

取水输水建筑物丛书

主编 陈德亮

Culverts

涵洞

熊启钧 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 王照瑜
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 7-5084-4058-7



9 787508 440583 >

ISBN 7-5084-4058-7

定价 35.00元

取水输水建筑物丛书

主编 陈德亮

Culverts

涵洞

熊启钧 编著



中国水利水电出版社
www.waterpub.com.cn

内 容 提 要

本书全面系统地介绍了涵洞工程的结构布置、水力设计及结构设计内容。以大量算例详细介绍了各种流态涵洞的过水能力计算及消能计算、排水涵洞的设计流量计算及调洪演算、各种型式涵洞的内力计算、钢筋混凝土结构计算及挡土墙的结构计算等。书中还以算例形式详细介绍了作者编制的有关涵洞工程水力计算及结构计算的10个电算程序,其中钢筋混凝土结构计算、重力式挡土墙及闸墙计算程序也适用于其他类型水工建筑物的设计。配合本书的出版,作者无偿将其提供给读者,由中国水利水电出版社发布在网上供读者免费下载使用。本书内容丰富实用,电算程序更有实用价值。

本书可供水工专业及其他有关专业设计人员在设计中参考使用,也可作为水利专业院校的教学参考书。

图书在版编目(CIP)数据

涵洞/熊启钧编著. —北京:中国水利水电出版社,
2006

(取水输水建筑物丛书/陈德亮主编)

ISBN 7-5084-4058-7

I. 涵... II. 熊... III. 涵洞工程—基本知识

IV. U449

中国版本图书馆CIP数据核字(2006)第106278号

书 名	取水输水建筑物丛书 涵洞
作 者	熊启钧 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	北京市兴怀印刷厂
规 格	850mm×1168mm 32开本 11.75印张 316千字
版 次	2006年10月第1版 2006年10月第1次印刷
印 数	0001—4100册
定 价	35.00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

在取水输水及灌区工程中，涵洞是最常见的一种建筑物型式，其特点是数量多，规模小，结构比较简单，设计工作相对比较简单，主要就是水力计算及结构计算。因此本书也以介绍涵洞工程的水力设计及结构设计内容为主，同时也结合部分工程实例介绍各种型式涵洞的结构布置。

涵洞的水力设计主要是过流能力（孔径）计算及消能防冲计算。各有关技术文献关于涵洞水力计算方法及计算公式的介绍相互间有一定的出入，有的个别计算公式及计算方法还有值得商讨之处，有的对涵洞流态判别的分析介绍及某些计算参数的确定方法比较繁琐。从实际工程角度考虑，涵洞流态的判别及某些计算问题是需要和可以简化的，本书即对涵洞的水力计算问题作了适当的归纳简化，并对有的计算方法及计算公式进行了必要的分析比较，以确定比较合理的计算方法及计算公式。

涵洞的结构设计主要就是通过对洞身的内力计算确定各部位的结构尺寸以及钢筋混凝土构件的配筋量。无论是箱涵还是盖板涵或拱涵，都有不止一种常用的内力计算方法，本书也从实际工程角度考虑，对每种结构型式的涵洞分别选择介绍一种比较成熟适用的内力计算方法。

此外，本书还以一定的篇幅介绍了排水涵洞的水文水利计算以及涵洞进出口连接段挡土建筑物的结构计算。

本书的编写原则是以实用为主，除了必要的基本理论介绍外，各种流态涵洞的过流能力（孔径）计算、消能防冲计算，以

及各种结构型式涵洞的结构计算，均用算例形式对计算方法、计算公式及各种设计参数的采用作了详细介绍。同时也以算例的形式介绍了排水涵洞设计流量的确定和调洪演算的方法，以及挡土墙的结构计算方法及分析比较。

涵洞的设计问题虽然比较简单，但由于同一个工程的涵洞数量较多，计算工作量仍不小。为了提高设计质量及设计效率，作者将本书所介绍的有关涵洞工程设计的主要计算项目均编制成电算程序，每个电算程序在书中也均以算例形式，采用与书中各手算算例相同的基本资料，对程序的特点、操作使用方法、输入输出格式及计算成果等作了详细的介绍。程序的名称分别为：“单孔矩形断面涵洞水力计算”、“涵洞水位流量关系计算”、“矩形断面无压渠涵（暗渠）水力计算”、“圆形断面无压渠涵（暗渠）水力计算”、“圆形压力管道（单管）水力计算”、“涵洞消能计算”、“排水涵洞调洪演算”、“箱涵内力计算”、“钢筋混凝土结构计算（SL/T 191—96《水工混凝土结构设计规范》）”、“重力式挡土墙及闸墙计算”。其中除箱涵内力计算为 Excel 电子计算表格（包括单孔箱涵内力计算、双孔箱涵内力计算、三孔箱涵内力计算、双孔不对称荷载箱涵内力计算 4 个电子计算表格）外，其余各程序均采用 Visual Basic 语言编制，可在各种版本的 Windows 操作系统中使用。各程序的共同特点是极其简单实用，操作使用简便，结合实际，针对性强，成果清楚明了，当进行多方案比较及优化设计时，其优越性更明显。除涵洞工程的设计外，这些程序中的钢筋混凝土结构计算、重力式挡土墙及闸墙计算程序也适用于其他类型水工建筑物的设计。多数电算程序在作者工作单位的有关设计项目中运用，效果及效益显著。作者认为，对水工专业的设计人员来说，这些电算程序也许比一般的计算方法介绍更有实用价值。为了使这些程序能在取水输水工程的设计工作中发挥更大的作用，有利于水利建设事业，配合本书的出版，作者无偿将其提供给读者，由中国水利水电出版社发布在网上供读者免费下载使用，网址为 www.waterpub.com.cn。书中有关程序介绍

的部分，也相当于程序的使用手册。

本书在编写中得到河南省水利勘测设计研究有限公司（原河南省水利勘测设计院）有关同事的帮助。陈德亮教授促成了作者对本书的编写，并对编写内容提出了很多宝贵的意见及建议，特在此表示感谢。

由于成书时间短，个人水平所限，本书内容难免有不足甚至错误之处，欢迎读者在使用过程中提出宝贵意见，以便有机会再版时修正完善。

作者

2006年5月

目 录

序

前言

第一章 概述	1
第一节 取水输水工程中的涵洞工程	1
第二节 渠道输水工程等别及涵洞级别划分与设计规范	4
第三节 涵洞工程设计的基本资料	7
第二章 涵洞的工程布置	8
第一节 涵洞工程的总体布置	8
第二节 涵洞工程的洞身结构布置	9
第三节 涵洞进出口连接段布置	17
第三章 涵洞的水力设计	22
第一节 涵洞的流态判别	22
第二节 涵洞的流量计算公式	26
第三节 涵洞过水能力（孔径）计算类型及计算方法简述	31
第四节 无压流短洞孔径计算	32
第五节 无压流长洞孔径计算	35
第六节 半压力流涵洞孔径计算	42
第七节 非淹没压力流涵洞孔径计算	43
第八节 淹没压力流涵洞孔径计算	45
第九节 涵洞进口水深及水位流量关系计算	47
第十节 渠涵（暗渠）的水力计算	52
第十一节 涵洞的消能防冲设计	67
第十二节 涵洞水力计算的电算	88

第四章	排水涵洞的水文水利计算	105
第一节	排水涵洞设计流量的确定.....	105
第二节	排水涵洞的调洪演算.....	117
第三节	排水涵洞调洪演算电算程序.....	127
第五章	荷载计算	130
第一节	洞顶垂直土压力计算.....	131
第二节	侧向水平土压力计算.....	133
第三节	水压力计算.....	135
第四节	汽车车辆荷载计算.....	137
第五节	自重力计算.....	140
第六节	荷载的作用分项系数.....	140
第六章	箱涵的结构设计	142
第一节	弯矩分配法计算单孔及双孔箱涵弯矩.....	142
第二节	单孔箱涵的结构计算.....	147
第三节	双孔箱涵的结构计算.....	177
第四节	迭代法计算三孔箱涵弯矩.....	194
第五节	三孔箱涵的结构计算.....	198
第六节	不对称荷载作用的箱涵结构计算.....	226
第七节	地基承载力验算.....	250
第七章	盖板涵洞的结构计算	258
第一节	单孔盖板涵洞的结构计算.....	258
第二节	多孔盖板涵洞的结构计算.....	288
第八章	拱涵的结构计算	292
第一节	拱圈的结构计算.....	292
第二节	拱座(侧墙)及洞底板的结构计算.....	296
第三节	拱涵算例.....	297
第四节	拱涵工程实例.....	311
第九章	涵洞进出口挡土建筑物设计	318

第一节	挡土墙的土压力计算.....	319
第二节	挡土墙的稳定验算.....	324
第三节	挡土墙的基底应力及截面应力验算.....	326
第四节	重力式挡土墙计算.....	327
第五节	半重力式挡土墙计算.....	349
第六节	挡土墙的电算程序.....	354
参考文献	360

第一章 概 述

第一节 取水输水工程中的涵洞工程

一、涵洞工程的设计特点

在取水输水工程的各种建筑物中，涵洞工程的规模相对较小，结构型式也比较简单，但数量却是较多的，例如湖南省韶山灌区总干渠上有 130 余座涵洞；河南省陆浑灌区总干渠上有 50 余座涵洞；陆浑灌区东一干渠及东二干渠上共有 170 余座涵洞。虽然涵洞的结构型式比较简单，但由于数量较多，因此设计工作量也不小，过去在灌区工程的设计中，对涵洞的设计多采用定型设计的方式以减小设计工作量。涵洞工程的主要设计内容是包括孔径计算及消能计算在内的水力计算，以及洞身的结构计算，因此本书的重点及主要篇幅也是结合算例，介绍各种流态涵洞的孔径计算和消能计算，以及各种结构型式洞身断面的结构计算。同时，为了减少计算工作量，提高设计效率，作者将涵洞水力计算及结构计算的主要项目均编制了电算程序，对进行涵洞工程设计的人员有很高的实用价值，本书也将以一定的篇幅介绍这部分电算程序的编制使用说明及示例。

二、涵洞工程的分类

（一）按作用分类

取水输水工程中的涵洞，按作用可分为输水涵洞及排水涵洞两大类。

1. 输水涵洞

输水涵洞位于输水渠道上，与上下游渠道相连，输送渠水。在以下几种情况时多需修建输水涵洞。

1) 当输水渠道与公路、铁路、河沟或另一渠道交叉，输水

渠道的渠底很低，渠身可从公路、铁路、河沟或另一渠道的底部穿过时，多修建输水涵洞。

2) 当输水渠道由城区穿过，为了安全或避免污染，或渠道通过的地段紧临其他地面建筑物或其他原因，不宜修建明渠时，需将渠道顶部封闭形成输水涵洞，在开挖修建完成后再回填恢复至与原地面相平，这种输水涵洞通常称作暗渠或渠涵，其长度多为数十米甚至数百米。从河沟底部穿过的输水涵洞，如河道较宽，涵洞相应较长，也常称作暗渠，例如南水北调总干渠与河道交叉，且渠道水位低于河底较多时，修建的穿河输水涵洞就称作暗渠。

3) 傍山修建的输水渠道，为了减少开挖量并防止坡面坍塌或坡积物入渠造成淤堵，有时也在部分渠段采用渠涵（暗渠）的结构布置型式。

4) 隧洞的进出口多有较长的深挖方段，如按稳定边坡修建明渠，挖方量可能很大，也不利于工程安全，有时也按较陡的临时边坡开挖，修建成明挖洞，然后再回填土恢复原地形，这种结构布置型式也相当于渠涵（暗渠）。

5) 上级渠道向下级渠道分水的口门，如果上级渠道的渠堤较高，而分水流量及所需分水口门的孔径很小，不宜做成开敞式分水闸时，就需采用涵洞式分水闸的布置型式，这是一种带闸门的输水涵洞。

2. 排水涵洞

排水涵洞是取水输水工程中最多种涵洞类型，其作用是排泄洪水或涝水，主要用在以下几种情况。

1) 穿渠排水涵洞（排洪涵洞）。这是取水输水工程中最多种排水涵洞，当输水渠道与河、沟、山冲等交叉，河、沟、山冲等底部低于渠底较多时，就需修建穿渠排水涵洞排泄洪水。上述韶山灌区总干渠及陆浑灌区各干渠上的涵洞均为穿渠排水涵洞。

2) 排涝涵洞。平原地区河道两侧低洼地带在汛期常因降雨形成内涝积水，多修建排涝涵洞排水。在这种情况下，需在涵洞

进口设闸门控制，在河水位较高时，关闭闸门以防河水倒灌，当河水位较低时再开闸排涝。

3) 平原地区输水渠道与小河沟交叉，沟底略高于渠底或与渠底相平，且沟道流量不大，不超过渠道的承受能力时，有时也修建穿渠堤的排水涵洞，使沟水入渠。在这种情况下，也需在涵洞上设控制闸门，以防止渠水倒灌入沟；如沟道纵坡较陡，渠水入沟后回水长度很短，也可不设闸门。

4) 排水渠系中的各级排水沟与道路或渠道相交时，需在道路或渠下设置排水涵洞，这类排水涵洞规模多较小，一般多为预制钢筋混凝土管。

(二) 按洞身结构布置型式分类

涵洞按洞身结构布置型式主要分为箱涵、盖板涵洞、拱涵及圆管涵。此外，南水北调中线总干渠河渠交叉建筑物中的涵洞式渡槽，其下部支承结构也是涵洞的一种结构布置型式。

1. 箱涵

箱涵为矩形断面现浇整体式钢筋混凝土结构，其优点为结构承载能力高。流量及洞径较大或内水压力较大的涵洞多采用箱涵，例如南水北调中线总干渠上的左岸排水涵洞及渠涵（暗渠）均采用箱涵，其排水涵洞的孔宽一般为 3m 左右，孔数为 1~3 孔；渠涵（暗渠）每孔的宽度为 6m 左右，2 孔或 3 孔一联。

2. 盖板涵洞

盖板涵洞的盖板一般为预制钢筋混凝土结构，侧墙及底板根据洞径及荷载大小，可分别采用浆砌石、素混凝土或钢筋混凝土结构。盖板涵洞的优点是施工简单，但因盖板为简支结构，因此其承载能力相对较低，且防渗条件差，故多用于中等规模及洞顶填土高度不大的无压涵洞。一般从居民区附近经过的输水暗渠多采用盖板涵洞的结构型式。

3. 拱涵

拱涵多为浆砌石结构，也有采用预制素混凝土及钢筋混凝土拱圈的。拱涵的优点是拱圈承载能力较大，能就地取材，当地基

较好时，拱涵顶部的填土高度可超过 20m。20 世纪 70 年代前后修建的灌区工程，其渠系上的涵洞多采用拱涵，例如上述韶山灌区总干渠及陆浑灌区各干渠上的涵洞，除流量很小的采用预制混凝土圆管涵外，其余均为拱涵。

4. 圆管涵

圆管涵为管壁较薄的钢筋混凝土管，主要用于小流量的排水涵洞。由于圆形模板的施工难于平面模板，因此一般很少采用现场浇筑混凝土施工，而是采用水泥制品厂的预制混凝土管定型产品，同时受预制定型管孔径的限制，且涵洞如为无压流时，圆形管可利用的有效过水断面相对较小，因此孔径较大的涵洞，多采用其他断面型式。预制混凝土管圆管涵的优点是受力条件好，承载能力大，设计施工简单，一般不需要进行结构设计，可直接根据涵洞的设计荷载条件，参照预制混凝土管定型产品的性能指标，选用相应规格的涵管即可。本书因此也不介绍圆管涵的结构计算。

5. 涵洞式渡槽

下部为多孔一联的钢筋混凝土箱形排水涵洞，上部为钢筋混凝土矩形断面输水渡槽。

(三) 按洞身建筑材料分类

涵洞按洞身建筑材料可分为钢筋混凝土结构涵洞、浆砌石结构涵洞及混合材料涵洞等。箱涵及圆管涵为钢筋混凝土结构，盖板涵洞也有全部采用钢筋混凝土结构的；全部采用浆砌石结构的有拱涵，在石料丰富及有砌石经验的地区多采用浆砌石拱涵。除箱涵及圆管涵外，盖板涵及拱涵的不同部位也常采用不同的建筑材料。

第二节 渠道输水工程等别及涵洞级别划分与设计规范

一、渠道输水工程等别及涵洞级别的划分

涵洞工程的级别可分别按以下两种标准的规定确定，如两者

确定的级别不相同，则取其大者。

(1) 按 SL 252—2000《水利水电工程等级划分及洪水标准》的规定，先由表 1-1 确定工程的等别，再由表 1-2 根据工程等别确定建筑物级别。

表 1-1 渠道输水工程分等指标

项 目	工 程 等 别				
	I	II	III	IV	V
保护城镇及工矿企业的重要性	特别重要	重要	中等	一般	
保护农田 (万亩)	≥ 500	100~500	30~100	5~30	< 5
治涝面积 (万亩)	≥ 200	60~200	15~60	3~15	< 3
灌溉面积 (万亩)	≥ 150	50~150	5~50	0.5~5	< 0.5
供水对象重要性	特别重要	重要	中等	一般	

表 1-2 永久建筑物级别

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

按 SL 252—2000 的规定，失事后损失巨大或影响十分严重的工程的 2~5 级主要永久性建筑物，经过论证并报主管部门批准，可提高一级；失事后损失不大的工程的 1~4 级主要永久性建筑物，经过论证并报主管部门批准，可降低一级。当永久性建筑物基础的工程地质条件复杂或采用新型结构时，对 2~5 级建筑物可提高一级设计。

表 1-1 中，“保护城镇及工矿企业的重要性”的判别标准，按 SL 252—2000《水利水电工程等级划分及洪水标准》“条文说明”，可参考表 1-3 确定。

(2) 按 GB 50288—99《灌溉与排水工程设计规范》的规定，包括涵洞在内的各种灌排建筑物的级别，根据过水流量大小，由

表 1-4 确定。

表 1-3 城镇及工矿企业分类

城 镇			工 矿 企 业	
重要性	规 模	非农业人口 (万人)	规 模	货币指标 (亿元)
特别重要	超大、特大城市	≥ 100	特大型	≥ 50
重要	大城市	50~100	大型	5~50
中等	中等城市	20~50	中型	0.5~5
一般	小城市	< 20	小型	< 0.5

注 工矿企业货币指标为年销售收入和资产总额，两者均必须满足要求。

表 1-4 排灌建筑物分级指标

工程级别	1	2	3	4	5
过水流量 (m ³ /s)	> 300	100~300	20~100	5~20	< 5

按 GB 50288—99 的规定，当涵洞修建在防洪堤上，或涵洞穿公路及铁路时，其级别不得低于防洪堤、公路及铁路的级别。高水头或大落差的涵洞，其级别经论证后可提高一级。

二、涵洞工程的设计规范

涵洞工程设计中应遵循的及本书介绍内容所涉及的规范除上述有关建筑物级别划分的两个规范外，主要还有如下规范。

钢筋混凝土结构部分的内力及应力计算中各项作用的分项系数参照 DL 5077—1997《水工建筑物荷载设计规范》的规定分析确定。

汽车荷载计算参照 JTGB 01—2003《公路工程技术标准》及 JTGD 60—2004《公路桥涵设计通用规范》的规定确定。

箱涵等钢筋混凝土结构按 SL/T 191—96《水工混凝土结构设计规范》进行承载能力极限状态计算及正常使用极限状态验算。

地基承载力计算参照 SL 265—2001《水闸设计规范》及 JTJ

024—85《公路桥涵地基与基础设计规范》的规定确定。

进出口连接段挡土建筑物设计部分主要遵循 SL 265—2001《水闸设计规范》、DL 5077—1997《水工建筑物荷载设计规范》及 JTG D60—2004《公路桥涵设计通用规范》的有关规定。同时按 SL 265—2001 规定，按 SDJ 20—78《水工钢筋混凝土结构设计规范》进行挡土墙截面应力验算。

第三节 涵洞工程设计的基本资料

涵洞工程设计的主要基本资料如下。

- (1) 建筑物的级别。
- (2) 输水涵洞的设计流量及加大流量、进出口水位及设计水头、渠道水力要素等。
- (3) 排洪涵洞的控制流域面积、雨量资料、河道纵横断面、河床质、水文资料等。
- (4) 排涝涵洞的排涝面积、雨量资料、排涝时间、水位资料等。
- (5) 地形资料：
 - 1) 排洪涵洞需要 1/5000~1/10000 地形图，用以确定流域面积、干流长度、平均坡度等流域特征值，以及量算上游水位—容积曲线。
 - 2) 规模较大的排水涵洞，应有 1/500~1/1000 大比例尺地形图，用于进出口连接段的工程布置。
- (6) 地质资料主要是地基岩性及物理力学指标等。
- (7) 建筑材料调查资料。包括砂料、石料及混凝土骨料的产地、储量、质量及开采运输条件，以及钢材、水泥、木材的供应情况等。

第二章 涵洞的工程布置

第一节 涵洞工程的总体布置

涵洞工程总体布置设计的主要内容是确定涵洞的轴线位置、进口高程、洞身纵坡、洞身长度以及进出口连接段的布置型式等。输水涵洞与排水涵洞总体布置设计需考虑的问题有所不同，分述如下。

一、输水涵洞工程的总体布置

(1) 输水涵洞位于输水渠道上，其轴线位置取决于渠线的走向；进口高程及洞身比降主要取决于渠道的水力要素；穿越公路及铁路的输水涵洞的洞身长度由路基的宽度确定。

(2) 从河沟底部穿过的输水涵洞（暗渠），其长度的确定，不仅要考虑河沟的实际宽度，还应满足河道设计洪水过水断面的要求。有的河沟现状沟宽较小，如按河沟宽度，所需的暗渠长度较短，但河沟的设计洪水流量可能较大，在修建暗渠后，洞身长度形成并固定了交叉断面处河沟的行洪口门宽度，该处的流态近似于宽顶堰，设计洪水时，交叉断面上游的壅高水位取决于行洪口门的宽度。洞身长度越短、行洪口门越窄时，河沟上游壅高水位及淹没影响越大，而建筑物工程量越小；反之，洞身长度越长、行洪口门越宽时，河沟上游壅高水位及淹没影响越小，而建筑物工程量越大。确定洞身长度时一般需拟定多个不同长度的方案进行比较，以确定比较经济合理的布置方案。

二、排水涵洞工程的总体布置

(1) 排水涵洞中向河道或输水渠道排涝水的涵洞布置较简单，其轴线一般与河堤或渠堤正交，进口洞底与沟底或堤外地面

相平，洞身长度取决于堤身断面尺寸。

(2) 穿渠排水涵洞的轴线位置取决于输水渠道与河沟的交角及河沟的流势。最理想的情况是输水渠道与河沟正交，河沟又比较顺直，这时涵洞长度最短，下泄水流也最平顺。从减少工程量及投资的角度考虑，当然是正交布置的涵洞长度最短，建筑物工程量最小。但实际上输水渠道不可能与所有交叉的河沟都正交，否则，输水渠道就要布置较多的弯道。在输水渠道与河沟斜交的情况下，是布置正交涵洞还是斜交涵洞，需要根据河沟的流势及地形条件进行分析比较。在这种情况下，按河沟走向及流势布置成斜交涵洞，下泄水流的流态最好，进出口连接段的布置也比较简单，但涵洞的长度必然要比正交布置的长得多。如按正交涵洞布置，虽然涵洞最短，建筑物工程量最小，但涵洞进口前或出口后的河沟需（或者涵洞进口前及出口后的河沟均需）有一段改道，改道的长度及布置型式应保证主流正对洞身轴线，使下泄水流平顺均匀。有时即使输水渠道与河沟正交，但交叉处上游河沟却紧接弯道，如布置正交涵洞，主流可能并不正对洞身轴线，而是偏向一侧，从而在进口前形成回流，影响洞身泄流能力，在这种情况下，涵洞进口前也应有一段足够长度的沟道需要改道，使进口前的主流能正对洞身轴线。

一般情况下，穿渠排水涵洞的纵坡基本上采用与沟道纵坡相同，进出口洞底高程基本上与沟底相平。山丘地区有的沟道纵坡较陡，如涵洞采用与沟道相同的纵坡，洞内及进出口流速可能偏大，不利于泄流及防冲，在这种情况下，可在涵洞进口前布置跌水，将进口洞底高程降低，洞身纵坡减缓。

第二节 涵洞工程的洞身结构布置

1. 箱涵

箱涵为单孔（图 2-1）或双孔及三孔的钢筋混凝土结构，断面为方形或矩形，当为矩形断面时，高宽比 H/B 或宽高比 B/H

一般不超过 1.2。根据河沟宽度、填土高度、流量大小及流态要求等设计条件综合考虑，洞高 H 可大于或小于洞宽 B 。从受力条件考虑，洞高 H 略大于洞宽 B 有利于减小结构内力。根据荷载大小，箱涵的底板厚度一般约为 $d_1 = \left(\frac{1}{10} \sim \frac{1}{6}\right)B$ ，顶板厚度一般约为 $d_2 = \left(\frac{1}{12} \sim \frac{1}{7}\right)B$ ，侧墙厚度 d_3 等于或略小于顶板厚度，加腋尺寸一般约为 $C = (0.08 \sim 0.1)B$ ，双孔及三孔时中隔墙的厚度等于或略小于侧墙厚度。为了防止施工期间立模、扎筋时对地基的扰动，保证底板钢筋混凝土的浇筑质量，在底板底面一般设 0.1m 厚的 C10 混凝土垫层，其宽度等于或略大于底板宽度。

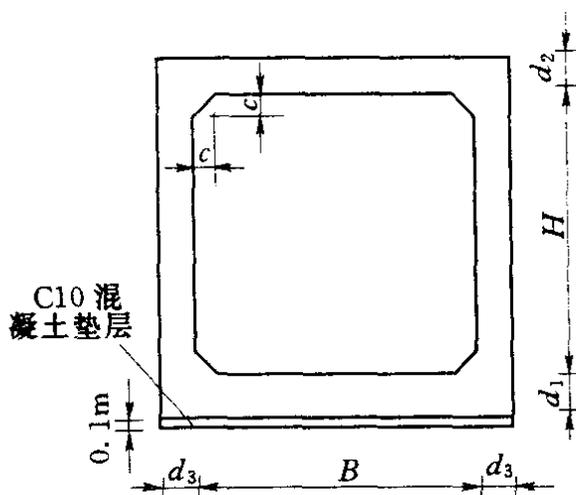


图 2-1 单孔箱涵横剖面结构尺寸图

箱涵的孔宽及孔高多大于 3m，流量较小、孔高小于 2.0m 的涵洞，不宜采用箱涵，因为在这种情况下，混凝土施工及拆除内模比较困难。

箱涵纵向需设沉陷缝，每节箱涵的长度一般为 10m 左右，沉陷缝宽 2cm，缝间设止水。因为涵洞的规模及水压力均相对较小，因此止水的结构布置型式宜简单易行，一般可采用图 2-2 的止水布置型式。水头较高的有压涵洞可采用双止水，即缝中设橡胶或塑料止水带，临水面设 2~3cm 深的双组份聚硫密封胶；

无压或压力水头较小的涵洞，可仅采用一道止水（橡胶或塑料止水带或双组份聚硫密封胶）。缝内填塞闭孔泡沫板。

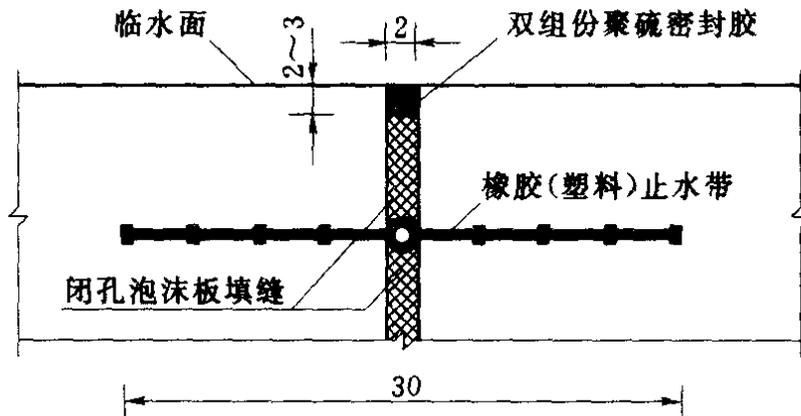


图 2-2 箱涵沉陷缝结构图 (单位: cm)

有的设计在每节箱涵的端部均设有截流环 [图 2-3 (b)]。作者认为，一般穿渠排水涵洞都比较长，即使是有压涵洞，其渗径一般均能满足要求，无压涵洞就更没有问题，因此似无需再设截流环，采用图 2-3 (a) 所示的平接即可，仅在洞身进出口底部设齿墙，齿深 $d=50\text{cm}$ 左右，顶部设胸墙，高 $E=50\text{cm}$ 左

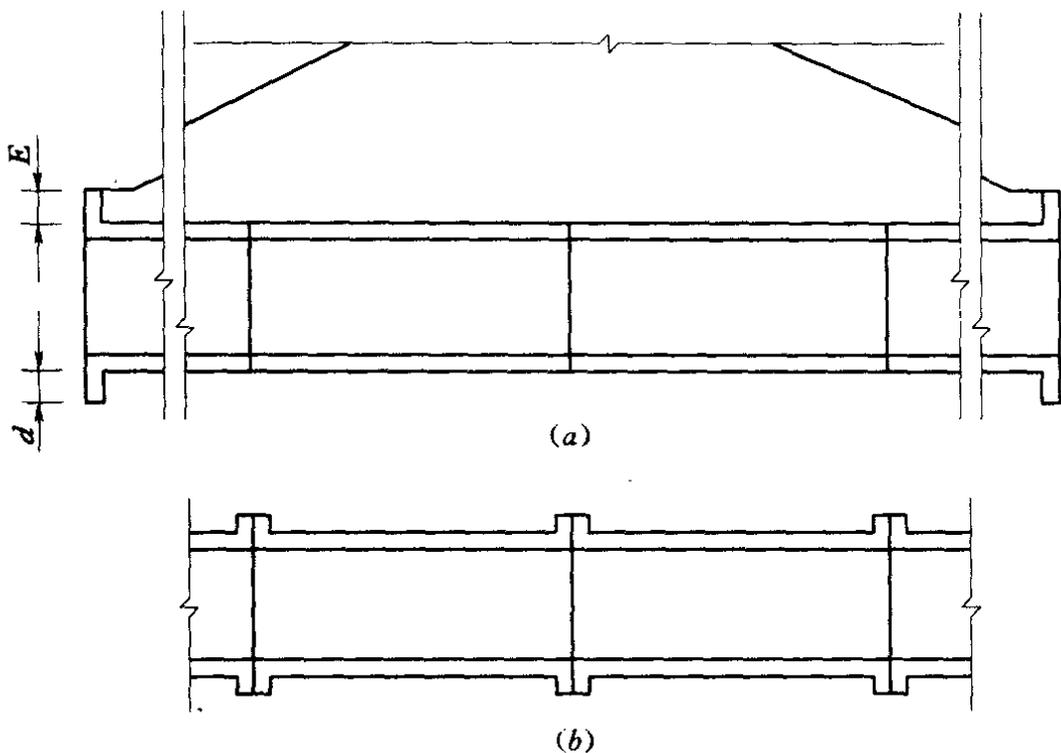


图 2-3 每节箱涵端部连接型式图

(a) 端部无截流环的平接型式；(b) 端部设截流环的连接型式

右。设置截流环不仅增加了施工立模的工作量，而且在截流环处还可能形成回填土的薄弱环节。实际上，像浆砌石拱涵及盖板涵洞等也都不作截流环，实际工程的运用情况表明并无问题。为了增加防渗效果，一般渠底至洞顶的填土厚度应大于 1.0m，并要求在渠底以下尽可能回填黏土或渗透系数小的土料；渠道水深较大或渠底至洞顶的填土厚度很小时，也可在洞顶及洞身两侧一定范围的渠段采用混凝土护砌。

2. 盖板涵洞

盖板涵洞一般多为单孔（图 2-4），流量较大时也可采用双孔或三孔。盖板为预制钢筋混凝土板，简支在侧墙顶部。侧墙为钢筋混凝土及素混凝土结构时，板的支承宽度一般为 15~20cm；

