72	0.76	0.80	0.84	0.88	0.92	0.96
23													
24													
25													
26													
27													
28	0.218												
29	0.236												
30	0.246	0.194											
31	0.251	0.207	0.144										
32	0.255	0.215	0.172										
33	0.257	0.219	0.181	0.137									
34	0.258	0.222	0.187	0.152									
35	0.257	0.223	0.190	0.159	0.124								
36	0.256	0.223	0.192	0.162	0.133	0.098							
37	0.254	0.222	0.192	0.165	0.138	0.111							
38	0.252	0.221	0.192	0.166	0.141	0.117	0.091						
39	0.249	0.219	0.191	0.165	0.142	0.120	0.098	0.074					
40	0.246	0.216	0.189	0.165	0.142	0.121	0.102	0.082					
41	0.243	0.213	0.187	0.163	0.141	0.122	0.103	0.086	0.068				
42	0.239	0.210	0.184	0.161	0.140	0.121	0.104	0.088	0.073	0.056			
43	0.234	0.206	0.181	0.159	0.138	0.120	0.104	0.089	0.075	0.061	0.046		
44	0.230	0.202	0.178	0.156	0.136	0.119	0.103	0.088	0.075	0.063	0.051	0.037	

附表 II-8

傾斜系数表 i_c

$\phi(^{\circ})$	$\text{tg}\delta$	0.01	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36	0.40	0.44	0.48
1	0.838													
2	0.927													
3	0.951	0.726												
4	0.926	0.811												
5	0.968	0.850	0.584											
6	0.972	0.874	0.687											
7	0.975	0.889	0.739	0.469										
8	0.977	0.899	0.771	0.591										
9	0.978	0.907	0.793	0.647										
10	0.980	0.913	0.809	0.683	0.511									
11	0.980	0.917	0.821	0.708	0.569									
12	0.981	0.920	0.830	0.727	0.606	0.441								
13	0.982	0.923	0.837	0.741	0.632	0.500								
14	0.982	0.925	0.843	0.752	0.652	0.537	0.380							
15	0.982	0.927	0.847	0.761	0.667	0.564	0.440							
16	0.983	0.928	0.851	0.768	0.679	0.584	0.476	0.327						
17	0.983	0.929	0.853	0.773	0.689	0.599	0.502	0.387						
18	0.983	0.930	0.856	0.778	0.696	0.611	0.521	0.421	0.282					
19	0.983	0.930	0.857	0.781	0.702	0.621	0.536	0.446	0.340					
20	0.983	0.931	0.858	0.784	0.707	0.628	0.548	0.464	0.373	0.245				
21	0.983	0.931	0.859	0.785	0.711	0.634	0.557	0.478	0.395	0.300				

续表

$\phi(^{\circ}) \backslash \text{tg} \delta$	0.52	0.56	0.60	0.64	0.68	0.72	0.76	0.80	0.84	0.88	0.82	0.96
1												
2												
3												
4												
5												
6												
7												
8												
9												
10												
11												
12												
13												
14												
15												
16												
17												
18												
19												
20												
21												

$\phi(^{\circ})$	$\text{tg}\delta$	0.01	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36	0.40	0.44	0.48
22	0.983	0.931	0.860	0.787	0.713	0.639	0.565	0.489	0.412	0.329	0.216			
23	0.983	0.931	0.860	0.788	0.715	0.643	0.570	0.498	0.425	0.350	0.265			
24	0.983	0.930	0.860	0.788	0.716	0.645	0.575	0.505	0.435	0.365	0.291	0.194		
25	0.983	0.930	0.859	0.788	0.717	0.647	0.578	0.510	0.443	0.377	0.310	0.235		
26	0.982	0.930	0.859	0.788	0.717	0.648	0.580	0.514	0.450	0.386	0.323	0.258	0.177	
27	0.982	0.929	0.858	0.787	0.717	0.649	0.582	0.517	0.454	0.393	0.334	0.274	0.209	
28	0.982	0.928	0.857	0.786	0.716	0.648	0.583	0.519	0.458	0.399	0.341	0.285	0.229	
29	0.982	0.928	0.856	0.785	0.715	0.648	0.583	0.520	0.460	0.402	0.347	0.294	0.242	
30	0.982	0.927	0.854	0.783	0.714	0.647	0.582	0.520	0.461	0.405	0.352	0.301	0.252	
31	0.981	0.926	0.853	0.781	0.712	0.645	0.581	0.520	0.462	0.407	0.355	0.306	0.259	
32	0.981	0.925	0.851	0.779	0.710	0.643	0.579	0.519	0.462	0.408	0.357	0.309	0.264	
33	0.981	0.924	0.850	0.777	0.707	0.641	0.577	0.517	0.461	0.408	0.358	0.312	0.268	
34	0.981	0.923	0.848	0.775	0.705	0.638	0.575	0.515	0.459	0.407	0.358	0.313	0.271	
35	0.980	0.922	0.846	0.772	0.702	0.635	0.572	0.513	0.457	0.406	0.358	0.313	0.272	
36	0.980	0.920	0.843	0.769	0.699	0.632	0.569	0.510	0.455	0.404	0.356	0.313	0.273	
37	0.980	0.919	0.841	0.766	0.695	0.628	0.565	0.506	0.452	0.401	0.355	0.312	0.273	
38	0.979	0.918	0.838	0.763	0.691	0.624	0.561	0.502	0.448	0.398	0.352	0.310	0.272	
39	0.979	0.916	0.836	0.759	0.687	0.620	0.557	0.498	0.444	0.395	0.349	0.308	0.270	
40	0.978	0.915	0.833	0.756	0.683	0.615	0.552	0.493	0.440	0.391	0.346	0.305	0.268	
41	0.978	0.913	0.830	0.752	0.679	0.610	0.547	0.489	0.435	0.386	0.342	0.302	0.265	
42	0.977	0.911	0.827	0.748	0.674	0.605	0.542	0.483	0.430	0.381	0.338	0.298	0.262	
43	0.977	0.909	0.824	0.744	0.669	0.600	0.536	0.478	0.425	0.376	0.333	0.294	0.258	
44	0.976	0.908	0.820	0.739	0.664	0.594	0.530	0.472	0.419	0.371	0.328	0.289	0.254	

$\frac{\text{tg}\delta}{\phi(^{\circ})}$	0.52	0.56	0.60	0.64	0.68	0.72	0.76	0.80	0.84	0.88	0.82	0.96
22												
23												
24												
25												
26												
27												
28	0.161											
29	0.187											
30	0.202	0.147										
31	0.213	0.167	0.101									
32	0.221	0.179	0.134									
33	0.227	0.188	0.149	0.103								
34	0.231	0.194	0.158	0.122								
35	0.234	0.199	0.165	0.132	0.097							
36	0.236	0.202	0.170	0.140	0.110	0.074						
37	0.237	0.204	0.173	0.145	0.118	0.090						
38	0.237	0.205	0.175	0.148	0.123	0.098	0.072					
39	0.236	0.205	0.176	0.150	0.126	0.104	0.082	0.057				
40	0.234	0.204	0.176	0.151	0.128	0.107	0.087	0.068				
41	0.232	0.203	0.176	0.152	0.130	0.110	0.091	0.074	0.056			
42	0.230	0.201	0.175	0.151	0.130	0.111	0.093	0.077	0.062	0.045		
43	0.227	0.198	0.173	0.150	0.130	0.111	0.095	0.079	0.065	0.052	0.037	
44	0.223	0.195	0.171	0.148	0.129	0.111	0.095	0.081	0.067	0.055	0.043	0.029

附表 II-9

倾 斜 系 数 i_c ($\phi=0$)

τ/C	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
I_c	1.000	0.990	0.980	0.969	0.957	0.945	0.932	0.918	0.904	0.888	0.827
τ/C	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	0.98	1.00
i_c	0.855	0.836	0.816	0.794	0.769	0.742	0.710	0.672	0.622	0.578	0.500

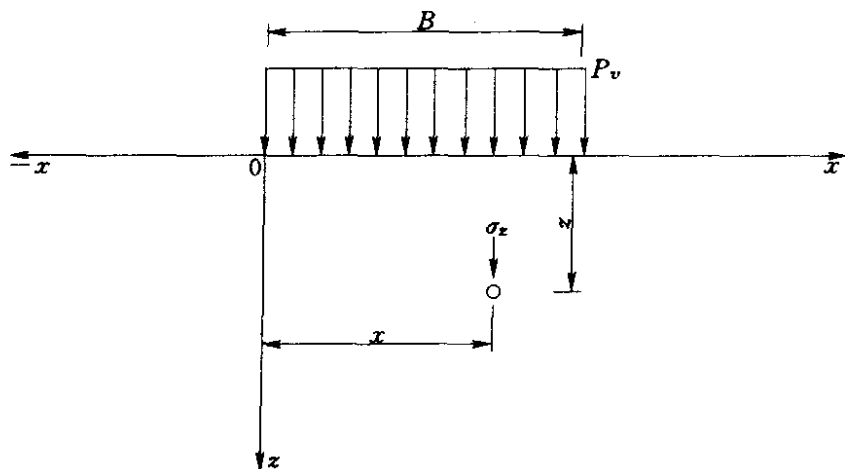
附录Ⅲ 条形基础的附加应力计算

1. 条形基础受竖向均布荷载作用时的附加应力计算示意图见附图Ⅲ-1, 附加应力则按公式(附Ⅲ-1)计算。附加应力系数可按公式(附Ⅲ-2)计算, 也可由附表Ⅲ-1查得。

$$\sigma_z = K_1 P_v \quad (\text{附Ⅲ-1})$$

$$K_1 = \frac{1}{\pi} \left[\arctg \frac{m}{n} + \frac{mn}{m^2 + n^2} - \arctg \frac{m-1}{n} - \frac{(m-1)n}{(m-1)^2 + n^2} \right] \quad (\text{附Ⅲ-2})$$

式中: σ_z 为附加应力, kPa; K_1 为条形基础受竖向均布荷载作用时的附加应力系数; m 为附加应力计算点距 z 轴的水平距离与基底面宽度之比; n 为附加应力计算点距 x 轴的深度与基底面宽度之比。



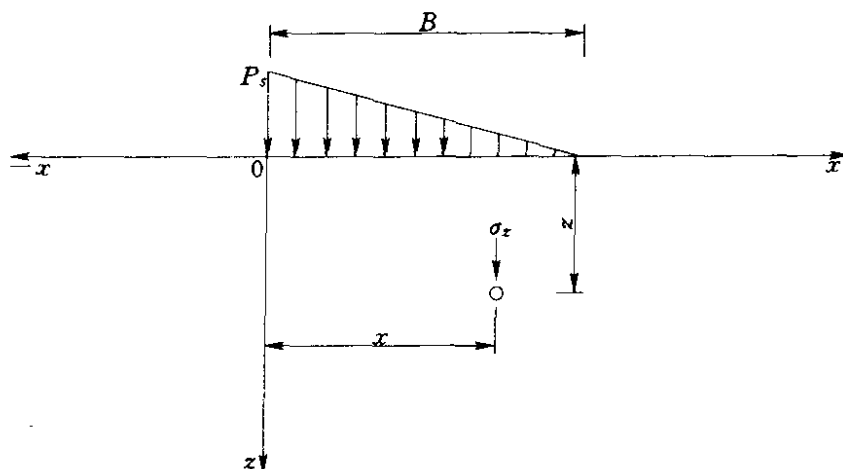
附图Ⅲ-1 附加应力计算图1

2. 条形基础受竖向三角形分布荷载作用时的附加应力计算示意图见附图Ⅲ-2, 附加应力按公式(附Ⅲ-3)计算。附加应力系数按公式(附Ⅲ-4)计算, 也可由附表Ⅲ-2查得。

$$\sigma_z = K_2 P_s \quad (\text{附Ⅲ-3})$$

$$K_2 = \frac{1}{\pi} \left[(m-1) \operatorname{arctg} \frac{m-1}{n} - (m-1) \operatorname{arctg} \frac{m}{n} + \frac{mn}{m^2 + n^2} \right] \quad (\text{附 III-4})$$

式中: K_2 为条形基础受竖向三角形分布荷载作用时的附加应力系数; 其余符号意义同前。

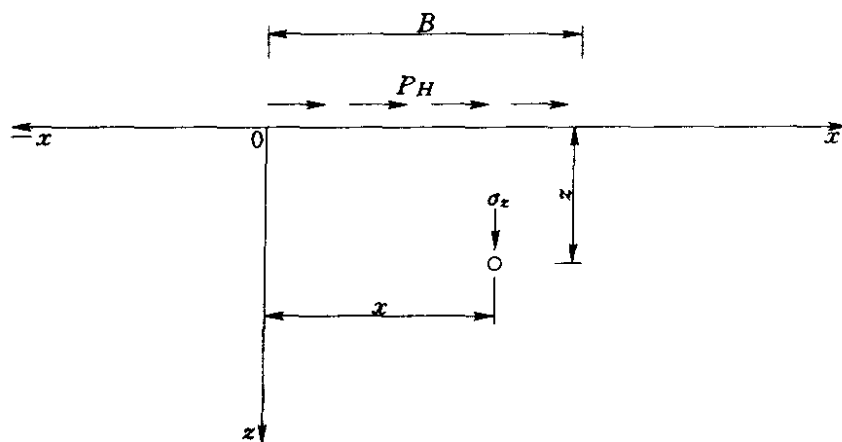


附图 III-2 附加应力计算图 2

3. 条形基础受水平向三角形分布荷载作用时的附加应力计算示意图见附图 III-3, 附加应力按公式 (附 III-5) 计算。附加应力系数按公式 (附 III-6) 计算, 也可由附表 III-3 查得。

$$\sigma_z = K_3 P_H \quad (\text{附 III-5})$$

$$K_3 = \frac{1}{\pi} \left[\frac{n^2}{(m-1)^2 + n^2} - \frac{n^2}{m^2 + n^2} \right] \quad (\text{附 III-6})$$



附图 III-3 附加应力计算图 3

式中： K_3 为条形基础受水平向均布荷载作用时的附加应力系数；
其余符号意义同前。

附表 III-1

附加应力系数 K_1

n	$m=x/B$										
	+0.50	+0.25	0	-1.10	-0.20	-0.30	-0.50	-0.80	-1.00	-2.00	-3.00
	+0.75	+1.00	+1.10	+1.20	+1.30	+1.50	+1.80	+2.00	+3.00	+4.00	
0.01	1.000	1.000	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.10	0.997	0.998	0.500	0.091	0.020	0.007	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
0.20	0.977	0.937	0.498	0.224	0.090	0.040	0.011	0.003	0.001	0.000	0.000
0.40	0.881	0.797	0.489	0.338	0.218	0.137	0.056	0.018	0.010	0.001	0.000
0.60	0.755	0.679	0.468	0.371	0.282	0.209	0.111	0.045	0.026	0.004	0.001
0.80	0.642	0.586	0.440	0.373	0.307	0.248	0.155	0.076	0.048	0.008	0.002
1.00	0.550	0.510	0.409	0.360	0.311	0.265	0.185	0.104	0.071	0.013	0.004
1.20	0.477	0.450	0.378	0.342	0.305	0.268	0.202	0.126	0.091	0.020	0.006
1.40	0.420	0.400	0.248	0.321	0.293	0.265	0.210	0.141	0.107	0.0528	0.009
1.60	0.374	0.360	0.321	0.301	0.279	0.256	0.212	0.152	0.120	0.036	0.012
1.80	0.337	0.326	0.297	0.281	0.264	0.246	0.209	0.158	0.128	0.043	0.016
2.00	0.306	0.298	0.275	0.263	0.249	0.235	0.205	0.161	0.134	0.051	0.020
3.00	0.208	0.206	0.198	0.194	0.189	0.183	0.171	0.150	0.136	0.075	0.039
4.00	0.158	0.156	0.153	0.151	0.149	0.146	0.140	0.130	0.122	0.083	0.052
5.00	0.126	0.126	0.124	0.123	0.122	0.120	0.117	0.111	0.107	0.082	0.058
6.00	0.106	0.105	0.104	0.104	0.103	0.102	0.100	0.096	0.094	0.077	0.059

附表 III-2

附加应力系数 K_2

n	$m = x/B$																					
	-3.00	-2.00	-1.00	-0.80	-0.50	-0.30	-0.20	-0.10	0	+0.25	+0.50	+0.75	+1.00	+1.10	+1.20	+1.30	+1.50	+1.80	+2.00	+3.00	+4.00	
0.01	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
0.10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.006	0.018	0.084	0.468	0.737	0.498	0.251	0.032	0.007	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
0.20	0.000	0.000	0.001	0.002	0.009	0.033	0.078	0.197	0.437	0.682	0.489	0.255	0.061	0.027	0.012	0.006	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	
0.40	0.000	0.001	0.007	0.013	0.042	0.107	0.173	0.267	0.379	0.534	0.440	0.263	0.110	0.071	0.045	0.029	0.013	0.005	0.003	0.000	0.000	
0.60	0.001	0.002	0.018	0.032	0.080	0.152	0.205	0.266	0.328	0.421	0.378	0.258	0.140	0.105	0.077	0.057	0.031	0.014	0.008	0.001	0.000	
0.80	0.001	0.005	0.032	0.051	0.106	0.169	0.207	0.247	0.285	0.343	0.321	0.243	0.155	0.125	0.100	0.079	0.049	0.025	0.016	0.003	0.001	
1.00	0.002	0.008	0.046	0.068	0.121	0.170	0.198	0.225	0.250	0.287	0.275	0.223	0.159	0.135	0.113	0.094	0.064	0.036	0.025	0.005	0.002	
1.20	0.004	0.012	0.057	0.079	0.126	0.165	0.185	0.204	0.221	0.246	0.239	0.204	0.157	0.138	0.120	0.103	0.075	0.046	0.034	0.008	0.003	
1.40	0.005	0.017	0.066	0.087	0.127	0.157	0.172	0.186	0.197	0.215	0.210	0.186	0.151	0.136	0.121	0.107	0.083	0.055	0.041	0.011	0.004	
1.60	0.007	0.021	0.072	0.091	0.124	0.148	0.159	0.169	0.178	0.190	0.187	0.170	0.143	0.131	0.120	0.108	0.087	0.061	0.048	0.015	0.005	
1.80	0.009	0.025	0.076	0.092	0.120	0.139	0.147	0.155	0.161	0.171	0.168	0.155	0.135	0.126	0.117	0.107	0.089	0.066	0.053	0.018	0.007	
2.00	0.011	0.029	0.078	0.092	0.115	0.130	0.137	0.143	0.148	0.155	0.153	0.143	0.127	0.120	0.112	0.105	0.089	0.069	0.057	0.021	0.009	
3.00	0.022	0.042	0.074	0.081	0.091	0.096	0.099	0.101	0.102	0.105	0.104	0.101	0.095	0.093	0.090	0.087	0.080	0.069	0.062	0.033	0.017	
4.00	0.028	0.044	0.064	0.068	0.073	0.075	0.076	0.077	0.078	0.079	0.079	0.077	0.075	0.074	0.072	0.071	0.067	0.062	0.058	0.038	0.024	
5.00	0.031	0.043	0.055	0.057	0.060	0.061	0.062	0.062	0.063	0.063	0.063	0.063	0.061	0.061	0.060	0.059	0.057	0.054	0.051	0.039	0.027	
6.00	0.031	0.040	0.048	0.049	0.051	0.052	0.052	0.052	0.053	0.053	0.053	0.052	0.052	0.051	0.051	0.050	0.049	0.047	0.046	0.037	0.028	

附表 III-3

附加应力系数 K_3

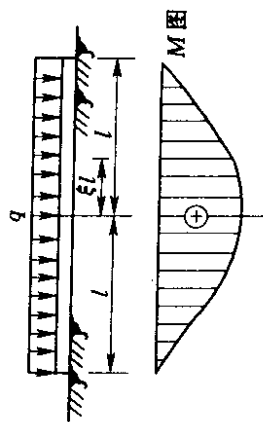
n	$m = x/B$											
	-3.00	-2.00	-1.00	-0.80	-0.50	-0.30	-0.20	-0.10	0	+0.25	+0.50	
0.01	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.003	0.318	0.000	0.000	
0.10	0.000	0.000	0.002	0.004	0.011	0.006	0.061	0.157	0.315	0.038	0.000	
0.20	0.001	0.002	0.009	0.015	0.038	0.091	0.151	0.244	0.306	0.103	0.000	
0.40	0.002	0.007	0.032	0.049	0.103	0.176	0.223	0.262	0.274	0.158	0.000	
0.60	0.005	0.014	0.058	0.083	0.144	0.199	0.223	0.237	0.234	0.147	0.000	
0.80	0.009	0.023	0.080	0.107	0.158	0.192	0.202	0.203	0.194	0.121	0.000	
1.00	0.013	0.032	0.095	0.119	0.157	0.174	0.176	0.171	0.159	0.096	0.000	
1.20	0.018	0.040	0.104	0.122	0.147	0.153	0.151	0.143	0.130	0.076	0.000	
1.40	0.022	0.048	0.106	0.120	0.134	0.133	0.128	0.120	0.108	0.061	0.000	
1.60	0.027	0.054	0.105	0.114	0.121	0.116	0.110	0.101	0.089	0.050	0.000	
1.80	0.031	0.058	0.101	0.107	0.108	0.101	0.094	0.086	0.075	0.041	0.000	
2.00	0.034	0.061	0.095	0.099	0.096	0.088	0.081	0.073	0.064	0.034	0.000	
3.00	0.045	0.061	0.066	0.063	0.055	0.047	0.042	0.037	0.032	0.017	0.000	
4.00	0.045	0.051	0.045	0.041	0.034	0.029	0.025	0.022	0.019	0.010	0.000	
5.00	0.040	0.040	0.032	0.029	0.023	0.019	0.017	0.015	0.012	0.006	0.000	
6.00	0.034	0.032	0.023	0.021	0.017	0.013	0.012	0.010	0.009	0.004	0.000	