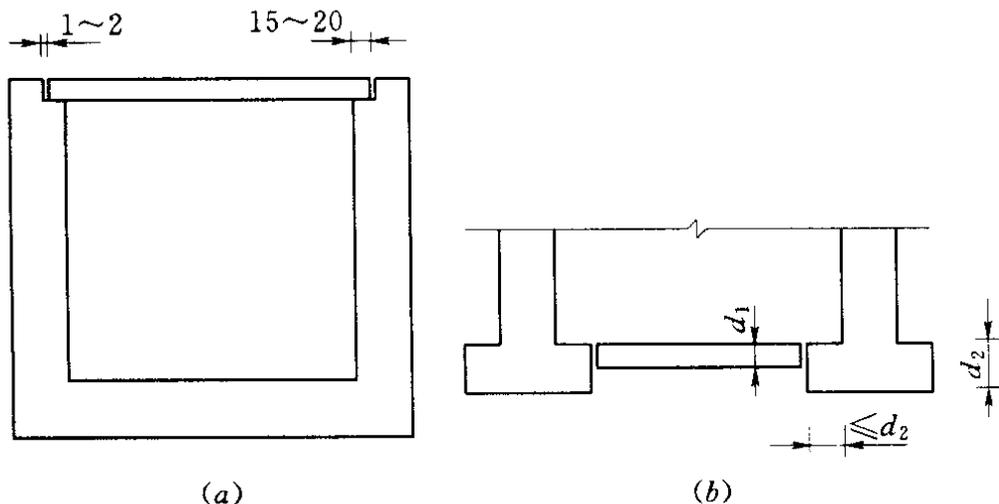


图 2-4 单孔盖板涵洞横剖面结构尺寸图（单位：cm）

(a) 侧墙与底板整体式连接；(b) 侧墙与底板分离式连接

侧墙为浆砌石结构时，为了减小盖板作用于墙顶的上部荷载的偏心距，板的支承宽度可适当加大，盖板端部与墙顶外侧挡板间的缝宽一般为 1~2cm。根据地基及荷载等情况，侧墙与底板可采用整体式或分离式结构，当地基承载力较高时可采用分离式结构，当洞宽较小或荷载较小时可采用整体式结构。在相同的洞径及荷载情况下，钢筋混凝土结构的盖板涵洞各部位结构尺寸大于箱涵的结构尺寸。洞身较低时，侧墙可采用等厚度；洞身较高时，侧墙可采用上窄下宽的梯形截面。分离式结构时，侧墙基础

设前后趾，趾宽等于或略小于基础厚度，浆砌石分离式底板厚 d_1 一般为 30~50cm，素混凝土分离式底板厚 d_1 一般为 20cm 左右。

盖板涵洞纵向分缝的间距一般为 5~10m，沉陷缝宽 2cm。盖板涵洞多为无压涵洞，盖板一般采用宽 50cm 左右的预制钢筋混凝土板，简支结构，接缝很多，且侧墙及底板如为浆砌石结构，浆砌石材料本身实际上也有一定的透水性，因此沉陷缝内也无必要设止水，可仅在缝内填塞闭孔泡沫板或沥青油毛毡。渠底以下的填土要求与前述箱涵部分相同。

图 2-5 为我国对尼泊尔王国经援项目博克拉水利工程输水干渠上一段穿过市区的暗渠横剖面，其地质结构为砾石土，地基容许承载力为 600kPa，回填土为沟埋式，沟槽开挖底宽与洞底设计总宽相等，开挖边坡 1:0.3。该暗渠洞宽 3.7m，高 2.7m，设计水深 2.1m，洞顶填土高 1.5m，顶面有汽-15 汽车荷载，采用钢筋混凝土盖板，厚 20cm，支承宽 15cm，M7.5 浆砌石侧墙顶宽 40cm，底宽 70cm，现浇 C10 素混凝土底板厚 10cm。

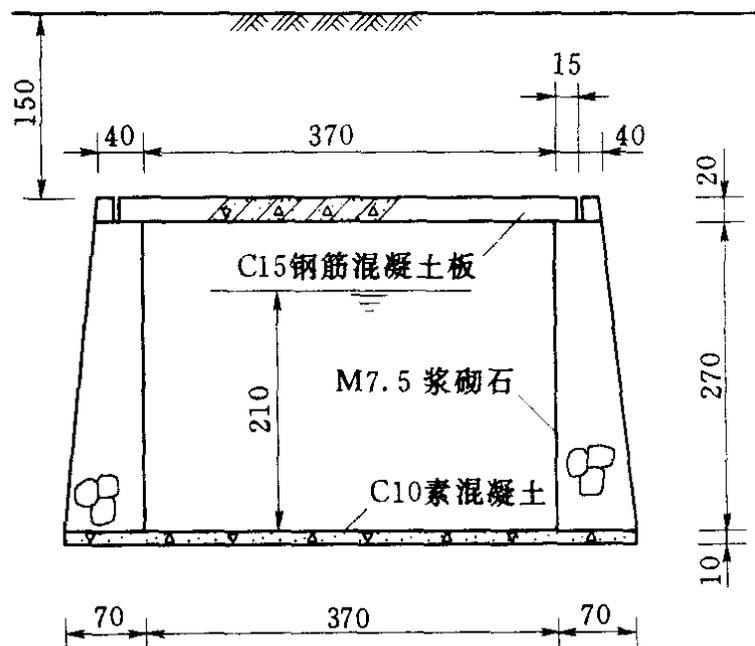


图 2-5 博克拉水利工程盖板涵暗渠横剖面图 (单位: cm)

3. 拱涵

拱涵大多为单孔（图 2-6），流量较大时也采用双孔或三孔。拱涵的洞身宽度一般为 1~3m。拱圈一般采用等截面圆弧拱，矢跨比 f_0/B 一般为 $1/4 \sim 1/2$ 。拱圈材料有浆砌石、素混凝土或钢筋混凝土等。浆砌石拱圈厚度 t 一般为 30~50cm，M7.5 水泥砂浆砌筑，石料应选择比较规则的大块石或片石，砌面应成辐射状；素混凝土拱圈厚度 t 一般为 20~30cm，混凝土强度等级为 C15；钢筋混凝土拱圈厚度 t 一般为 15~20cm，混凝土强度等级为 C20。根据地基及荷载等情况，拱座（侧墙）与底板可为整体式结构，也可为分离式结构，当地基承载力较高时多采用分离式结构。拱座多为 M7.5 浆砌石结构，顶宽 b_1 一般为 50cm 左右，底宽 b_2 一般为 80~150cm。拱座与底板为分离式结构时，拱座基础厚 d_2 一般为 70cm 左右，基础设前后趾，趾宽等于或略小于基础厚度，后趾宽一般大于前趾宽。浆砌石分离式底板厚 d_1 一般为 30~50cm，素混凝土分离式底板厚 d_1 一般为 20cm 左右。拱座（侧墙）与底板为整体式结构时，为了加强整体性，墙基及洞底板可采用素混凝土。

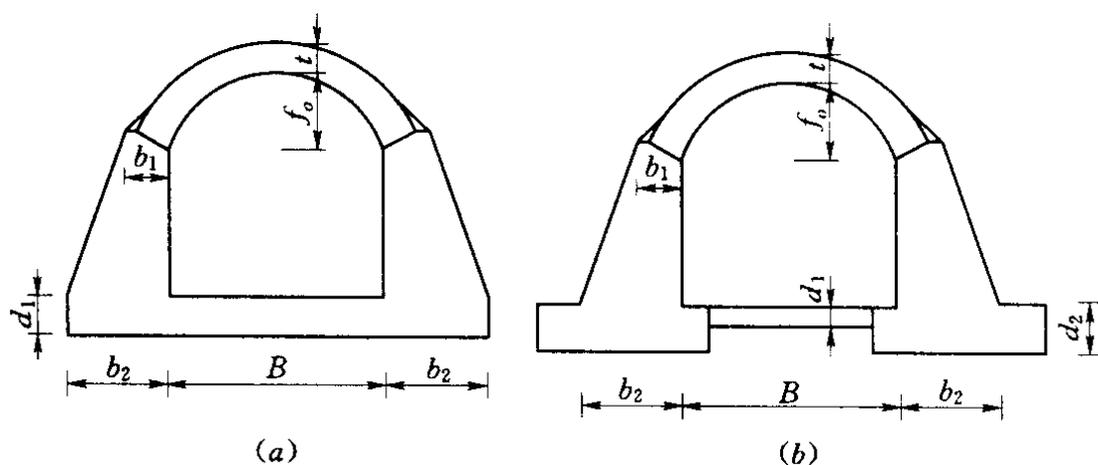


图 2-6 单孔拱涵横剖面结构尺寸图

(a) 侧墙与底板整体式连接；(b) 侧墙与底板分离式连接

在第八章的工程实例部分介绍了湖南省韶山灌区等工程的拱涵断面结构尺寸设计资料，可供拱涵设计时参考。

拱涵纵向分缝的间距一般也为 5~10m，沉降缝宽 2cm，采用沥青油毛毡隔缝。对于穿渠的排水拱涵，为了增加防渗效果，可在拱圈顶面采用厚 2~3cm 的水泥砂浆抹面，渠底以下的填土要求与前述箱涵部分相同。

4. 圆管涵

圆管涵多为预制钢筋混凝土管，管径一般为 0.5m、0.75m、1.0m、1.25m、1.5m、2.0m 等六种。圆形截面的受力条件最好，因此管壁厚度较箱涵小得多，其厚度根据管径及荷载确定，一般如表 2-1 所列。

表 2-1 圆管涵管壁厚度参考表 单位：cm

管内径 d_0	50	75	100	125	150	200
管壁厚 t	6	8	10	12	14	15

圆管涵需根据地基条件采用相应的基础型式。

1) 混凝土及浆砌石基础。当地基为较软的土层时，一般采用 C10 素混凝土或 M7.5 浆砌石基础 [图 2-7 (a)]，基础宽度等于管的外径，厚度 d 为 20cm，顶部两侧做成八字形斜面。

2) 砂砾石垫层基础。当地基为较密实的土层时，可采用砂砾石垫层基础 [图 2-7 (b)]，基础宽度等于管的外径，厚度 d 为 20cm 左右。

3) 混凝土平整层。当地基为岩层时，可不作基础，仅在管下铺一层 C10 混凝土垫层 [图 2-7 (c)]，厚度 d 一般为 5cm。

圆管涵每节预制管的接头均应作接缝止水处理。接缝分平口接头缝及企口接头缝两种 (图 2-8)。平口接头缝一般可采用热沥青浸炼过的麻絮填塞，再用热沥青填充，最后用两层涂满热沥青的油毛毡或 8 层热沥青浸炼过的防水纸粘贴在缝外。企口接头缝一般可采用水泥砂浆或石棉沥青填塞。

5. 涵洞式渡槽

在南水北调中线总干渠的河渠交叉建筑物中，当交叉处渠底

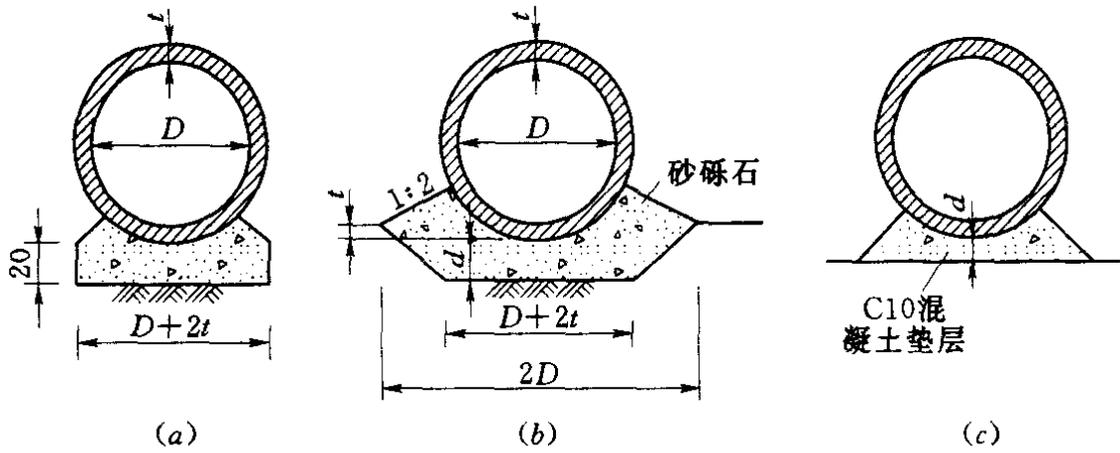


图 2-7 圆管涵基础图 (单位: cm)

(a) 混凝土或浆砌石基础; (b) 砂砾石垫层基础; (c) 混凝土平整层

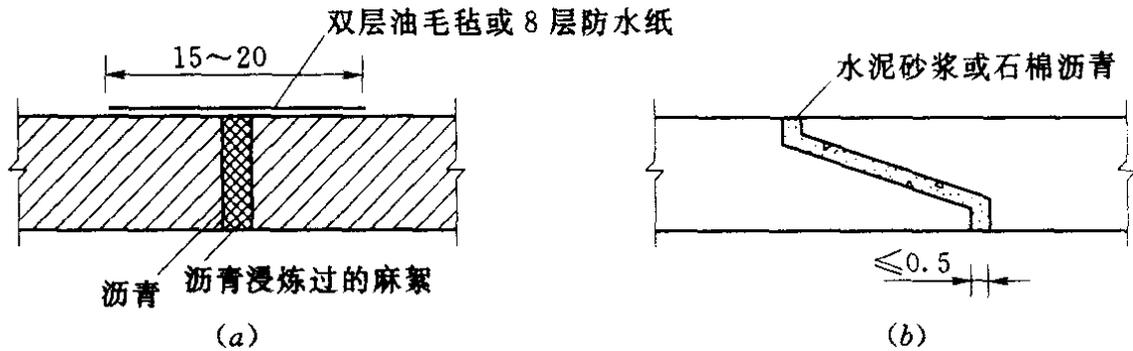


图 2-8 圆管涵接缝图 (单位: cm)

(a) 平口接头缝; (b) 企口接头缝

高程高于河底而略低于河道设计洪水位时, 如修建梁式跨河渡槽, 槽身下部有一定的挡水高度, 不利于槽身的稳定。在这种情况下, 采用了槽身与下部支承结构为整体式连接的涵洞式渡槽的结构布置型式, 以增强槽身的稳定性。一般的穿渠排水涵洞是洞顶以上为填方输水渠道。涵洞式渡槽的上部为输送渠水的钢筋混凝土矩形断面渡槽, 下部为排泄河水的钢筋混凝土箱形涵洞, 涵洞的顶板即为渡槽的底板, 槽身总宽即为洞身的长度, 多孔一联的洞身总宽度就是一节槽身的长度。图 2-9 为南水北调中线总干渠某涵洞式渡槽的槽身剖面结构布置图, 槽身为双槽一联, 侧墙及中隔墙高 7.1m, 单槽净宽 9.025m, 一节槽身长 28.6m, 下部为四孔一联箱涵, 每孔净宽 6.0m, 净高 4.9m。

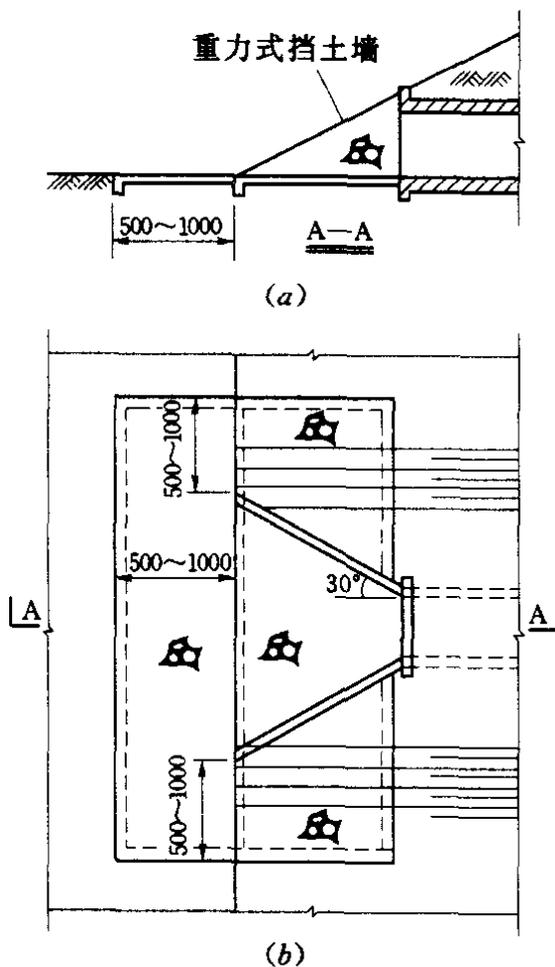


图 2-10 无明显沟槽的
八字式洞口布置图 (单位: cm)
(a) 纵剖面; (b) 平面

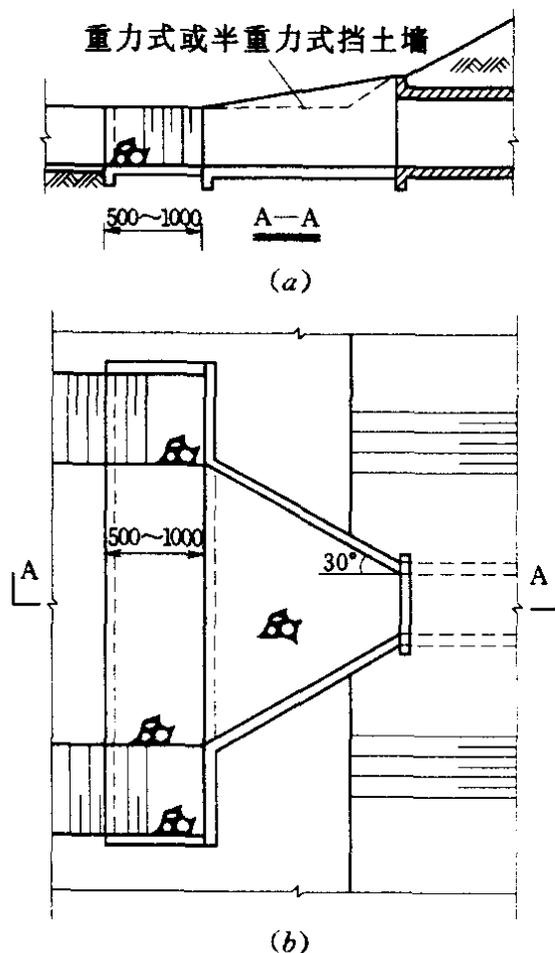


图 2-11 有沟槽的八字式
洞口布置图 (单位: cm)
(a) 纵剖面; (b) 平面

好, 局部水头损失相对较大。当涵洞进口前或出口后无明显沟槽时, 在端墙外侧以椭圆形锥坡与堤坡相接 (图 2-12); 当涵洞进口前或出口后有沟 (渠) 槽时, 沟槽边坡直接与端墙相接 (图 2-13)。

三、扭曲面式洞口

扭曲面式洞口 (图 2-14) 常用于有沟 (渠) 槽的连接段布置, 由洞口两侧的扭曲面墙组成, 墙身一般采用 M7.5 浆砌石砌筑, 由首端墙前为直立的重力式断面逐渐变为末端与沟槽边坡系数相同的护坡式断面。这种洞口的局部水头损失较小, 水流条件最好。扭曲面的长度可按式 (2-1) 确定:

$$L = \eta(B_2 - B_1) \quad (2-1)$$

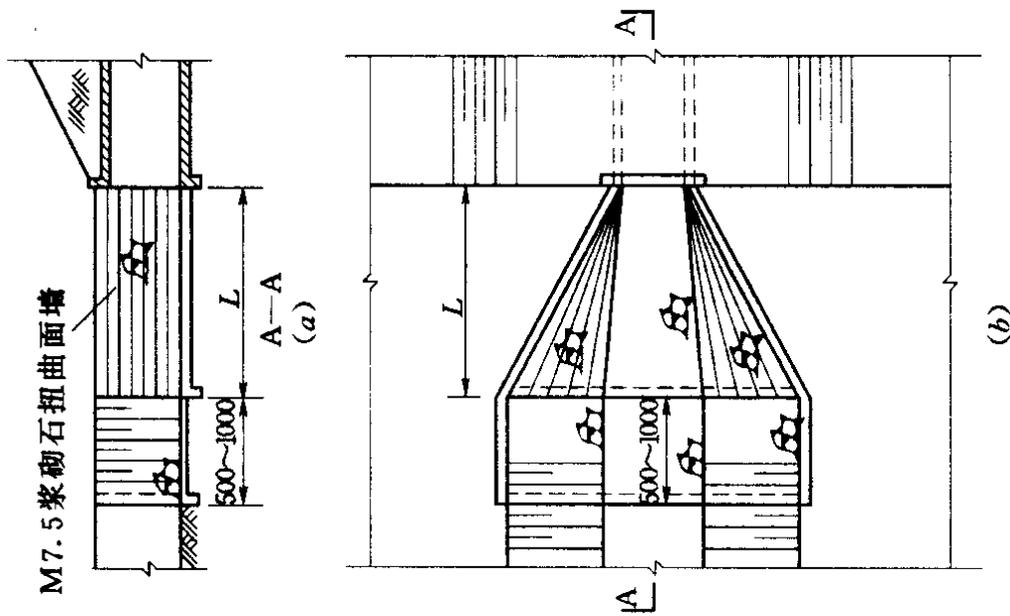


图 2-14 扭曲面式洞口布置图
(单位: cm)

(a) 纵剖面; (b) 平面

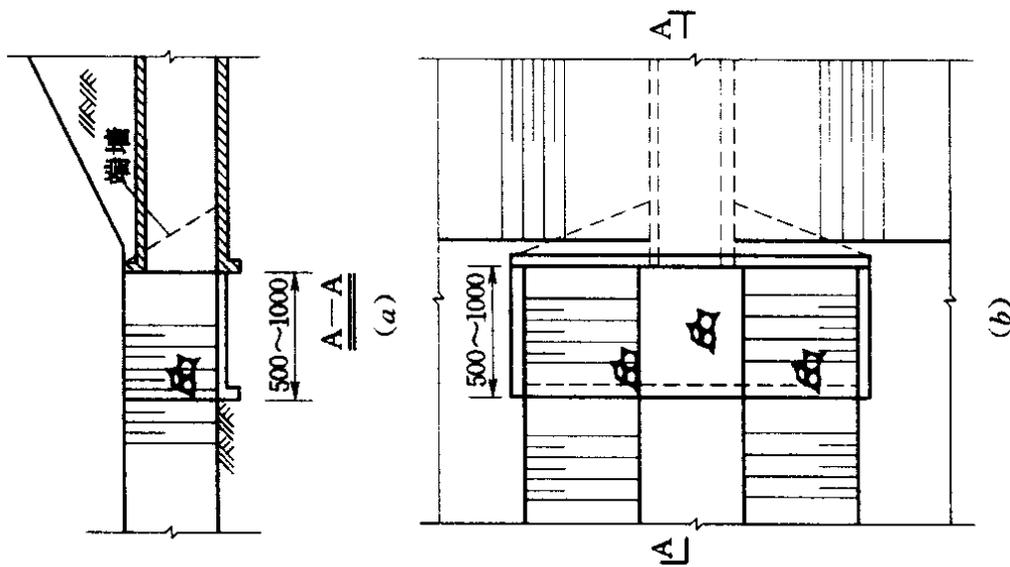


图 2-13 有沟槽的端墙式洞口
布置图(单位: cm)

(a) 纵剖面; (b) 平面

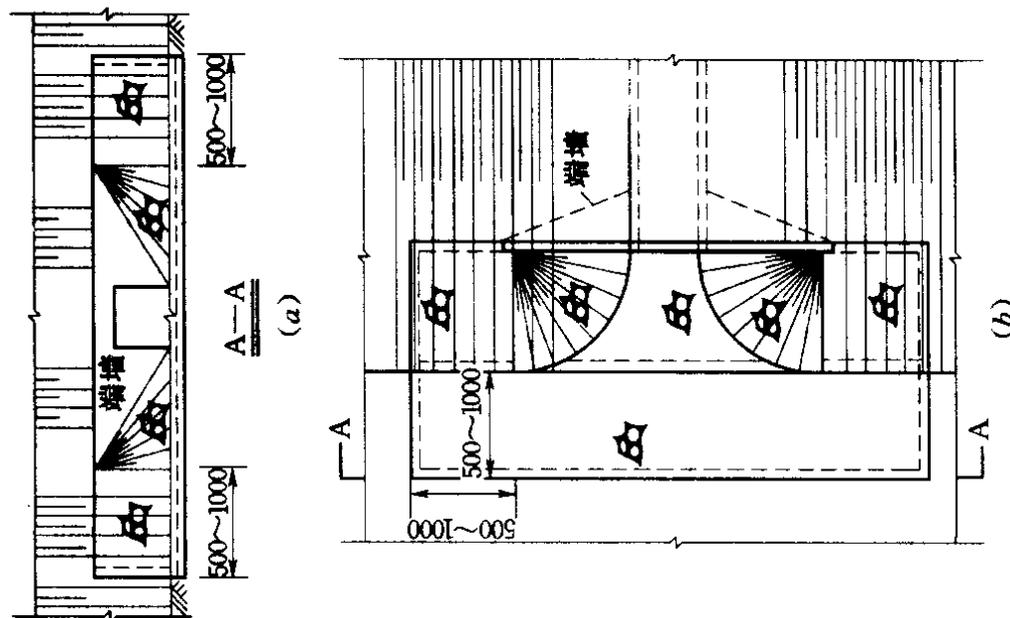


图 2-12 无明显沟槽的端墙式
洞口布置图(单位: cm)

(a) 正视图; (b) 平面

式中： L 为扭曲面长度，m； B_2 为沟槽水面宽度，m； B_1 为洞身宽度，m； η 为系数，进口 $\eta=1.5\sim 2.5$ ，出口 $\eta=2.5\sim 3.5$ 。

四、跌水式洞口

当沟槽纵坡较大，排水涵洞进口底高程较河沟底低很多，或地面坡度较陡，涵洞进口前无明显沟槽，而排水涵洞进口底高程较地面低很多时，为了控导水流进入洞内，可在涵洞进口前设陡坡式跌水形成跌水式洞口（图 2-15）。跌水坡度 1:3 左右，为避免急流冲击洞口，跌水底部水平段应有足够的长度 L ， L 值主要视跌差及流量的大小而定，一般不小于 10m。在水平段两侧设重力式挡土墙或护坡，在涵洞的端部设垂直于洞轴线的端墙。

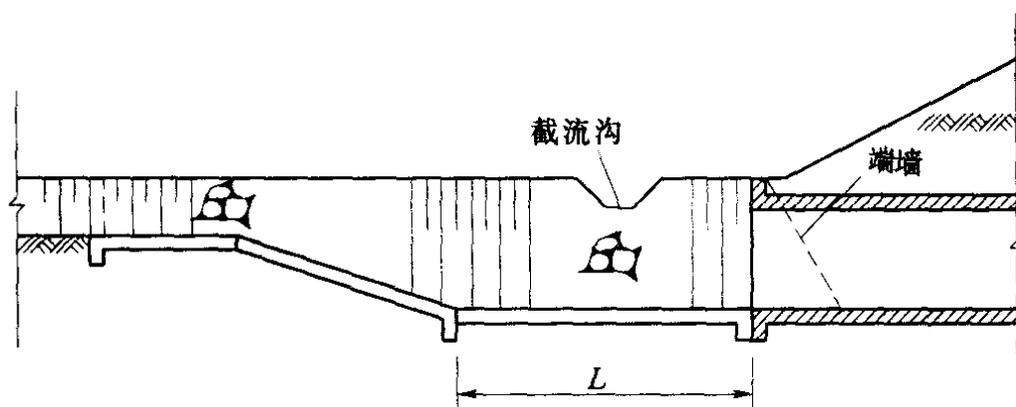


图 2-15 跌水式洞口布置图

以上各种涵洞进出口连接段两侧的堤坡及上下游沟槽或地面，均应采用相应的防护措施。

当无明显沟槽时，在进出口连接段两侧的堤坡上一般采用 M7.5 浆砌石护坡，厚 30cm，每侧护砌长一般为 5~10m，护砌高度超过设计水位 0.5 m 左右；在进口连接段的上游及出口连接段的下游，采用 M7.5 浆砌石护底，厚 30cm，垂直水流方向的护砌范围与堤坡护砌相应，进口顺水流方向的护砌长一般为 5~10m，出口顺水流方向的护砌长一般不小于 10m。

当有沟（渠）槽时，进口连接段上游的沟（渠）槽全断面采用 M7.5 浆砌石护砌，厚 30cm，护砌长一般为 5~10m；出口在

消力池后的沟（渠）槽全断面采用 M7.5 浆砌石护砌，厚 30cm，护砌长度应与海漫的设计长度相应。

有的设计在浆砌石护砌的底部铺设厚 10cm 碎石垫层，作者认为没有必要铺设碎石垫层，直接在土基上坐浆砌筑浆砌石护坡及护底，不仅更有利于砌体的稳定性，而且也便于施工。

第三章 涵洞的水力设计

涵洞的水力设计包括过流能力（孔径）计算及消能防冲计算。较早全面系统介绍有关涵洞水力计算方法及计算公式的技术文献应是前苏联版的《水工手册》，以后的《水工设计手册》第8卷、武汉水院编的《水力计算手册》及《灌溉与排水工程设计规范》等介绍的基本计算方法及计算公式也多与《水工手册》相同，但在某些方面又有一定的出入，有的所介绍的个别计算公式及计算方法似乎还值得商讨。另外，《水工手册》有关涵洞流态判别的介绍及某些计算参数的确定方法比较繁琐，其他有关技术文献也有类似情况，作者认为涵洞的流态虽较多，但从实际工程角度考虑，流态的判别及某些计算问题是可以简化的。在本章的以下各节中，将对有关问题予以分析说明，并对涵洞的水力计算问题作了适当的归纳简化。

第一节 涵洞的流态判别

一、流态的判别

涵洞的流态决定过水能力计算所应采用的计算公式，涵洞流态判别的目的是为了选择涵洞的流量计算公式。涵洞的流态细分起来似较复杂，但按流态确定的涵洞流量计算公式也就那么几个，针对涵洞流量计算公式的条件来判别涵洞流态，其实比较简单，也能满足实际工程设计的要求。涵洞的流态主要可根据进口水深、出口水深与洞高的关系，分为无压流、半压力流、非淹没压力流及淹没压力流4种，判别标准分述如下（图3-1）。

(1) $H \leq 1.2D$ ：当 $h < D$ 时，为无压流；当 $h \geq D$ 时，为淹没压力流。

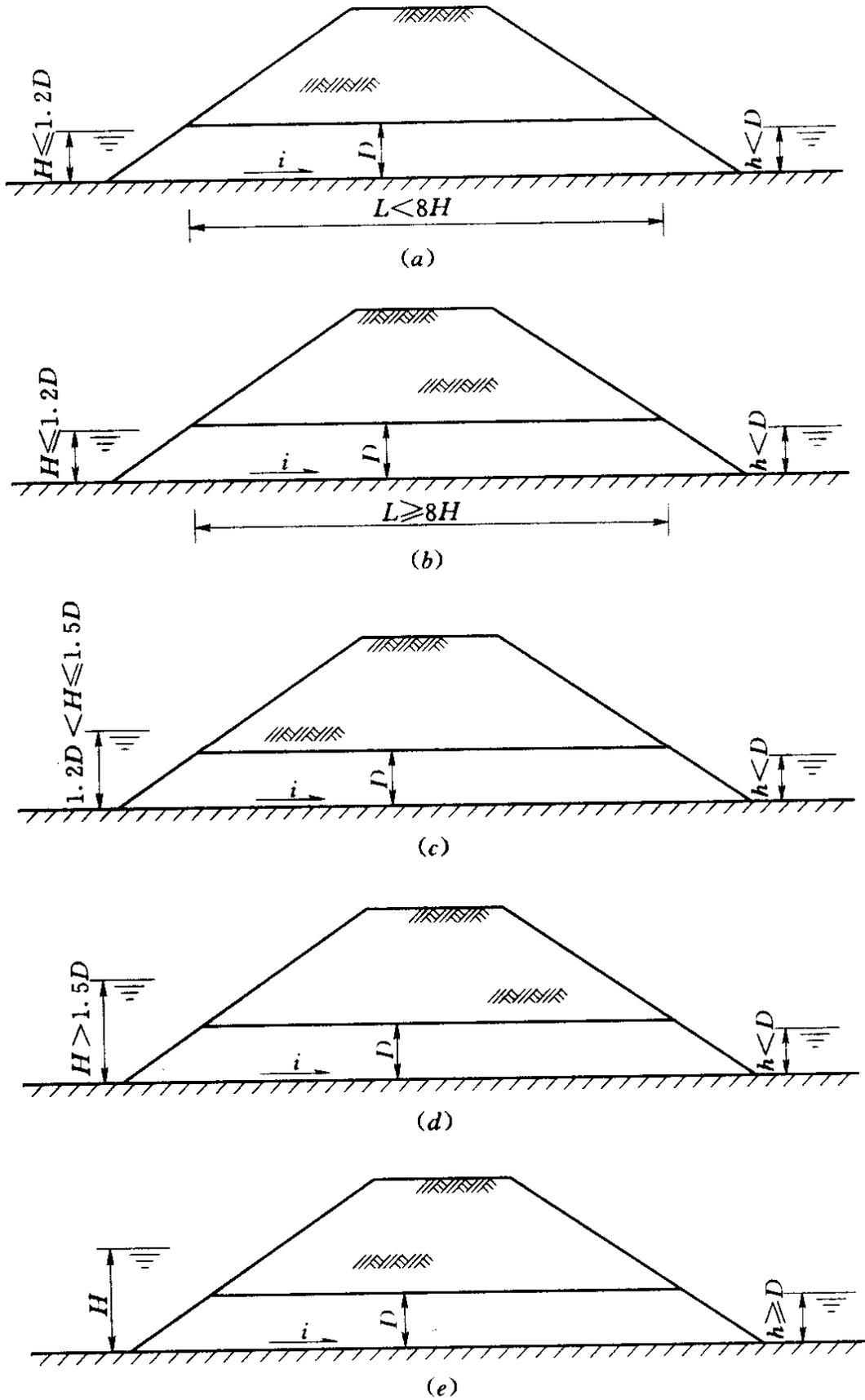


图 3-1 涵洞流态判别示意图
 (a) 无压流短洞；(b) 无压流长洞；(c) 半压力流；
 (d) 非淹没压力流；(e) 淹没压力流

(2) $1.2D < H \leq 1.5D$: 当 $h < D$ 时, 为半压力流; 当 $h \geq D$ 时, 为淹没压力流。

(3) $H > 1.5D$: 当 $h < D$ 时, 为非淹没压力流; 当 $h \geq D$ 时, 为淹没压力流。

式中: H 为从进口洞底算起的进口(上游)水深; h 为从出口洞底算起的出口(下游)水深; D 为洞高。

对于上述第(1)、(2)两种进口水深与洞高关系的情况, 有关参考文献均未考虑出口水深与洞高的关系, 只分别单纯判定为无压流及半压力流, 其判别标准似不严谨。这里在上述判别标准中增加了出口水深与洞高关系的判别条件, 明确在同样的进口水深与洞高关系的情况下, 出口水深高于洞顶及低于洞顶时的流态是不相同的, 以避免导致流态判别及采用相应流量计算公式的失误。

二、长洞与短洞的判别

对于无压流涵洞, 流态还与洞身长度有关, 即短洞与长洞的流态不相同, 虽然基本的流量计算公式相同, 但过水能力计算方法有所不同。有关参考文献关于平底(洞底坡降 $i=0$) 无压流短洞与长洞的判别标准简述如下。

(1) 《水工手册》、《水力计算手册》: $L \leq (64 - 163m)H$ 时为短洞 [当 $m=0.32 \sim 0.36$ 时, 即 $L \leq (5 \sim 12)H$ 时为短洞], 反之则为长洞。

(2) 《水工设计手册》: $L \leq (64 \sim 163m)H$ 时为短洞, 反之则为长洞。

(3) 《灌溉与排水工程设计规范》: $L \leq (52 \sim 64)H$ 时为短洞, 反之则为长洞。此判别标准与《水工设计手册》是基本相同的, 《水工设计手册》的判别式中采用 $m=0.32$ 时, 即为《灌溉与排水工程设计规范》的判别式。

上述各式中: L 为洞身长度; H 为进口水深; m 为流量系数。

显然, 以上两种判别标准的差别很大, 按《水工设计手册》及《灌溉与排水工程设计规范》判定的短洞极限长度较

按《水工手册》及《水力计算手册》判定的短洞极限长度约大 10 倍左右。《水工设计手册》及《灌溉与排水工程设计规范》的判别标准似有误，按此标准，如果洞进口水深 H 为 4m，则洞长 200 余 m 还是短洞，似不合理。无压流短洞的流态与宽顶堰类似，基本上是按宽顶堰流态计算洞的过水能力的，一般认为宽顶堰的最大界限堰宽为 $(8 \sim 10)H$ ，超过此值就需考虑沿程损失，《水工手册》及《水力计算手册》的洞长判别标准与此基本一致。

分析出现差别如此大的两种判别标准的原因，问题可能出在《水工设计手册》。比较《水工设计手册》及《水工手册》的两个判别式可以看出，除了括弧内一个是“-”号，一个是“~”号外，其余均完全相同，可能是《水工设计手册》在引用《水工手册》的判别式时，将“-”号误为“~”号，这可能是编者的错误，也可能是排版的错误。《灌溉与排水工程设计规范》中的判别式可能是按《水工设计手册》所列判别式换算所得，因而出现相同的问题。

《水工手册》及《水力计算手册》所采用的判别标准是合理的，不过似无必要给定上下限范围，从实际工程角度出发，判别式还可更简单些，实际上判别式无论是采用 $5H$ 还是 $12H$ ，洞长在 $(5 \sim 12)H$ 范围内的孔径计算成果相差无几，因此判别式可不给定上下限范围，而直接采用一个定值，笔者建议：

无压涵洞洞长的判别标准为： $L < 8H$ 时为短洞，反之为长洞。

此判别标准是针对平底涵洞而言，《水工手册》对于洞底为缓坡 $(0 < i < i_k)$ 的涵洞，提出长、短洞的界限值应增加约 30%。实际上界限值相差 30%，对计算成果的影响很小，因此，从实际工程的角度考虑，不论洞底纵坡如何，均可近似采用上述判别标准。

三、无压涵洞洞身断面的净空要求

为了保证无压涵洞能在水位变化情况下仍保持无压流状态，

不致由于洞内流量和水深发生急剧变化时，使水面以上的空气压缩或变稀薄造成不利影响，要求洞内水面以上要有一定的净空面积及净空高度，一般要求净空面积不小于洞身横断面面积的10%~30%，净空高度根据涵洞断面型式及洞身高度确定，见表3-1。

表 3-1 无压涵洞水面以上的净空高度 单位：m

进口净高 \ 断面型式	圆 涵	拱 涵	矩形涵洞
≤3	≥D/4	≥D/4	≥D/6
>3	≥0.75	≥0.75	≥0.5

注 D为洞身净高。

第二节 涵洞的流量计算公式

一、无压流涵洞

有关参考文献关于无压流涵洞的流量计算公式不完全相同，分述如下。

(1) 《水工手册》、《水工设计手册》、《灌溉与排水工程设计规范》：

无压流短洞流量计算公式：

$$Q = mB \sqrt{2gH_0^{3/2}} \quad (3-1)$$

无压流长洞流量计算公式：

$$Q = \sigma mB \sqrt{2gH_0^{3/2}} \quad (3-2)$$

(2) 《水力计算手册》：

不分长、短洞，流量计算公式：

$$Q = \sigma mB \sqrt{2gH_0^{3/2}} \quad (3-3)$$

式中：Q为流量，m³/s；σ为淹没系数；m为流量系数；B为洞宽，m；g为重力加速度，其值为9.81m/s²；H₀为包括行近流速水头在内的进口水深，m。

以上两种计算公式的差别是，《水工手册》、《水力计算手册》、《灌溉与排水工程设计规范》的短洞计算公式未考虑下游水深的淹没影响；长洞计算公式则需考虑下游水深的淹没影响。《水力计算手册》的短洞及长洞计算公式相同，均需考虑下游水深的淹没影响。

作者认为《水力计算手册》采用的计算公式是合理的。在《水工手册》及《水工设计手册》中，虽然都提出了“对于洞长不致使下游洞口水深 h 达到淹没程度和对泄流不发生影响的涵洞称之为短洞”，却又直接给出了判别长短洞的具体尺寸标准，明确了 $L \leq (5 \sim 12)H$ 时为短洞。很明显，虽按判别式判定为短洞，但下游水深还是有可能对其造成淹没影响的，实际上宽顶堰的流态就有淹没式宽顶堰及非淹没宽顶堰，无压流短洞的流态既然类似于宽顶堰，当然也可能出现受下游水深淹没影响的情况。因此，对于无压流涵洞，无论是短洞还是长洞，都应考虑下游水深的淹没影响，式 (3-3) 实际上就是宽顶堰的流量计算公式，不过还应考虑侧收缩的影响，需在式中增加一个侧收缩系数 ϵ ，其值可近似采用 0.95，即无压流涵洞的流量计算公式为：

$$Q = \sigma \epsilon m B \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (3-4)$$

$$H_0 = H + \frac{\alpha V^2}{2g} \quad (3-5)$$

式中： V 为上游行近流速，m/s； α 为动能修正系数，采用 1.05；其余符号意义同前。

关于淹没系数 σ 的取值，上述各参考文献均采用了由“ $\sigma-h_c/h_0$ 关系曲线”查取。在 SL 265—2001《水闸设计规范》中，有淹没系数的计算公式及查取表，按其确定的淹没系数较由“ $\sigma-h_c/h_0$ 关系曲线”确定的淹没系数值略大，既然现行规范中有了关于淹没系数取值的规定，就不宜再采用老方法了。《水闸设计规范》提出的淹没系数计算公式见式 (3-6)，淹没系数查取表 3-2。

表 3-2

淹没系数 σ 值表

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	1.0	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

$$\sigma = 2.31 \frac{h_s}{H_0} \left(1 - \frac{h_s}{H_0}\right)^{0.4} \quad (3-6)$$

$$h_s = h - iL \quad (\text{短洞}) \quad (3-7)$$

式中： h_s 为洞进口内水深，m [对于短洞，其值为下游水位与进口洞底高程之差，由式 (3-7) 计算；对于长洞，则需以出口水深作为控制水深，从出口断面向上游推算洞内水面线以确定洞进口内水深，具体计算方法将在以后的算例中介绍]；其余符号意义同前。

式 (3-6) 只适用于 $h_s/H_0 > 0.72$ 的情况，由表 3-2 知，当 $h_s/H_0 \leq 0.72$ 时，均为非淹没流态，淹没系数为 $\sigma=1.0$ 。

关于流量系数 m 的取值，《水工手册》、《水力计算手册》及《灌溉与排水工程设计规范》均采用了比较繁杂的公式计算；《水力计算手册》建议根据进口段布置型式，一般取 $m=0.32 \sim 0.36$ ；《水闸设计规范》对于无坎平底宽顶堰采用 $m=0.385$ 。涵洞工程一般规模都较小，流量系数没有必要采用复杂的公式计算，一般可近似采用 $m=0.36$ 。

二、半压力流涵洞

有关参考文献关于半压力流涵洞的流量计算公式不完全相同，分述如下。

(1) 《水工手册》、《水工设计手册》、《灌溉与排水工程设计规范》等关于半压力流涵洞的流量计算公式基本相同，只是个别参数所采用的表示符号有所不同：

$$Q = m_1 A \sqrt{2g(H_0 - \beta_1 D)} \quad (3-8)$$

式中： m_1 为流量系数，由表 3-3 查取； A 为洞身断面面积， m^2 ； β_1 为修正系数，由表 3-3 查取；其余符号意义同前。

表 3-3 流量系数 m_1 及修正系数 β_1 值表

进口型式	m_1	β_1
圆锥形护坡	0.625	0.735
八字墙、扭曲面翼墙	0.670	0.740
走廊式翼墙	0.576	0.715

(2) 灌区水工建筑物丛书《涵洞》将半压力流涵洞也分为短洞及长洞，半压力流短洞的计算公式同式 (3-8)，缓坡半压力流长洞则可按非淹没压力流涵洞计算。

作者认为半压力流涵洞的流态接近于非淹没压力流，流量计算公式中也应考虑洞底纵坡 i 的影响，即式 (3-8) 中应增加由洞底纵坡形成的水头 iL ，《涵洞》建议的计算公式是比较合理的，不过不必再分为短洞及长洞，采用半压力流涵洞的流量计算公式为：

$$Q = m_1 A \sqrt{2g(H_0 + iL - \beta_1 D)} \quad (3-8')$$

三、压力流涵洞

有关参考文献关于压力流涵洞的流量计算公式基本相同，只是个别参数所采用的表示符号有所不同。

(1) 非淹没压力流涵洞：

$$Q = m_2 A \sqrt{2g(H_0 + iL - \beta_2 D)} \quad (3-9)$$

$$m_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi + \frac{2gL}{C^2 R}}} \quad (3-10)$$

$$R = A/\chi \quad (3-11)$$

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (3-12)$$

$$\sum \xi = \xi_1 + \xi_2 + \xi_3 + \xi_5 + \xi_6 \quad (3-13)$$

式中： m_2 为流量系数； i 为洞底坡降； β_2 为修正系数，一般可采用0.85； R 为水力半径，m； χ 为湿周，m； C 为谢才系数， $m^{0.5}/s$ ； n 为糙率，混凝土洞一般可采用0.014； $\sum \xi$ 为除出口损失系数以外的局部水头损失系数总和； ξ_1 为进口损失系数； ξ_2 为拦污栅损失系数； ξ_3 为闸门槽损失系数； ξ_5 为进口渐变段损失系数； ξ_6 为出口渐变段损失系数；其中 ξ_5 、 ξ_6 可根据布置型式由表3-4查取，拦污栅损失系数与栅条形状尺寸及间距有关，一般可采用0.2~0.3，闸门槽损失系数一般可采用0.05~0.1，顶部修圆的进口损失系数一般可采用0.1~0.2；其余符号意义同前。

表 3-4 渐变段水头损失系数表

渐变段型式	进 口	出 口
扭曲面	0.1~0.2	0.3~0.5
八字墙	0.2	0.5
圆弧直墙	0.2	0.5

(2) 淹没压力流涵洞：

$$Q = m_3 A \sqrt{2g(H_0 + iL - h)} \quad (3-14)$$

$$m_3 = \frac{1}{\sqrt{\sum \xi + \frac{2gL}{C^2 R}}} \quad (3-15)$$

$$\sum \xi = \xi_1 + \xi_2 + \xi_3 + \xi_4 + \xi_5 + \xi_6 \quad (3-16)$$

式中： m_3 为流量系数； h 为出口水深，m； $\sum \xi$ 为局部水头损失系数的总和，较非淹没压力流涵洞的 $\sum \xi$ 值多一个出口损失系数 ξ_4 ，当出口后下游过水断面较大时，出口损失系数近似等于1，则淹没压力流涵洞的流量系数与非淹没压力流涵洞的流量系数相等；其余符号意义同前。

$$\xi_4 = \left(1 - \frac{A}{A_T}\right)^2 \quad (3-17)$$

式中： A 为洞身断面面积， m^2 ； A_T 为出口后下游过水断面面积， m^2 。

一般淹没压力流的下游过水断面均较洞身断面大得多，相应比值 A/A_T 很小，为简化计算，设计中可近似采用出口损失系数 $\xi_4 = 1$ ，计算洞径略偏大。

第三节 涵洞过水能力（孔径）计算类型 及计算方法简述

涵洞过水能力（孔径）计算一般有如下几种类型：

(1) 已知洞身断面尺寸、进口水深及出口水深，确定涵洞的过水流量。

(2) 已知设计流量、进口水深及出口水深，确定洞身断面尺寸。

(3) 已知设计流量、洞身断面尺寸及出口水深，确定进口水深。

(4) 渠涵（暗渠）的水力计算。

第（1）种类型属过流能力的核算，由于流量计算公式中的各水力要素均为已知，可根据判别的流态直接按相应的流量公式计算。这种类型的计算比较简单，本书不再介绍其具体计算方法。

第（2）种类型为涵洞设计中常见的计算情况。对于这种情况，由于所求的洞身断面尺寸有洞高及洞宽（矩形断面）两个未知数，同时涵洞流态的判别又与洞高有关，有的流量计算公式中还含有洞高要素，因此为便于计算，一般多先根据设计流量大小及进、出口水深情况拟定一个洞高，然后计算确定洞宽，如所得洞宽值过窄或过宽，与洞高不成比例，则另拟定一个洞高值重新计算。当流量较大，需采用多孔结构时，应按相应的单孔设计流量计算洞身的断面尺寸。

第（3）种类型也是涵洞设计中常见的计算情况。当渠道与

沟、河交叉，从渠底穿过的排水涵洞，多需根据洞身断面尺寸及出口水深计算确定进口壅高水深。在这种情况下，一般是拟定多个不同断面尺寸的布置方案，分别计算确定进口水深，然后根据上游地形地物允许的淹没条件，经方案分析比较后确定出比较经济合理的洞身断面尺寸布置方案。当上游沟、河断面较大或有低洼地带，具有一定的蓄水容积和调蓄作用，可使设计洪水时涵洞的下泄流量相应减小，这时往往还需结合调洪演算确定比较经济合理的洞身断面尺寸。

第(4)种类型主要为渠涵(暗渠)的过水断面及水面衔接计算。当渠道与沟、河交叉，渠道设计水位低于河底较多，需采用渠涵(暗渠)的布置型式，或者渠道通过的地段，由于紧临其他地面建筑物或其他原因不宜修建明渠时，也常采用渠涵(暗渠)的结构布置，在开挖修建渠涵(暗渠)后再回填恢复至与原地面相平。渠涵(暗渠)的水力计算主要是确定洞身过水断面尺寸、洞底纵坡、总水头损失及进出口洞底高程等。

在以下各节中将以实际算例分别介绍各种类型及各种流态的涵洞孔径计算方法。因一般大中型涵洞多采用矩形断面的箱涵，因此算例也以矩形过水断面为主。

第四节 无压流短洞孔径计算

一、下游水深对洞内水流有淹没影响的无压流短洞

【例 3-1】 已知某矩形断面涵洞设计流量 $Q=40\text{m}^3/\text{s}$ ，洞身长度 $L=30\text{m}$ ，纵坡 $i=0.002$ ，糙率 $n=0.014$ ，进口水深 $H=4.05\text{m}$ ，出口水深 $h=3.5\text{m}$ ，上游行近流速 $V=0.7\text{m/s}$ ，试确定洞身断面尺寸(图 3-2)。

解

1. 流态判别

首先根据进口水深及出口水深高度，拟定洞身高度为 $D=4.0\text{m}$ 。

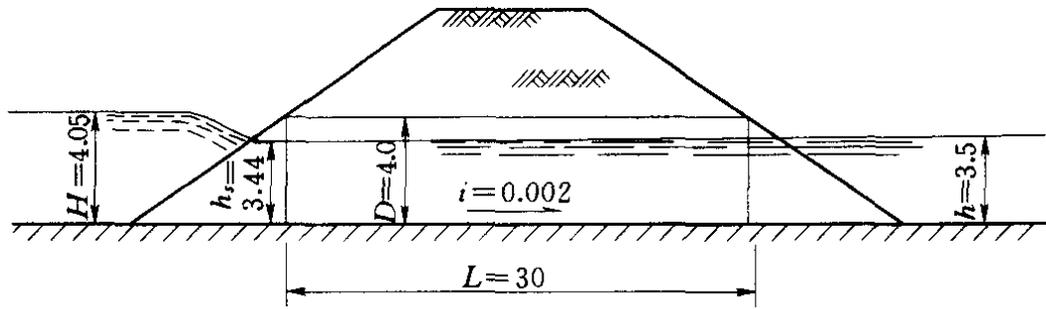


图 3-2 无压流短洞（有下游淹没影响）算例示意图（单位：m）

由进口水深与洞高之比 $H/D = 4.05/4 = 1.012$ ，知 $H = 1.012D < 1.2D$ ；同时因下游水深低于洞顶，因此可判定其流态为无压流。相应水面以上的净空高度为 $D - h = 4 - 3.5 = 0.5$ (m)，符合表 3-1 的要求；洞身水面以上的净空面积为洞身横断面面积的 $0.5/4 = 0.125$ ，满足不小于洞身横断面面积 10% ~ 30% 的要求。

对无压流涵洞，需进一步判定是短洞还是长洞。

2. 长、短洞判别

无压流短洞的界线长度为 $8H = 8 \times 4.05 = 32.4$ (m)，因洞长 $L = 30\text{m} < 8H$ ，故此洞应为无压流短洞。

3. 洞身宽度计算

洞身宽度 B 根据式 (3-4) 由式 (3-18) 计算：

$$B = \frac{Q}{\sigma \epsilon m \sqrt{2gH_0^{3/2}}} \quad (3-18)$$

(1) 淹没系数计算。

按式 (3-7) 计算进口内水深为：

$$h_s = h - iL = 3.5 - 0.002 \times 30 = 3.44 \text{ (m)}$$

包括行近流速水头在内的进口水深为：

$$H_0 = H + \frac{\alpha V^2}{2g} = 4.05 + \frac{1.05 \times 0.7^2}{2 \times 9.81} = 4.08 \text{ (m)}$$

比值 $h_s/H_0 = 3.44/4.08 = 0.843 > 0.72$ ，按式 (3-6) 计算淹没系数为：

$$\sigma = 2.31 \frac{h_s}{H_0} \left(1 - \frac{h_s}{H_0}\right)^{0.4}$$

$$= 2.31 \times \frac{3.44}{4.08} \left(1 - \frac{3.44}{4.08}\right)^{0.4} = 0.928$$

(2) 采用流量系数 m 为 0.36, 侧收缩系数 ϵ 为 0.95, 则由式 (3-18) 计算洞身宽度为:

$$\begin{aligned} B &= \frac{Q}{\sigma \epsilon m \sqrt{2gH_0^{3/2}}} \\ &= \frac{40}{0.928 \times 0.95 \times 0.36 \times \sqrt{2 \times 9.81} \times 4.08^{3/2}} \\ &= 3.45 \text{ (m)} \end{aligned}$$

二、下游水深对洞内水流没有淹没影响的无压流短洞

【例 3-2】 已知某矩形断面涵洞设计流量 $Q=40\text{m}^3/\text{s}$, 洞身长度 $L=30\text{m}$, 纵坡 $i=0.002$, 糙率 $n=0.014$, 进口水深 $H=4.05\text{m}$, 出口水深 $h=1.0\text{m}$, 上游行近流速 $V=0.7\text{m/s}$, 试确定洞身断面尺寸 (图 3-3)。

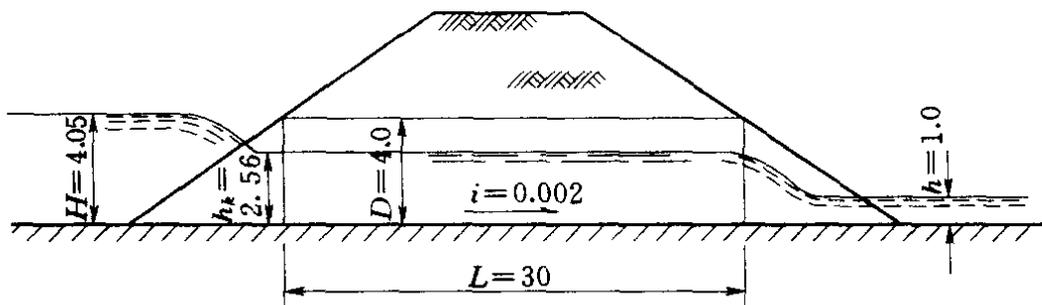


图 3-3 无压流短洞 (无下游淹没影响) 算例示意图 (单位: m)

解

1. 流态判别

首先根据进口水深及出口水深高度, 拟定洞身高度为 $D=4.0\text{m}$ 。

由进口水深与洞高之比 $H/D=4.05/4=1.012$, 知 $H=1.012D < 1.2D$; 同时因下游水深低于洞顶, 因此可判定其流态为无压流。对无压流涵洞, 需进一步判定是短洞还是长洞。

2. 长、短洞判别

无压流短洞的界线长度为 $8H=8 \times 4.05=32.4 \text{ (m)}$, 因洞

长 $L=30\text{m}<8H$ ，故此洞应为无压流短洞。

3. 洞身宽度计算

(1) 淹没系数计算。

按式 (3-7) 计算进口内水深为：

$$h_s = h - iL = 1.0 - 0.002 \times 30 = 0.94 \text{ (m)}$$

包括行近流速水头在内的进口水深为：

$$H_0 = H + \frac{\alpha V^2}{2g} = 4.05 + \frac{1.05 \times 0.7^2}{2 \times 9.81} = 4.08 \text{ (m)}$$

因比值 $h_s/H_0 = 1.0/4.08 = 0.245 < 0.72$ ，知淹没系数 $\sigma = 1.0$ ，洞内为非淹没流态。

(2) 采用流量系数 m 为 0.36，侧收缩系数 ϵ 为 0.95，则由式 (3-18) 计算洞身宽度为：

$$\begin{aligned} B &= \frac{Q}{\sigma \epsilon m \sqrt{2gH_0^{3/2}}} \\ &= \frac{40}{1.0 \times 0.95 \times 0.36 \times \sqrt{2 \times 9.81} \times 4.08^{3/2}} \\ &= 3.204 \text{ (m)} \end{aligned}$$

4. 计算成果分析

本例因出口水深较小，对洞内水流没有淹没影响，洞内为非淹没流态，上述计算的进口内水深 h_s 值 0.94m 为理论计算值，实际上洞进口内不会出现此水深，按非淹没宽顶堰流态，洞内水深近似等于临界水深，其值为：

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1.05 \times (40/3.204)^2}{9.81}} = 2.56 \text{ (m)}$$

相应水面以上的净空高度为 $D - h_s = 4 - 2.56 = 1.44 \text{ (m)}$ ，符合表 3-1 的要求；洞身水面以上的净空面积为洞身横断面面积的 $1.44/4 = 0.36$ ，满足不小于洞身横断面面积 10%~30% 的要求。

第五节 无压流长洞孔径计算

【例 3-3】 已知某矩形断面涵洞设计流量 $Q=40\text{m}^3/\text{s}$ ，洞

身长度 $L = 100\text{m}$ ，纵坡 $i = 0.002$ ，糙率 $n = 0.014$ ，进口水深 $H = 4.05\text{m}$ ，出口水深 $h_1 = 3.5\text{m}$ ，上游行近流速 $V = 0.7\text{m/s}$ ，试确定洞身断面尺寸（图 3-4）。

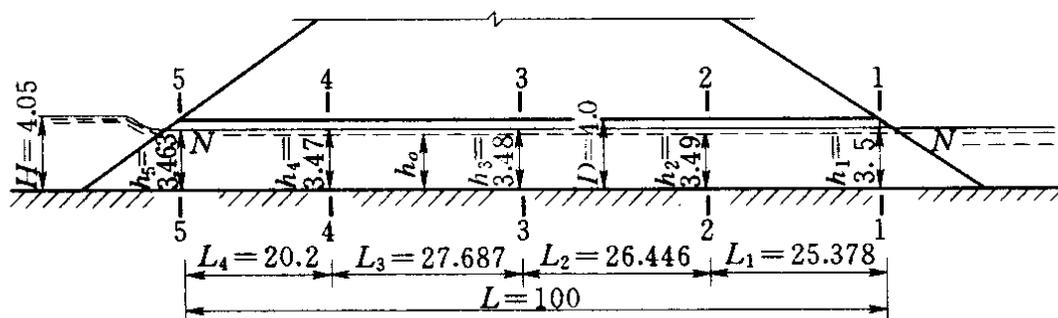


图 3-4 无压流长洞算例示意图（单位：m）

解

一、流态判别

首先拟定洞身高度为 $D = 4.0\text{m}$ 。

由进口水深与洞高之比 $H/D = 4.05/4 = 1.012$ ，知 $H = 1.012D < 1.2D$ ；同时因下游水深低于洞顶，因此可判定其流态为无压流。对无压流涵洞，需进一步判定是短洞还是长洞。

二、长、短洞判别

无压流短洞的界线长度为 $8H = 8 \times 4.05 = 32.4$ （m），因洞长 $L = 100\text{m} > 8H$ ，故此洞应为无压流长洞。

三、洞身宽度计算

1. 计算方法步骤

对于无压流长洞，洞进口内水深 h_i 不能像无压流短洞那样直接由式（3-7）计算，而需以出口水深作为控制水深，从出口断面向上游推算洞内水面线以确定洞进口内水深。当出口水深大于正常水深时，各计算断面水深向上游渐近于正常水深线 $N-N$ ，沿程逐渐减小（图 3-4）；当出口水深小于正常水深而大于临界水深时，各计算断面水深向上游渐近于正常水深线 $N-N$ ，沿程逐渐增大；当出口水深小于临界水深时，则以临界水深作为控制水深，各计算断面水深向上游渐近于正常水深线 $N-N$ ，沿

程逐渐增大。计算步骤是先拟定一个洞宽值，从出口断面的控制水深向上游推算洞内水面线以确定洞进口内水深，然后计算相应的淹没系数，再按公式计算过水流量，如其值等于已知设计流量，则所拟定的洞宽即为所需洞宽。否则，需重新拟定洞宽重复计算直至流量计算成果与已知流量相等。洞内水面线可按查表法或分段求和法计算。在此介绍按分段求和法的计算方法步骤。

2. 洞进口内水深 h_0 计算

(1) 首先拟定洞宽为 $B=3.48\text{m}$ 。

(2) 水面线类型判别。

正常水深 h_0 计算：

$$\text{特性流量: } K = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{40}{\sqrt{0.002}} = 894.4 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$$\text{根据比值 } \frac{B^{2.67}}{nK} = \frac{3.48^{2.67}}{0.014 \times 894.4} = 2.23, \text{ 由表 3-5 查得}$$

$$\frac{h_0}{B} = 0.947, \text{ 则:}$$

$$\text{正常水深: } h_0 = 0.947 \times 3.48 = 3.296 \text{ (m)}$$

表 3-5 矩形过水断面水深及底宽计算表

h_0/B	0.49	0.50	0.51	0.52	0.53	0.54	0.55	0.56	0.57
$h_0^{2.67}/nK$	0.774	0.796	0.817	0.838	0.860	0.882	0.904	0.926	0.949
$B^{2.67}/nK$	5.202	5.063	4.931	4.805	4.685	4.571	4.462	4.357	4.257
h_0/B	0.58	0.59	0.60	0.61	0.62	0.63	0.64	0.65	0.66
$h_0^{2.67}/nK$	0.972	0.995	1.018	1.041	1.064	1.088	1.112	1.136	1.160
$B^{2.67}/nK$	4.161	4.069	3.980	3.895	3.814	3.736	3.660	3.588	3.518
h_0/B	0.67	0.68	0.69	0.70	0.71	0.72	0.73	0.74	0.75
$h_0^{2.67}/nK$	1.184	1.209	1.234	1.258	1.284	1.309	1.334	1.360	1.386
$B^{2.67}/nK$	3.450	3.385	3.322	3.262	3.203	3.146	3.092	3.039	2.987

续表

h_o/B	0.76	0.77	0.78	0.79	0.80	0.81	0.82	0.83	0.84
$h_o^{2.67}/nK$	1.412	1.438	1.464	1.491	1.517	1.544	1.571	1.599	1.626
$B^{2.67}/nK$	2.938	2.889	2.843	2.797	2.753	2.711	2.669	2.629	2.590
h_o/B	0.85	0.86	0.87	0.88	0.89	0.90	0.91	0.92	0.93
$h_o^{2.67}/nK$	1.654	1.681	1.709	1.737	1.766	1.794	1.823	1.851	1.880
$B^{2.67}/nK$	2.552	2.515	2.479	2.444	2.410	2.377	2.345	2.313	2.282
h_o/B	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	1.00		
$h_o^{2.67}/nK$	1.910	1.939	1.968	1.998	2.028	2.058	2.088		
$B^{2.67}/nK$	2.253	2.223	2.195	2.167	2.140	2.114	2.088		

注 本表数据为作者根据明渠均匀流流量公式改写后计算所得。

临界水深 h_k 计算：

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1.05 \times (40/3.48)^2}{9.81}} = 2.42$$

因 $h_o > h_k$ ，洞底为缓坡，同时因出口水深 $h > h_o$ ，故知洞内水面线为 a_1 型壅水曲线，水深由出口断面向上游沿程逐渐减小（如 $h_o > h_k$ ，而 $h_o > h > h_k$ ，则洞内水面线为 b_1 型降水曲线，水深由出口断面向上游沿程逐渐增加）。

(3) 水面线计算。

1) 分段求和法的水面线计算公式如下：

$$\Delta L = \frac{E_i - E_{i+1}}{i - \bar{J}} = \frac{\left(h_i + \frac{\alpha_i v_i^2}{2g}\right) - \left(h_{i+1} + \frac{\alpha_{i+1} v_{i+1}^2}{2g}\right)}{i - \bar{J}} \quad (3-19)$$

$$\bar{J} = \frac{\bar{v}^2}{C^2 R} \quad (3-20)$$

$$\bar{v} = \frac{v_i + v_{i+1}}{2} \quad (3-21)$$

$$\bar{C} = \frac{C_i + C_{i+1}}{2} \quad (3-22)$$

$$\bar{R} = \frac{R_i + R_{i+1}}{2} \quad (3-23)$$

式中： ΔL 为分段长； \bar{J} 为分段的平均水力坡度； v_i 、 C_i 、 R_i 、 α_i 分别为分段下游端断面的流速、谢才系数、水力半径及动能修正系数； v_{i+1} 、 C_{i+1} 、 R_{i+1} 、 α_{i+1} 分别为分段上游端断面的流速、谢才系数、水力半径及动能修正系数； i 为分段下游端断面号； $i+1$ 为分段上游端断面号；洞出口控制断面号为 1，依次向上游的断面号为 2、3、4、…。