n	$m=x/B$											
	+0.75	+1.00	+1.10	+1.20	+1.30	+1.50	+1.80	+2.00	+3.00	+4.00		
0.01	0.000	-0.318	-0.003	-0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
0.10	-0.038	-0.315	-0.157	-0.061	-0.030	-0.011	-0.004	-0.002	0.000	0.000		
0.20	-0.103	-0.306	-0.244	-0.151	-0.091	-0.038	-0.015	-0.009	-0.002	-0.001		
0.40	-0.158	-0.274	-0.262	-0.223	-0.176	-0.103	-0.049	-0.032	-0.007	-0.002		
0.60	-0.147	-0.234	-0.237	-0.223	-0.199	-0.144	-0.083	-0.058	-0.014	-0.005		
0.80	-0.121	-0.194	-0.203	-0.202	-0.192	-0.158	-0.107	-0.080	-0.023	-0.009		
1.00	-0.096	-0.159	-0.171	-0.176	-0.174	-0.157	-0.119	-0.095	-0.032	-0.013		
1.20	-0.076	-0.130	-0.143	-0.151	-0.153	-0.147	-0.122	-0.104	-0.040	-0.018		
1.40	-0.061	-0.108	-0.120	-0.128	-0.133	-0.134	-0.120	-0.106	-0.048	-0.022		
1.60	-0.050	-0.089	-0.101	-0.110	-0.116	-0.121	-0.114	-0.105	-0.054	-0.027		
1.80	-0.041	-0.075	-0.086	-0.104	-0.101	-0.108	-0.107	-0.101	-0.058	-0.031		
2.00	-0.034	-0.064	-0.073	-0.081	-0.088	-0.096	0.099	-0.095	-0.061	-0.034		
3.00	-0.017	-0.032	-0.037	-0.042	-0.047	-0.055	-0.063	-0.066	-0.061	-0.045		
4.00	-0.010	-0.019	-0.022	-0.025	-0.029	-0.034	-0.041	-0.045	-0.051	-0.045		
5.00	-0.006	-0.012	-0.015	-0.017	-0.019	-0.023	-0.029	-0.032	-0.040	-0.040		
6.00	-0.004	-0.009	-0.010	-0.012	-0.013	-0.017	-0.021	-0.023	-0.032	-0.034		

附录 IV 弹性地基梁的弯矩系数表 (郭氏表)

均布荷载 ($t \leq 50$)

1. 换算公式: $M = \bar{M}ql^2$ 。

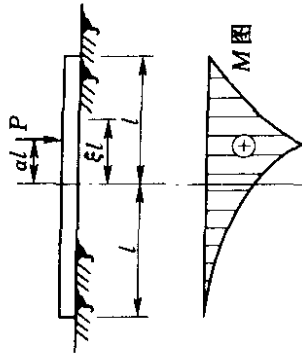


2. 计算截面离梁中心的距离 ξl 。

附表 IV-1

均布荷载 $\bar{M}$ 值

ξ t	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0	0.137	0.135	0.129	0.120	0.108	0.093	0.075	0.055	0.034	0.014	0
1	0.103	0.101	0.097	0.089	0.079	0.066	0.052	0.036	0.020	0.006	0
2	0.096	0.095	0.091	0.084	0.074	0.063	0.049	0.034	0.019	0.006	0
3	0.090	0.089	0.085	0.079	0.070	0.059	0.046	0.032	0.018	0.006	0
5	0.080	0.079	0.076	0.070	0.063	0.053	0.042	0.029	0.016	0.005	0
7	0.072	0.071	0.068	0.063	0.057	0.048	0.038	0.027	0.015	0.005	0
10	0.063	0.062	0.059	0.055	0.050	0.042	0.034	0.024	0.013	0.004	0
15	0.051	0.050	0.049	0.046	0.041	0.036	0.028	0.020	0.011	0.004	0
20	0.043	0.043	0.041	0.039	0.035	0.031	0.025	0.018	0.010	0.003	0
30	0.033	0.033	0.032	0.030	0.028	0.024	0.020	0.015	0.009	0.003	0
50	0.022	0.021	0.021	0.020	0.019	0.017	0.014	0.011	0.007	0.002	0

集中荷载 ($t \leq 10$)1. 换算公式: $M = \bar{M}Pl$ 。2. 计算截面离梁中心的距离为 $\pm \xi l$ (梁左半为负号, 右半为正号)。3. 集中力 P 作用点离梁中心的距离为 $\pm al$ (力在梁左半为负号, 在梁右半为正号)。

附表 IV-2

集中荷载 $t=0$ $\bar{M}$ 值

ξ	-1.0	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	α
0.0	0	0.01	0.03	0.05	0.08	0.11	0.14	0.18	0.22	0.27	0.32	0.27	0.22	0.18	0.14	0.11	0.08	0.05	0.03	0.01	0	0.0
0.1	0	0.01	0.02	0.04	0.06	0.09	0.12	0.15	0.19	0.23	0.27	0.31	0.26	0.21	0.17	0.13	0.09	0.06	0.03	0.01	0	-0.1
0.2	0	0.01	0.02	0.03	0.05	0.07	0.09	0.12	0.15	0.18	0.22	0.26	0.30	0.24	0.19	0.15	0.11	0.07	0.04	0.01	0	-0.2
0.3	0	0.00	0.01	0.02	0.03	0.05	0.07	0.09	0.11	0.14	0.17	0.20	0.24	0.28	0.22	0.17	0.12	0.08	0.04	0.01	0	-0.3
0.4	0	0.00	0.01	0.01	0.02	0.03	0.04	0.06	0.07	0.09	0.12	0.14	0.17	0.21	0.24	0.19	0.13	0.09	0.05	0.02	0	-0.4
0.5	0	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.07	0.09	0.11	0.14	0.17	0.21	0.15	0.10	0.05	0.02	0	-0.5
0.6	0	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01	0.00	0.01	0.02	0.03	0.05	0.07	0.09	0.13	0.16	0.11	0.06	0.02	0	-0.6
0.7	0	0.00	-0.01	-0.02	-0.02	-0.03	-0.03	-0.04	-0.04	-0.04	-0.03	-0.02	-0.01	0.00	0.02	0.05	0.08	0.12	0.06	0.02	0	-0.7
0.8	0	-0.01	-0.01	-0.02	-0.04	-0.05	-0.06	-0.07	-0.07	-0.08	-0.08	-0.08	-0.08	-0.07	-0.05	-0.03	-0.01	-0.02	-0.07	-0.02	0	-0.8
0.9	0	-0.01	-0.02	-0.03	-0.05	-0.07	-0.08	-0.10	-0.11	-0.12	-0.13	-0.14	-0.14	-0.14	-0.13	-0.11	-0.09	-0.06	-0.03	0.03	0	-0.9
1.0	0	-0.01	-0.02	-0.04	-0.06	-0.09	-0.11	-0.13	-0.15	-0.17	-0.18	-0.19	-0.20	-0.20	-0.20	-0.20	-0.18	-0.16	-0.12	-0.07	0	-1.0
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.9	-1.0	ξ

附表 IV-3 集中荷载 $t=1$ $\overline{M}$ 值

ξ α	-1.0	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.0	0	0.01	0.02	0.04	0.06	0.09	0.12	0.16	0.20	0.24	0.29	0.24	0.20	0.16	0.12	0.09	0.06	0.04	0.02	0.01	0
0.1	0	0.00	0.01	0.03	0.05	0.07	0.10	0.13	0.16	0.20	0.24	0.29	0.23	0.19	0.15	0.11	0.07	0.04	0.02	0.01	0
0.2	0	0.00	0.01	0.02	0.04	0.05	0.08	0.10	0.13	0.16	0.19	0.23	0.27	0.22	0.17	0.12	0.09	0.05	0.03	0.01	0
0.3	0	0.00	0.01	0.01	0.02	0.04	0.05	0.07	0.09	0.11	0.14	0.17	0.21	0.25	0.19	0.14	0.10	0.06	0.03	0.01	0
0.4	0	0.00	0.00	0.01	0.01	0.02	0.03	0.04	0.06	0.07	0.10	0.12	0.15	0.18	0.22	0.16	0.11	0.07	0.03	0.01	0
0.5	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.02	0.03	0.05	0.07	0.09	0.12	0.15	0.18	0.13	0.08	0.04	0.01	0
0.6	0	0.00	-0.01	-0.01	-0.02	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01	0.00	0.00	0.01	0.03	0.05	0.07	0.11	0.14	0.09	0.04	0.01	0
0.7	0	0.00	-0.01	-0.01	-0.02	-0.03	-0.03	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04	-0.03	-0.02	0.00	0.03	0.06	0.10	0.05	0.01	0
0.8	0	0.00	-0.01	-0.02	-0.03	-0.04	-0.06	-0.07	-0.08	-0.08	-0.09	-0.09	-0.09	-0.08	-0.07	-0.05	-0.03	0.01	0.05	0.02	0
0.9	0	0.00	-0.01	-0.03	-0.04	-0.06	-0.08	-0.09	-0.11	-0.12	-0.13	-0.14	-0.15	-0.15	-0.14	-0.13	-0.11	-0.08	-0.04	0.02	0
1.0	0	0.00	-0.02	-0.03	-0.05	-0.08	-0.10	-0.12	-0.14	-0.16	-0.18	-0.20	-0.21	-0.21	-0.21	-0.21	-0.20	-0.17	-0.14	-0.08	0
α ξ	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.9	-1.0

附表 IV-4

集中荷载 $t=2$ $\overline{M}$ 值

ξ α	-1.0	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	
0.0	0	0.00	0.02	0.03	0.06	0.08	0.11	0.15	0.18	0.23	0.28	0.23	0.18	0.15	0.11	0.08	0.06	0.03	0.02	0.00	0	0.0
0.1	0	0.00	0.01	0.03	0.04	0.06	0.09	0.12	0.15	0.19	0.23	0.27	0.22	0.18	0.14	0.10	0.07	0.04	0.02	0.00	0	-0.1
0.2	0	0.00	0.01	0.02	0.03	0.05	0.07	0.09	0.11	0.14	0.18	0.22	0.26	0.21	0.16	0.12	0.08	0.05	0.02	0.01	0	-0.2
0.3	0	0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.06	0.08	0.10	0.13	0.16	0.20	0.24	0.19	0.14	0.09	0.06	0.03	0.01	0	-0.3
0.4	0	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.02	0.04	0.05	0.07	0.09	0.11	0.14	0.18	0.21	0.16	0.11	0.07	0.03	0.01	0	-0.4
0.5	0	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.06	0.08	0.11	0.14	0.18	0.12	0.08	0.04	0.01	0	-0.5
0.6	0	0.00	0.00	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01	0.00	0.01	0.03	0.05	0.07	0.10	0.14	0.09	0.04	0.01	0	-0.6
0.7	0	0.00	-0.01	-0.01	-0.02	-0.03	-0.03	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04	-0.03	-0.01	0.00	0.03	0.06	0.10	0.05	0.01	0	-0.7
0.8	0	0.00	-0.01	-0.02	-0.03	-0.04	-0.05	-0.06	-0.07	-0.08	-0.08	-0.08	-0.08	-0.08	-0.07	-0.05	-0.02	-0.02	0.06	0.02	0	-0.8
0.9	0	0.00	-0.01	-0.03	-0.04	-0.06	-0.07	-0.09	-0.10	-0.11	-0.12	-0.13	-0.14	-0.14	-0.13	-0.12	-0.11	-0.08	-0.04	0.02	0	-0.9
1.0	0	0.00	-0.02	-0.03	-0.05	-0.07	-0.09	-0.11	-0.13	-0.15	-0.17	-0.18	-0.19	-0.20	-0.20	-0.20	-0.19	-0.17	-0.13	-0.08	0	-1.0
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.9	-1.0	α ξ