本例将洞身（水面线）分为 4 个分段，5 个计算断面，出口断面为 1 号断面，进口断面为 5 号断面。因出口水深 h_1 大于正常水深 h_0 ，断面 1 的控制水深为 $h_1 = 3.5\text{m}$ ，各计算断面水深应向上游渐近于正常水深线 $N-N$ ，沿程逐渐减小，依次向上游设断面 2、3、4、5 的水深分别为 $h_2 = 3.49$ 、 $h_3 = 3.48$ 、 $h_4 = 3.47$ 及 $h_5 = 3.46$ ，其中断面 5 的水深要根据计算结果进行调整，如果 4 个分段计算长度之和大于洞长，则加大断面 5 的水深重新计算第 4 分段的长度，反之则减小断面 5 的水深重新计算第 4 分段的长度，直至 4 个分段计算长度之和等于洞长，所拟定的断面 5 水深即为所求的洞进口内水深 h_5 。

2) 第 1 分段计算。

断面 1 水力要素：

$$\text{流速：} v_1 = \frac{Q}{Bh_1} = \frac{40}{3.48 \times 3.5} = 3.284 \text{ (m/s)}$$

$$\text{湿周：} \chi_1 = B + 2H = 3.48 + 2 \times 3.5 = 10.48 \text{ (m)}$$

$$\text{水力半径：} R_1 = \frac{A_1}{\chi_1} = \frac{3.48 \times 3.5}{10.48} = 1.1622 \text{ (m)}$$

$$\text{谢才系数：} C_1 = \frac{1}{n} R^{1/6} = \frac{1}{0.014} \times 1.162^{1/6}$$

$$=73.24 \text{ (m}^{0.5}\text{/s)}$$

断面 2 水力要素:

$$\text{流速: } v_2 = \frac{Q}{Bh_2} = \frac{40}{3.48 \times 3.49} = 3.2935 \text{ (m/s)}$$

$$\text{湿周: } \chi_2 = B + 2H = 3.48 + 2 \times 3.49 = 10.46 \text{ (m)}$$

$$\text{水力半径: } R_2 = \frac{A_2}{\chi_2} = \frac{3.48 \times 3.49}{10.46} = 1.1611 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned} \text{谢才系数: } C_2 &= \frac{1}{n} R^{1/6} = \frac{1}{0.014} \times 1.1611^{1/6} \\ &= 73.23 \text{ (m}^{0.5}\text{/s)} \end{aligned}$$

第 1 分段水力要素:

$$\begin{aligned} \text{平均流速: } \bar{v} &= \frac{v_1 + v_2}{2} = \frac{3.284 + 3.2935}{2} \\ &= 3.289 \text{ (m/s)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{平均水力半径: } \bar{R} &= \frac{R_1 + R_2}{2} = \frac{1.1622 + 1.1611}{2} \\ &= 1.1616 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{平均谢才系数: } \bar{C} &= \frac{C_i + C_{i+1}}{2} = \frac{73.24 + 73.23}{2} \\ &= 73.235 \text{ (m}^{0.5}\text{/s)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{平均水力坡度: } \bar{J} &= \frac{\bar{v}^2}{\bar{C}^2 \bar{R}} = \frac{3.289^2}{73.235^2 \times 1.1615} \\ &= 0.001736 \end{aligned}$$

第 1 分段长度 ΔL 计算:

$$\begin{aligned} \Delta L &= \frac{E_i - E_{i+1}}{i - \bar{J}} = \frac{\left(h_i + \frac{\alpha_i v_i^2}{2g}\right) - \left(h_{i+1} + \frac{\alpha_{i+1} v_{i+1}^2}{2g}\right)}{i - \bar{J}} \\ &= \frac{\left(3.5 + \frac{1.05 \times 3.284^2}{2g}\right) - \left(3.49 + \frac{1.05 \times 3.2935^2}{2g}\right)}{0.002 - 0.001736} \end{aligned}$$

$$= \frac{4.0772 - 4.0705}{0.002 - 0.001736}$$

$$= 25.378 \text{ (m)}$$

3) 其余各分段计算。

按相同方法依次计算 2、3、4 分段的长度，计算结果列于表 3-6。

表 3-6 洞内水面线计算成果表

断面	h (m)	A (m)	χ (m)	R (m)	C (m ^{0.5} /s)	v (m/s)	$\frac{\alpha v^2}{2g}$ (m)	\bar{v} (m/s)	\bar{R} (m)	\bar{C} (m ^{0.5} /s)	\bar{J}	ΔL (m)
1	3.5	12.18	10.48	1.1622	73.2408	3.2840	0.5772					
2	3.49	12.1452	10.46	1.1611	73.2292	3.2935	0.5805	3.289	1.1616	73.235	0.001736	25.378
3	3.48	12.1104	10.44	1.16	73.2175	3.3030	0.5838	3.298	1.1606	73.223	0.001748	26.446
4	3.47	12.0756	10.42	1.1589	73.2058	3.3125	0.5872	3.308	1.1594	73.212	0.001761	27.687
5	3.463	12.0478	10.404	1.1580	73.1964	3.3201	0.5896	3.316	1.1584	73.201	0.001772	20.2
各分段长之和												99.711

表 3-6 中断面 5 的水深 $h=3.463\text{m}$ ，是经修正后的水深，4 个分段的计算长度之和为 $99.711 \approx 100 \text{ (m)}$ ，洞进口内水深即为 $h_s=3.463\text{m}$ 。

3. 淹没系数计算

包括行近流速水头在内的进口水深为：

$$H_0 = H + \frac{\alpha V^2}{2g} = 4.05 + \frac{1.1 \times 0.7^2}{2 \times 9.81} = 4.08 \text{ (m)}$$

按式 (3-6) 计算淹没系数为：

$$\sigma = 2.31 \frac{h_s}{H_0} \left(1 - \frac{h_s}{H_0}\right)^{0.4}$$

$$= 2.31 \times \frac{3.463}{4.08} \left(1 - \frac{3.463}{4.08}\right)^{0.4} = 0.921$$

4. 过水能力计算

采用流量系数 m 为 0.36, 侧收缩系数 ϵ 为 0.95, 按式 (3-

4) 计算相应于洞身宽度为 3.48m 的流量为:

$$\begin{aligned} Q &= \sigma \epsilon m B \sqrt{2gH_0^{3/2}} \\ &= 0.921 \times 0.95 \times 0.36 \times 3.48 \times \sqrt{2 \times 9.81} \times 4.08^{3/2} \\ &= 40 \text{ (m}^3/\text{s)} \end{aligned}$$

此计算流量值与设计流量相等, 表明拟定的洞宽 3.48m 即为所求洞宽。在实际计算中, 不可能第一次拟定的洞宽即为所求洞宽, 而需多次改变拟定的洞宽重复计算: 如计算流量大于设计流量, 需减小拟定的洞宽按上述步骤重新计算; 如计算流量小于设计流量, 则需加大拟定的洞宽按上述步骤重新计算, 直至计算流量与给定的设计流量相等。

洞内水面线衔接型式计算成果见图 3-4。

5. 计算成果分析

本例的洞高、进口水深及出口水深值与例 3-1 的短洞完全相同, 仅洞长增加 70m, 虽然相应沿程损失增加, 但计算洞宽 3.48m 却仅较例 3-1 的计算洞宽 3.45m 增加 0.03m。这是由于虽然两洞的进、出口水深相同, 但上、下游水位差却不一样, 如上、下游水位差也相同, 则本例的出口水深应为 $h = 3.5 + (100 - 30) \times 0.002 = 3.64$ (m), 按此出口水深, 计算洞宽值为 3.63m。即例 3-1 洞长增加 70m 后, 如进口水深及上下游水位差不变, 则洞宽相应增加 $3.63 - 3.45 = 0.18$ (m)。

洞内水面以上的净空高度符合表 3-1 的要求, 水面以上的净空面积满足不小于洞身横断面面积 10%~30% 的要求。

第六节 半压力流涵洞孔径计算

【例 3-4】 已知某矩形断面涵洞设计流量 $Q = 46 \text{ m}^3/\text{s}$, 洞身长度 $L = 30 \text{ m}$, 纵坡 $i = 0.002$, 进口水深 $H = 4.7 \text{ m}$, 出口水

深 $h=2.8\text{m}$ ，上游行近流速 $V=0.7\text{m/s}$ ，涵洞进口连接段采用八字形直墙的布置型式，试确定洞身断面尺寸。

解

1. 流态判别

首先拟定洞身高度为 $D=3.5\text{m}$ 。

由进口水深与洞高之比 $H/D=4.7/3.5=1.343$ ，知 $1.2D < H < 1.5D$ ；同时因下游水深低于洞顶，因此可判定其流态为半压力流。

2. 洞身宽度计算

洞身宽度 B 根据式 (3-8) 由式 (3-24) 计算：

$$B = \frac{Q}{m_1 D \sqrt{2g(H_0 + iL - \beta_1 D)}} \quad (3-24)$$

式中：流量系数 m_1 由表 3-3 查取为 0.67；修正系数 β_1 由表 3-3 查取为 0.74；包括行近流速水头在内的进口水深为：

$$H_0 = H + \frac{\alpha V^2}{2g} = 4.7 + \frac{1.05 \times 0.7^2}{2 \times 9.81} = 4.73 \text{ (m)}$$

由式 (3-24) 计算洞身宽度为：

$$\begin{aligned} B &= \frac{Q}{m_1 D \sqrt{2g(H_0 + iL - \beta_1 D)}} \\ &= \frac{46}{0.67 \times 3.5 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times (4.73 + 0.002 \times 30 - 0.74 \times 3.5)}} \\ &= \frac{46}{15.41} = 2.99 \text{ (m)} \end{aligned}$$

第七节 非淹没压力流涵洞孔径计算

【例 3-5】 已知某矩形断面涵洞设计流量 $Q=40\text{m}^3/\text{s}$ ，洞身长度 $L=30\text{m}$ ，纵坡 $i=0.002$ ，糙率 $n=0.014$ ，进口水深 $H=4.9\text{m}$ ，出口水深 $h=1.5\text{m}$ ，上游行近流速 $V=0.7\text{m/s}$ ，涵洞进出口连接段采用扭曲面墙的布置型式，试确定洞身断面尺寸。

解

一、流态判别

首先拟定洞身高度为 $D=3.2\text{m}$ 。

由进口水深与洞高之比 $H/D=4.9/3.2=1.53$ ，知 $H=1.53D>1.5D$ ；同时因下游水深低于洞顶，因此可判定其流态为非淹没压力流。

二、洞身宽度计算

1. 计算方法步骤

在非淹没压力流计算公式 (3-9) 中，因流量系数 m_2 及过水断面 A 中均包含有洞宽要素 B ，因此 B 值不可能直接求得，而需采用试算。计算步骤是先拟定一个洞宽值，然后由相应的过水断面 A 及由式 (3-10) ~ 式 (3-13) 计算的 m_2 值，按式 (3-9) 计算过水流量，如其值等于已知设计流量，则所拟定的洞宽即为所需洞宽；否则，需修改拟定的洞宽重新计算，直至流量计算成果与已知流量相等。

2. 流量系数 m_2 计算

(1) 损失系数总和 $\sum \xi$ 计算。采用进口损失系数 $\xi_1=0.2$ ；进口渐变段损失系数 $\xi_5=0.2$ ；出口渐变段损失系数 $\xi_6=0.3$ ；拦污栅及闸门槽损失系数均为 0，则：

损失系数总和为：

$$\sum \xi = \xi_1 + \xi_2 + \xi_3 + \xi_5 + \xi_6 = 0.2 + 0.2 + 0.3 = 0.7$$

(2) 首先拟定洞宽为 $B=2.57\text{m}$ 。

$$\begin{aligned} \text{洞身过水断面：} A &= BD = 2.57 \times 3.2 \\ &= 8.224 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{湿周：} \quad \chi &= 2B + 2D = 2 \times 2.57 + 2 \times 3.2 \\ &= 11.54 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水力半径：} \quad R &= A/\chi = 8.224/11.54 \\ &= 0.713 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\text{谢才系数：} \quad C = \frac{1}{n} R^{1/6} = \frac{1}{0.014} \times 0.713^{1/6}$$

$$= 67.51 \text{ (m}^{0.5}\text{/s)}$$

包括行近流速在内的进口水深为：

$$H_o = H + \frac{\alpha V^2}{2g} = 4.9 + \frac{1.05 \times 0.7^2}{2 \times 9.81} = 4.93 \text{ (m)}$$

按式 (3-10) 计算流量系数为：

$$\begin{aligned} m_2 &= \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi + \frac{2gL}{C^2 R}}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 0.7 + \frac{2 \times 9.81 \times 30}{67.51^2 \times 0.713}}} \\ &= \frac{1}{\sqrt{1 + 0.7 + 0.18}} = 0.729 \end{aligned}$$

(3) 核算过水流量 Q 。采用修正系数 β_2 为 0.85，按式 (3-9) 计算过水流量为：

$$\begin{aligned} Q &= m_2 A \sqrt{2g(H_o + iL - \beta_2 D)} \\ &= 0.729 \times 8.224 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times (4.93 + 0.002 \times 30 - 0.85 \times 3.2)} \\ &= 0.729 \times 8.224 \times 6.673 = 40 \text{ (m}^3\text{/s)} \end{aligned}$$

此计算流量值与设计流量相等，表明拟定的洞宽 2.57m 即为所求洞宽。在实际计算中，不可能第一次拟定的洞宽即为所求洞宽，而需多次修改拟定的洞宽重复计算：如计算流量大于设计流量，需减小洞宽；如计算流量小于设计流量，则需加大洞宽按上述步骤重新计算，直至计算流量与给定的设计流量相等。

第八节 淹没压力流涵洞孔径计算

【例 3-6】 已知某矩形断面涵洞设计流量 $Q=61\text{m}^3/\text{s}$ ，洞身长度 $L=30\text{m}$ ，纵坡 $i=0.002$ ，糙率 $n=0.014$ ，进口水深 $H=7\text{m}$ ，出口水深 $h=3.25\text{m}$ ，上游行近流速 $V=0.7\text{m/s}$ ，涵洞进出口连接段采用扭曲面墙的布置型式，试确定洞身断面尺寸。

解

一、流态判别

首先拟定洞身高度为 $D=3.2\text{m}$ 。

由进口水深与洞高之比 $H/D = 7.0/3.2 = 2.19$, 知 $H = 2.19D > 1.5D$; 同时因下游水深高于洞顶, 因此可判定其流态为淹没压力流。

二、洞身宽度计算

1. 计算方法步骤

在淹没压力流计算式 (3-14) 中, 因流量系数 m_3 及过水断面 A 中均包含有洞宽要素 B , 因此 B 值不可能直接求得, 而需采用试算。计算步骤是先拟定一个洞宽值, 然后由相应的过水断面 A 及由式 (3-15) 计算的 m_3 值, 按式 (3-14) 计算过水流量, 如其值等于已知设计流量, 则所拟定的洞宽即为所需洞宽; 否则, 需修改拟定的洞宽重新计算, 直至流量计算成果与已知流量相等。

2. 流量系数 m_3 计算

(1) 损失系数总和 $\sum \xi$ 计算。采用进口损失系数 $\xi_1 = 0.2$; 进口渐变段损失系数 $\xi_2 = 0.2$; 出口渐变段损失系数 $\xi_3 = 0.3$; 出口损失系数近似采用 $\xi_4 = 1$; 拦污栅及闸门槽损失系数均为 0, 则损失系数总和为:

$$\begin{aligned}\sum \xi &= \xi_1 + \xi_2 + \xi_3 + \xi_4 + \xi_5 + \xi_6 \\ &= 0.2 + 1 + 0.2 + 0.3 = 1.7\end{aligned}$$

(2) 首先拟定洞宽为 $B = 3.0\text{m}$ 。

洞身过水断面: $A = BD = 3.0 \times 3.2 = 9.6 \text{ (m}^2\text{)}$

湿周: $\chi = 2B + 2D = 2 \times 3.0 + 2 \times 3.2 = 12.4 \text{ (m)}$

水力半径: $R = A/\chi = 9.6/12.4 = 0.774 \text{ (m)}$

谢才系数: $C = \frac{1}{n}R^{1/6} = \frac{1}{0.014} \times 0.774^{1/6}$
 $= 68.44 \text{ (m}^{0.5}\text{/s)}$

包括行近流速在内的进口水深为:

$$H_0 = H + \frac{\alpha V^2}{2g} = 7 + \frac{1.05 \times 0.7^2}{2 \times 9.81} = 7.026 \text{ (m)}$$

按式 (3-15) 计算流量系数为:

$$\begin{aligned}
 m_3 &= \frac{1}{\sqrt{\sum \xi + \frac{2gL}{C^2 R}}} = \frac{1}{\sqrt{1.7 + \frac{2 \times 9.81 \times 30}{68.44^2 \times 0.774}}} \\
 &= \frac{1}{\sqrt{1.7 + 0.162}} = 0.733
 \end{aligned}$$

(3) 核算过水流量 Q 。按式 (3-14) 计算过水流量为:

$$\begin{aligned}
 Q &= m_3 A \sqrt{2g(H_0 + iL - h)} \\
 &= 0.733 \times 9.6 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times (7.026 + 0.002 \times 30 - 3.25)} \\
 &= 0.733 \times 9.6 \times 8.68 = 61 \text{ (m}^3\text{/s)}
 \end{aligned}$$

此计算流量值等于设计流量, 表明拟定的洞宽 3.0m 即为所求洞宽。在实际计算中, 不可能第一次拟定的洞宽即为所求洞宽, 而需多次修改拟定的洞宽重复计算: 如计算流量大于设计流量, 需减小洞宽; 如计算流量小于设计流量, 则需加大洞宽按上述步骤重新计算, 直至计算流量与给定的设计流量相等。

第九节 涵洞进口水深及水位流量关系计算

在穿渠排水涵洞工程的设计中, 常需根据上下游地形条件, 进行不同孔径布置的方案比较, 以选定在上游允许淹没条件下的合理布置方案。当需要进行不同布置方案的调洪演算时, 每种孔径还需根据出口水位—流量关系, 推算进口水位—流量关系。计算方法步骤为:

(1) 计算应从出口水位—流量关系中的最小流量及最小出口水深算起, 然后依次由小流量到大流量计算相应的进口水深。

(2) 最小出口水深一般低于洞顶。当出口水深低于洞顶时, 应先按无压流计算, 因无压流涵洞的流量计算公式中, 淹没系数 σ 值也与进口水深有关, 进口水深未知时也无法确定 σ 值, 因此在无压流流态时计算进口水深需试算。即先假定一个进口水深, 然后计算淹没系数 σ 及流量, 如计算流量小于已知设计流量, 则加大进口水深重新计算; 反之, 则减小进口水深重新计算; 当计

算流量等于已知设计流量时，其值即为相应流量的进口水深。如假定的进口水深等于无压流的极限进口水深 $1.2D$ ，而计算流量仍小于已知设计流量时，则应改按半压力流计算。

(3) 半压力流涵洞的进口水深可直接由流量公式计算，如计算水深值在半压力流的进口水深范围内 ($1.2D < H \leq 1.5D$)，其值即为相应流量的进口水深；如计算水深大于半压力流的极限进口水深 $1.5D$ ，则改按非淹没压力流计算。

(4) 非淹没压力流涵洞的进口水深也可直接由流量公式计算。

(5) 如出口水深高于洞顶，则直接由淹没压力流流量公式计算。

【例 3 - 7】 已知某矩形断面涵洞布置方案的洞宽 $B = 2.5\text{m}$ ，洞高 $D = 3.2\text{m}$ ，洞身长度 $L = 20\text{m}$ ，纵坡 $i = 0.002$ ，糙率 $n = 0.014$ ，涵洞进出口连接段采用扭曲面墙的安排型式，出口水深—流量关系见表 3 - 7，各种流量的上游行近流速均近似采用 $V = 0.7\text{m/s}$ ，计算确定进口水深—流量关系。

表 3 - 7 出口水深—流量关系表

流量 Q (m^3/s)	10	15	20	25	30	40	50	60
出口水深 h (m)	1.49	1.87	2.18	2.46	2.71	3.16	3.54	3.89

解

1. 流量 $Q = 20\text{m}^3/\text{s}$ 时的进口水深计算

(1) 已知出口水深 $h = 2.18\text{m}$ ，假定进口水深 $H = 3.0\text{m}$ 。

(2) 因 $H < D$ 及 $L < 8H$ ，为无压流短洞流态。

(3) 淹没系数计算。

按式 (3 - 7) 计算进口内水深为：

$$h_s = h - iL = 2.18 - 0.002 \times 20 = 2.14 \text{ (m)}$$

包括行近流速水头在内的进口水深为：

$$H_o = H + \frac{\alpha V^2}{2g} = 3 + \frac{1.05 \times 0.7^2}{2 \times 9.81} = 3.026 \text{ (m)}$$

按式 (3-6) 计算淹没系数为:

$$\begin{aligned} \sigma &= 2.31 \frac{h_s}{H_o} \left(1 - \frac{h_s}{H_o}\right)^{0.4} \\ &= 2.31 \times \frac{2.14}{3.026} \left(1 - \frac{2.14}{3.026}\right)^{0.4} = 1.0 \end{aligned}$$

(4) 采用流量系数 m 为 0.36, 侧收缩系数 ϵ 为 0.95, 按式 (3-4) 计算过水流量为:

$$\begin{aligned} Q &= \sigma \epsilon m B \sqrt{2g} H_o^{3/2} \\ &= 1.0 \times 0.95 \times 0.36 \times 2.5 \times \sqrt{2 \times 9.81} \times 3.027^{3/2} \\ &= 19.95 \text{ (m}^3/\text{s)} \end{aligned}$$

此计算流量值近似等于设计流量, 表明假定的进口水深 3.0m 即为流量 $Q=20\text{m}^3/\text{s}$ 时的进口水深。在实际计算中, 不可能第一次假定的进口水深即为所求进口水深, 而需多次修改假定的进口水深重复计算: 如计算流量大于已知设计流量, 则减小进口水深; 如计算流量小于设计流量, 则加大进口水深重新计算, 直至计算流量与已知的设计流量相等。

2. 流量 $Q=30\text{m}^3/\text{s}$ 时的进口水深计算

已知出口水深 $h=2.71\text{m}$, 低于洞高, 同时按无压流的极限进口水深计算的流量小于 $Q=30\text{m}^3/\text{s}$, 可先按半压力流计算进口水深, 如其值在半压力流的进口水深范围内, 则为所求的进口水深值; 如按半压力流计算的进口水深大于 $1.5D$, 则改按非淹没压力流计算。

半压力流的进口水深根据式 (3-8) 由下式计算:

$$H = \frac{Q^2}{2gm_1^2 A^2} - iL + \beta_1 D - \frac{\alpha V^2}{2g} \quad (3-25)$$

式中: 洞身断面 $A=BD=2.5 \times 3.2=8 \text{ (m)}$; 由表 3-3 查取流量系数 $m_1=0.67$; 修正系数 $\beta_1=0.74$ 。按式 (3-25) 计算进口水深为:

$$\begin{aligned}
 H &= \frac{Q^2}{2gm_1^2 A^2} - iL + \beta_1 D - \frac{\alpha V^2}{2g} \\
 &= \frac{30^2}{2 \times 9.81 \times 0.67^2 \times 8^2} - 0.002 \times 20 \\
 &\quad + 0.74 \times 3.2 - \frac{1.05 \times 0.7^2}{2 \times 9.81} = 3.898 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

此水深在半压力流的进口水深范围内 ($1.2D < H \leq 1.5D$), 因此其值即为流量 $Q=30\text{m}^3/\text{s}$ 时的进口水深。

3. 流量 $Q=40\text{m}^3/\text{s}$ 时的进口水深计算

已知出口水深 $h=3.16\text{m}$, 低于洞高, 同时按半压力流计算的流量小于 $Q=40\text{m}^3/\text{s}$, 因此可确定按非淹没压力流计算进口水深。

非淹没压力流的进口水深根据式 (3-9) 由式 (3-26) 计算:

$$H = \frac{Q^2}{2gm_2^2 A^2} - iL + \beta_2 D - \frac{\alpha V^2}{2g} \quad (3-26)$$

采用进口损失系数 $\xi_1=0.2$; 进口渐变段损失系数 $\xi_5=0.2$; 出口渐变段损失系数 $\xi_6=0.3$; 拦污栅及闸门槽损失系数均为 0, 则损失系数总和为:

$$\sum \xi = \xi_1 + \xi_2 + \xi_3 + \xi_5 + \xi_6 = 0.2 + 0.2 + 0.3 = 0.7$$

$$\text{湿周: } \chi = 2B + 2D = 2 \times 2.5 + 2 \times 3.2 = 11.4 \text{ (m)}$$

$$\text{水力半径: } R = A/\chi = 8/11.4 = 0.702 \text{ (m)}$$

$$\text{谢才系数: } C = \frac{1}{n} R^{1/6} = \frac{1}{0.014} \times 0.702^{1/6} = 67.34 \text{ (m}^{0.5}/\text{s)}$$

按式 (3-10) 计算流量系数为:

$$\begin{aligned}
 m_2 &= \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi + \frac{2gL}{C^2 R}}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 0.7 + \frac{2 \times 9.81 \times 20}{67.34^2 \times 0.702}}} \\
 &= 0.741
 \end{aligned}$$

采用修正系数 β_2 为 0.85, 按式 (3-26) 计算进口水深为:

$$\begin{aligned}
 H &= \frac{Q^2}{2gm_2^2 A^2} - iL + \beta_2 D - \frac{\alpha V^2}{2g} \\
 &= \frac{40^2}{2 \times 9.81 \times 0.741^2 \times 8^2} - 0.002 \times 20 \\
 &\quad + 0.85 \times 3.2 - \frac{1.05 \times 0.7^2}{2 \times 9.81} = 4.974 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

4. 流量 $Q=50\text{m}^3/\text{s}$ 时的进口水深计算

已知出口水深 $h=3.54\text{m}$ ，高于洞高，因此可确定按淹没压力流计算进口水深。

淹没压力流的进口水深根据式 (3-14) 由式 (3-27) 计算：

$$H = \frac{Q^2}{2gm_3^2 A^2} - iL + h - \frac{\alpha V^2}{2g} \quad (3-27)$$

采用进口损失系数 $\xi_1=0.2$ ；进口渐变段损失系数 $\xi_5=0.2$ ；出口渐变段损失系数 $\xi_6=0.3$ ；出口损失系数近似采用 $\xi_4=1$ ；拦污栅及闸门槽损失系数均为 0，则损失系数总和为：

$$\begin{aligned}
 \sum \xi &= \xi_1 + \xi_2 + \xi_3 + \xi_4 + \xi_5 + \xi_6 \\
 &= 0.2 + 1 + 0.2 + 0.3 = 1.7
 \end{aligned}$$

水力半径 R 及谢才系数 C 值与 $Q=40\text{m}^3/\text{s}$ 时相同，按式 (3-15) 计算流量系数为：

$$\begin{aligned}
 m_3 &= \frac{1}{\sqrt{\sum \xi + \frac{2gL}{C^2 R}}} = \frac{1}{\sqrt{1.7 + \frac{2 \times 9.81 \times 20}{67.34^2 \times 0.702}}} \\
 &= 0.741
 \end{aligned}$$

按式 (3-27) 计算进口水深为：

$$\begin{aligned}
 H &= \frac{Q^2}{2gm_3^2 A^2} - iL + h - \frac{\alpha V^2}{2g} \\
 &= \frac{50^2}{2 \times 9.81 \times 0.741^2 \times 8^2} - 0.002 \times 20 \\
 &\quad + 3.54 - \frac{1.05 \times 0.7^2}{2 \times 9.81} = 7.1 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

5. 小结

以上 4 种流量进口水深的计算分别属于 4 种流态，其余流量进口水深的计算方法与上述几种流量情况相同，此涵洞的进口水深—流量关系计算成果列于表 3-8。

表 3-8 进口水深—流量关系表

流量 Q (m^3/s)	10	15	20	25	30	40	50	60
出口水深 h (m)	1.49	1.87	2.18	2.46	2.71	3.16	3.54	3.89
进口水深 h (m)	1.91	2.50	3.0	3.50	3.90	4.97	7.10	9.08

第十节 渠涵（暗渠）的水力计算

渠涵（暗渠）为位于输水渠道上的涵洞，洞内水流一般为无压明流，当输水渠道的设计水头比较富裕时，也可采用压力涵洞的布置以减小洞身断面尺寸。渠涵（暗渠）的水力计算主要是确定洞身过水断面尺寸、洞底纵坡、总水头损失、水面衔接及进出口洞底高程等。

无压渠涵（暗渠）的流态及水力计算方法与输水渠道上的渡槽及无压隧洞基本相同。渠涵（暗渠）一般多长达数百米以上，其洞内及上下游渠道均为明渠均匀流，其纵坡一般大于上下游渠道纵坡，流速大于渠道流速，过水断面则相应小于上下游渠道过水断面。在渠涵（暗渠）进口处，由于过水断面减小，流速加大，一部分位能转变为动能，因而形成水面降落，即进口水头损失 z_1 。洞内水面与洞底平行，水面纵坡与洞底纵坡相等，水深沿流保持不变，如洞身长度为 l ，洞底纵坡为 i ，则水流通过洞身段的水位降落值（沿程水头损失）为 il 。在渠涵（暗渠）出口后，由于过水断面变大，流速减小，一部分动能转变为位能，因而形成水面回升，即恢复落差 z_2 。洞内水深 h 可小于上下游渠

道水深，也可等于或略大于上下游渠道水深。图 3-5 (a)、(b) 为不同水深情况时无压渠涵（暗渠）的两种纵剖面布置型式及水面衔接示意图。

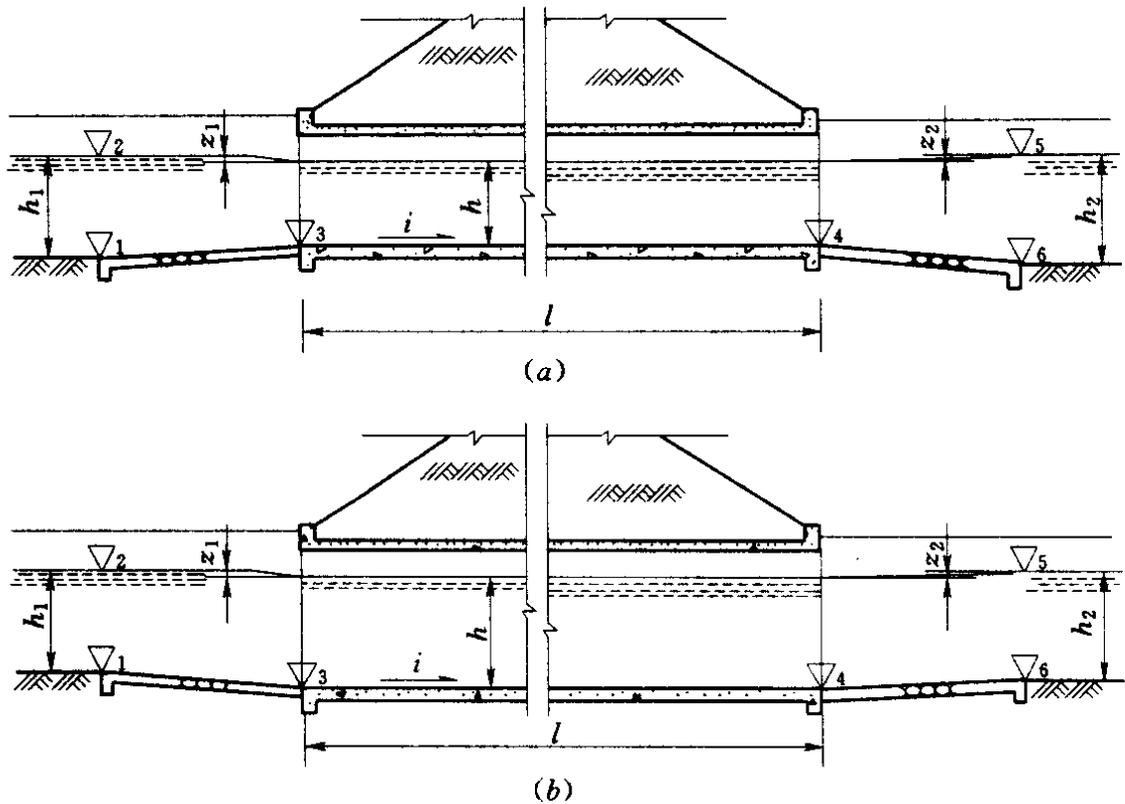


图 3-5 无压渠涵（暗渠）水面衔接示意图

对于压力渠涵，其流态及孔径计算方法与前述的淹没压力流涵洞基本相同，只是还要考虑与上下游渠道的水面衔接计算。

一、无压渠涵（暗渠）的水力计算

无压渠涵（暗渠）的水力计算主要包括洞身、进口及出口三部分。

按照设计水头是否已知的条件，其水力计算又分为两种情况。一种情况是设计水头没有限定，可任意拟定洞底纵坡或过水断面尺寸，计算确定各部位水头损失及相应的总水头损失；另一种情况是设计水头为已知，即在限定设计水头的条件下计算确定洞身过水断面尺寸及纵坡。

1. 设计水头没有限定时的水力计算

(1) 洞身水力计算。洞身按下列均匀流公式计算(图 3-5)：

$$Q = AC \sqrt{Ri} \quad (3-28)$$

$$R = \frac{A}{\chi} \quad (3-29)$$

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (3-30)$$

式中：Q为设计流量，m³/s；A为洞身过水断面面积，m²；R为水力半径，m；χ为湿周，m；i为洞底纵坡；C为谢才系数，m^{0.5}/s；n为糙率。

洞身水力计算一般有以下两类问题：

1) 已知流量Q及洞身纵坡i，求过水断面尺寸。对于这种情况，按公式(3-28)计算时，需要试算求解。对于矩形断面，或是先给定水深h，求洞宽b，或是先给定洞宽b，求水深h；对于圆形断面，或是先给定水深h，求洞径D，或是先给定洞径D，求水深h。除了按公式(3-28)试算求解外，还可利用表3-5及表3-9所列关系值计算，表3-9是作者根据《DESIGN OF SMALL DAMS》^[16]中有关资料改制，利用此两表可简捷地求得水深或洞宽及洞径值。一般是先拟定洞内水深，其值根据上下游渠道水深情况确定，多采用略小于渠道水深；如欲减小洞宽，也可采用洞内水深等于或略大于渠道水深。

表 3-9 圆形过水断面水深及洞径计算表

h/D	0.39	0.40	0.41	0.42	0.43	0.44	0.45	0.46	0.47
A/D^2	0.284	0.293	0.303	0.313	0.323	0.333	0.343	0.353	0.363
R/D	0.210	0.214	0.218	0.222	0.226	0.230	0.233	0.237	0.240
$nK/D^{2.67}$	0.100	0.105	0.110	0.115	0.120	0.125	0.130	0.135	0.140
$nK/h^{2.67}$	1.235	1.209	1.185	1.160	1.137	1.114	1.092	1.070	1.049

续表

h/D	0.48	0.49	0.50	0.51	0.52	0.53	0.54	0.55	0.56
A/D^2	0.373	0.383	0.393	0.403	0.413	0.423	0.433	0.443	0.453
R/D	0.244	0.247	0.250	0.253	0.256	0.259	0.262	0.265	0.268
$nK/D^{2.67}$	0.145	0.151	0.156	0.161	0.166	0.172	0.177	0.182	0.188
$nK/h^{2.67}$	1.030	1.010	0.990	0.971	0.952	0.934	0.917	0.899	0.882
h/D	0.57	0.58	0.59	0.60	0.61	0.62	0.63	0.64	0.65
A/D^2	0.463	0.473	0.482	0.492	0.502	0.512	0.521	0.531	0.540
R/D	0.271	0.273	0.275	0.278	0.280	0.282	0.284	0.286	0.288
$nK/D^{2.67}$	0.193	0.199	0.204	0.209	0.215	0.220	0.225	0.231	0.236
$nK/h^{2.67}$	0.866	0.849	0.833	0.818	0.802	0.787	0.773	0.758	0.744
h/D	0.66	0.67	0.68	0.69	0.70	0.71	0.72	0.73	0.74
A/D^2	0.550	0.559	0.569	0.578	0.587	0.596	0.605	0.614	0.623
R/D	0.290	0.292	0.293	0.295	0.296	0.298	0.299	0.300	0.301
$nK/D^{2.67}$	0.241	0.246	0.251	0.256	0.261	0.266	0.271	0.275	0.280
$nK/h^{2.67}$	0.730	0.716	0.703	0.689	0.676	0.663	0.649	0.637	0.625
h/D	0.75	0.76	0.77	0.78	0.79	0.80	0.81	0.82	0.83
A/D^2	0.632	0.641	0.649	0.657	0.666	0.674	0.682	0.689	0.697
R/D	0.302	0.302	0.303	0.304	0.304	0.304	0.304	0.304	0.304
$nK/D^{2.67}$	0.284	0.289	0.293	0.297	0.301	0.305	0.308	0.312	0.315
$nK/h^{2.67}$	0.612	0.600	0.588	0.576	0.564	0.553	0.541	0.530	0.518
h/D	0.84	0.85	0.86	0.87	0.88	0.89	0.90	0.91	
A/D^2	0.704	0.712	0.719	0.725	0.732	0.738	0.744	0.750	
R/D	0.304	0.303	0.303	0.302	0.301	0.300	0.298	0.296	
$nK/D^{2.67}$	0.318	0.321	0.324	0.326	0.328	0.330	0.332	0.334	
$nK/h^{2.67}$	0.507	0.495	0.485	0.473	0.462	0.451	0.440	0.428	

2) 已知流量 Q 及过水断面尺寸, 求洞身纵坡 i 。这种情况可利用公式 (3-28) 一次求得结果, 不需试算。同样也可利用表 3-9 更简便地求得所需值。

(2) 进口水力计算。进口水力计算就是确定进口水头损失 (水面降落) z_1 值, 一般按能量方程式计算:

$$z_1 = \frac{(1 + \xi_1)(v^2 - v_1^2)}{2g} \quad (3-31)$$

式中: z_1 为进口水面降落, m; v_1 为上游渠道流速, m/s; v 为洞身流速, m/s; ξ_1 为进口水头损失系数, 其值与进口连接段型式有关, 可由表 3-4 查取; g 为重力加速度, 其值为 9.81m/s^2 。

(3) 出口水力计算。出口水力计算就是确定出口水面回升 (恢复落差) 值, 一般也按能量方程式计算:

$$z_2 = \frac{(1 - \xi_2)(v^2 - v_2^2)}{2g} \quad (3-32)$$

式中: z_2 为出口水面回升, m; v_2 为下游渠道流速, m/s; v 为洞身流速, m/s; ξ_2 为出口水头损失系数, 其值与出口连接段型式有关, 可由表 3-4 查取; g 为重力加速度, 其值为 9.81m/s^2 。

(4) 总水头损失 (上下游总水面降落) 值及各部位高程计算。在洞身及进、出口水力计算完成后, 即可得出上下游总水头损失 (水面降落) 值为:

$$z = z_1 + il - z_2 \quad (3-33)$$

式中: z 为总水头损失 (上下游总水面降落), m; l 为洞身长度, m; 其余符号意义同前。

根据进口段首端处上游渠底高程 ∇_1 或水位 ∇_2 可分别按下列关系式计算其余各部位高程及水位 (图 3-5)。

$$\text{进口洞底高程: } \nabla_3 = \nabla_1 + h_1 - z_1 - h$$

$$\text{或 } \nabla_3 = \nabla_2 - z_1 - h$$

$$\text{出口底洞高程: } \nabla_4 = \nabla_3 - il$$

出口渐变段末端下游渠道水位： $\nabla_5 = \nabla_2 - z$

或 $\nabla_5 = \nabla_4 + h + z_2$

出口渐变段末端下游渠底高程： $\nabla_6 = \nabla_5 - h_2$

式中： h_1 为上游渠道水深，m； h_2 为下游渠道水深，m； h 为洞内水深，m；其余符号意义同前。

2. 已知设计水头（进出口水位差）值时的水力计算

有时在规划阶段即已拟定了渠涵（暗渠）的设计水头（进出口水位差） z 值，在设计阶段需根据既定的设计水头 z 值确定洞身纵坡 i 及过水断面尺寸。在这种情况下，需进行多次试算。一般是根据渠道水深先拟定一个洞内水深 h ，然后假定一个洞宽 b 值（矩形断面）或洞径 D 值（圆形断面），求出相应的洞身纵坡 i 及沿程损失 il ，再计算进口水面降落 z_1 及出口水面回升 z_2 ，最后对 $z_1 + il - z_2$ 值及给定的设计水头 z 值进行比较。如 $z_1 + il - z_2 > z$ ，表明假定的洞宽（或洞径）值偏小，洞身纵坡 i 偏陡，上下游总水面降落计算值偏大，需加大洞宽（或洞径）值；反之则表明假定的洞宽（或洞径）值偏大，洞身纵坡 i 偏缓，上下游总水面降落计算值偏小，需减小洞宽（或洞径）值，再重复以上步骤重新计算，直至 $z_1 + il - z_2$ 值与既定的设计水头 z 值相等。上述计算过程中洞身、进口及出口等部位的水力计算方法与前述设计水头没有限定时基本相同，只是增加了反复试算过程，如用手算，计算工作量大而繁琐，最好采用电算。

二、算例

【例 3-8】 已知某混凝土矩形断面无压渠涵（暗渠）设计流量 $Q=20\text{m}^3/\text{s}$ ，洞身纵坡 $i=\frac{1}{1790}$ ，洞身长 $l=900\text{m}$ ，混凝土糙率采用 $n=0.014$ ，进出口连接段采用扭曲面墙，上下游渠道为相同的梯形断面，底宽 $b_1=b_2=5\text{m}$ ，边坡系数 $m_1=m_2=1.5$ ，水深 $h_1=h_2=3.0\text{m}$ ，流速 $v_1=v_2=0.702\text{m/s}$ ，进口渐变段首端上游渠底高程为 $\nabla_1=100.0\text{m}$ ，水位为 $\nabla_2=103.0\text{m}$ ，试确定洞身断面尺寸、上下游总水面降落及各部位高程。

解

1. 洞身断面尺寸计算

根据上游水深情况，采用洞内水深 $h=2.7\text{m}$ （略小于上下游渠道水深）。

(1) 按式 (3-28) 试算。已知 $h=2.7\text{m}$ ，设 $b=4.0\text{m}$ ，则：

$$A = bh = 4 \times 2.7 = 10.8 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$R = \frac{A}{\chi} = \frac{bh}{b+2h} = \frac{10.8}{4+2 \times 2.7} = 1.15 \text{ (m)}$$

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} = \frac{1}{0.014} \times 1.15^{1/6} = 73.11 \text{ (m}^{0.5}\text{/s)}$$

按式 (3-28) 计算相应过水流量为：

$$\begin{aligned} Q &= AC \sqrt{Ri} \\ &= 10.8 \times 73.11 \times \sqrt{1.15 \times \frac{1}{1790}} \\ &= 20.01 \text{ (m}^3\text{/s)} \approx 20 \text{ (m}^3\text{/s)} \end{aligned}$$

上述按式 (3-28) 计算时，实际上还有一个试算过程。当 h 已知时，一般需要试设多个不同的 b 值重复计算，直到使相应于某个 b 值的流量渐近等于已知设计流量时，所设 b 值即为所求值。本例主要是为了用公式计算来验证、比较查表法计算的精度，因此省略了试算过程。

(2) 利用表 3-5 查表计算。

1) 计算特性流量：

$$K = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{20}{\sqrt{\frac{1}{1790}}} = 846.2 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

2) 计算比值：

$$\frac{h^{2.67}}{nK} = \frac{2.7^{2.67}}{0.014 \times 846.2} = 1.197$$

3) 根据比值：

$$\frac{h^{2.67}}{nK} = 1.197, \text{ 由表 3-5 查得 } \frac{h}{b} = 0.6752$$

4) 计算洞宽:

$$b = \frac{h}{0.6752} = \frac{2.7}{0.6752} = 3.999(\text{m}) \approx 4.0(\text{m})$$

上述按式 (3-28) 及查表 3-5 计算结果相同, 即洞宽为 $b = 4.0\text{m}$ 。

2. 进口水头损失 (水面降落) 计算

洞身流速:

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{20}{10.8} = 1.852(\text{m/s})$$

由表 3-4 选用进口水头损失系数 $\xi_1 = 0.2$ 。

按式 (3-31) 计算进口水头损失 (水面降落) 值为:

$$\begin{aligned} z_1 &= \frac{(1 + \xi_1)(v^2 - v_1^2)}{2g} \\ &= \frac{(1 + 0.2) \times (1.852^2 - 0.702^2)}{2 \times 9.81} \\ &= 0.180(\text{m}) \end{aligned}$$

3. 出口水面回升 (恢复落差) 计算

由表 3-4 选用出口水头损失系数 $\xi_2 = 0.4$

按式 (3-32) 计算出口水面回升 (恢复落差) 值为:

$$\begin{aligned} z_2 &= \frac{(1 - \xi_2)(v^2 - v_2^2)}{2g} \\ &= \frac{(1 - 0.4) \times (1.852^2 - 0.702^2)}{2 \times 9.81} \\ &= 0.09(\text{m}) \end{aligned}$$

4. 总水头损失 (上下游总水面降落) 及各部位高程计算

总水头损失 (上下游总水面降落) 值为:

$$z = z_1 + il - z_2 = 0.18 + \frac{1}{1790} \times 900 - 0.09 = 0.592(\text{m})$$

涵洞进口底部高程为:

$$\nabla_3 = \nabla_2 - z_1 - h = 103 - 0.18 - 2.7 = 100.12(\text{m})$$

涵洞出口底部高程为:

$$\nabla_4 = \nabla_3 - il = 100.12 - \frac{1}{1790} \times 900 = 99.617 \text{ (m)}$$

出口渐变段末端下游渠道水位为：

$$\nabla_5 = \nabla_2 - z = 103 - 0.592 = 102.408 \text{ (m)}$$

出口渐变段末端下游渠底高程为：

$$\nabla_6 = \nabla_5 - h_2 = 102.408 - 3.0 = 99.408 \text{ (m)}$$

在实际工程中，对于进口水面降落、出口水面回升及各部位控制高程准确到厘米即可。

【例 3-9】 已知某混凝土矩形断面无压渠涵（暗渠）设计流量 $Q=20\text{m}^3/\text{s}$ ，洞身长 $l=900\text{m}$ ，设计水头（进出口水位差） $z=0.59\text{m}$ ，混凝土糙率采用 $n=0.014$ ，进出口连接段采用扭曲面墙，上下游渠道为相同的梯形断面，底宽 $b_1=b_2=5\text{m}$ ，边坡系数 $m_1=m_2=1.5$ ，水深 $h_1=h_2=3.0\text{m}$ ，流速 $v_1=v_2=0.702\text{m/s}$ ，试确定洞身断面尺寸、纵坡，以及各部位水面降落值。

解

1. 洞身断面尺寸计算

首先根据上下游渠道水深情况，采用洞内水深为 $h=2.7\text{m}$ （洞内水深一般采用略小于渠道水深；如欲减小洞宽，也可采用洞内水深等于或略大于渠道水深）。然后假定不同的洞宽按下述步骤计算：

(1) 假设洞宽为： $b=4.0\text{m}$

(2) 洞身过水断面为： $A=bh=4.0 \times 2.7=10.8 \text{ (m}^2\text{)}$

(3) 水力半径为：

$$R = \frac{A}{\chi} = \frac{bh}{b+2h} = \frac{10.8}{4.0+2 \times 2.7} = 1.149 \text{ (m)}$$

(4) 按式 (3-30) 计算谢才系数为：

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} = \frac{1}{0.014} \times 1.149^{1/6} = 73.10 \text{ (m}^{0.5}\text{/s)}$$

(5) 按式 (3-28) 计算洞身纵坡为：

$$i = \frac{Q^2}{A^2 C^2 R} = \frac{20^2}{10.8^2 \times 73.1^2 \times 1.149} \\ = 0.00055854 = 1/1790$$

2. 水头损失复核

(1) 进口水头损失（水面降落） z_1 计算：

$$\text{洞身流速：} v = \frac{Q}{A} = \frac{20}{10.8} = 1.852 \text{ (m/s)}$$

由表 3-4 选用进口水头损失系数： $\xi_1 = 0.2$

按式 (3-31) 计算进口水头损失（水面降落）值为：

$$z_1 = \frac{(1 + \xi_1)(v^2 - v_1^2)}{2g} \\ = \frac{(1 + 0.2) \times (1.852^2 - 0.702^2)}{2 \times 9.81} \\ = 0.180 \text{ (m)}$$

(2) 出口水面回升（恢复落差） z_2 计算：

由表 3-4 选用出口水头损失系数 $\xi_2 = 0.4$ 。

按式 (3-32) 计算出口水面回升（恢复落差）值为：

$$z_2 = \frac{(1 - \xi_2)(v^2 - v_2^2)}{2g} \\ = \frac{(1 - 0.4) \times (1.852^2 - 0.702^2)}{2 \times 9.81} \\ = 0.09 \text{ (m)}$$

(3) 总水头损失（上下游总水面降落） z 计算：

总水头损失（上下游总水面降落）值为：

$$z = z_1 + il - z_2 = 0.18 + \frac{1}{1790} \times 900 - 0.09 = 0.592 \text{ (m)}$$

(4) 计算总水头损失 0.592m 与给定的设计水头 0.59m 基本相等，表明所求洞宽即为 $b = 4.0\text{m}$ ，洞内水深 $h = 2.7\text{m}$ ，相应纵坡 $i = 1/1790$ 。

按上述方法计算时，实际上还有一个试算过程，一般需要试设多个不同的 b 值，重复上述步骤计算，直到某个 b 值的计算总水头损失等于给定的设计水头损失时，该 b 值即为所求值。本例

主要是介绍计算方法，因此省略了试算过程。

【例 3-10】 已知某圆形断面无压渠涵（暗渠）设计流量 $Q=4.1\text{m}^3/\text{s}$ ，洞身纵坡 $i=1/1000$ ，洞长 $l=600\text{m}$ ，洞身为预制混凝土管，糙率采用 $n=0.014$ ，进出口连接段采用扭曲面墙，上下游渠道为相同的梯形断面，底宽 $b=1.5\text{m}$ ，边坡系数 $m=1.5$ ，水深 $h_1=h_2=1.6\text{m}$ ，流速 $v_1=v_2=0.66\text{m/s}$ ，进口渐变段首端上游渠底高程 $\nabla_1=100.0\text{m}$ ，水位 $\nabla_2=101.60\text{m}$ ，试确定洞身断面尺寸、上下游总水面降落及各部位高程。

解

(一) 洞身断面尺寸计算

根据上下游渠道水深情况，洞内水深采用 $h=1.5\text{m}$ ，按查表法及试算法计算洞径 D 如下。

1. 利用表 3-9 查表计算

$$(1) \text{ 计算特性流量: } K = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{4.1}{\sqrt{\frac{1}{1000}}} = 129.7 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$$(2) \text{ 计算比值: } \frac{nK}{h^{2.67}} = \frac{0.014 \times 129.7}{1.5^{2.67}} = 0.615$$

$$(3) \text{ 根据比值 } \frac{nK}{h^{2.67}} = 0.615, \text{ 由表 3-9 查得 } \frac{h}{D} = 0.748。$$

$$(4) \text{ 计算洞径: } D = \frac{h}{0.748} = \frac{1.5}{0.748} = 2.005 \text{ (m)}$$

2. 按式 (3-28) 试算

圆形洞身的过水断面面积及湿周计算比较复杂，同样可利用表 3-9 查算。

$$(1) \text{ 已知 } h=1.5\text{m}, \text{ 设洞径 } D=2.0\text{m}, \text{ 计算比值 } \frac{h}{D} = \frac{1.5}{2.0} = 0.75。$$

$$(2) \text{ 根据比值 } \frac{h}{D} = 0.75, \text{ 由表 3-9 查得 } \frac{A}{D^2} = 0.632 \text{ 及 } \frac{R}{D} = 0.302。$$

(3) 过水断面面积: $A=0.632D^2=0.632\times 2^2=2.528$ (m²)

水力半径: $R=0.302D=0.302\times 2=0.604$ (m)

谢才系数: $C=\frac{1}{n}R^{1/6}=\frac{1}{0.014}\times 0.604^{1/6}=65.67$ (m^{0.5}/s)

按式 (3-28) 计算相应过水流量为:

$$\begin{aligned} Q &= AC \sqrt{Ri} = 2.528 \times 65.67 \times \sqrt{0.604 \times \frac{1}{1000}} \\ &= 4.08 \approx 4.1 \text{ (m}^3/\text{s)} \end{aligned}$$

计算流量近似等于设计流量, 所求洞径即为 $D=2.0\text{m}$ 。

水面以上的净空高度为 $D-h=2-1.5=0.5\text{m} > D/6=2/6=0.33\text{m}$, 符合表 3-1 的要求; 洞身水面以上的净空面积为 $\pi D^2/4-A=3.1416\times 2^2/4-2.528=0.614$, 水面以上的净空面积为洞身横断面面积的 $0.614/3.1416=0.195$, 满足不小于洞身横断面面积 10%~30% 的要求。

上述按式 (3-28) 计算时, 实际上还有一个试算过程。当 h 已知时, 一般需要试设几个不同的 D 值, 直到使相应于某个 D 值的流量渐近等于已知设计流量时, 所设 D 值即为所求值。本例主要是为了用公式计算来验证、比较查表法计算的精度, 因此省略了试算过程。

(二) 进口水头损失 (水面降落) 计算

洞身流速: $v=\frac{Q}{A}=\frac{4.1}{2.528}=1.622$ (m/s)

由表 3-4 选用进口水头损失系数 $\xi_1=0.2$ 。

按式 (3-31) 计算进口水头损失 (水面降落) 值为:

$$\begin{aligned} z_1 &= \frac{(1+\xi_1)(v^2-v_1^2)}{2g} \\ &= \frac{(1+0.2)\times(1.622^2-0.66^2)}{2\times 9.81} \\ &= 0.134 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(三) 出口水面回升 (恢复落差) 计算

由表 3-4 选用出口水头损失系数 $\xi_2=0.4$ 。

按式 (3-32) 计算出口水面回升 (恢复落差) 值为:

$$\begin{aligned} z_2 &= \frac{(1 - \xi_2)(v^2 - v_2^2)}{2g} \\ &= \frac{(1 - 0.4) \times (1.622^2 - 0.66^2)}{2 \times 9.81} \\ &= 0.067 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(四) 总水头损失 (上下游总水面降落) 及各部位高程计算
总水头损失 (上下游总水面降落) 值为:

$$\begin{aligned} z &= z_1 + il - z_2 \\ &= 0.134 + \frac{1}{1000} \times 600 - 0.067 = 0.667 \text{ (m)} \end{aligned}$$

进口洞底高程为:

$$\nabla_3 = \nabla_2 - z_1 - h = 101.6 - 0.134 - 1.5 = 99.966 \text{ (m)}$$

出口洞底高程为:

$$\nabla_4 = \nabla_3 - il = 99.966 - \frac{1}{1000} \times 600 = 99.366 \text{ (m)}$$

出口渐变段末端下游渠道水位为:

$$\nabla_5 = \nabla_2 - z = 101.6 - 0.667 = 100.933 \text{ (m)}$$

出口渐变段末端下游渠底高程为:

$$\nabla_6 = \nabla_5 - h_2 = 100.933 - 1.6 = 99.333 \text{ (m)}$$

在实际工程中, 对于进口水面降落、出口水面回升及各部位控制高程准确到厘米即可。

【例 3-11】 已知某圆形断面无压渠涵 (暗渠) 设计流量 $Q = 4.1 \text{ m}^3/\text{s}$, 洞径 $D = 2.0 \text{ m}$, 洞内水深 $h = 1.5 \text{ m}$, 洞长 $l = 600 \text{ m}$, 洞身为预制混凝土管, 糙率采用 $n = 0.014$, 进出口连接段采用扭曲面直墙, 上下游渠道为相同的梯形断面, 底宽 $b = 1.5 \text{ m}$, 边坡系数 $m = 1.5$, 水深 $h_1 = h_2 = 1.6 \text{ m}$, 流速 $v_1 = v_2 = 0.66 \text{ m/s}$, 试确定洞身纵坡 i 及总水头损失。

解

这种情况可直接按式 (3-28) 计算 i 值, 不需试算, 利用

表 3-9 查算更简捷。

$$(1) \text{ 计算比值: } \frac{h}{D} = \frac{1.5}{2} = 0.75$$

$$(2) \text{ 根据比值 } \frac{h}{D} = 0.75, \text{ 由表 3-9 查得 } \frac{nK}{h^{2.67}} = 0.612。$$

$$(3) \text{ 计算特性流量: } K = \frac{0.612h^{2.67}}{n} = \frac{0.612 \times 1.5^{2.67}}{0.014} = 129.1$$

$$(4) \text{ 计算洞身纵坡: } i = \left(\frac{Q}{K}\right)^2 = \left(\frac{4.1}{129.1}\right)^2 = 0.001009 \approx$$

$$\frac{1}{1000}$$

或利用表 3-9 按式 (3-28) 计算:

$$(1) \text{ 根据比值 } \frac{h}{D} = 0.75, \text{ 由表 3-9 查得 } \frac{A}{D^2} = 0.632 \text{ 及 } \frac{R}{D} = 0.302。$$

$$(2) \text{ 过水断面面积: } A = 0.632D^2 = 0.632 \times 2^2 = 2.528 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\text{水力半径: } R = 0.302D = 0.302 \times 2 = 0.604 \text{ (m)}$$

$$\text{谢才系数: } C = \frac{1}{n}R^{1/6} = \frac{1}{0.014} \times 0.604^{1/6} = 65.67 \text{ (m}^{0.5}\text{/s)}$$

按式 (3-28) 计算洞身比降为:

$$i = \frac{Q^2}{A^2 C^2 R} = \frac{4.1^2}{2.528^2 \times 65.67^2 \times 0.604} = 0.00101 \approx \frac{1}{1000}$$

洞身纵坡及过水断面已知后, 即可按与上例相同的方法计算进口水头损失、出口水面回升及总水头损失。

【例 3-12】 已知某圆形断面无压渠涵 (暗渠) 设计流量 $Q=4.1\text{m}^3/\text{s}$, 洞长 $l=600\text{m}$, 设计水头 (进出口水位差) $z=0.667\text{m}$, 洞身为预制混凝土管, 糙率采用 $n=0.014$, 进出口连接段采用扭曲面墙, 上下游渠道为相同的梯形断面, 底宽 $b=1.5\text{m}$, 边坡系数 $m=1.5$, 水深 $h_1=h_2=1.6\text{m}$, 流速 $v_1=v_2=0.66\text{m/s}$, 试确定洞身断面尺寸、纵坡, 以及各部位水面降落值。

解

1. 洞身断面尺寸计算

首先根据上下游渠道水深情况，采用洞内水深为 $h=1.5\text{m}$ 。然后假定不同的洞径按下述步骤计算。

(1) 假定洞径： $D=2.0\text{m}$

(2) 计算比值： $\frac{h}{D}=\frac{1.5}{2}=0.75$

(3) 根据比值 $\frac{h}{D}=0.75$ ，由表 3-9 查得 $\frac{nK}{h^{2.67}}=0.612$ 及比值 $\frac{A}{D^2}=0.632$ 。

(4) 计算特性流量： $K=\frac{0.612h^{2.67}}{n}=\frac{0.612\times 1.5^{2.67}}{0.014}=129.1$

(5) 计算洞身纵坡： $i=\left(\frac{Q}{K}\right)^2=\left(\frac{4.1}{129.1}\right)^2=0.001009\approx$

$$\frac{1}{1000}$$

(6) 计算洞身过水断面面积： $A=0.632D^2=0.632\times 2^2=2.528\text{ (m}^2\text{)}$

2. 水头损失复核

(1) 进口水头损失（水面降落） z_1 计算：

洞身流速： $v=\frac{Q}{A}=\frac{4.1}{2.528}=1.622\text{ (m/s)}$

由表 3-4 选用进口水头损失系数 $\xi_1=0.2$ 。

按式 (3-31) 计算进口水头损失（水面降落）值为：

$$\begin{aligned} z_1 &= \frac{(1+\xi_1)(v^2-v_1^2)}{2g} \\ &= \frac{(1+0.2)\times(1.622^2-0.66^2)}{2\times 9.81} \\ &= 0.134\text{ (m)} \end{aligned}$$

(2) 出口水面回升（恢复落差） z_2 计算：

由表 3-4 选用出口水头损失系数 $\xi_2=0.4$ 。

按式 (3-32) 计算出口水面回升 (恢复落差) 值为:

$$\begin{aligned} z_2 &= \frac{(1 - \xi_2)(v^2 - v_2^2)}{2g} \\ &= \frac{(1 - 0.4) \times (1.622^2 - 0.66^2)}{2 \times 9.81} \\ &= 0.067 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(3) 总水头损失 (上下游总水面降落) z 计算:

总水头损失 (上下游总水面降落) 值为:

$$\begin{aligned} z &= z_1 + il - z_2 \\ &= 0.134 + \frac{1}{1000} \times 600 - 0.067 = 0.667 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(4) 计算总水头损失与给定的设计水头相等, 表明所求洞径即为 $D=2.0\text{m}$, 洞内水深 $h=1.5\text{m}$, 相应纵坡 $i=1/1000$ 。

按上述方法计算时, 实际上还有一个试算过程。一般需要试设几个不同的 D 值, 重复上述步骤计算, 直到某个 D 值的计算总水头损失等于给定的设计水头损失时, 该 D 值即为所求值。本例主要是介绍计算方法, 因此省略了试算过程。

三、压力渠涵 (暗渠) 的水力计算

压力渠涵的流态及孔径计算方法与前述的淹没压力流涵洞基本相同, 只是还要考虑与上下游渠道的水面衔接计算。

第十一节 涵洞的消能防冲设计

一、涵洞消能设计的特点

1. 涵洞消能设计步骤及消能设施的布置

涵洞消能设计的步骤是首先根据上游总能头及下游尾水深判别下游水流的衔接型式, 确定是否需要设置消能设施; 方法是先计算下游收缩水深 h_c 及与其共轭的跃后水深 h''_c , 然后比较 h''_c 与下游尾水深 h_s 的关系, 如果 $h''_c < h_s$, 表明不需要消能设施, 如果 $h''_c > h_s$, 则需布置消能设施并进一步作消能计算。

对于无压流涵洞, 如果出口水深较大, 对洞内水流有淹没影

响，相应上下游水位差较小时（如例 3-1），计算一般多不需要消能设施；只有当出口水深较小，对洞内水流没有淹没影响，相应上下游水位差较大时（如例 3-2），才需要设置消能设施。半压力流涵洞及压力流涵洞一般上下游水位差较大，多需设置消能设施。

除了上下游水位差很大或出口后跌差较大者外，一般涵洞所需的消力池多不太深；对于计算不需要消能设施的涵洞，为了减小水流对下游冲刷的可能性，也多设置一个深 0.5m 左右的消力池。

渠涵（暗渠）的上下游水位差及洞身流速均较小，一般多不设消能设施。

2. 上游总能头确定的原则

涵洞的消能计算方法与一般水闸等输水泄水建筑物的下游消能计算基本相同，只是水闸消能计算时，上游总能头是按闸前断面的水位及流速计算，而涵洞消能计算时的上游总能头 T_0 ，除无压流短洞按涵洞进口前断面的能量计算外，其余各种流态的涵洞均按出口端断面的能量计算。即各流态涵洞上游总能头 T_0 确定的原则为：

(1) 无压流短洞的流态类似于宽顶堰及开敞式水闸，因此其上游总能头的确定与水闸相同，按洞进口前断面的水位及流速计算。

(2) 无压流长洞的上游总能头按洞出口端断面计算，当出口水深 h （见孔径计算部分）大于临界水深时，出口端断面的水深为 h ；当出口水深 h 小于临界水深 h_k 时，出口端断面的水深为 h_k 。

(3) 半压力流涵洞的上游总能头按洞出口端断面计算，出口端断面的水深为 $\beta_1 D$ 。

(4) 非淹没压力流涵洞的上游总能头按洞出端断面计算，出口端断面的水深为 $0.85D$ 。

(5) 淹没压力流涵洞的上游总能头为按涵洞进口断面计算的总能头减去洞身进口局部水头损失及沿程水头损失。

对于上下游水位差及流速较大的半压力流及压力流涵洞，洞身进口局部水头损失及沿程水头损失较大，如不考虑这部分水头损失，直接按进口断面水深及流速计算上游总能头，将使采用的上游总能头偏大，相应下游跃后水深及消力池深度计算值也偏大。

3. 下游尾水深 h_s 小于临界水深时的计算控制条件

有的排水涵洞下游没有明显的排水沟道，消力池出口后水流呈无约束的漫流状，水深可能小于临界水深，在这种情况下消能计算应注意两个问题：

(1) 消力池出口的流态相当于宽顶堰，消力池深度计算的边界条件即按宽顶堰考虑，当下游尾水深 h_s 大于临界水深时，相当于淹没式宽顶堰，消力池出口后（堰顶）的控制水深即为下游尾水深 h_s ；如果下游尾水深 h_s 小于临界水深，则消力池出口的流态相当于非淹没宽顶堰，消力池出口后（堰顶）的控制水深不再是下游尾水深 h_s ，而应为临界水深，如果仍以下游尾水深 h_s 作为消力池出口后的控制水深，消力池深度的计算值将偏大。