集中荷载 $t=3$ M 值

附表 IV-5

ξ	α	-1.0	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.0	0	0.01	0.02	0.03	0.05	0.08	0.11	0.14	0.18	0.22	0.27	0.22	0.22	0.18	0.14	0.11	0.08	0.05	0.03	0.02	0.00	0
0.1	0	0.00	0.01	0.02	0.04	0.06	0.08	0.11	0.14	0.18	0.22	0.22	0.26	0.21	0.17	0.13	0.09	0.06	0.04	0.02	0.00	-0.1
0.2	0	0.00	0.01	0.01	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.13	0.17	0.20	0.20	0.25	0.20	0.15	0.11	0.07	0.04	0.02	0.01	0
0.3	0	0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.07	0.10	0.12	0.15	0.15	0.19	0.23	0.18	0.13	0.09	0.05	0.03	0.01	0
0.4	0	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.02	0.03	0.04	0.06	0.08	0.11	0.11	0.14	0.17	0.21	0.15	0.11	0.07	0.03	0.01	0
0.5	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.06	0.06	0.08	0.11	0.14	0.18	0.12	0.08	0.04	0.01	0
0.6	0	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01	0.00	0.01	0.01	0.03	0.05	0.07	0.10	0.14	0.09	0.04	0.01	0
0.7	0	0.00	-0.01	-0.01	-0.01	-0.02	-0.03	-0.03	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04	-0.03	-0.03	-0.01	0.00	0.03	0.06	0.10	0.05	0.01	0
0.8	0	0.00	-0.01	-0.01	-0.02	-0.03	-0.04	-0.05	-0.06	-0.07	-0.07	-0.08	-0.08	-0.08	-0.07	-0.06	-0.05	-0.02	0.01	0.05	0.02	0
0.9	0	0.00	-0.01	-0.02	-0.04	-0.05	-0.07	-0.08	-0.09	-0.11	-0.12	-0.12	-0.12	-0.13	-0.13	-0.13	-0.12	-0.10	-0.08	-0.04	0.02	0
1.0	0	0.00	-0.01	-0.03	-0.05	-0.06	-0.08	-0.10	-0.12	-0.14	-0.16	-0.17	-0.17	-0.18	-0.19	-0.19	-0.19	-0.18	-0.16	-0.13	-0.08	-1.0
1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.9	-1.0	α	
																					ξ	

附表 IV-6

集中荷载 $t=5$ $\overline{M}$ 值

ξ	α	-1.0	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.0	0	0.00	0.00	0.01	0.03	0.05	0.07	0.09	0.12	0.16	0.20	0.25	0.20	0.16	0.12	0.09	0.07	0.05	0.03	0.01	0.00	0
0.1	0	0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.05	0.07	0.09	0.12	0.16	0.20	0.24	0.19	0.15	0.11	0.08	0.05	0.03	0.02	0.00	0
0.2	0	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.05	0.06	0.09	0.12	0.15	0.19	0.23	0.18	0.13	0.10	0.06	0.04	0.02	0.01	0
0.3	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.06	0.08	0.11	0.14	0.17	0.22	0.16	0.12	0.08	0.05	0.02	0.01	0
0.4	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.02	0.04	0.05	0.07	0.10	0.12	0.16	0.20	0.15	0.10	0.06	0.03	0.01	0
0.5	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.05	0.07	0.10	0.13	0.17	0.12	0.07	0.04	0.01	0
0.6	0	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.01	-0.01	-0.02	-0.02	-0.01	-0.01	0.00	0.01	0.02	0.04	0.07	0.10	0.14	0.08	0.04	0.01	0
0.7	0	0.00	0.00	-0.01	-0.01	-0.02	-0.02	-0.03	-0.03	-0.04	-0.04	-0.04	-0.03	-0.02	-0.01	0.00	0.03	0.06	0.10	0.05	0.01	0
0.8	0	0.00	0.00	-0.01	-0.02	-0.02	-0.03	-0.04	-0.05	-0.06	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.06	-0.04	-0.02	-0.01	0.02	0.00	0
0.9	0	0.00	0.00	-0.01	-0.02	-0.03	-0.04	-0.06	-0.07	-0.08	-0.09	-0.10	-0.11	-0.12	-0.12	-0.12	-0.11	-0.10	-0.07	-0.04	-0.02	0
1.0	0	0.00	0.00	-0.01	-0.02	-0.04	-0.05	-0.07	-0.08	-0.10	-0.12	-0.14	-0.15	-0.16	-0.17	-0.18	-0.18	-0.17	-0.16	-0.13	-0.08	0
1.0	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.9	-1.0
																						α
																						ξ

附表 IV-7

集中荷载 $t=7$ $\overline{M}$ 值

ξ	-1.0	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.0	0	0.00	0.01	0.03	0.04	0.06	0.08	0.11	0.15	0.19	0.23	0.19	0.15	0.11	0.08	0.06	0.04	0.03	0.01	0.00	0
0.1	0	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.06	0.08	0.11	0.14	0.18	0.23	0.18	0.14	0.10	0.07	0.05	0.03	0.01	0.00	0
0.2	0	0.00	0.00	0.01	0.01	0.02	0.04	0.05	0.07	0.10	0.13	0.17	0.21	0.17	0.12	0.09	0.06	0.03	0.01	0.00	0
0.3	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.05	0.07	0.09	0.13	0.16	0.20	0.15	0.11	0.07	0.04	0.02	0.00	0
0.4	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.06	0.09	0.12	0.15	0.19	0.14	0.10	0.06	0.03	0.01	0
0.5	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.05	0.07	0.09	0.13	0.17	0.11	0.07	0.03	0.01	0
0.6	0	0.00	0.00	-0.01	-0.01	-0.01	-0.02	-0.02	-0.01	-0.01	0.00	0.01	0.02	0.04	0.06	0.10	0.13	0.08	0.04	0.01	0
0.7	0	0.00	-0.01	-0.01	-0.02	-0.02	-0.03	-0.03	-0.03	-0.04	-0.03	-0.03	-0.02	-0.01	0.00	0.03	0.06	0.10	0.05	0.01	0
0.8	0	0.00	-0.01	-0.01	-0.02	-0.03	-0.04	-0.05	-0.05	-0.06	-0.06	-0.07	-0.06	-0.06	-0.05	-0.04	-0.02	0.01	0.06	0.02	0
0.9	0	0.00	-0.01	-0.02	-0.03	-0.04	-0.05	-0.06	-0.07	-0.08	-0.09	-0.10	-0.11	-0.11	-0.11	-0.10	-0.09	-0.07	-0.03	0.02	0
1.0	0	0.00	-0.01	-0.02	-0.03	-0.05	-0.06	-0.07	-0.09	-0.11	-0.12	-0.13	-0.15	-0.16	-0.17	-0.17	-0.16	-0.15	-0.12	-0.08	0
α	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.9	-1.0
ξ																					

附表 IV-8

集中荷载 $t=10$ $\bar{M}$ 值

$\alpha \backslash \xi$	-1.0	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.0	0	0.00	0.01	0.02	0.03	0.05	0.07	0.10	0.13	0.17	0.22	0.17	0.13	0.10	0.07	0.05	0.03	0.02	0.01	0.00	0
0.1	0	0.00	0.01	0.01	0.02	0.03	0.05	0.07	0.09	0.13	0.16	0.21	0.16	0.12	0.09	0.06	0.04	0.02	0.01	0.00	-0.1
0.2	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.04	0.06	0.08	0.11	0.15	0.20	0.15	0.11	0.07	0.04	0.02	0.01	0.00	-0.2
0.3	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.04	0.06	0.08	0.11	0.15	0.19	0.14	0.10	0.06	0.04	0.02	0.00	-0.3
0.4	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.05	0.08	0.10	0.14	0.18	0.13	0.09	0.05	0.03	0.00	-0.4
0.5	0	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.04	0.06	0.09	0.12	0.16	0.11	0.07	0.03	0.01	-0.5
0.6	0	0.00	0.00	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01	-0.02	-0.01	-0.01	-0.01	0.00	0.02	0.04	0.07	0.09	0.13	0.08	0.04	0.01	-0.6
0.7	0	0.00	-0.01	-0.01	-0.02	-0.02	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.02	-0.01	0.00	0.03	0.06	0.10	0.05	0.01	-0.7
0.8	0	0.00	-0.01	-0.01	-0.02	-0.03	-0.03	-0.04	-0.05	-0.05	-0.06	-0.06	-0.06	-0.05	-0.05	-0.03	-0.01	-0.02	0.06	0.02	-0.8
0.9	0	0.00	-0.01	-0.01	-0.02	-0.03	-0.04	-0.05	-0.06	-0.07	-0.08	-0.09	-0.09	-0.10	-0.10	-0.09	-0.08	-0.06	-0.03	0.02	-0.9
1.0	0	0.00	-0.01	-0.02	-0.03	-0.04	-0.05	-0.06	-0.07	-0.09	-0.10	-0.12	-0.13	-0.14	-0.15	-0.15	-0.15	-0.14	-0.12	-0.08	-1.0
$\alpha \backslash \xi$	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.9	-1.0

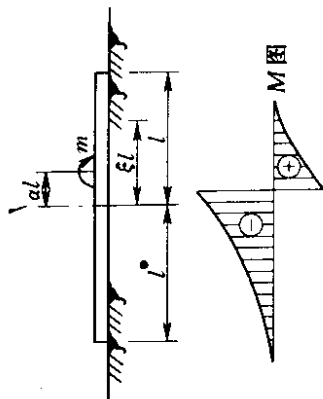
集中力矩 ($t \leq 10$)

1. 换算公式: $M = \pm \bar{M}m$ 。

2. 力矩 m 以顺时针转为正, 反时针转为负。

3. 当集中力矩 m 作用在梁右半部, 上式用正号, 在梁左半时用负号。

4. 表中带 * 号的 $\bar{M}$ 值代表荷载作用点下内侧截面的弯矩系数; 对于荷载作用点下外侧截面的弯矩系数等于 $\bar{M}^* + 1$ 。



附表 IV-9

集中力矩 $t=0$ $\bar{M}$ 值

ξ	-1.0	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$\bar{M}$	0	-0.02	-0.05	-0.09	-0.14	-0.20	-0.25	-0.31	-0.37	-0.44	-0.50	-0.56	-0.63	-0.69	-0.75	-0.80	-0.86	-0.91	-0.95	-0.98	-1.00

附表 IV-10

集中力矩 $t=1$ $\bar{M}$ 值

ξ α	-1.0	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.0	0	-0.01	-0.04	-0.08	-0.14	-0.18	-0.24	-0.30	-0.36	-0.43	-0.50*	0.43	0.36	0.30	0.24	0.18	0.14	0.08	0.04	0.01	0
0.1	0	-0.01	-0.04	-0.08	-0.13	-0.19	-0.25	-0.31	-0.37	-0.44	-0.51	-0.57*	0.36	0.29	0.23	0.17	0.12	0.07	0.03	0.01	0
0.2	0	-0.01	-0.04	-0.08	-0.12	-0.18	-0.23	-0.29	-0.36	-0.42	-0.49	-0.58	-0.62*	0.31	0.25	0.19	0.13	0.08	0.04	0.01	0

续表

续表																						
ξ	α	-1.0	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.3	0	-0.01	-0.03	-0.07	-0.11	-0.16	-0.22	-0.28	-0.33	-0.40	-0.48	-0.53	-0.61	-0.67*	0.27	0.20	0.16	0.09	0.05	0.01	0	-0.3
0.4	0	-0.01	-0.03	-0.07	-0.11	-0.16	-0.22	-0.27	-0.34	-0.40	-0.46	-0.53	-0.60	-0.67	-0.73*	0.20	0.16	0.09	0.05	0.01	0	-0.4
0.5	0	-0.01	-0.03	-0.07	-0.11	-0.16	-0.21	-0.27	-0.33	-0.40	-0.46	-0.53	-0.60	-0.66	-0.73	-0.80*	0.14	0.09	0.05	0.01	0	-0.5
0.6	0	-0.01	-0.03	-0.07	-0.11	-0.16	-0.22	-0.27	-0.34	-0.40	-0.46	-0.53	-0.60	-0.66	-0.73	-0.79	-0.86*	0.09	0.04	0.01	0	-0.6
0.7	0	-0.01	-0.03	-0.07	-0.11	-0.16	-0.21	-0.27	-0.33	-0.39	-0.46	-0.52	-0.59	-0.66	-0.72	-0.79	-0.85	-0.90*	0.05	0.01	0	-0.7
0.8	0	-0.01	-0.03	-0.07	-0.11	-0.16	-0.21	-0.27	-0.33	-0.39	-0.46	-0.52	-0.59	-0.66	-0.72	-0.79	-0.85	-0.90	-0.95*	0.01	0	-0.8
0.9	0	-0.01	-0.03	-0.07	-0.11	-0.16	-0.21	-0.27	-0.33	-0.39	-0.46	-0.52	-0.59	-0.66	-0.72	-0.79	-0.85	-0.90	-0.95	-0.99*	0	-0.9
1.0	0	-0.01	-0.03	-0.07	-0.11	-0.16	-0.21	-0.27	-0.33	-0.39	-0.46	-0.52	-0.59	-0.66	-0.72	-0.79	-0.85	-0.90	-0.95	-0.99	-1*	-1.0
1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.9	-1.0	α	ξ

附表 IV-11

集中力矩 $t=2$ $\overline{M}$ 值

ξ α	-1.0	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	
0.0	0	-0.01	-0.04	-0.07	-0.12	-0.17	-0.23	-0.29	-0.36	-0.43	-0.50*	0.43	0.36	0.29	0.23	0.17	0.12	0.07	0.04	0.01	0	0.0
0.1	0	-0.02	-0.05	-0.09	-0.14	-0.19	-0.25	-0.31	-0.38	-0.44	-0.51	-0.58*	0.35	0.28	0.22	0.16	0.11	0.06	0.02	0.00	0	-0.1
0.2	0	-0.01	-0.04	-0.08	-0.12	-0.17	-0.23	-0.28	-0.35	-0.41	-0.48	-0.55	-0.62*	0.32	0.25	0.19	0.13	0.08	0.04	0.01	0	-0.2
0.3	0	-0.01	-0.03	-0.06	-0.10	-0.14	-0.20	-0.25	-0.31	-0.37	-0.44	-0.51	-0.57	-0.64*	0.29	0.22	0.16	0.11	0.06	0.01	0	-0.3
0.4	0	-0.01	-0.02	-0.06	-0.10	-0.14	-0.19	-0.25	-0.31	-0.37	-0.43	-0.50	-0.57	-0.64	-0.71*	0.22	0.16	0.10	0.05	0.01	0	-0.4
0.5	0	-0.01	-0.03	-0.06	-0.10	-0.14	-0.19	-0.25	-0.30	-0.37	-0.43	-0.50	-0.57	-0.64	-0.71	-0.78*	0.16	0.10	0.05	0.01	0	-0.5
0.6	0	-0.01	-0.03	-0.06	-0.10	-0.14	-0.20	-0.25	-0.31	-0.37	-0.43	-0.50	-0.57	-0.64	-0.71	-0.78	-0.84*	0.10	0.05	0.01	0	-0.6
0.7	0	-0.01	-0.03	-0.06	-0.10	-0.14	-0.19	-0.24	-0.30	-0.36	-0.42	-0.49	-0.55	-0.62	-0.69	-0.76	-0.83	-0.89*	0.06	0.02	0	-0.7
0.8	0	-0.01	-0.03	-0.06	-0.10	-0.14	-0.19	-0.24	-0.30	-0.36	-0.42	-0.48	-0.55	-0.62	-0.69	-0.76	-0.82	-0.89	-0.96*	0.02	0	-0.8
0.9	0	-0.01	-0.03	-0.06	-0.10	-0.14	-0.19	-0.24	-0.30	-0.36	-0.42	-0.48	-0.55	-0.62	-0.69	-0.76	-0.82	-0.89	-0.94	-0.98*	0	-0.9
1.0	0	-0.01	-0.03	-0.06	-0.10	-0.14	-0.19	-0.24	-0.30	-0.36	-0.42	-0.48	-0.55	-0.62	-0.69	-0.76	-0.82	-0.89	-0.94	-0.98	-1*	-1.0
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.9	-1.0	ξ

附表 IV-12

集中力矩 $t=3$ M 值

ξ	α	-1.0	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.0	0	-0.01	-0.03	-0.07	-0.12	-0.17	-0.23	-0.29	-0.36	-0.43	-0.50*	0.43	0.36	0.29	0.23	0.17	0.12	0.07	0.03	0.01	0	0.0
0.1	0	-0.01	-0.05	-0.10	-0.14	-0.20	-0.25	-0.31	-0.38	-0.45	-0.52	-0.59*	0.34	0.27	0.21	0.15	0.09	0.05	0.02	0.01	0	-0.1
0.2	0	-0.01	-0.04	-0.08	-0.12	-0.17	-0.22	-0.28	-0.34	-0.40	-0.52	-0.54	-0.61*	0.32	0.25	0.19	0.13	0.08	0.04	0.01	0	-0.2
0.3	0	-0.01	-0.02	-0.05	-0.09	-0.13	-0.18	-0.23	-0.29	-0.35	-0.41	-0.48	-0.55	-0.62*	0.31	0.24	0.18	0.12	0.06	0.02	0	-0.3
0.4	0	-0.01	-0.02	-0.05	-0.09	-0.13	-0.17	-0.23	-0.28	-0.34	-0.41	-0.47	-0.54	-0.62	-0.69*	0.24	0.17	0.11	0.06	0.02	0	-0.4
0.5	0	-0.01	-0.02	-0.05	-0.09	-0.13	-0.17	-0.23	-0.28	-0.34	-0.40	-0.47	-0.54	-0.61	-0.69	-0.76*	0.17	0.11	0.06	0.02	0	-0.5
0.6	0	-0.01	-0.03	-0.06	-0.09	-0.13	-0.17	-0.22	-0.28	-0.34	-0.41	-0.47	-0.54	-0.61	-0.68	-0.76	-0.83*	0.11	0.05	0.01	0	-0.6
0.7	0	-0.01	-0.03	-0.05	-0.09	-0.13	-0.17	-0.22	-0.27	-0.33	-0.39	-0.45	-0.52	-0.59	-0.66	-0.74	-0.81	-0.88*	0.06	0.02	0	-0.7
0.8	0	-0.01	-0.03	-0.05	-0.09	-0.12	-0.17	-0.22	-0.27	-0.32	-0.39	-0.45	-0.52	-0.59	-0.66	-0.73	-0.80	-0.87	-0.93*	0.02	0	-0.8
0.9	0	-0.01	-0.03	-0.05	-0.09	-0.12	-0.17	-0.22	-0.27	-0.32	-0.39	-0.45	-0.52	-0.59	-0.66	-0.73	-0.80	-0.87	-0.93	-0.98*	0	-0.9
1.0	0	-0.01	-0.03	-0.05	-0.09	-0.12	-0.17	-0.22	-0.27	-0.32	-0.39	-0.45	-0.52	-0.59	-0.66	-0.73	-0.80	-0.87	-0.93	-0.98	-1*	-1.0
1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.9	-1.0		

附表 IV-13

集中力矩 $t=5$ $\overline{M}$ 值

$\alpha \backslash \xi$	-1.0	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.0	0	-0.01	-0.03	-0.06	-0.11	-0.16	-0.22	-0.28	-0.35	-0.42	-0.50*	0.42	0.35	0.28	0.22	0.16	0.11	0.06	0.03	0.01	0
0.1	0	-0.02	-0.06	-0.11	-0.15	-0.20	-0.26	-0.32	-0.38	-0.45	-0.52	-0.60*	0.33	0.26	0.19	0.13	0.07	0.03	0.00	-0.01	0
0.2	0	-0.01	-0.04	-0.08	-0.11	-0.16	-0.21	-0.26	-0.32	-0.38	-0.45	-0.52	-0.60*	0.33	0.26	0.19	0.13	0.08	0.04	0.01	0
0.3	0	0.00	-0.01	-0.04	-0.06	-0.10	-0.15	-0.19	-0.25	-0.31	-0.37	-0.44	-0.51	-0.59*	0.34	0.27	0.20	0.13	0.08	0.03	0
0.4	0	0.00	-0.01	-0.03	-0.06	-0.10	-0.14	-0.19	-0.24	-0.30	-0.36	-0.43	-0.50	-0.58	-0.66*	0.27	0.19	0.13	0.07	0.02	0
0.5	0	0.00	-0.01	-0.03	-0.08	-0.10	-0.14	-0.18	-0.23	-0.29	-0.35	-0.42	-0.49	-0.57	-0.65	-0.73*	0.19	0.12	0.06	0.02	0
0.6	0	-0.01	-0.02	-0.05	-0.07	-0.11	-0.15	-0.19	-0.24	-0.30	-0.36	-0.42	-0.49	-0.57	-0.65	-0.73	-0.81*	0.12	0.07	0.01	0
0.7	0	0.00	-0.02	-0.04	-0.07	-0.10	-0.14	-0.18	-0.23	-0.28	-0.34	-0.40	-0.47	-0.54	-0.62	-0.70	-0.78	-0.86*	0.07	0.02	0
0.8	0	0.00	-0.02	-0.04	-0.07	-0.10	-0.13	-0.17	-0.22	-0.27	-0.33	-0.39	-0.46	-0.53	-0.61	-0.69	-0.77	-0.85	-0.92*	0.02	0
0.9	0	0.00	-0.02	-0.04	-0.07	-0.10	-0.13	-0.17	-0.22	-0.27	-0.33	-0.39	-0.46	-0.53	-0.61	-0.69	-0.77	-0.85	-0.92	-0.98*	0
1.0	0	0.00	-0.02	-0.04	-0.07	-0.10	-0.13	-0.17	-0.22	-0.27	-0.33	-0.39	-0.46	-0.53	-0.61	-0.69	-0.77	-0.85	-0.92	-0.98	-1*
$\alpha \backslash \xi$	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.9	-1.0