(2) 在这种情况下，即使设置了消力池，消减了出洞水流的部分能量，但由于下游尾水深 h_s 小于临界水深，出池水流还会形成由临界水深跌落至下游尾水深 h_s 的急流，因此消力池后在急流影响范围内还应加强防冲护砌。

二、深挖式消力池计算方法步骤

涵洞的消能设施多采用深挖式消力池的布置型式，在此也主要介绍深挖式消力池的计算，有关综合式消力池及消力坎式消力池将在电算部分介绍。

1. 消力池深度及长度计算公式

$$d = \sigma_o h''_c - h_s - \Delta Z \quad (3-34)$$

$$h''_c = \frac{h_c}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{gh_c^3}} - 1 \right) \left(\frac{b_1}{b_2} \right)^{0.25} \quad (3-35)$$

$$h_c^3 - T_o h_c^2 + \frac{\alpha q^2}{2g\varphi^2} = 0 \quad (3-36)$$

$$\Delta Z = \frac{\alpha q^2}{2g\varphi^2 h_s^2} - \frac{\alpha q^2}{2gh_c''^2} \quad (3-37)$$

$$L_j = L_s + \beta L_j \quad (3-38)$$

$$L_j = 6.9(h_c'' - h_c) \quad (3-39)$$

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； h_s 为下游尾水深，m； α 为水流动能校正系数，可采用 1.0~1.05； q 为单宽流量，式 (3-35) 及式 (3-36) 按消力池进口宽计算，式 (3-37) 按消力池出口宽计算， $m^3/(m \cdot s)$ ； b_1 为消力池首端宽度，采用与洞宽相等，m； b_2 为消力池末端宽度，m； T_0 为由消力池底板顶面（判别是否需要消能设施时由下游渠底）算起的上游总能头，m； φ 为流速系数，一般采用 0.98； ΔZ 为出池水位落差，m； L_j 为消力池长度，m； L_s 为消力池斜坡段水平投影长，m； β 为水跃长度校正系数，可采用 0.7~0.8； L_j 为水跃长度，m。

上游总能头 T_0 。除无压流短洞按涵洞进口前断面的能量计算外，其余各种流态的涵洞均按出口端断面的能量计算。各种流态涵洞的上游总能头 T_0 分别按下列公式确定（图 3-6）：

无压流短洞 [图 3-6 (a)]：

$$T_0 = H + \frac{\alpha v_1^2}{2g} + iL + P \quad (3-40)$$

无压流长洞：

$$T_0 = h + \frac{\alpha v^2}{2g} + P \quad [\text{出口水深大于临界水深时, 图 3-6(b)}] \quad (3-41)$$

$$T_0 = h_k + \frac{\alpha v^2}{2g} + P \quad [\text{出口水深小于临界水深时, 图 3-6(c)}] \quad (3-42)$$

半压力流涵洞 [图 3-6 (d)]：

$$T_0 = \beta_1 D + \frac{\alpha v^2}{2g} + P \quad (3-43)$$

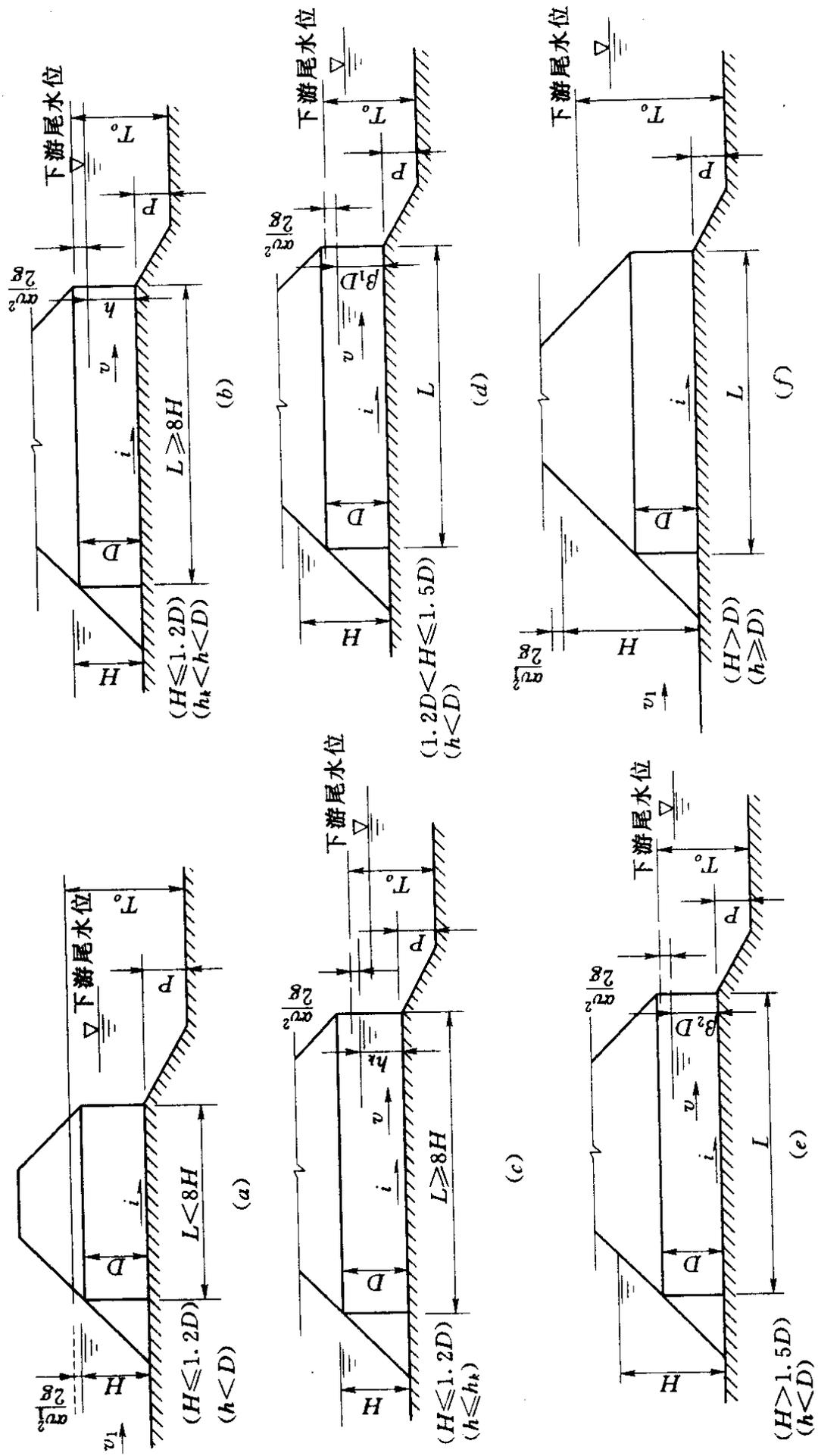


图 3-6 上游总能量头 T_0 示意图 (单位: cm)

非淹没压力流涵洞 [图 3-6 (e)]:

$$T_o = 0.85D + \frac{\alpha v^2}{2g} + P \quad (3-44)$$

淹没压力流涵洞 [图 3-6 (f)]:

$$T_o = H + \frac{\alpha v_1^2}{2g} - (\xi_1 + \xi_2 + \xi_3 + \xi_5) \frac{\alpha v^2}{2g} - \frac{\alpha v^2 L}{C^2 R} + iL + P \quad (3-45)$$

式中: H 为从进口洞底算起的进口水深, m; h 为从出口洞底算起的出口水深, m; D 为洞高, m; h_k 为相应于洞身宽度的临界水深, m; β_1 为修正系数, 由表 3-3 查取; L 为洞身长度, m; i 为洞底纵坡; P 为出口洞底至消力池底 (判别是否需要消能设施时为下游渠底) 的跌差, m; v_1 为上游行近流速, m/s; v 为与出口端断面水深相应的出口端断面流速, m/s; α 为水流动能校正系数, 可采用 1.0~1.05; R 为洞身水力半径, m; C 为谢才系数, $m^{0.5}/s$; ξ_1 为进口损失系数; ξ_2 为拦污栅损失系数; ξ_3 为闸门槽损失系数; ξ_5 为进口渐变段损失系数; 各损失系数的取值应与孔径计算时的取值相同。

式 (3-43) 及式 (3-44) 中的 $\beta_1 D$ 及 $0.85D$ 为洞出口端断面水深, 参照式 (3-8) 及式 (3-9) 确定。

如前所述, 如下游尾水深 h_s 小于临界水深 h_k , 式 (3-34) 及式 (3-37) 中的下游尾水深 h_s 应由临界水深 h_k 代替, 矩形断面 h_k 由下式计算:

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha(Q/b_2)^2}{g}} \quad (3-46)$$

式中: 符号意义同前。

因式 (3-36) 为三次方程, 收缩水深 h_c 需要试算求解, 可利用电子表格 Excel 试算比较简便。

收缩水深 h_c 及跃后水深 h''_c 也可根据比值 $\frac{q^{2/3}}{T_o}$ 由表 3-10 查

取比值 $\frac{h_c}{q^{2/3}}$ 及 $\frac{h''_c}{q^{2/3}}$ 计算。

表 3-10 $\frac{q^{2/3}}{T_0}$ 与 $\frac{h_c}{q^{2/3}}$ 、 $\frac{h''_c}{q^{2/3}}$ 关系表

$\frac{q^{2/3}}{T_0}$	$\frac{h_c}{q^{2/3}}$	$\frac{h''_c}{q^{2/3}}$	$\frac{q^{2/3}}{T_0}$	$\frac{h_c}{q^{2/3}}$	$\frac{h''_c}{q^{2/3}}$	$\frac{q^{2/3}}{T_0}$	$\frac{h_c}{q^{2/3}}$	$\frac{h''_c}{q^{2/3}}$
0.046	0.051	2.000	0.264	0.124	1.220	0.771	0.230	0.833
0.053	0.055	1.923	0.275	0.127	1.205	0.839	0.244	0.800
0.060	0.059	1.852	0.286	0.130	1.190	0.904	0.258	0.769
0.068	0.063	1.786	0.297	0.132	1.176	0.965	0.272	0.741
0.077	0.067	1.724	0.309	0.135	1.165	1.022	0.285	0.714
0.087	0.071	1.667	0.321	0.138	1.149	1.074	0.298	0.689
0.099	0.075	1.613	0.333	0.141	1.136	1.122	0.312	0.665
0.111	0.079	1.563	0.345	0.143	1.124	1.165	0.326	0.645
0.124	0.084	1.515	0.357	0.146	1.111	1.203	0.339	0.625
0.138	0.089	1.471	0.369	0.149	1.099	1.236	0.351	0.606
0.153	0.094	1.429	0.381	0.151	1.087	1.265	0.364	0.588
0.161	0.096	1.408	0.394	0.154	1.075	1.290	0.377	0.571
0.169	0.099	1.389	0.408	0.157	1.064	1.311	0.389	0.556
0.178	0.101	1.370	0.422	0.160	1.053	1.329	0.401	0.541
0.187	0.104	1.351	0.436	0.163	1.042	1.343	0.413	0.526
0.196	0.106	1.333	0.449	0.165	1.031	1.355	0.424	0.513
0.205	0.109	1.316	0.462	0.168	1.020	1.364	0.436	0.500
0.214	0.111	1.299	0.475	0.171	1.010	1.370	0.447	0.488
0.224	0.114	1.282	0.489	0.174	1.000	1.375	0.458	0.476
0.234	0.116	1.266	0.500	0.177	0.990	1.377	0.467	0.467
0.244	0.119	1.250	0.511	0.180	0.980			
0.254	0.122	1.235	0.522	0.183	0.970			

注 表中数据相应于 $\alpha=1.0$, $\phi=0.95$ 。

2. 算例

以下以不同流态涵洞的算例介绍消能计算的方法步骤。

【例 3-13】 已知某涵洞设计流量 $Q=40\text{m}^3/\text{s}$, 洞身高 $D=4.0\text{m}$, 宽 $B=3.5\text{m}$, 长 $L=30\text{m}$, 洞底纵坡 $i=0.002$, 出口洞底至下游渠底的跌差 $P=2.0\text{m}$, 从进口洞底算起的进口水深 $H=4.05\text{m}$, 上游行近流速 $v_1=0.7\text{m/s}$, 下游渠道底宽 4.0m ,

渠道水深（下游尾水深） $h_s = 3.0\text{m}$ 。设计消力池。

解

(1) 判别下游水流的衔接型式，确定是否需要设消力池。

1) 上游总能头 T_0 计算。本例基本资料同例 3-2，流态为无压流短洞，按式 (3-40) 计算上游总能头：

$$\begin{aligned} T_0 &= H + \frac{\alpha v_1^2}{2g} + iL + P \\ &= 4.05 + \frac{1.05 \times 0.7^2}{2 \times 9.81} + 0.002 \times 30 + 2 \\ &= 6.136 \text{ (m)} \end{aligned}$$

2) 收缩水深 h_c 计算。收缩水深按式 (3-36) 计算，式中单宽流量按洞宽计算，水流动能校正系数采用 $\alpha = 1.0$ ，流速系数采用 $\varphi = 0.95$ ，利用电子表格 Excel 试算得收缩水深 $h_c = 1.226\text{m}$ 。

3) 跃后水深 h''_c 计算。按式 (3-35) 计算跃后水深（在判别是否需要设置消能设施时，采用 $b_1 = b_2$ ）：

$$\begin{aligned} h''_c &= \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{gh_c^3}} - 1 \right] \left(\frac{b_1}{b_2} \right)^{0.25} \\ &= \frac{1.226}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8 \times 1.0 \times (40/3.5)^2}{9.81 \times 1.226^3}} - 1 \right] \\ &= 4.089 \text{ (m)} \end{aligned}$$

4) 判别是否需要设消力池。因 $h''_c = 4.089 > h_s = 3.0 \text{ (m)}$ ，故需设消力池。

(2) 消力池深度计算。消力池水平段首端底宽 b_1 采用与洞宽相等，即 $b_1 = B = 3.5\text{m}$ ，末端底宽 b_2 采用与下游渠底宽相等，即 $b_2 = 4.0\text{m}$ 。

1) 第一次池深计算。按式 (3-35) 计算跃后水深：

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

$$= \frac{1.226}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8 \times 1.0 \times (40/3.5)^2}{9.81 \times 1.226^3}} - 1 \right] \left(\frac{3.5}{4} \right)^{0.25}$$

$$= 3.954 \text{ (m)}$$

按式 (3-37) 计算出池水位落差 ΔZ , 式中单宽流量按消力池末端底宽计算:

$$\Delta Z = \frac{\alpha q^2}{2g\varphi^2 h_s^2} - \frac{\alpha q^2}{2gh_c''^2}$$

$$= \frac{1.0 \times (40/4)^2}{2 \times 9.81 \times 0.95^2 \times 3^2} - \frac{1.0 \times (40/4)^2}{2 \times 9.81 \times 3.954^2}$$

$$= 0.302 \text{ (m)}$$

按式 (3-34) 计算消力池深, 第一次池深计算时式中水跃淹没系数采用 $\sigma_0 = 1.10$:

$$d = \sigma_0 h_c'' - h_s - \Delta Z = 1.1 \times 3.954 - 3.0 - 0.302$$

$$= 1.047 \text{ (m)}$$

2) 第二次池深计算。设消力池后, 上游总能头相应加大, 重新计算由消力池底板顶面算起的上游总能头 T_0 :

$$T_0 = 6.136 + 1.047 = 7.183 \text{ (m)}$$

收缩水深按式 (3-36) 计算, 式中单宽流量按洞宽计算, 水流动能校正系数采用 $\alpha = 1.0$, 流速系数采用 $\varphi = 0.95$, 利用电子表格 Excel 试算得收缩水深 $h_c = 1.101 \text{ m}$ 。

按式 (3-35) 计算跃后水深:

$$h_c'' = \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{gh_c^3}} - 1 \right] \left(\frac{b_1}{b_2} \right)^{0.25}$$

$$= \frac{1.101}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8 \times 1.0 \times (40/3.5)^2}{9.81 \times 1.101^3}} - 1 \right] \left(\frac{3.5}{4.0} \right)^{0.25}$$

$$= 4.254 \text{ (m)}$$

按式 (3-37) 计算出池水位落差 ΔZ , 式中单宽流量按消力池末端底宽计算:

$$\Delta Z = \frac{\alpha q^2}{2g\varphi^2 h_s^2} - \frac{\alpha q^2}{2gh_c''^2}$$

$$= \frac{1.0 \times (40/4)^2}{2 \times 9.81 \times 0.95^2 \times 3^2} - \frac{1.0 \times (40/4)^2}{2 \times 9.81 \times 4.254^2}$$

$$= 0.346 \text{ (m)}$$

按式 (3-34) 计算消力池深, 第二次池深计算时式中水跃淹没系数采用 $\sigma_0 = 1.05$:

$$d = \sigma_0 h''_c - h_s - \Delta Z = 1.05 \times 4.254 - 3.0 - 0.346$$

$$= 1.121 \text{ (m)}$$

3) 第三次池深计算。按池深 $d = 1.121\text{m}$ 重新计算由消力池底板顶面算起的上游总能头 T_0 :

$$T_0 = 6.136 + 1.121 = 7.257 \text{ (m)}$$

收缩水深按式 (3-36) 计算, 式中单宽流量按洞宽计算, 水流动能校正系数采用 $\alpha = 1.0$, 流速系数采用 $\varphi = 0.95$, 利用电子表格 Excel 试算得收缩水深 $h_c = 1.094\text{m}$ 。

按式 (3-35) 计算跃后水深:

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

$$= \frac{1.094}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8 \times 1.0 \times (40/3.5)^2}{9.81 \times 1.094^3}} - 1 \right] \left(\frac{3.5}{4.0} \right)^{0.25}$$

$$= 4.272 \text{ (m)}$$

按式 (3-37) 计算出池水位落差 ΔZ , 式中单宽流量按消力池末端底宽计算:

$$\Delta Z = \frac{\alpha q^2}{2g\varphi^2 h_s^2} - \frac{\alpha q^2}{2gh''_c^2}$$

$$= \frac{1.0 \times (40/4)^2}{2 \times 9.81 \times 0.95^2 \times 3^2} - \frac{1.0 \times (40/4)^2}{2 \times 9.81 \times 4.272^2}$$

$$= 0.659 - 0.270 = 0.348 \text{ (m)}$$

按式 (3-34) 计算消力池深, 式中水跃淹没系数采用 $\sigma_0 = 1.05$:

$$d = \sigma_0 h''_c - h_s - \Delta Z = 1.05 \times 4.272 - 3.0 - 0.348$$

$$= 1.138 \text{ (m)}$$

第三次计算的消力池深度与第二次的计算深度已接近，一般计算 2~3 次即可满足精度要求，根据上述计算成果，可采用消力池深为 $d=1.2\text{m}$ 。

(3) 消力池长度计算。按式 (3-39) 计算水跃长度为：

$$\begin{aligned} L_j &= 6.9 \times (h_c'' - h_c) \\ &= 6.9 \times (4.272 - 1.094) = 21.93 \text{ (m)} \end{aligned}$$

斜坡段坡度采用 1:3，其水平投影长度为：

$$L_s = 3 \times (2 + 1.2) = 9.6 \text{ (m)}$$

采用水跃长度校正系数 $\beta=0.75$ ，按式 (3-38) 计算消力池长度为：

$$\begin{aligned} L_{sj} &= L_s + \beta L_j \\ &= 9.6 + 0.75 \times 21.93 \\ &= 9.6 + 16.45 = 26.05 \text{ (m)} \end{aligned}$$

【例 3-14】 已知某涵洞设计流量 $Q=40\text{m}^3/\text{s}$ ，洞身高 $D=3.2\text{m}$ ，宽 $B=2.6\text{m}$ ，长 $L=30\text{m}$ ，洞底纵坡 $i=0.002$ ，出口洞底至下游渠底的落差 $P=1.0\text{m}$ ，从进口洞底算起的进口水深 $H=4.9\text{m}$ ，上游行近流速 $v_1=0.7\text{m/s}$ ，下游渠道底宽 3.0m ，渠道水深（下游尾水深） $h_s=2.5\text{m}$ 。设计消力池。

解

(1) 判别下游水流的衔接型式，确定是否需要设消力池。

1) 上游总能头 T_0 计算。本例基本资料同例 3-5，流态为非淹没压力流，按式 (3-44) 计算上游总能头：

$$\begin{aligned} T_0 &= 0.85D + \frac{\alpha v^2}{2g} + P \\ &= 0.85 \times 3.2 + \frac{1.05 \times 40^2}{19.62 \times 2.6^2 \times (0.85 \times 3.2)^2} + 1 \\ &= 5.432 \text{ (m)} \end{aligned}$$

2) 收缩水深 h_c 计算。收缩水深按式 (3-36) 计算，式中单宽流量按洞宽计算，水流动能校正系数采用 $\alpha=1.0$ ，流速系数采用 $\varphi=0.95$ ，利用电子表格 Excel 试算得收缩水深 h_c

=1.963m。

3) 跃后水深 h''_c 计算。按式 (3-35) 计算跃后水深 (在判别是否需要设置消能设施时, 采用 $b_1=b_2$):

$$\begin{aligned} h''_c &= \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{gh_c^3}} - 1 \right] \left(\frac{b_1}{b_2} \right)^{0.25} \\ &= \frac{1.963}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8 \times 1.0 \times (40/2.6)^2}{9.81 \times 1.963^3}} - 1 \right] \\ &= 4.073 \text{ (m)} \end{aligned}$$

4) 判别是否需要设消力池。因 $h''_c=4.073 > h_s=2.8$ (m), 故需设消力池。

(2) 消力池深度计算。消力池首端及末端底宽均采用与洞宽相等, 即 $b_1=b_2=B=2.6$ m。

1) 第一次池深计算。因消力池采用等宽, 跃后水深同前, 即 $h''_c=4.073$ m。

按式 (3-46) 计算临界水深:

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha(Q/b_2)^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1.0 \times (40/2.6)^2}{9.81}} = 2.889 \text{ (m)}$$

因下游尾水深 h_s 小于临界水深 h_k , 式 (3-34) 及式 (3-37) 中的下游尾水深 h_s 均由临界水深 $h_k=2.889$ m 代替。

按式 (3-37) 计算出池水位落差 ΔZ , 式中单宽流量按消力池末端底宽计算:

$$\begin{aligned} \Delta Z &= \frac{\alpha q^2}{2g\varphi^2 h_s^2} - \frac{\alpha q^2}{2gh''_c{}^2} \\ &= \frac{1.0 \times (40/2.6)^2}{2 \times 9.81 \times 0.95^2 \times 2.889^2} - \frac{1.0 \times (40/2.6)^2}{2 \times 9.81 \times 4.073^2} \\ &= 1.602 - 0.727 = 0.875 \text{ (m)} \end{aligned}$$

按式 (3-34) 计算消力池深, 第一次池深计算时式中水跃淹没系数采用 $\sigma_0=1.10$:

$$\begin{aligned} d &= \sigma_0 h''_c - h_s - \Delta Z = 1.1 \times 4.073 - 2.889 - 0.875 \\ &= 0.715 \text{ (m)} \end{aligned}$$

2) 第二次池深计算。设消力池后, 上游总能头相应加大, 重新计算由消力池底板顶面算起的上游总能头 T_0 :

$$T_0 = 5.432 + 0.715 = 6.147 \text{ (m)}$$

收缩水深按式 (3-36) 计算, 式中单宽流量按洞宽计算, 水流动能校正系数采用 $\alpha=1.0$, 流速系数采用 $\varphi=0.95$, 利用电子表格 Excel 试算得收缩水深 $h_c=1.742\text{m}$ 。

按式 (3-35) 计算跃后水深:

$$\begin{aligned} h''_c &= \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{gh_c^3}} - 1 \right] \left(\frac{b_1}{b_2} \right)^{0.25} \\ &= \frac{1.742}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8 \times 1.0 \times (40/2.6)^2}{9.81 \times 1.742^3}} - 1 \right] \\ &= 4.464 \text{ (m)} \end{aligned}$$

按式 (3-37) 计算出池水位落差 ΔZ , 式中单宽流量按消力池末端底宽计算:

$$\begin{aligned} \Delta Z &= \frac{\alpha q^2}{2g\varphi^2 h_s^2} - \frac{\alpha q^2}{2gh''_c} \\ &= \frac{1.0 \times (40/2.6)^2}{2 \times 9.81 \times 0.95^2 \times 2.889^2} - \frac{1.0 \times (40/2.6)^2}{2 \times 9.81 \times 4.464^2} \\ &= 0.996 \text{ (m)} \end{aligned}$$

按式 (3-34) 计算消力池深, 第二次池深计算时式中水跃淹没系数采用 $\sigma_0=1.05$:

$$\begin{aligned} d &= \sigma_0 h''_c - h_s - \Delta Z = 1.05 \times 4.464 - 2.889 - 0.996 \\ &= 0.802 \text{ (m)} \end{aligned}$$

3) 第三次池深计算。按池深 $d=0.802\text{m}$ 重新计算由消力池底板顶面算起的上游总能头 T_0 :

$$T_0 = 5.432 + 0.802 = 6.234 \text{ (m)}$$

收缩水深按式 (3-36) 计算, 式中单宽流量按洞宽计算, 水流动能校正系数采用 $\alpha=1.0$, 流速系数采用 $\varphi=0.95$, 利用电子表格 Excel 试算得收缩水深 $h_c=1.721\text{m}$ 。

按式 (3-35) 计算跃后水深:

$$\begin{aligned}
 h''_c &= \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{gh_c^3}} - 1 \right] \left(\frac{b_1}{b_2} \right)^{0.25} \\
 &= \frac{1.721}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8 \times 1.0 \times (40/2.6)^2}{9.81 \times 1.721^3}} - 1 \right] \\
 &= 4.504 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

按式 (3-37) 计算出池水位落差 ΔZ , 式中单宽流量按消力池末端底宽计算:

$$\begin{aligned}
 \Delta Z &= \frac{\alpha q^2}{2g\varphi^2 h_s^2} - \frac{\alpha q^2}{2gh''_c{}^2} \\
 &= \frac{1.0 \times (40/2.6)^2}{2 \times 9.81 \times 0.95^2 \times 2.889^2} - \frac{1.0 \times (40/2.6)^2}{2 \times 9.81 \times 4.504^2} \\
 &= 1.007 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

按式 (3-34) 计算消力池深, 第三次池深计算时式中水跃淹没系数采用 $\sigma_0 = 1.05$:

$$\begin{aligned}
 d &= \sigma_0 h''_c - h_s - \Delta Z = 1.05 \times 4.504 - 2.889 - 1.007 \\
 &= 0.833 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

第三次计算的消力池深度与第二次的计算深度相近, 根据上述计算成果, 可采用消力池深为 $d = 0.85\text{m}$ 。

(3) 消力池长度计算。按式 (3-39) 计算水跃长度为:

$$\begin{aligned}
 L_j &= 6.9 \times (h''_c - h_c) \\
 &= 6.9 \times (4.504 - 1.721) = 19.203 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

斜坡段坡度采用 1:3, 其水平投影长度为:

$$L_s = 3 \times (1 + 0.85) = 5.55 \text{ (m)}$$

采用水跃长度校正系数 $\beta = 0.75$, 按式 (3-38) 计算消力池长度为:

$$\begin{aligned}
 L_{sj} &= L_s + \beta L_j \\
 &= 5.55 + 0.75 \times 19.203 \\
 &= 5.55 + 14.4 = 19.95 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

【例 3-15】 已知某涵洞设计流量 $Q = 61\text{m}^3/\text{s}$, 洞身高 $D = 3.2\text{m}$, 宽 $B = 3.0\text{m}$, 长 $L = 30\text{m}$, 洞底纵坡 $i = 0.002$, 出口

洞底至下游渠底的跌差 $P=0.5\text{m}$ ，涵洞进出口连接段采用扭曲面墙布置型式，从进口洞底算起的进口水深 $H=7.0\text{m}$ ，上游行近流速 $v_1=0.7\text{m/s}$ ，渠道水深（下游尾水深） $h_s=3.75\text{m}$ 。判别是否需要消力池并设计消力池。

解

(1) 判别下游水流的衔接型式，确定是否需要设消力池。

1) 上游总能头 T_0 计算。本例基本资料同例 3-6，流态为淹没压力流，按式 (3-45) 计算上游总能头。

采用进口损失系数 $\xi_1=0.2$ ；进口渐变段损失系数 $\xi_5=0.2$ ；无拦污栅及闸门槽，损失系数 ξ_2 及 ξ_3 均为 0。

洞身过水断面： $A=BD=3.0\times 3.2=9.6\text{ (m}^2\text{)}$

湿周： $\chi=2B+2D=2\times 3.0+2\times 3.2=12.4\text{ (m)}$

水力半径： $R=A/\chi=9.6/12.4=0.774\text{ (m)}$

谢才系数： $C=\frac{1}{n}R^{1/6}=\frac{1}{0.014}\times 0.774^{1/6}=68.44\text{ (m}^{0.5}/\text{s)}$

洞内流速： $v=Q/A=61/9.6=6.354\text{ (m/s)}$

上游总能头为：

$$\begin{aligned} T_0 &= H + \frac{\alpha v_1^2}{2g} - (\xi_1 + \xi_2 + \xi_3 + \xi_5) \frac{\alpha v^2}{2g} \\ &\quad - \frac{\alpha v^2 L}{C^2 R} + iL + P \\ &= 7 + \frac{1.05 \times 0.7^2}{19.62} - 0.4 \times \frac{1.05 \times 6.354^2}{19.62} \\ &\quad - \frac{1.05 \times 6.354^2 \times 30}{68.44^2 \times 0.774} + 0.002 \times 30 + 0.5 \\ &= 7.026 - 0.864 - 0.35 + 0.06 + 0.5 \\ &= 6.37\text{ (m)} \end{aligned}$$

2) 收缩水深 h_c 及跃后水深 h''_c 计算。根据比值 $\frac{q^{2/3}}{T_0} = \frac{(61/3)^{2/3}}{6.37} = \frac{7.45}{6.37} = 1.17$ ，由表 3-10 查取比值 $\frac{h_c}{q^{2/3}} = 0.327$ 及 $\frac{h''_c}{q^{2/3}}$

=0.644, 则:

$$h_c = 0.327 \times 7.45 = 2.44 \text{ (m)}$$

$$h''_c = 0.644 \times 7.45 = 4.81 \text{ (m)}$$

3) 判别是否需要设消力池。因 $h''_c = 4.81 > h_s = 3.75 \text{ (m)}$, 故需设消力池。

(2) 消力池深度计算。消力池首端及末端底宽均采用洞宽相等, 即 $b_1 = b_2 = B = 3.0 \text{ m}$ 。

1) 第一次池深计算。因消力池采用等宽, 跃后水深同前, 即 $h''_c = 4.81 \text{ m}$ 。

按式 (3-37) 计算出池水位落差 ΔZ , 式中单宽流量按消力池末端底宽计算:

$$\begin{aligned} \Delta Z &= \frac{\alpha q^2}{2g\varphi^2 h_s^2} - \frac{\alpha q^2}{2gh''_c{}^2} \\ &= \frac{1.0 \times (61/3)^2}{2 \times 9.81 \times 0.95^2 \times 3.75^2} - \frac{1.0 \times (61/3)^2}{2 \times 9.81 \times 4.81^2} \\ &= 1.66 - 0.911 = 0.749 \text{ (m)} \end{aligned}$$

按式 (3-34) 计算消力池深, 第一次池深计算时式中水跃淹没系数采用 $\sigma_0 = 1.10$:

$$\begin{aligned} d &= \sigma_0 h''_c - h_s - \Delta Z = 1.1 \times 4.81 - 3.75 - 0.749 \\ &= 0.792 \text{ (m)} \end{aligned}$$

2) 第二次池深计算。设消力池后, 上游总能头相应加大, 重新计算由消力池底板顶面算起的上游总能头 T_0 :

$$T_0 = 6.37 + 0.792 = 7.162 \text{ (m)}$$

根据比值 $\frac{q^{2/3}}{T_0} = \frac{(61/3)^{2/3}}{7.162} = \frac{7.45}{7.162} = 1.040$, 由表 3-10 查

取比值 $\frac{h_c}{q^{2/3}} = 0.29$ 及 $\frac{h''_c}{q^{2/3}} = 0.705$, 则:

$$h_c = 0.29 \times 7.45 = 2.16 \text{ (m)}$$

$$h''_c = 0.705 \times 7.45 = 5.25 \text{ (m)}$$

按式 (3-37) 计算出池水位落差 ΔZ , 式中单宽流量按消力池末端底宽计算:

$$\begin{aligned}\Delta Z &= \frac{\alpha q^2}{2g\varphi^2 h_s^2} - \frac{\alpha q^2}{2gh''_c} \\ &= \frac{1.0 \times (61/3)^2}{2 \times 9.81 \times 0.95^2 \times 3.75^2} - \frac{1.0 \times (61/3)^2}{2 \times 9.81 \times 5.25^2} \\ &= 1.66 - 0.765 = 0.895 \text{ (m)}\end{aligned}$$

按式 (3-34) 计算消力池深, 第二次池深计算时式中水跃淹没系数采用 $\sigma_0 = 1.05$:

$$\begin{aligned}d &= \sigma_0 h''_c - h_s - \Delta Z = 1.05 \times 5.25 - 3.75 - 0.895 \\ &= 0.868 \text{ (m)}\end{aligned}$$

3) 第三次池深计算。按池深 $d = 0.868\text{m}$ 重新计算由消力池底板顶面算起的上游总能头 T_0 :

$$T_0 = 6.37 + 0.868 = 7.238 \text{ (m)}$$

根据比值 $\frac{q^{2/3}}{T_0} = \frac{(61/3)^{2/3}}{7.238} = \frac{7.45}{7.238} = 1.029$, 由表 3-10 查

取比值 $\frac{h_c}{q^{2/3}} = 0.287$ 及 $\frac{h''_c}{q^{2/3}} = 0.710$, 则:

$$h_c = 0.287 \times 7.45 = 2.140 \text{ (m)}$$

$$h''_c = 0.710 \times 7.45 = 5.29 \text{ (m)}$$

按式 (3-37) 计算出池水位落差 ΔZ , 式中单宽流量按消力池末端底宽计算:

$$\begin{aligned}\Delta Z &= \frac{\alpha q^2}{2g\varphi^2 h_s^2} - \frac{\alpha q^2}{2gh''_c} \\ &= \frac{1.0 \times (61/3)^2}{2 \times 9.81 \times 0.95^2 \times 3.75^2} - \frac{1.0 \times (61/3)^2}{2 \times 9.81 \times 5.29^2} \\ &= 1.66 - 0.753 = 0.907 \text{ (m)}\end{aligned}$$

按式 (3-34) 计算消力池深, 第三次池深计算时式中水跃淹没系数采用 $\sigma_0 = 1.05$:

$$\begin{aligned}d &= \sigma_0 h''_c - h_s - \Delta Z = 1.05 \times 5.29 - 3.75 - 0.907 \\ &= 0.898 \text{ (m)}\end{aligned}$$

第三次计算的消力池深度与第二次的计算深度相近, 根据上述计算成果, 可采用消力池深为 $d = 0.90\text{m}$ 。

(3) 消力池长度计算。按式 (3-39) 计算水跃长度为:

$$\begin{aligned} L_j &= 6.9 \times (h_c'' - h_c) \\ &= 6.9 \times (5.29 - 2.14) = 21.74 \text{ (m)} \end{aligned}$$

斜坡段坡度采用 1:3, 其水平投影长度为:

$$L_s = 3 \times (0.5 + 0.9) = 4.2 \text{ (m)}$$

采用水跃长度校正系数 $\beta=0.75$, 按式 (3-38) 计算消力池长度为:

$$\begin{aligned} L_{sj} &= L_s + \beta L_j \\ &= 4.2 + 0.75 \times 21.74 = 4.2 + 16.31 \\ &= 20.51 \text{ (m)} \end{aligned}$$

三、消力池底板厚度计算

参照 SL 265—2001 《水闸设计规范》的规定, 涵洞消力池底板厚度可根据抗冲和抗浮要求, 分别按式 (3-47) 及式 (3-48) 计算, 并取其大值。

按抗冲要求:

$$t = k_1 \sqrt{q} \sqrt{T_o} \quad (3-47)$$

按抗浮要求:

$$t = k_2 \frac{U - W \pm P_m}{\gamma_b} \quad (3-48)$$

式中: q 为消力池进口处的单宽流量, $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$; t 为消力池底板始端厚度, m ; T_o 为上游总能头, m ; k_1 为消力池底板计算系数, 可采用 $0.15 \sim 0.20$; k_2 为消力池底板安全系数, 可采用 $1.1 \sim 1.3$; U 为作用在消力池底板底面的扬压力, kPa ; W 为作用在消力池底板顶面的水重, kPa ; P_m 为作用在消力池底板上的脉动压力, kPa , 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 。

消力池末端厚度可采用 $\frac{t}{2}$, 但不宜小于 0.5m 。

因消力池底板一般多设有排水孔，作用在消力池底板底面的渗透压力很小或近似为零，扬压力主要为浮力，按此计算的底板厚度一般较小，因此底板厚度主要取决于抗冲要求，设计中可先按式（3-47）计算厚度 t ，然后按式（3-48）验算底板安全系数 k_2 ，验算式可改写为：

$$k_2 = \frac{\gamma_b t}{U - W + P_m} \quad (3-49)$$

【例 3-16】 按例 3-14 资料计算消力池底板厚度，底板设有排水孔。

解

(1) 按抗冲要求计算。消力池进口处的单宽流量为：

$$q = Q/b_1 = 40/2.6 = 15.38 \text{ [m}^3\text{/(m} \cdot \text{s)]}$$

上游总能头为：

$$T_o = 6.234 \text{ (m)}$$

消力池底板计算系数采用 $k_1 = 0.15$ ，按式（3-47）计算消力池底板始端厚度为：

$$t = k_1 \sqrt{q \sqrt{T_o}} = 0.15 \times \sqrt{15.38 \sqrt{6.234}} = 0.93 \text{ (m)}$$

(2) 按抗浮要求验算。根据抗冲要求计算结果，采用消力池底板为等厚度 $t = 0.95\text{m}$ 。

消力池中的水流为淹没式水跃，水平段的水深均近似为跃后水深 4.504m ，作用在消力池底板顶面的水重近似为 $W = 10 \times 4.504 = 45.04 \text{ (kN)}$ 。

跃前收缩断面水深为 $h_c = 1.721\text{m}$ ，相应为作用在消力池底板上的脉动压力为：

$$\begin{aligned} P_m &= 10 \times 0.05 \times \frac{v_c^2}{2g} \\ &= 10 \times 0.05 \times \frac{40^2}{19.62 \times (2.6 \times 1.721)^2} \\ &= 2.04 \text{ (kPa)} \end{aligned}$$

因消力池底板设有排水孔，可不考虑渗透压力，作用在消力池底板底面的扬压力主要为浮力，其值为 $U = 10 \times (4.504 + 0.95) = 54.54$ (kPa)。

底板采用混凝土材料，重度为 $\gamma_b = 24 \text{ kN/m}^3$ ，按式 (3-49) 验算底板安全系数为：

$$k_2 = \frac{\gamma_b t}{U - W + P_m} = \frac{24 \times 0.95}{54.54 - 45.04 + 2.04} = 1.98 > 1.1 \sim 1.3$$

消力池底板采用等厚 0.95m，可满足抗冲及抗浮要求。

四、海漫长度计算

参照 SL 265—2001 的规定，当 $\sqrt{q_s} \sqrt{T_0} = 1 \sim 9$ ，且消能扩散良好时，海漫长度可按式 (3-50) 计算：

$$L_P = K_s \sqrt{q_s \sqrt{T_0}} \quad (3-50)$$

式中： L_P 为海漫长度，m； q_s 为消力池末端单宽流量， $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ ； T_0 为上游总能头，m； K_s 为海漫长度计算系数，可由表 3-11 查得。

表 3-11 海漫长度计算系数 K_s 值表

河床土质	粉砂、细砂	中砂、粗砂、粉质壤土	粉质黏土	坚硬黏土
K_s	13~14	11~12	9~10	7~8

五、海漫末端沟槽冲刷深度及防冲槽深度计算

参照 SL 265—2001 的规定，海漫末端沟槽冲刷深度可按式 (3-51) 计算：

$$d_m = 1.1 \frac{q_m}{[v_o]} - h_m \quad (3-51)$$

式中： d_m 为海漫末端沟槽冲刷深度，m； q_m 为海漫末端单宽流量， $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ ； h_m 为海漫末端水深，m； $[v_o]$ 为沟槽土质允许不冲流速，m/s，可由表 3-12 查取。

表 3-12

黏性土质允许不冲流速表

单位: m/s

土 质	允许不冲流速	土 质	允许不冲流速
轻壤土	0.60~0.80	重壤土	0.70~0.95
中壤土	0.65~0.85	黏土	0.75~1.00

当沟槽冲刷深度计算值较大时,防冲槽不必也做那样深,一般可采用防冲槽深度为 1.0~2.0m,底宽约为 1~2 倍槽深,防冲槽的上、下游边坡坡度可采用 1:2~1:4,两侧边坡坡度可与两岸河坡相同。

【例 3-17】 按例 3-14 资料计算海漫及防冲槽,海漫宽度由 2.6m 扩散为 6.0m,末端水深为 $h_m=3.5\text{m}$,渠槽土质为黏土。

解

(1) 海漫长度计算。

消力池末端单宽流量为:

$$q_s = Q/b_2 = 40/2.6 = 15.38 \text{ [m}^3\text{/(m} \cdot \text{s)]}$$

上游总能头为: $T_o=6.234 \text{ (m)}$

按表 3-11 采用海漫长度计算系数为: $K_s=7$

按式 (3-50) 计算海漫长度为:

$$L_P = K_s \sqrt{q_s \sqrt{T_o}} = 7 \times \sqrt{15.38 \sqrt{6.234}} = 43.38 \text{ (m)}$$

(2) 海漫末端渠槽冲刷深度及防冲槽深度计算。

海漫末端单宽流量为: $q_m=40/6=6.67 \text{ [m}^3\text{/(s} \cdot \text{m)]}$

按表 3-12 采用渠槽允许不冲流速为: $[v_o]=1.0$

按式 (3-51) 计算海漫末端冲刷深度为:

$$d_m = 1.1 \frac{q_m}{[v_o]} - h_m = 1.1 \times \frac{6.67}{1.0} - 3.5 = 3.837 \text{ (m)}$$

根据计算结果,采用防冲深为 2.0m,因计算冲刷深度较深,适当加大防冲槽断面,采用底宽 2.0m,上游边坡 1:4,下游边坡 1:2。

第十二节 涵洞水力计算的电算

一、水力计算电算程序简介

从第三章中所介绍的涵洞水力设计内容可以看出，由于涵洞的流态较多，不同流态的计算公式及计算方法有所不同，有的流态如无压流长洞及压力流涵洞的孔径计算，以及涵洞进口水位流量关系计算等，还需要进行反复试算；消能设计的消力池深度也需反复进行多次计算。虽然有些计算项目可以借助计算用表，但计算及校核工作量仍大而繁琐。因此，为了免除繁琐的计算，提高设计效率，有必要采用电算。在熟悉第三章手算方法的基础上，本章将介绍笔者根据各种流态涵洞水力计算公式及计算方法编制的6个电算程序，这些程序包括了涵洞水力设计的各种计算项目，利用这些程序可以十分简捷地求得计算结果。以下简要介绍各程序的主要计算项目、程序的编制使用说明以及计算示例。

二、程序名称及主要计算项目

1. 矩形断面涵洞水力计算程序

本程序用于各种流态涵洞的孔径计算，可根据进口水深、出口水深与洞高关系自动判别流态，选择相应的流量公式计算。计算条件为已知设计流量、进口水深、出口水深、洞高、洞长、洞底纵坡，计算洞身宽度。

2. 涵洞进口水位流量关系计算程序

本程序用于矩形断面涵洞进口水位流量关系的计算。计算条件为已知各种设计流量、洞身断面尺寸、洞长、洞底纵坡以及各种流量的下游（出口）水深，计算各种流量相应的上游（进口）水深。程序可在计算过程中判别每种流量时的流态，自动选择相应的流量公式计算。

3. 矩形断面无压渠涵（暗渠）水力计算程序

本程序用于矩形断面渠涵（暗渠）的水力计算。程序可根据

需要分别对以下 3 种情况进行计算：

- (1) 已知洞内水深及洞底纵坡，计算洞身宽度及水头损失。
- (2) 已知洞内水深及水头损失，计算洞身宽度及洞底纵坡。
- (3) 已知洞身宽度及洞底纵坡，计算洞内水深及水头损失。

4. 圆形断面无压渠涵（暗渠）水力计算程序

本程序用于圆形断面渠涵（暗渠）的水力计算。程序可根据需要分别对以下 4 种情况进行计算：

- (1) 已知洞内水深及洞径，计算洞身纵坡及水头损失。
- (2) 已知洞内水深及纵坡，计算洞径及水头损失。
- (3) 已知洞内水深及水头损失，计算洞径及纵坡。
- (4) 已知洞径及纵坡，计算洞内水深及水头损失。

5. 圆形压力管道（单管）水力计算程序

本程序用于包括圆形压力涵洞及倒虹吸管等在内的各种压力管道的水力计算。程序可根据需要分别对以下 3 种情况进行计算：

- (1) 已知流量、管径及管长，计算水头损失。
- (2) 已知流量、水头损失及管长，计算管径。
- (3) 已知水头损失、管径及管长，计算流量。

6. 涵洞消能计算程序

本程序用于各种流态涵洞的消能计算，可根据需要分别计算深挖式消力池、消力坎式消力池及综合式消力池。

三、程序编制说明及特点

(1) 各程序均采用 Visual Basic 语言，根据有关规范以及常用的计算公式及计算方法（见第三章）编制为可执行文件，可直接在 Windows 98、Windows 2000 及 Windows XP 等环境下运行。

(2) 各程序的共同特点是极其简单实用，操作使用简便，结合实际，针对性强，成果清楚明了，既适合于精通电脑而专业经验尚不足者，也适合于专业知识丰富而不太熟悉计算机及编程技术的人员；既适合于设计者使用，也适合于校审者使用；利用这

些程序进行方案比较及优化设计更显示其优越性。

(3) 各程序计算结果的正确性均经过手算算例验证（见电算程序示例及第三章算例部分）。基本资料及计算成果均以类似于手算的列表型式输入输出，除最终成果外，主要分项及中间计算成果也均显示在成果表中，既便于设计者检查使用，也便于校审者校核。

(4) 为使程序使用者了解程序的编制依据及功能，并能很方便地使用程序，各程序均有详细的编制说明，包括执行的规范，程序采用的计算方法、适用范围以及某些系数的采用或基本假定等。基本资料输入过程中需注意的事项也有简明的提示和说明。

(5) 各程序“基本资料表”及“计算成果表”中的各项变量符号，均有符号意义及单位说明，一般均与本书介绍的有关公式中的符号相同。少数在表中为两个并列字母表示的变量符号，也基本上与公式中带有下角标的符号相应。每项变量符号的意义均以相应的中文符号意义说明为准。

四、程序使用说明

(1) 程序启动后首先显示程序名称及该程序的编制说明窗体，包括程序采用的计算方法、适用范围以及某些系数的采用或基本假定等。

(2) 在程序编制说明窗体的下部，还有“新计算项目”、“已计算项目”、“项目名”、“输入或显示基本资料”及“打印程序编制说明”等按钮。第一次使用该程序时，点击“新计算项目”按钮，可在“项目名”框内填入以字母符号表示的项目名，也可不填入项目名，然后点击“输入或显示基本资料”按钮，即显示“基本资料表”窗体。如点击“打印程序编制说明”按钮，则将打印程序编制说明窗体的内容。再使用该程序时，可点击“新计算项目”或“已计算项目”按钮。如欲调出已知项目名的基本资料，点击“已计算项目”按钮，并填入该项目名，在点击“输入或显示基本资料”按钮后显示的“基本资料表”中，将显示该项目名的基本资料数据；如以前点击“新计算项目”按钮时未填入

项目名，点击“已计算项目”按钮后不填入项目名时，在点击“输入或显示基本资料”按钮后显示的“基本资料表”中，将显示以前输入的无项目名的基本资料数据。如既不点击“新计算项目”，也不点击“已计算项目”按钮，在点击“输入或显示基本资料”按钮后显示的“基本资料表”中，也将显示曾输入过的无项目名的基本资料数据。

(3) 对于矩形断面涵洞水力计算程序，为了便于程序自动判别流态及选择相应的流量公式，在程序编制说明窗体的下部还有一个进口水深、出口水深及洞高数据表，在点击“输入或显示基本资料”按钮前需先填入该三项已知数据；对于矩形断面无压渠涵（暗渠）水力计算、圆形断面无压渠涵（暗渠）水力计算、涵洞消能计算等程序，在程序编制说明窗体的下部还有一个“计算情况选取表”，在点击“输入或显示基本资料”按钮前需先在该表中选取需要计算的项目。

(4) “计算成果表”及“基本资料表”将显示在同一个窗体上。在“基本资料表”中填入全部基本资料数据后，点击“显示计算成果”按钮，“计算成果表”即显示输出各项计算成果数据。计算成果显示后，如重新改变“基本资料表”中的部分或全部基本资料数据，再点击“显示计算成果”按钮，“计算成果表”中将显示输出各项新的计算成果数据，这样可很方便地不断按新的基本资料重复进行计算。为便于基本资料的输入，在有的“基本资料表”下还有关于某些计算系数选取的说明或提示等。“基本资料表”及“计算成果表”窗体上一般还有“打印基本资料及计算成果”按钮及“结束计算”按钮。

(5) 如欲将每次改变计算的新基本资料命名保存，可按如下步骤进行：返回“程序编制说明”→在“项目名”框内填入新的项目名→点击“输入或显示基本资料”按钮→改变“基本资料表”中数据→点击“显示计算成果”按钮→（如继续改变基本资料计算和保存时重复以上步骤）。

(6) 因为各程序实际上能够很快地通过改变基本资料表中的

数据立即获取新的计算成果，因此一般都没有必要命名保存基本资料及计算成果。各程序最简便的使用方式步骤是第一次启动程序后，点击“新计算项目”按钮，不填项目名，点击“输入或显示基本资料”按钮，在“基本资料表”中填入基本资料数据，点击“显示计算成果”按钮，显示输出“计算成果表”数据。以后再使用程序时，启动程序后，直接点击“输入或显示基本资料”按钮，将显示有前一次基本资料数据的“基本资料表”，部分或全部修改表中的基本资料数据，点击“显示计算成果”按钮，显示输出新的“计算成果表”数据。如再修改表中的基本资料数据及点击“显示计算成果”按钮，“计算成果表”又显示输出新的计算成果数据。这样，在进行方案比较及优化设计时更显示了本程序的优越性。

(7) 为便于保存及打印计算项目的基本资料及计算成果，还可采用复制粘贴图片的方式将程序运行显示的各窗体粘贴到 Word 文档中，基本操作步骤为：在程序运行显示的窗体状态下按键盘“Print Screen”键→切换至 Word 文档→鼠标点击工具栏“粘贴”符号，将窗体粘贴到 Word 文档指定的位置处→鼠标在所粘贴的窗体范围内单击调出图片编辑工具栏→点击选中工具栏中的“裁剪”符号→鼠标带引“裁剪”符号至窗体图片边框线中点小方块移动删除窗体的多余部分→鼠标拖带窗体图片边框线角点小方块调整窗体的大小→需要时可点击工具栏中的“黑白”符号改变窗体图片的颜色→再切换至程序运行状态的窗体继续运行程序→重复以上步骤可将下一窗体再粘贴到 Word 文档中。

每个程序的具体编制使用说明详见“示例”部分。也可从各示例的基本资料输入方式及计算成果的输出格式了解这些程序的特点。

五、示例

1. 矩形断面无压流短洞孔径计算示例

基本资料同例 3-1。

单孔矩形断面涵洞水力计算

程序编制说明：

(1) 本程序参照《灌溉与排水工程设计规范》GB 50288-99、《水闸设计规范》SL 265-001 及《水工设计手册》有关计算方法编制，适用于矩形断面涵洞及涵洞式水闸的孔径计算；

(2) 《灌溉与排水工程设计规范》中短洞无压流计算公式未考虑下游水深的淹没影响，似不合理，本程序对短洞无压流按顶堰流态及《水闸设计规范》有关公式计算，流量系数近似采用 0.36，并采用侧收缩系数 0.95。该规范关于长洞无压流的计算方法也似不合理，洞进口内水深主要取决于洞出口水深，需从出口按明渠非均匀流向上游推算洞进口内水深（如出口水深小于临界水深，则出口按临界水深），推算出的洞进口水深可能大于或小于正常水深。具体的计算方法是首先拟定洞宽值，以出口水深作为控制断面，向上游推算洞内的水面线，确定洞进口内的水深，并以此作为堰下水深，在已知进口（上游）水深的情况下，按顶堰计算进口流量，如其值等于已知设计流量，则所假定的洞宽即为所需洞宽，反之，则需重新拟定洞宽按上述步骤重复计算至流量计算成果与已知流量相等，本程序即按此法计算；

(3) 《灌溉与排水工程设计规范》关于流态的判别标准也似不完整，按其判别标准，矩形断面涵洞当 $H \leq 1.2D$ 时均为无压流，但如果此时进出口水深均高于洞顶（例如 $H=1.2D$ 、 $h=1.1D$ ），其流态很明显应为压力流，而非无压流。本程序对于这种情况即按压力流计算；

(4) 本程序对无压流长洞与短洞的判别标准近似按 $L < 8H$ 时为短洞，反之则为长洞， L 为洞长， H 为进口水深。程序主要根据进口水深 H 、出口水深 h 及洞高 D 值之间的关系，确定相应的流态及采用的计算方法：

- 1) $H \leq 1.2D$ 时：
出口水深低于洞顶时按无压流计算；出口水深高于洞顶时按压力流计算；
- 2) $1.2D < H \leq 1.5D$ 时：
出口水深低于洞顶时按半压力流计算；出口水深高于洞顶时按压力流计算；
- 3) $H > 1.5D$ 时：
出口水深低于洞顶时按非淹没压力流计算；出口水深高于洞顶时按淹没压力流计算；

(5) 程序的计算条件为已知流量、进出口水深及洞高等值，确定洞身宽度；也可根据进出口水深、洞高及洞身宽度，计算过水流量，此时需通过调整基本资料表中的流量值，使洞身宽度的计算成果与已知值相等，相应的流量即为所求流量。

[提示] 在输入全部基本资料前先在表中填入 H 、 h 及 D 值

进口水深 H (m)	出口水深 h (m)	洞高 D (m)
4.05	3.5	4

数据输入 计算结果 项目名

无压流基本资料表

流量 Q (m^3/s)	洞高 D (m)	洞长 L (m)	洞身比降 i	洞身糙率 n	进口水深 H (m)	出口水深 h (m)	行近流速 V (m/s)
40	4	30	.002	.014	4.05	3.5	.7

显示计算成果

计算成果表

洞长计算条件	洞进口内水深 h_s (m)	淹没系数 σ	洞宽 B (m)
短洞	3.44	.928	3.457

打印基本资料及计算成果

结束计算

洞宽计算成果与例 3-1 相同。

2. 矩形断面无压流长洞孔径计算示例

基本资料同例 3-3。

单孔矩形断面涵洞水力计算

程序编制说明：

(1) 本程序参照《灌溉与排水工程设计规范》GB 50288-99、《水闸设计规范》SL 265-001 及《水工设计手册》有关计算方法编制，适用于矩形断面涵洞及涵洞式水闸的孔径计算。

(2) 《灌溉与排水工程设计规范》中短洞无压流计算公式未考虑下游水深的淹没影响，似不合理，本程序对短洞无压流按宽顶堰流态及《水闸设计规范》有关公式计算，流量系数近似采用 0.36，并采用侧收缩系数 0.95。该规范关于长洞无压流的计算方法也似不合理。洞进口内水深主要取决于洞出口水深，需从出口按明渠非均匀流向上游推算洞进口内水深（如出口水深小于临界水深，则出口按临界水深），推算出的洞进口水深可能大于或小于正常水深。具体的计算方法是首先假定洞宽值，以出口水深作为控制断面，向上游推算洞内的水面线，确定洞进口内水深，并以此作为下游水深。在已知进口（上游）水深的情况下，按宽顶堰计算进口流量，如其值等于已知设计流量，则所假定的洞宽即为所需洞宽，反之，则需重新假定洞宽按上述步骤重复计算至流量计算成果与已知流量相等，本程序即按此法计算。

(3) 《灌溉与排水工程设计规范》关于流态的判别标准也似不完整，按其判别标准，矩形断面涵洞当 $H \leq 1.2D$ 时均为无压流，但如果此时进出口水深均高于洞顶（例如 $H=1.2D$ 、 $h=1.1D$ ），其流态很明显应为压力流，而非无压流。本程序对于这种情况即按压力流计算。

(4) 本程序对无压流长洞与短洞的判别标准近似按 $L < 8H$ 时为短洞，反之则为长洞， L 为洞长， H 为进口水深。程序主要根据进口水深 H 、出口水深 h 及洞高 D 值之间的关系，确定相应的流态及采用的计算方法：

- 1) $H \leq 1.2D$ 时：
出口水深低于洞顶时按无压流计算；出口水深高于洞顶时按压力流计算；
- 2) $1.2D < H \leq 1.5D$ 时：
出口水深低于洞顶时按半压力流计算；出口水深高于洞顶时按压力流计算；
- 3) $H > 1.5D$ 时：
出口水深低于洞顶时按非淹没压力流计算；出口水深高于洞顶时按淹没压力流计算；

(5) 程序的计算条件为已知流量、进出口水深及洞高等值，确定洞身宽度，也可根据进出口水深、洞高及洞身宽度，计算过水流量，此时需通过调整基本资料表中的流量值，使洞身宽度的计算成果与已知值相等，相应的流量即为所求流量。

[提示] 在输入全部基本资料前先在表中填入 H 、 h 及 D 值

进口水深 H (m)	出口水深 h (m)	洞高 D (m)
4.05	3.5	4

新计算项目 已计算项目 项目名

无压流基本资料表

流量 Q (m^3/s)	洞高 D (m)	洞长 L (m)	洞身比降 i	洞身糙率 n	进口水深 H (m)	出口水深 h (m)	行近流速 V (m/s)
40	4	100	.002	.014	4.05	3.5	.7

计算成果表

洞长计算条件	洞进口内水深 h_s (m)	淹没系数 σ	洞宽 B (m)
长洞	3.46	.921	3.484

正常水深 h_0 (m) : 3.296 临界水深 h_k (m) : 2.454

洞宽计算成果与例 3-3 相同。

3. 矩形断面半压力流涵洞孔径计算示例

基本资料同例 3-4。

单孔矩形断面涵洞水力计算

程序编制说明：

(1) 本程序参照《灌溉与排水工程设计规范》GB 50288-99、《水闸设计规范》SL 265-001 及《水工设计手册》有关计算方法编制，适用于矩形断面涵洞及涵洞式水闸的孔径计算；

(2) 《灌溉与排水工程设计规范》中短涵无压流计算公式未考虑下游水深的淹没影响，似不合理，本程序对短涵无压流按顶堰流态及《水闸设计规范》有关公式计算，流量系数近似采用 0.36，并采用侧收缩系数 0.95。该规范关于长涵无压流的计算方法也似不合理。涵进口内水深主要取决于涵出口水深，需从出口按明渠非均匀流向上游推算涵进口内水深（如出口水深小于临界水深，则出口按临界水深），推算出的涵进口水深可能大于或小于正常水深，具体的计算方法是首先拟定涵宽值，以出口水深作为控制断面，向上游推算涵内的水面线，确定涵进口内的水深，并以此作为堰下水深，在已知进口（上游）水深的情况下，按宽顶堰计算进口流量，如其值等于已知设计流量，则所假定的涵宽即为所需涵宽，反之，则需重新拟定涵宽按上述步骤重复计算至流量计算成果与已知流量相等，本程序即按此法计算；

(3) 《灌溉与排水工程设计规范》关于流态的判别标准也似不完整，按其判别标准，矩形断面涵洞当 $H \leq 1.2D$ 时均为无压流，但如果此时进出口水深均高于洞顶（例如 $H=1.2D$ 、 $h=1.1D$ ），其流态很明显应为压力流，而非无压流。本程序对于这种情况即按压力流计算；

(4) 本程序对无压流长涵与短涵的判别标准近似按 $L < 8H$ 时为短涵，反之则为长涵， L 为涵长， H 为进口水深。程序主要根据进口水深 H 、出口水深 h 及洞高 D 值之间的关系，确定相应的流态及采用的计算方法：

- 1) $H \leq 1.2D$ 时：
出口水深低于洞顶时按无压流计算；出口水深高于洞顶时按压力流计算；
- 2) $1.2D < H \leq 1.5D$ 时：
出口水深低于洞顶时按半压力流计算；出口水深高于洞顶时按压力流计算；
- 3) $H > 1.5D$ 时：
出口水深低于洞顶时按非淹没压力流计算；出口水深高于洞顶时按淹没压力流计算；

(5) 程序的计算条件为已知流量、进出口水深及洞高等值，确定洞身宽度；也可根据进出口水深、洞高及洞身宽度，计算过水流量，此时需通过调整基本资料表中的流量值，使洞身宽度的计算成果与已知值相等，相应的流量即为所求流量。

[提示] 在输入全部基本资料前先在表中填入 H 、 h 及 D 值

进口水深 H (m)	出口水深 h (m)	洞高 D (m)
4.7	2.8	3.5

项目名称

半压力流基本资料表

流量 Q (m^3/s)	洞高 D (m)	洞长 L (m)	洞身比降 i	进口水深 H (m)	出口水深 h (m)	行近流速 V (m/s)	流量系数 m_1	修正系数 β_1
46	3.5	30	0.02	4.7	2.8	0.7	0.67	0.74

[提示] 流量系数及修正系数可按《灌溉与排水工程设计规范》GB 50288-99 资料采用：

圆锥形护坡： $m_1 = 0.625$ ； $\beta_1 = 0.735$ ；
 八字形、曲线形翼墙： $m_1 = 0.670$ ； $\beta_1 = 0.740$ ；
 走廊式翼墙： $m_1 = 0.576$ ； $\beta_1 = 0.715$ ；

显示计算成果

计算成果

洞宽 B (m)：

洞宽计算成果与例 3-4 相同。

4. 矩形断面非淹没压力流涵洞孔径计算示例

基本资料同例 3-5。

单孔矩形断面涵洞水力计算

程序编制说明：

(1) 本程序参照《灌溉与排水工程设计规范》GB 50288-99、《水闸设计规范》SL 265-001 及《水工设计手册》有关计算方法编制，适用于矩形断面涵洞及涵洞式水闸的孔径计算；

(2) 《灌溉与排水工程设计规范》中短洞无压流计算公式未考虑下游水深的淹没影响，似不合理，本程序对短洞无压流按宽顶堰流态及《水闸设计规范》有关公式计算，流量系数近似采用 0.36，并采用侧收缩系数 0.95。该规范关于长洞无压流的计算方法也似不合理，洞进口内水深主要取决于洞出口水深，需从出口按明渠非均匀流向上游推算洞进口内水深（如出口水深小于临界水深，则出口按临界水深），推算出的洞进口水深可能大于或小于正常水深。具体的计算方法是首先拟定洞宽值，以出口水深作为控制断面，向上游推算洞内的水面线，确定洞进口内的水深，并以此作为程下游水深，在已知进口（上游）水深的情况下，按宽顶堰计算进口流量，如其值等于已知设计流量，则所假定的洞宽即为所需洞宽，反之，则需重新拟定洞宽按上述步骤重复计算至流量计算成果与已知流量相等，本程序即按此法计算；

(3) 《灌溉与排水工程设计规范》关于流态的判别标准也似不完整，按其判别标准，矩形断面涵洞当 $H \leq 1.2D$ 时均为无压流，但如果此时进出口水深均高于洞顶（例如 $H=1.2D$ 、 $h=1.1D$ ），其流态很明显应为压力流，而非无压流，本程序对于这种情况即按压力流计算；

(4) 本程序对无压流长洞与短洞的判别标准近似按 $L < 8H$ 时为短洞，反之则为长洞， L 为洞长， H 为进口水深。程序主要根据进口水深 H 、出口水深 h 及洞高 D 值之间的关系，确定相应的流态及采用的计算方法：

- 1) $H \leq 1.2D$ 时：
出口水深低于洞顶时按无压流计算；出口水深高于洞顶时按压力流计算；
- 2) $1.2D < H \leq 1.5D$ 时：
出口水深低于洞顶时按半压力流计算；出口水深高于洞顶时按压力流计算；
- 3) $H > 1.5D$ 时：
出口水深低于洞顶时按非淹没压力流计算；出口水深高于洞顶时按淹没压力流计算；

(5) 程序的计算条件为已知流量、进出口水深及洞高等值，确定洞身宽度；也可根据进出口水深、洞高及洞身宽度，计算过水流量，此时需通过调整基本资料表中的流量值，使洞身宽度的计算成果与已知值相等，相应的流量即为所求流量。