附表 IV-14

集中力矩 $t=7$ $\bar{M}$ 值

ξ	α	-1.0	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.0	0	-0.01	-0.02	-0.06	-0.10	-0.15	-0.21	-0.27	-0.35	-0.42	-0.50*	0.42	0.35	0.27	0.21	0.15	0.10	0.06	0.02	0.01	0	0.0
0.1	0	-0.03	-0.07	-0.12	-0.16	-0.21	-0.26	-0.32	-0.39	-0.46	-0.53	-0.61*	0.31	0.24	0.17	0.11	0.05	0.01	-0.01	-0.01	0	-0.1
0.2	0	-0.01	-0.06	-0.08	-0.11	-0.15	-0.20	-0.25	-0.31	-0.37	-0.44	-0.51	-0.59*	0.33	0.26	0.19	0.13	0.08	0.02	0.01	0	-0.2
0.3	0	0.00	0.00	-0.02	-0.05	-0.08	-0.12	-0.16	-0.22	-0.27	-0.34	-0.40	-0.48	-0.56*	0.37	0.29	0.22	0.15	0.09	0.03	0	-0.3
0.4	0	0.00	0.00	-0.02	-0.05	-0.08	-0.12	-0.16	-0.21	-0.26	-0.32	-0.39	-0.47	-0.55	-0.63*	0.29	0.21	0.14	0.08	0.03	0	-0.4
0.5	0	0.00	0.00	-0.01	-0.04	-0.07	-0.10	-0.15	-0.20	-0.25	-0.31	-0.38	-0.46	-0.54	-0.62	-0.71*	0.20	0.13	0.06	0.02	0	-0.5
0.6	0	-0.01	-0.02	-0.04	-0.04	-0.09	-0.13	-0.17	-0.21	-0.26	-0.32	-0.39	-0.46	-0.54	-0.62	-0.70	-0.81*	0.13	0.06	0.02	0	-0.6
0.7	0	0.00	-0.01	-0.03	-0.05	-0.08	-0.11	-0.15	-0.19	-0.24	-0.29	-0.36	-0.42	-0.50	-0.59	-0.66	-0.75	-0.84*	0.08	0.02	0	-0.7
0.8	0	0.00	-0.01	-0.03	-0.05	-0.08	-0.11	-0.14	-0.18	-0.23	-0.29	-0.35	-0.41	-0.49	-0.57	-0.65	-0.74	-0.83	-0.91*	0.03	0	-0.8
0.9	0	0.00	-0.01	-0.03	-0.05	-0.08	-0.11	-0.14	-0.18	-0.23	-0.29	-0.35	-0.41	-0.49	-0.57	-0.65	-0.74	-0.83	-0.91	-0.97*	0	-0.9
1.0	0	0.00	-0.01	-0.03	-0.05	-0.08	-0.11	-0.14	-0.18	-0.23	-0.29	-0.35	-0.41	-0.49	-0.57	-0.65	-0.74	-0.83	-0.91	-0.97	-1*	-1.0
		1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.9	-1.0
																						ξ

附表 N-15 集中力矩 $t=10$ $\bar{M}$ 值

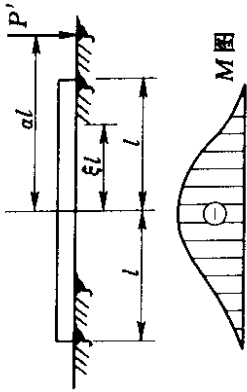
ξ	α	-1.0	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	
0.0	0	0.00	-0.02	-0.05	-0.09	-0.14	-0.20	-0.26	-0.34	-0.42	-0.50*	0.42	0.34	0.26	0.20	0.14	0.09	0.05	0.02	0.00	0	0.0	
0.1	0	-0.04	-0.09	-0.13	-0.17	-0.22	-0.27	-0.32	-0.39	-0.46	-0.54	-0.62*	0.29	0.22	0.14	0.08	0.03	-0.02	-0.03	-0.02	0	-0.1	
0.2	0	-0.02	-0.05			-0.11	-0.15	-0.19	-0.24	-0.29	-0.35	-0.42	-0.50	-0.58*	0.34	0.26	0.19	0.13	0.07	0.03	0.00	0	-0.2
0.3	0	-0.01	0.01	0.00	-0.02	-0.05	-0.09	-0.13	-0.18	-0.23	-0.29	-0.36	-0.44	-0.52*	0.40	0.32	0.25	0.24	0.18	0.11	0.04	0	-0.3
0.4	0	0.01	0.01	0.00	-0.02	-0.05	-0.08	-0.12	-0.17	-0.22	-0.28	-0.35	-0.42	-0.51	-0.59*	0.32	0.24	0.24	0.16	0.09	0.03	0	-0.4
0.5	0	0.01	0.01	0.00	-0.02	-0.04	-0.07	-0.11	-0.16	-0.21	-0.27	-0.34	-0.41	-0.50	-0.59	-0.68*	0.23	0.23	0.14	0.07	0.02	0	-0.5
0.6	0	-0.01	-0.02	-0.03	-0.05	-0.07	-0.10	-0.13	-0.18	-0.22	-0.28	-0.34	-0.41	-0.49	-0.58	-0.68	-0.77*	0.14	0.06	0.02	0	-0.6	
0.7	0	0.00	-0.01	-0.02	-0.04	-0.06	-0.08	-0.11	-0.15	-0.19	-0.24	-0.30	-0.37	-0.45	-0.53	-0.62	-0.72	-0.81*	0.09	0.03	0	-0.7	
0.8	0	0.00	-0.01	-0.02	-0.03	-0.05	-0.07	-0.10	-0.14	-0.18	-0.23	-0.29	-0.36	-0.43	-0.52	-0.61	-0.70	-0.80	-0.89*	0.03	0	-0.8	
0.9	0	0.00	-0.01	-0.02	-0.03	-0.05	-0.07	-0.11	-0.14	-0.18	-0.23	-0.29	-0.36	-0.43	-0.52	-0.61	-0.70	-0.80	-0.89	-0.97*	0	-0.9	
1.0	0	0.00	-0.01	-0.02	-0.03	-0.05	-0.08	-0.11	-0.14	-0.19	-0.24	-0.29	-0.36	-0.44	-0.52	-0.61	-0.70	-0.80	-0.89	-0.97	-1*	-1.0	
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.9	-1.0	α	
																						ξ	

附录 V 弹性地基梁在边荷载作用下的弯矩系数表

1. 换算公式: $M=0.01 \overline{MP'l}$ 。

2. 计算截面离梁中心距离为 $\pm \xi l$ (梁左半为负号, 右半为正号)。

3. 集中力 P' 作用点离梁中心距离为 $\pm al$ (力在左边为负, 力在右边为正)。



附表 V-1

边荷载 $t=0$ $\overline{M}$ 值

$\xi \backslash \alpha$	-1.0	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	
1.05	0	-0.3	-1.4	-1.8	-2.6	-3.1	-4.4	-5.2	-6.0	-6.5	-7.0	-7.2	-7.3	-7.1	-6.6	-5.9	-4.9	-3.6	-2.1	-0.7	0	-1.05
1.15	0	-0.2	-0.7	-1.3	-2.0	-2.7	-3.3	-3.9	-4.5	-4.9	-5.2	-5.4	-5.4	-5.2	-4.8	-4.2	-3.5	-2.5	-1.4	-0.5	0	-1.15
1.25	0	-0.2	-0.6	-1.0	-1.6	-2.1	-2.6	-3.1	-3.5	-3.8	-4.1	-4.2	-4.2	-4.0	-3.7	-3.2	-2.6	-1.9	-1.1	-0.4	0	-1.25
1.35	0	-0.1	-0.5	-0.9	-1.3	-1.8	-2.2	-2.6	-2.9	-3.1	-3.3	-3.4	-3.4	-3.2	-3.0	-2.6	-2.1	-1.5	-0.8	-0.3	0	-1.35
1.45	0	-0.1	-0.4	-0.7	-1.1	-1.5	-1.8	-2.2	-2.2	-2.6	-2.8	-2.8	-2.8	-2.7	-2.4	-2.1	-1.7	-1.2	-0.7	-0.2	0	-1.45

续表

ξ	α	-1.0	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
1.55	0	-0.1	-0.3	-0.6	-0.9	-1.3	-1.6	-1.8	-2.1	-2.2	-2.3	-2.4	-2.3	-2.2	-2.0	-1.7	-1.4	-1.0	-0.5	-0.2	0	-1.55
1.65	0	-0.1	-0.3	-0.5	-0.8	-1.1	-1.3	-1.6	-1.8	-1.9	-2.0	-2.0	-2.0	-1.9	-1.7	-1.5	-1.2	-0.8	-0.5	-0.2	0	-1.65
1.75	0	-0.1	-0.2	-0.5	-0.7	-1.0	-1.2	-1.4	-1.6	-1.7	-1.8	-1.8	-1.7	-1.7	-1.5	-1.3	-1.0	-0.7	-0.4	-0.1	0	-1.75
1.85	0	-0.1	-0.2	-0.4	-0.6	-0.8	-1.1	-1.2	-1.4	-1.5	-1.5	-1.6	-1.5	-1.4	-1.3	-1.1	-0.9	-0.6	-0.3	-0.1	0	-1.85
1.95	0	-0.1	-0.2	-0.4	-0.6	-0.8	-0.9	-1.1	-1.2	-1.3	-1.4	-1.4	-1.3	-1.1	-1.0	-0.8	-0.5	-0.3	-0.1	0	-1.95	
2.10	0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.5	-0.6	-0.8	-0.9	-1.0	-1.1	-1.2	-1.2	-1.1	-1.1	-1.0	-0.8	-0.5	-0.3	-0.1	0	-2.10	
2.30	0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.7	-0.8	-0.9	-0.9	-1.0	-1.0	-0.9	-0.9	-0.8	-0.4	-0.5	-0.4	-0.2	-0.1	0	-2.30
2.50	0	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.5	-0.6	-0.6	-0.7	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.7	-0.6	-0.6	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0	-2.50
2.70	0	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.6	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.1	0.0	0	-2.70
2.90	0	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.3	-0.4	-0.5	-0.5	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	-0.5	-0.4	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	-2.90
1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.9	-1.0	α ξ	

附表 V-2

边荷载 $t=1$ $\overline{M}$ 值

ξ	α	-1.0	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	α ξ
1.05	0	-0.3	-0.8	-1.6	-2.4	-3.2	-4.0	-4.8	-5.5	-6.0	-6.4	-6.7	-6.8	-6.8	-6.6	-6.2	-5.5	-4.6	-3.4	-2.0	-0.7	0	-1.05
1.15	0	-0.2	-0.6	-1.2	-1.8	-2.5	-3.1	-3.6	-4.1	-4.6	-4.8	-5.0	-5.0	-5.0	-4.9	-4.6	-4.0	-3.3	-2.4	-1.4	-0.5	0	-1.15
1.25	0	-0.2	-0.5	-1.0	-1.5	-2.0	-2.4	-2.9	-3.3	-3.6	-3.8	-3.9	-3.9	-3.9	-3.8	-3.0	-3.1	-3.0	-1.8	-1.0	-0.4	0	-1.25
1.35	0	-0.1	-0.4	-0.8	-1.2	-1.6	-2.0	-2.4	-2.7	-2.9	-3.1	-3.2	-3.1	-3.1	-3.0	-2.8	-2.4	-2.0	-1.4	-0.8	-0.3	0	-1.35
1.45	0	-0.1	-0.4	-0.7	-1.0	-1.4	-1.7	-2.0	-2.2	-2.4	-2.6	-2.6	-2.6	-2.6	-2.5	-2.3	-2.0	-1.6	-1.2	-0.7	-0.2	0	-1.45
1.55	0	-0.1	-0.3	-0.6	-0.9	-1.2	-1.4	-1.7	-1.9	-2.1	-2.2	-2.2	-2.2	-2.2	-2.1	-1.9	-1.7	-1.3	-1.0	-0.5	-0.2	0	-1.55
1.65	0	-0.1	-0.3	-0.5	-0.8	-1.0	-1.3	-1.5	-1.7	-1.8	-1.9	-1.9	-1.9	-1.9	-1.8	-1.6	-1.4	-1.1	-0.8	-0.5	-0.1	0	-1.65
1.75	0	-0.1	-0.2	-0.4	-0.7	-0.9	-1.1	-1.3	-1.4	-1.6	-1.6	-1.7	-1.6	-1.6	-1.6	-1.4	-1.2	-1.0	-0.7	-0.4	-0.1	0	-1.75
1.85	0	-0.1	-0.2	-0.4	-0.6	-0.6	-1.0	-1.1	-1.3	-1.4	-1.4	-1.5	-1.4	-1.4	-1.4	-1.2	-1.1	-0.8	-0.6	-0.3	-0.1	0	-1.85
1.95	0	-0.1	-0.2	-0.4	-0.5	-0.7	-0.9	-0.9	-1.0	-1.1	-1.2	-1.3	-1.3	-1.2	-1.2	-1.1	-0.9	-0.7	-0.5	-0.3	-0.1	0	-1.95
2.10	0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.5	-0.6	-0.7	-0.9	-1.0	-1.0	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.0	-0.9	-0.8	-0.6	-0.4	-0.2	-0.1	0	-2.10
2.30	0	-0.1	-0.1	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.9	-0.9	-0.9	-0.9	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.3	-0.2	-0.1	0	-2.30
2.50	0	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	0.0	0	-2.50
2.70	0	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.4	-0.4	-0.5	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	-0.4	-0.4	-0.2	-0.1	0.0	0	-2.70
2.90	0	0.0	-0.1	-0.2	-0.2	-0.3	-0.3	-0.3	-0.4	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0	-2.90
1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.9	-1.0	α ξ		

附表 V-3

边荷载 $t=2$ $\bar{M}$ 值

ξ	α	-1.0	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
1.05	0	-0.2	-0.8	-1.5	-2.2	-3.0	-3.7	-4.4	-5.1	-5.6	-6.0	-6.3	-6.3	-6.2	-5.9	-5.2	-4.4	-3.3	-2.0	-0.7	0	-1.05
1.15	0	-0.2	-0.6	-1.1	-1.7	-2.3	-2.9	-3.4	-3.8	-4.2	-4.5	-4.7	-4.7	-4.6	-4.3	-3.8	-3.1	-2.3	-1.4	-0.5	0	-1.15
1.25	0	-0.1	-0.5	-0.9	-1.4	-1.8	-2.3	-2.7	-3.0	-3.3	-3.5	-3.7	-3.7	-3.5	-3.3	-2.9	-2.4	-1.7	-1.0	-0.3	0	-1.25
1.35	0	-0.1	-0.4	-0.7	-1.1	-1.5	-1.8	-2.2	-2.5	-2.7	-2.8	-3.0	-3.0	-2.8	-2.6	-2.3	-1.9	-1.3	-0.8	-0.3	0	-1.35
1.45	0	-0.1	-0.3	-0.6	-1.0	-1.3	-1.6	-1.8	-2.1	-2.3	-2.4	-2.5	-2.4	-2.3	-2.1	-1.8	-1.5	-1.1	-0.6	-0.2	0	-1.45
1.55	0	-0.1	-0.3	-0.5	-0.8	-1.1	-1.3	-1.6	-1.8	-1.9	-2.0	-2.1	-2.0	-1.9	-1.8	-1.6	-1.2	-0.9	-0.5	-0.2	0	-1.55
1.65	0	-0.1	-0.3	-0.4	-0.7	-1.0	-1.2	-1.4	-1.5	-1.7	-1.8	-1.7	-1.7	-1.7	-1.5	-1.3	-1.1	-0.8	-0.4	-0.2	0	-1.65
1.75	0	-0.1	-0.2	-0.4	-0.6	-0.8	-1.0	-1.2	-1.3	-1.5	-1.5	-1.6	-1.5	-1.5	-1.3	-1.1	-0.9	-0.6	-0.4	-0.1	0	-1.75
1.85	0	-0.1	-0.2	-0.4	-0.6	-0.7	-0.9	-1.1	-1.2	-1.3	-1.4	-1.4	-1.4	-1.3	-1.2	-1.0	-0.8	-0.5	-0.3	-0.1	0	-1.85
1.95	0	0.0	-0.1	-0.3	-0.5	-0.6	-0.8	-0.9	-1.0	-1.1	-1.2	-1.2	-1.2	-1.1	-1.0	-0.8	-0.7	-0.5	-0.2	-0.1	0	-1.95
2.10	0	0.0	-0.1	-0.3	-0.4	-0.6	-0.7	-0.8	-0.9	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.4	-0.2	-0.1	0	-2.10
2.30	0	0.0	-0.1	-0.2	-0.4	-0.5	-0.6	-0.6	-0.7	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.3	-0.2	-0.1	0	-2.30
2.50	0	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.6	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.1	-0.1	0	-2.50
2.70	0	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.3	-0.4	-0.5	-0.5	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0	-2.70
2.90	0	0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.4	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	-0.3	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0	-2.90
1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.9	-1.0	α ξ	

附表 V-4

边荷载 $t=3$ $\overline{M}$ 值

ξ	α	-1.0	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	α ξ
1.05	0	-0.2	-0.7	-1.5	-2.0	-2.8	-3.5	-4.1	-4.9	-5.2	-5.6	-5.9	-6.0	-6.0	-5.9	-5.6	-5.0	-4.2	-3.1	-1.9	-0.7	0	-1.05
1.15	0	-0.2	-0.5	-1.0	-1.6	-2.1	-2.7	-3.1	-3.6	-4.0	-4.2	-4.4	-4.4	-4.3	-4.3	-4.1	-3.6	-3.0	-2.2	-1.3	-0.5	0	-1.15
1.25	0	-0.1	-0.4	-0.8	-1.3	-1.7	-2.1	-2.5	-2.9	-3.1	-3.3	-3.4	-3.5	-3.4	-3.4	-3.1	-2.8	-2.3	-1.7	-1.0	-0.3	0	-1.25
1.35	0	-0.1	-0.4	-0.7	-1.0	-1.4	-1.7	-2.0	-2.3	-2.5	-2.7	-2.8	-2.8	-2.7	-2.7	-2.5	-2.2	-1.8	-1.3	-0.7	-0.2	0	-1.35
1.45	0	-0.1	-0.3	-0.6	-0.9	-1.2	-1.5	-1.7	-1.9	-2.1	-2.2	-2.3	-2.6	-2.2	-2.0	-1.8	-1.4	-1.2	-1.0	-0.6	-0.2	0	-1.45
1.55	0	-0.1	-0.3	-0.5	-0.8	-0.9	-1.3	-1.5	-1.7	-1.8	-1.9	-2.0	-1.9	-1.9	-1.7	-1.4	-1.2	-0.8	-0.7	-0.4	-0.1	0	-1.55
1.65	0	-0.1	-0.2	-0.4	-0.7	-0.9	-1.1	-1.3	-1.4	-1.6	-1.7	-1.7	-1.7	-1.6	-1.5	-1.3	-1.1	-0.9	-0.7	-0.4	-0.1	0	-1.65
1.75	0	-0.1	-0.2	-0.4	-0.6	-0.8	-1.0	-1.1	-1.3	-1.4	-1.6	-1.5	-1.4	-1.4	-1.3	-1.1	-0.9	-0.9	-0.6	-0.4	-0.1	0	-1.75
1.85	0	-0.1	-0.2	-0.4	-0.5	-0.7	-0.8	-1.0	-1.1	-1.2	-1.4	-1.3	-1.3	-1.3	-1.2	-1.1	-0.9	-0.8	-0.5	-0.3	-0.1	0	-1.85
1.95	0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.5	-0.6	-0.8	-0.9	-1.0	-1.1	-1.3	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.0	-0.8	-0.7	-0.5	-0.3	-0.1	0	-1.95
2.10	0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.8	-0.9	-0.9	-1.1	-0.9	-1.0	-0.9	-0.9	-0.8	-0.7	-0.5	-0.4	-0.2	-0.1	0	-2.10
2.30	0	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.7	-0.7	-0.6	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0	2.30
2.50	0	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.5	-0.6	-0.6	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	-0.3	-0.1	-0.1	0	-2.50
2.70	0	0.0	-0.1	-0.2	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.5	-0.5	-0.6	-0.6	-0.5	-0.5	-0.4	-0.4	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0	-2.70
2.90	0	0.0	-0.1	-0.1	-0.2	-0.3	-0.3	-0.4	-0.4	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	-0.4	-0.4	-0.3	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0	-2.90
1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.9	-1.0			α ξ

附表 V-5

边荷载 $t=5$ $\bar{M}$ 值

ξ	α	-1.0	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
1.05	0	-0.2	-0.6	-1.2	-1.8	-2.4	-3.0	-3.6	-4.1	-4.6	-5.0	-5.2	-5.4	-5.3	-5.1	-4.6	-3.9	-2.9	-1.8	-0.6	0	-1.05
1.15	0	-0.1	-0.5	-0.9	-1.4	-1.9	-2.3	-2.8	-3.2	-3.5	-3.8	-3.9	-4.0	-3.9	-3.7	-3.3	-2.3	-2.1	-1.2	-0.4	0	-1.15
1.25	0	-0.1	-0.3	-0.7	-1.1	-1.5	-1.8	-2.2	-2.5	-2.7	-2.9	-3.1	-3.1	-3.0	-2.8	-2.5	-2.1	-1.5	-0.9	-0.3	0	-1.25
1.35	0	-0.1	-0.3	-0.6	-0.9	-1.2	-1.5	-1.8	-2.1	-2.3	-2.4	-2.5	-2.5	-2.4	-2.3	-2.0	-1.6	-1.2	-0.7	-0.2	0	-1.35
1.45	0	-0.1	-0.3	-0.5	-0.8	-1.0	-1.3	-1.5	-1.7	-1.9	-2.0	-2.1	-2.1	-2.0	-1.8	-1.6	-1.3	-1.0	-0.5	-0.2	0	-1.45
1.55	0	-0.1	-0.2	-0.4	-0.7	-0.9	-1.1	-1.3	-1.5	-1.6	-1.7	-1.7	-1.7	-1.7	-1.5	-1.4	-1.1	-0.8	-0.4	-0.1	0	-1.55
1.65	0	-0.1	-0.2	-0.4	-0.6	-0.8	-1.0	-1.1	-1.3	-1.4	-1.5	-1.5	-1.5	-1.4	-1.3	-1.2	-0.9	-0.7	-0.4	-0.1	0	-1.65
1.75	0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.5	-0.7	-0.9	-1.0	-1.1	-1.2	-1.3	-1.3	-1.3	-1.2	-1.1	-1.0	-0.8	-0.6	-0.3	-0.1	0	-1.75
1.85	0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.6	-0.8	-0.9	-1.0	-1.1	-1.1	-1.2	-1.1	-1.1	-1.0	-0.9	-0.7	-0.5	-0.3	-0.1	0	-1.85
1.95	0	0.0	-0.1	-0.3	-0.4	-0.5	-0.7	-0.8	-0.9	-0.9	-1.0	-1.0	-1.0	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.4	-0.2	-0.1	0	-1.95
2.10	0	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.8	-0.9	-0.9	-0.8	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.2	-0.1	0	-2.10
2.30	0	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.6	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.5	0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0	-2.30
2.50	0	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.3	-0.4	-0.5	-0.5	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.2	0.0	0	-2.50
2.70	0	0.0	-0.1	-0.1	-0.2	-0.3	-0.3	-0.4	-0.4	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0	-2.70
2.90	0	0.0	-0.1	-0.1	-0.2	-0.2	-0.3	-0.3	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.3	-0.3	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0	-2.90
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.9	-1.0	α ξ

附表 V-6

边荷载 $t=7$ $\bar{M}$ 值

ξ	α	-1.0	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
1.05	0	-0.2	-0.6	-1.0	-1.6	-2.1	-2.7	-3.2	-3.7	-4.1	-4.5	-4.7	-4.9	-4.9	-4.9	-4.7	-4.3	-3.6	-2.8	-1.7	-0.6	0
1.15	0	-0.1	-0.4	-0.8	-1.2	-1.6	-2.1	-2.5	-2.8	-3.1	-3.4	-3.5	-3.6	-3.6	-3.6	-3.4	-3.1	-2.6	-1.9	-1.2	-0.4	0
1.25	0	-0.1	-0.3	-0.7	-1.0	-1.3	-1.6	-2.0	-2.2	-2.5	-2.7	-2.8	-2.8	-2.8	-2.6	-2.7	-2.3	-1.9	-1.4	-0.8	-0.3	0
1.35	0	-0.1	-0.3	-0.6	-0.8	-1.1	-1.4	-1.6	-1.8	-2.0	-2.2	-2.3	-2.3	-2.3	-2.2	-2.1	-1.8	-1.5	-1.1	-0.6	-0.2	0
1.45	0	-0.1	-0.2	-0.5	-0.7	-0.9	-1.2	-1.4	-1.6	-1.7	-1.8	-1.9	-1.9	-1.9	-1.8	-2.0	-1.5	-1.2	-0.9	-0.5	-0.2	0
1.55	0	-0.1	-0.2	-0.4	-0.6	-0.8	-1.0	-1.2	-1.3	-1.4	-1.5	-1.6	-1.6	-1.6	-1.5	-1.4	-1.3	-1.0	-0.7	-0.4	-0.2	0
1.65	0	-0.1	-0.2	-0.4	-0.5	-0.7	-0.9	-1.0	-1.1	-1.2	-1.3	-1.4	-1.4	-1.4	-1.3	-1.2	-1.0	-0.9	-0.6	-0.4	-0.1	0
1.75	0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.5	-0.6	-0.8	-0.9	-1.0	-1.1	-1.1	-1.2	-1.2	-1.2	-1.1	-1.0	-0.9	-0.7	-0.5	-0.3	-0.1	0
1.85	0	-0.1	-0.1	-0.3	-0.4	-0.5	-0.7	-0.8	-0.9	-0.9	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-0.9	-0.8	-0.6	-0.5	-0.3	-0.1	0
1.95	0	0.0	-0.1	-0.2	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.9	-0.9	-0.9	-0.9	-0.9	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.4	-0.2	-0.1	0
2.10	0	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.7	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.7	-0.7	-0.6	-0.5	-0.3	-0.2	-0.1	0
2.30	0	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	-0.5	0.4	-0.3	-0.1	-0.1	0
2.50	0	0.0	-0.1	-0.2	-0.2	-0.3	-0.4	-0.4	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0
2.70	0	0.0	-0.1	-0.1	-0.2	-0.3	-0.3	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.5	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.3	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0
2.90	0	0.0	-0.1	-0.1	-0.2	-0.2	-0.3	-0.3	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.3	-0.3	-0.2	-0.2	-0.1	0.0	0
1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.9	-1.0		
																						α ξ

附表 V-7

边荷载 $t=10$ $\overline{M}$ 值

ξ	α	-1.0	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	α	ξ
1.05	0	-0.2	-0.5	-0.9	-1.3	-1.8	-2.3	-2.7	-3.1	-3.5	-3.9	-4.1	-4.3	-4.3	-4.3	-4.2	-3.9	-3.3	-2.6	-1.6	-0.6	0	-1.05	
1.15	0	-0.1	-0.4	-0.7	-1.0	-1.4	-1.7	-2.1	-2.4	-2.7	-2.9	-3.1	-3.2	-3.2	-3.2	-3.1	-2.8	-2.4	-1.8	-1.1	-0.4	0	-1.15	
1.25	0	-0.1	-0.3	-0.5	-0.8	-1.1	-1.4	-1.7	-1.9	-2.1	-2.6	-2.4	-2.5	-2.4	-2.3	-2.1	-1.8	-1.8	-1.3	-0.8	-0.3	0	-1.25	
1.35	0	-0.1	-0.2	-0.5	-0.6	-0.9	-1.2	-1.4	-1.6	-1.7	-1.9	-2.0	-2.0	-2.0	-1.9	-1.7	-1.4	-1.4	-1.0	-0.6	-0.2	0	-1.35	
1.45	0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.6	-0.8	-1.0	-1.1	-1.3	-1.4	-1.5	-1.6	-1.6	-1.6	-1.5	-1.3	-1.1	-0.9	-0.8	-0.5	-0.2	0	-1.45	
1.55	0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.5	-0.7	-0.8	-1.0	-1.1	-1.2	-1.3	-1.4	-1.4	-1.3	-1.3	-1.1	-0.9	-0.9	-0.7	-0.4	-0.1	0	-1.55	
1.65	0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.6	-0.7	-0.9	-1.0	-1.1	-1.4	-1.2	-1.2	-1.2	-1.1	-0.9	-0.8	-0.8	-0.6	-0.3	-0.1	0	-1.65	
1.75	0	0.0	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.8	-0.9	-0.9	-1.0	-1.0	-1.0	-0.9	-0.9	-0.8	-0.7	-0.7	-0.5	-0.3	-0.1	0	-1.75	
1.85	0	0.0	-0.1	-0.2	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.8	-0.9	-0.9	-0.9	-0.9	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.4	-0.2	-0.1	0	-1.80	
1.95	0	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.7	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.2	-0.1	0	-1.90	
2.10	0	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.4	-0.5	-0.6	-0.6	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0	-2.10	
2.30	0	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.4	-0.4	-0.5	-0.5	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	-0.1	0	-2.30	
2.50	0	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	-0.4	-0.3	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	0	-2.50	
2.70	0	0.0	-0.1	-0.1	-0.2	-0.3	-0.3	-0.3	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.3	-0.3	-0.2	-0.2	-0.1	0.0	0	-2.70	
2.90	0	0.0	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.2	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.2	-0.1	-0.1	0.0	0	-2.90	
1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.9	-1.0	α	ξ		

参 考 文 献

- 1 张世儒, 夏维诚编著. 水闸. 北京: 水利电力出版社, 1988 (第二版)
- 2 SL265—2001 水闸设计规范. 北京: 中国水利水电出版社, 2001
- 3 SL/T191—96 水工混凝土结构设计规范. 北京: 中国水利水电出版社, 1997
- 4 DL5077—1997 水工建筑物荷载设计规范. 北京: 中国水利水电出版社, 1997
- 5 GB50288—99 灌溉排水工程设计规范. 北京: 中国计划出版社, 1999
- 6 SL252—2000 水利水电工程等级划分及洪水标准. 北京: 中国水利水电出版社, 2000
- 7 谈松曦编. 水闸设计. 北京: 水利电力出版社, 1986
- 8 华东水利学院编. 水工设计手册. 北京: 水利电力出版社, 1984
- 9 阎明礼主编. 地基处理技术. 北京: 中国环境科学出版社, 1996
- 10 桩基工程手册编写委员会. 桩基工程手册. 北京: 中国建筑工业出版社, 1995
- 11 彭振斌主编. 地基处理工程设计计算与施工. 北京: 中国地质大学出版社, 1997
- 12 GB50290—98 土工合成材料应用技术规范. 北京: 中国计划出版社, 1998
- 13 SL/T225—98 水利水电工程土工合成材料应用技术规范. 北京: 中国水利水电出版社, 1998
- 14 清华大学水力学教研组编. 水力学. 北京: 人民教育出版社, 1980
- 15 江苏省水利工程管理资料汇编. 水闸, 1994
- 16 折学森著. 软土地基沉降计算. 北京: 人民交通出版社, 1998
- 17 吴媚玲编著. 水工建筑物. 北京: 清华大学出版社, 1991
- 18 蒋元驹, 韩素芳主编. 混凝土工程病害与修补加固. 北京: 海洋出版社, 1996
- 19 水利电力部水利水电建设总公司. 国内水工建筑物磨蚀破坏调查研究, 1981
- 20 毛昶熙. 土基上闸坝下游冲刷消能问题. 水利学报, 1984 (1)

《取水输水建筑物丛书》

编辑出版工作人员

总 编 辑 王国仪

丛书策划 王照瑜

责任编辑 冯红春

责任校对 张 莉

封面设计 王 鹏

责任印制 刘 萍



您对本《丛书》有何建议，欢迎来函（电）赐教，我们将会认真汲取，以便今后修订重版。

E-mail: wzyu@waterpub.com.cn; fhc@waterpub.com.cn

Tel: 010—63202266-2507, 2506

Images have been losslessly embedded. Information about the original file can be found in PDF attachments. Some stats (more in the PDF attachments):

```
{
  "filename": "MTEzMDk1MTAuemlw",
  "filename_decoded": "11309510.zip",
  "filesize": 24674362,
  "md5": "6bf06a9a1dc74bc214effd25121647b9",
  "header_md5": "fe80a06a39e853696aca20be471fd352",
  "sha1": "f08ed1795b275a0a17345a0973e47f2641ae9b99",
  "sha256": "bf49967a9dbf2511720043cb5480bf1b10252913ea536c0cdec76c96894a3da6",
  "crc32": 3290394368,
  "zip_password": "52gv",
  "uncompressed_size": 25809742,
  "pdg_dir_name": "\u00ed\u2562\u2566\u00ab\u2552\u00f3\u00ed\u2556_11309510",
  "pdg_main_pages_found": 405,
  "pdg_main_pages_max": 405,
  "total_pages": 415,
  "total_pixels": 1582126080,
  "pdf_generation_missing_pages": false
}
```