[提示] 在输入全部基本资料前先在表中填入 H 、 h 及 D 值

进口水深 H (m)	出口水深 h (m)	洞高 D (m)
4.9	1.5	3.2

● 新计算项目

● 已计算项目

项目名

输入或显示基本资料

打印程序编制说明

压力流基本资料表

流量 Q (m^3/s)	洞高 D (m)	洞长 L (m)	洞身比降 i	管身糙率 n	进口水深 H (m)	出口水深 h (m)	行近流速 V (m/s)	局部损失系数			进口渐变段损失系数 $\xi_{进}$	出口渐变段损失系数 $\xi_{出}$
								拦污栅 ξ_1	门槽 ξ_2	进口 ξ_3		
40	3.2	30	0.002	0.014	4.9	1.5	0.7	0	0	0.2	2	3

说明：1 混凝土糙率一般可采用 0.014；2 拦污栅局部损失系数值可按公式计算或近似采用 0.3（无拦污栅时填入 0 值）；3 平板门槽局部损失系数一般可采用 0.05 ~ 0.1（无门槽时填入 0 值）；4 进口管项采用圆弧喇叭形布置时，进口局部损失系数可采用 0.1；一般平板圆连接的进口，进口局部损失系数可采用 0.2；程序中出口局部损失系数近似采用为 1.0；5 进口渐变段损失系数一般可采用 0.1 ~ 0.2；出口渐变段损失系数一般可采用 0.2 ~ 0.3；6 程序中糙率系数按曼宁公式计算。

显示计算成果

计算成果

流量系数 m_2 : 0.729

洞宽 B (m): 2.57

打印基本资料及计算成果

结束计算

洞宽计算成果与例 3-5 相同。

5. 矩形断面淹没压力流涵洞孔径计算示例

基本资料同例 3-6。

单孔矩形断面涵洞水力计算

程序编制说明：

(1) 本程序参照《灌溉与排水工程设计规范》GB 50288-99、《水闸设计规范》SL 265-001 及《水工设计手册》有关计算方法编制，适用于矩形断面涵洞及涵洞式水闸的孔径计算；

(2) 《灌溉与排水工程设计规范》中短洞无压流计算公式未考虑下游水深的淹没影响，似不合理，本程序对短洞无压流按宽顶堰流态及《水闸设计规范》有关公式计算，流量系数近似采用 0.36，并采用侧收缩系数 0.95。该规范关于长洞无压流的计算方法也似不合理。洞进口内水深主要取决于洞出口水深，需从出口按明渠非均匀流向上游推算洞进口内水深（如出口水深小于临界水深，则出口按临界水深），推算出的洞进口水深可能大于或小于正常水深。具体的计算方法是首先拟定洞宽值，以出口水深作为控制断面，向上游推算洞内的水面线，确定洞进口内的水深，并以此作为堰下游水深，在已知进口（上游）水深的情况下，按宽顶堰计算进口流量，如其值等于已知设计流量，则所假定的洞宽即为所需洞宽，反之，则需重新拟定洞宽按上述步骤重复计算至流量计算成果与已知流量相等，本程序即按此法计算；

(3) 《灌溉与排水工程设计规范》关于流态的判别标准也似不完整，按其判别标准，矩形断面涵洞当 $H \leq 1.2D$ 时均为无压流，但如果此时进出口水深均高于洞顶（例如 $H=1.2D$ 、 $h=1.1D$ ），其流态很明显应为压力流，而非无压流。本程序对于这种情况即按压力流计算；

(4) 本程序对无压流长洞与短洞的判别标准近似按 $L < 8H$ 时为短洞，反之则为长洞， L 为洞长， H 为进口水深。程序主要根据进口水深 H 、出口水深 h 及洞高 D 值之间的关系，确定相应的流态及采用的计算方法：

1) $H \leq 1.2D$ 时：

出口水深低于洞顶时按无压流计算；出口水深高于洞顶时按压力流计算；

2) $1.2D < H \leq 1.5D$ 时：

出口水深低于洞顶时按半压力流计算；出口水深高于洞顶时按压力流计算；

3) $H > 1.5D$ 时：

出口水深低于洞顶时按非淹没压力流计算；出口水深高于洞顶时按淹没压力流计算；

(5) 程序的计算条件为已知流量、进出口水深及洞高等值，确定洞身宽度；也可根据进出口水深、洞高及洞身宽度，计算过水流量，此时需通过调整基本资料表中的流量值，使洞身宽度的计算成果与已知值相等，相应的流量即为所求流量。

[提示] 在输入全部基本资料前先在表中填入 H 、 h 及 D 值

进口水深 H (m)	出口水深 h (m)	洞高 D (m)
7	3.25	3.2

计算项目 打印程序编制说明
 项目名称

压力流基本资料表

流量 Q (m^3/s)	洞高 D (m)	洞长 L (m)	洞身坡度 J	管身糙率 n	进口水深 H (m)	出口水深 h (m)	行近流速 V (m/s)	局部损失系数			进口渐变段损失系数 $\xi_{进}$	出口渐变段损失系数 $\xi_{出}$
								拦污栅 ξ_1	门槽 ξ_2	进口 ξ_3		
61	3.2	30	0.002	0.014	7	3.25	7	0	0	2	2	3

说明：1. 混凝土糙率一般可采用 0.014；2. 拦污栅局部损失系数可按公式计算或近似采用 0.3（无拦污栅时填入 0 值）；3. 平板门槽局部损失系数一般可采用 0.05 ~ 0.1（无门槽时填入 0 值）；4. 进口管顶采用圆弧形布置时，进口局部损失系数可采用 0.1；一般平顺修圆连接的进口，进口局部损失系数可采用 0.2；程序中出口局部损失系数近似采用为 1.0；5. 进口渐变段损失系数一般可采用 0.1 ~ 0.2；出口渐变段损失系数一般可采用 0.2 ~ 0.3；6. 程序中糙率系数按曼宁公式计算。

显示计算成果

计算成果

流量系数 m_2 :

洞宽 B (m):

洞宽计算成果与例 3-6 相同。

6. 矩形断面涵洞进口水位流量关系计算示例

基本资料同例 3-7。

涵洞水位流量关系计算

程序编制说明：

- (1) 本程序主要用于矩形涵洞水位与流量的关系计算，计算条件为已知涵洞的断面尺寸及各种流量的下游（出口）水深，计算各种流量的上游（进口）水深；
- (2) 本程序参照《灌溉与排水工程设计规范》GB 50288-99、《水闸设计规范》SL 265-001 及《水工设计手册》有关计算方法编制；
- (3) 程序在计算过程中根据洞高 D 、出口水深 h 及进口水深 H 值之间的关系，分别按以下相应的流态计算：
 - 1) $H \leq 1.2D$ 时：
出口水深低于洞顶时按无压流计算；出口水深高于洞顶时按压力流计算；
 - 2) $1.2D < H \leq 1.5D$ 时：
出口水深低于洞顶时按半压力流计算；出口水深高于洞顶时按压力流计算；
 - 3) $H > 1.5D$ 时：
出口水深低于洞顶时按非淹没压力流计算；出口水深高于洞顶时按淹没压力流计算；
- (4) 本程序对无压流长洞与短洞的判别标准近似按 $L < 8H$ 时为短洞，反之则为长洞， L 为洞长， H 为进口水深；
- (5) 程序对短洞无压流按宽顶堰流态及《水闸设计规范》有关公式计算，流量系数近似采用 0.36，并采用侧收缩系数 0.95；
- (6) 半压力流计算公式中的流量系数 μ 值采用 0.625， β 值采用 0.735；
- (7) 其余见“单孔矩形断面涵洞水力计算”程序编制说明。

新计算项目 旧计算项目 项目名称

基本资料表

洞宽 B (m)	洞高 D (m)	洞长 L (m)	洞身 比降 J	管身 糙率 n	行近流 速 V (m/s)	局部损失 系数总和 ξ	流量、水深 计算组数 C
2.5	3.2	20	0.02	0.14	7	7	8

序 号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
流量 Q (m ³ /s)	10	15	20	25	30	40	50	60		
出口水深 h (m)	1.49	1.87	2.18	2.46	2.71	3.16	3.54	3.89		

说明：1 局部损失系数总和（不包括出口损失系数）中的各项局部损失系数一般采用值：拦污栅可按公式计算或近似采用 0.3（无拦污栅时采用 0 值）；平板门槽一般采用 0.05 ~ 0.1（无门槽时采用 0 值）；进口管顶采用圆喇叭形布置时可采用 0.1；一般平顺转弯连接的进口可采用 0.2；程序中出口局部损失系数近似采用为 1.0；进口渐变段损失系数一般采用 0.1 ~ 0.2；出口渐变段损失系数一般采用 0.2 ~ 0.3；2 混凝土糙率一般采用 0.014；3 程序中糙率系数按曼宁公式计算；4 程序中对各种流量时的行近流速均近似采用相同值；5 流量及水深组数最多可为 10 组，不足 10 组时基本资料表中只填入相应序号的流量及出口水深值。

显示计算成果

计算成果表

序 号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
流量 Q (m ³ /s)	10	15	20	25	30	40	50	60		
进口水深 H (m)	1.913	2.497	3.007	3.499	3.898	5.003	7.13	9.078		
出口水深 h (m)	1.49	1.87	2.18	2.46	2.71	3.16	3.54	3.89		

进口水位流量关系计算成果与例 3-7 相同。

7. 矩形断面无压渠涵（暗渠）水力计算示例

已知某混凝土矩形断面暗渠设计流量 $Q=20\text{m}^3/\text{s}$ ，洞身长度 $L=900\text{m}$ ，糙率 $n=0.014$ ，设计水头（上下游水位差） $Z=0.59\text{m}$ ，洞内水深 $h=2.7\text{m}$ ，上下游渠道流速 $V=0.702\text{m}/\text{s}$ ，进出口连接段采用扭曲面墙的布置型式，试确定洞身宽度 B 及洞底纵坡 i （基本资料同例 3-9）。

矩形断面无压渠涵（暗渠）水力计算

程序编制说明

- (1) 进口水头损失及出口水位回升均按能量方程式计算；
 (2) 程序可根据需要分别对以下 3 种情况进行计算（各种情况流量均为已知）：
 1) 已知洞内水深及纵坡，计算洞身宽度及水头损失；
 2) 已知水头损失及水深，计算洞身宽度及洞底纵坡；
 3) 已知洞身宽度及纵坡，计算洞内水深及水头损失；

[提示] 在“计算情况选择表”中选取一种计算情况

计算情况选择表

<input type="checkbox"/> 计算洞身宽度及水头损失
<input checked="" type="checkbox"/> 计算洞身宽度及洞底纵坡
<input type="checkbox"/> 计算洞内水深及水头损失

<input checked="" type="checkbox"/> 新计算项目	<input checked="" type="checkbox"/> 已计算项目	项目名
输入或显示基本资料		打印程序编制说明

基本资料表

流量 Q (m^3/s)	洞身长 L (m)	洞内水深 h (m)	进口局部损失系数 ζ_1
20	900	2.7	.2
水头损失 Z (m)	槽身糙率 n	渠道流速 V (m/s)	出口局部损失系数 ζ_2
.59	.014	.702	.4

说明：进口局部损失系数值可采用 $0.1 \sim 0.2$ ；
 出口局部损失系数值可采用 $0.3 \sim 0.5$ ；
 混凝土糙率值可采用 0.014 。

显示计算成果

计算成果表

进口水头损失 Z_1 (m)	沿程水头损失 Z_2 (m)	出口水位回升 Z_3 (m)	槽身比降 i	洞身宽度 B (m)
.179	.5	.089	1/1799	4.01

打印基本资料及计算成果 结束计算

计算成果与例 3-9 相同。

8. 圆形断面无压渠涵（暗渠）水力计算示例
基本资料同例 3-12。

圆形断面无压渠涵（暗渠）水力计算

程序编制说明

- (1) 进口水头损失及出口水位回升均按能量方程式计算；
 (2) 程序可根据需要分别对以下 4 种情况进行计算（各种情况流量均为已知）；
- 1) 已知洞内水深及洞径，计算洞身纵坡及水头损失；
 - 2) 已知洞内水深及纵坡，计算洞径及水头损失；
 - 3) 已知洞内水深及水头损失，计算洞径及纵坡；
 - 4) 已知洞径及纵坡，计算水深及水头损失；

[提示] 在“计算情况选取表”中选取一种计算情况

计算情况选取表

<input type="checkbox"/>	计算洞身纵坡及水头损失
<input type="checkbox"/>	计算洞径及水头损失
<input checked="" type="checkbox"/>	计算洞径及纵坡
<input type="checkbox"/>	计算水深及水头损失

● 新计算项目	● 已计算项目	项目名
输入或显示基本资料		打印程序编制说明

基本资料表

流量 Q (m^3/s)	洞身长 L (m)	洞内水深 h (m)	进口局部损失系数 ξ_1
4.1	600	1.5	.2
水头损失 Z (m)	洞身糙率 n	渠道流速 V (m/s)	出口局部损失系数 ξ_2
.667	.014	66	.4

说明：进口局部损失系数值可采用 0.1~0.2；
 出口局部损失系数值可采用 0.3~0.5；
 混凝土糙率值可采用 0.014。

显示计算成果

计算成果表

进口水头损失 Z_1 (m)	沿程水头损失 Z_2 (m)	出口水位回升 Z_3 (m)	洞 径 D (m)	洞身纵坡 i
.133	.598	.066	2.01	1/1003.5

打印基本资料及计算成果

结束计算

洞径及纵坡计算成果与例 3-12 相同。

9. 圆形断面有压流涵洞水力计算示例

已知某钢筋混凝土圆形断面淹没式压力流涵洞设计流量为 $20\text{m}^3/\text{s}$, 洞身长 50m , 设计水头 2.0m , 上下游渠道流速均为 0.7m/s , 进出口连接段采用扭曲面墙的布置形式, 试确定所需的管径。

圆形压力管道(单管)水力计算

程序编制说明:

(1) 本程序按《水工设计手册》及《倒虹吸管》介绍的计算方法编制, 管道出口淹没在水下时, 出口局部损失系数按 $(1-V_2/V)^2$ 计算, V_2 为下游渠道流速, V 为管内流速; 出口水流流入大气中时, 出口局部损失系数采用为 1.0 ;

(2) 本程序可根据需要分别对以下 3 种情况进行计算:

- 1) 已知流量、管径及管长, 计算水头损失;
- 2) 已知流量、水头损失及管长, 计算管径;
- 3) 已知水头损失、管径及管长, 计算流量。

[提示] 在“计算情况选取表”中选取一种计算情况

计算情况选取表

- 已知流量、管径及管长, 计算水头损失
 已知流量、水头损失及管长, 计算管径
 已知水头损失、管径及管长, 计算流量

● 项目名称

输入或显示基本资料 打印程序编制说明

基本资料表

流量 Q (m^3/s)	管长 L (m)	水头损失 Z (m)	上游渠道 流速 V_1 (m/s)	下游渠道 流速 V_2 (m/s)	管身糙率 n	局部损失系数			
						拦污栅 ξ_1	门槽 ξ_2	进口 ξ_3	弯道 ξ_4
20	50	2	0.7	0.7	0.014	0	0	0.2	0
出口流态		<input type="checkbox"/> 出口水流流入大气中 <input checked="" type="checkbox"/> 管道出口淹没在水下							

说明: 1. 混凝土糙率一般可采用 0.014 ; 2. 拦污栅局部损失系数可按公式计算或近似采用 0.3 (无拦污栅时填入 0 值); 3. 平板门槽局部损失系数一般可采用 $0.05 \sim 0.1$ (无门槽时填入 0 值); 4. 进口管顶采用圆弧形布置时, 进口局部损失系数可采用 0.1 ; 一般平顺修圆连接的进口, 进口局部损失系数可采用 0.2 ; 5. 如有数个弯道, 弯道局部损失系数填入各弯道损失系数之和; 6. 程序中谢才系数按曼宁公式计算。

显示计算成果

计算成果表

管径 D (m)	流量系数	流速水头 Z_0 (m)	沿程损失 Z_1 (m)	局部损失 Z_2 (m)	管内流速 V (m/s)
2.18	0.849	0.025	0.633	1.4	5.36

打印基本资料及计算成果

结束计算

计算结果, 所需管径为 2.18m , 相应管中流速为 5.36m/s 。

10. 无压流短洞深挖式消力池消能计算示例

基本资料同例 3-13。

涵洞消能计算

程序编制说明：

(1) 本程序适用于各种流态涵洞的消能计算，可分别计算深挖式、消力槽式及综合式消力池。池身按矩形断面考虑；

(2) 除无压短涵洞的上游总水头按涵洞进口前的水深及流速计算外，其余各种流态的上游总水头均按涵洞出口内断面的能量计算；

(3) 收缩系数 σ 值采用 0.95，水跃淹没系数 σ 值及流速不均匀系数 α 值均采用为 1.05；计算消力槽高的槽壁淹没系数采用巴什基洛维建议值（见《水闸》表 2-17 数据）；

，流量系数 m 值采用 0.42；

(4) 对于综合式消力池，程序按水深值与槽高值相差不大的原则计算。

如计算水深小于 0.5m，则按单一深挖式消力池考虑；

(5) 扩散式消力池的跃后水深按《水闸设计规范》SL265-2001 公式计算；消力池长度按规范公式计算，水跃长度校正系数采用 0.75；

(6) 消力池出口堰或相当于宽顶堰，当下游尾水深小于临界水深（按消力池出口堰水面计算）时，消力池出口堰水深（堰顶水深）不再受下游尾水影响而近似等于临界水深，在这种情况下，对于深挖式消力池，程序即以临界水深作为下游控制水深计算。

计算情况选择表

深挖式消力池计算
 消力槽式消力池计算
 综合式消力池计算

新计算项目
 已计算项目
 项目名

输入或显示基本资料

打印程序编制说明

基本资料表

设计流量 Q (m^3/s)	进口水深 H (m)	行近流速 V (m/s)	洞长 L (m)	洞高 D (m)	洞宽 B (m)	孔数
40	4.05	7	30	4	3.5	1
洞底纵坡 i	落差 P (m)	池首端宽 B_1 (m)	池末端宽 B_2 (m)	尾水深 h_s (m)		局部损失系数 ξ
.002	2	3.5	4	3		0

说明：1. 进口水深从进口洞底算起；
 2. 落差为出口洞底与下游渠底高差；
 3. 单孔时池首端宽采用与洞宽相等；多孔时池首端宽采用与包括中隔墙在内的总洞宽相等；
 4. 局部损失系数只能在淹没压力流态时填入，其值为进口渐变段、洞进口、拦污栅及门槽局部损失系数之和，并应与孔径计算时采用值相同。

显示计算成果

计算成果表

上游总水头 T (m)	收缩水深 h_c (m)	跃后水深 h'' (m)	消力池深 d (m)	消力槽高 C (m)	水跃长度 L_j (m)	水平段池长 L (m)
7.26	1.09	4.28	1.14	0	22.01	16.51

打印基本资料及计算成果

结束计算

计算成果与例 3-13 相同。

11. 半压力流涵洞深挖式消力池消能计算示例
基本资料同例 3-14。

基本资料表

设计流量 Q (m^3/s)	进口水深 H (m)	行近流速 V (m/s)	洞长 L (m)	洞高 D (m)	洞宽 B (m)	孔数
40	4.9	7	30	3.2	2.6	1
洞底纵坡 i	落差 P (m)	池首端宽 B_1 (m)	池末端宽 B_2 (m)	尾水深 h_s (m)	局部损失系数 ξ	
.002	1	2.6	2.6	2.5	0	

说明: 1 进口水深从进口洞底算起;
2 落差为出口洞底与下游渠底高差;
3 单孔时池首端宽采用与洞宽相等; 多孔时池首端宽采用与包括中隔墙在内的总洞宽相等;
4 局部损失系数只能在淹没压力流态时填入, 其值为进口渐变段、洞进口、拦污栅及门槽局部损失系数之和, 并应与孔径计算时采用值相同。

显示计算成果

计算成果表

上游总能头 T (m)	收缩水深 h_c (m)	跃后水深 h'' (m)	消力池深 d (m)	消力槛高 C (m)	水跃长度 L_j (m)	水平段池长 L (m)
6.28	1.71	4.52	85	0	19.39	14.54

[提示] 下游水深小于临界水深, 消力池以临界水深作为下游控制水深计算, 即:

计算采用 $h_s = h_k = 2.889$ m

打印基本资料及计算成果

结束计算

计算成果与例 3-14 相同。

12. 淹没压力流涵洞深挖式消力池消能计算示例
基本资料同例 3-15。

基本资料表

设计流量 Q (m^3/s)	进口水深 H (m)	行近流速 V (m/s)	洞长 L (m)	洞高 D (m)	洞宽 B (m)	孔数
61	7	7	30	3.2	3	1
洞底纵坡 i	落差 P (m)	池首端宽 B_1 (m)	池末端宽 B_2 (m)	尾水深 h_s (m)	局部损失系数 ξ	
.002	5	3	3	3.75	0.4	

说明: 1 进口水深从进口洞底算起;
2 落差为出口洞底与下游渠底高差;
3 单孔时池首端宽采用与洞宽相等; 多孔时池首端宽采用与包括中隔墙在内的总洞宽相等;
4 局部损失系数只能在淹没压力流态时填入, 其值为进口渐变段、洞进口、拦污栅及门槽局部损失系数之和, 并应与孔径计算时采用值相同。

显示计算成果

计算成果表

上游总能头 T (m)	收缩水深 h_c (m)	跃后水深 h'' (m)	消力池深 d (m)	消力槛高 C (m)	水跃长度 L_j (m)	水平段池长 L (m)
7.28	2.13	5.31	91	0	21.94	16.46

打印基本资料及计算成果

结束计算

计算成果与例 3-15 相同。

13. 淹没压力流涵洞综合式消力池消能计算示例
基本资料同例 3-15。

基本资料表

设计流量 Q (m^3/s)	进口水深 H (m)	行近流速 V (m/s)	洞长 L (m)	洞高 D (m)	洞宽 B (m)	孔数
61	7	7	30	3.2	3	1
洞底纵坡 i	跌差 P (m)	池首端宽 B_1 (m)	池末端宽 B_2 (m)	尾水深 h_s (m)	局部损失系数 ξ	
0.002	5	3	3	3.75	4	

说明：1 进口水深从进口洞底算起；
2 跌差为出口洞底与下游渠底高差；
3 单孔时池首端宽采用与洞宽相等；多孔时池首端宽采用与包括中隔壁在内的总洞宽相等；
4 局部损失系数只需在淹没压力流态时填入，其值为进口渐变段、洞进口、拦污栅及门槽局部损失系数之和，应与孔径计算时采用值相同。

显示计算成果

计算成果表

上游总能量 T (m)	收缩水深 h_c (m)	跃后水深 h' (m)	消力池深 d (m)	消力槛高 C (m)	水跃长度 L_j (m)	水平段池长 L (m)
7.09	2.18	5.22	59	57	20.98	15.73

打印基本资料及计算成果

结束计算

14. 淹没压力流涵洞消力坎式消力池消能计算示例
基本资料同例 3-15。

基本资料表

设计流量 Q (m^3/s)	进口水深 H (m)	行近流速 V (m/s)	洞长 L (m)	洞高 B (m)	洞宽 B (m)	孔数
61	7	7	30	3.2	3	1
洞底纵坡 i	跌差 P (m)	池首端宽 B_1 (m)	池末端宽 B_2 (m)	尾水深 h_s (m)	局部损失系数 ξ	
0.002	5	3	3	3.75	4	

说明：1 进口水深从进口洞底算起；
2 跌差为出口洞底与下游渠底高差；
3 单孔时池首端宽采用与洞宽相等；多孔时池首端宽采用与包括中隔壁在内的总洞宽相等；
4 局部损失系数只需在淹没压力流态时填入，其值为进口渐变段、洞进口、拦污栅及门槽局部损失系数之和，应与孔径计算时采用值相同。

显示计算成果

计算成果表

上游总能量 T (m)	收缩水深 h_c (m)	跃后水深 h'' (m)	消力池深 d (m)	消力槛高 C (m)	水跃长度 L_j (m)	水平段池长 L (m)
6.37	2.43	4.8	0	94	18.35	12.26

打印基本资料及计算成果

结束计算

第四章 排水涵洞的水文水利计算

取水输水工程中的输水涵洞均位于各级渠道上，其设计流量与所在渠段的渠道设计流量相同，其上下游水位也由所在渠段的渠道水力要素所决定，不需再分析计算。

取水输水工程中的排水涵洞一般均位于与渠道交叉的河（沟）道上，其设计流量为河（沟）道的洪水流量，其下游水位为与洪水流量相应的河（沟）道天然水位，其上游设计水位则取决于地形及上游允许积水深度等条件。涵洞上游流域面积较小时，涵洞的设计流量就是设计频率的河（沟）道洪峰流量；当涵洞上游流域面积较大，且上游河（沟）槽、滩地及低洼地带有一定的蓄水容积，可对洪水起到一定的滞蓄作用时，应通过调洪演算确定削峰后涵洞的下泄流量，以使涵洞的工程规模相应减小。在这种情况下，一般需分别对不同孔径的涵洞进行调洪演算方案比较，分析确定在满足防洪及上游允许淹没深度的条件下的经济合理方案。排水涵洞的水文水利计算主要就是确定河（沟）道设计频率时的洪峰流量及调洪演算。洪峰流量计算及调洪演算是水利工程规划设计的主要内容之一，有关技术参考资料也较多，在此仅结合取水输水工程排水涵洞的实际情况对有关洪峰流量的计算公式及计算方法作一简要介绍，并以算例介绍通过调洪演算对不同孔径的涵洞进行多方案比较的计算方法步骤及作者针对排水涵洞编制的调洪演算的电算程序。

第一节 排水涵洞设计流量的确定

一、取水输水工程排水涵洞的流域特征

如上所述，排水涵洞设计流量确定的内容就是计算洪峰流

量，洪峰流量的大小与流域特征有关。

在取水输水工程的各种交叉建筑物中，排水涵洞的规模是相对较小的，其所在河（沟）道的流域面积一般也不大，其中山丘区排水涵洞所在河（沟）道的特点是流域面积较小，地面及河（沟）道的坡度较陡，干流长度较短。例如湖南省韶山灌区的穿渠排水涵洞，上游流域面积多在 10km^2 以内，绝大部分的流域面积不足 1.0km^2 ；河南省陆浑灌区总干渠及东一干渠 170 余座穿渠排水涵洞，除极少数上游流域面积为 $5\sim 10\text{km}^2$ 外，其余均小于 5km^2 ，多数流域面积也不足 1.0km^2 ；南水北调中线是我国特大型的跨流域调水工程，在其总干渠的规划设计中，将河渠交叉建筑物中河（沟）道上游流域面积小于 20km^2 的排水建筑物称作“左岸排水建筑物”，穿渠排水涵洞就包括在其中，其上游流域面积也多小于 10km^2 。在上述这些工程中，渠道与流域面积较大的河（沟）道交叉时，多采用跨河渡槽或渠倒虹吸的建筑物型式。其他山丘地区引水及灌区工程的河渠交叉建筑物布置情况均与此类似。平原地区排水涵洞所在河（沟）道的流域面积要比山丘区排水涵洞所在河（沟）道的流域面积大些，但一般也多不超过 100km^2 。由于排水涵洞所在河（沟）道的流域面积都较小，因此一般都没有实测的洪水流量资料，在我国水利系统，对于山丘地区，是按推理公式由设计暴雨间接计算洪峰流量；对于平原地区，则由设计暴雨确定的排涝模数计算洪峰流量。在我国公路系统，也有多种计算洪水流量的方法及计算公式。有关计算方法分别简介如下。

二、推理公式

山丘区小流域的洪峰流量按推理公式计算，公式的基本型式为：

$$Q_m = 0.278\psi \frac{S}{\tau^n} F \quad (4-1)$$

$$\psi = 1 - \frac{\mu}{S} \tau^n \quad (4-2)$$

$$\tau = 0.278 \frac{L}{mJ^{1/3}Q_m^{1/4}} \quad (4-3)$$

式中： Q_m 为设计洪峰流量， m^3/s ； ψ 为洪峰径流系数； τ 为洪峰汇流时间， h ； S 为设计频率的 $1h$ 雨量， mm/h ； n 为设计暴雨递减指数； μ 为平均入渗率， mm/h ； F 为流域面积， km^2 ； L 为干流长度， km ； J 为 L 的平均坡度； m 为汇流参数。

上述推理公式中共有 7 个设计参数，其中 F 、 J 、 L 为流域特征参数， S 及 n 为暴雨参数， μ 及 m 为经验性参数。这些参数值均需根据涵洞所在地区的实际情况确定，我国各省水利系统均编制有用于本地区查算确定这些参数值的图集，以下结合河南省水利勘测设计院编制的《河南省中小流域设计暴雨洪水图集》（以下简称《图集》）及有关资料简要介绍有关参数值的确定方法。

1. F 、 J 、 L 值的确定

按《图集》介绍，流域面积大于 $5km^2$ 时， F 、 J 、 L 值由 $1/50000$ 地形图量算；流域面积小于 $5km^2$ 时， F 、 J 、 L 值由 $1/10000$ 地形图量算。对于取水输水工程的排水涵洞，宜采用 $1/10000$ 地形图量算，如设计中有范围足够大的大比例尺带状地形图，则可使量算的精度更高些。

2. μ 值的确定

根据水文分区由《图集》表 5 查取。

3. m 值的确定

(1) 根据 $\theta = \frac{L}{F^{1/4}J^{1/3}}$ 值，由《图集》图 26 的 θ — m 关系曲线查取。《图集》的 θ — m 关系曲线中， θ 的最小值为 5，按《图集》说明，当 θ 小于 5 时可采用等于 5 的 m 值。

(2) 湖南省韶山灌区在进行渠道防洪水文计算时认为，对于特小流域，由于 L 值很小， J 值很大，据此查算的 m 值不够合理，因此根据实际调查统计资料建议：流域面积小于 $1.0km^2$ 时采用 $m=0.4$ ，流域面积为 $1.0\sim 20km^2$ 时采用 $m=0.6$ 。河南省

陆浑灌区在排水涵洞设计时，根据本灌区的调查情况，参照韶山灌区的有关资料，也采用了与此相同的 m 值。

4. n 及 S 值的确定

n 及 S 值根据设计频率按《图集》中的有关公式及图表查算。为此需首先根据有关规范要求及工程的实际情况确定洪水标准，过去取水输水及灌区工程排水涵洞多采用 5~10 年一遇的洪水标准。例如湖南省韶山灌区排水涵洞设计采用的洪水标准为 5 年一遇；河南省陆浑灌区排水涵洞按 5 年一遇洪水设计，上游最大壅水高度 1.0m，按 10 年一遇洪水校核，上游最大壅水高度 2.0m；南水北调中线总干渠为特大型的跨流域调水工程，其“左岸排水建筑物”的洪水标准是 50 年一遇设计，200 年一遇校核，并要求 5 年一遇洪水不淹农田，20 年一遇洪水不淹村庄。

按上述推理公式计算洪峰流量需试算，也可按《图集》中的诺模图查算，还可编制电算程序计算。

三、排涝模数公式

平原地区排水涵洞的洪峰流量按排涝模数计算，根据 GB 50288—99 介绍，集水面积较大的河（沟）道排涝模数按式（4-4）经验公式计算，集水面积小于 10km^2 的河（沟）道排涝模数按平均排除法的式（4-5）计算。

1. 经验公式

$$q = KR^mA^n \quad (4-4)$$

式中： q 为设计排涝模数， $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{km}^2)$ ； R 为设计暴雨产生的径流深， mm ； A 为设计控制的排水面积， km^2 ； K 为综合系数（反映降雨历时、流域形状、排水沟网密度、沟底比降等因素）； m 为峰量指数（反映洪峰与洪量关系）； n 为递减指数（反映排涝模数与面积关系）。

2. 平均排除法公式

按平均排除法计算时，旱地及水田区排涝模数的计算公式有所不同，旱地排涝模数的计算公式为：

$$q_d = \frac{R}{86.4T} \quad (4-5)$$

式中： q_d 为旱地设计排涝模数， $m^3 / (s \cdot km^2)$ ； R 为设计暴雨产生的径流深， mm ； T 为排涝时间， d 。

四、公路系统计算洪水流量的方法及公式

我国公路系统计算洪水流量的方法一般有径流形成法、形态调查法、直接类比法等。以下简要介绍径流形成法中的有关经验公式，以及形态调查法计算设计洪峰流量的方法，供取水输水工程排水涵洞确定洪峰流量时参考。

1. 径流形成法经验公式

(1) 当流域面积小于 $10km^2$ 时，可按下式估算洪峰流量：

$$Q_P = KF^n \quad (4-6)$$

式中： Q_P 为设计洪峰流量， m^3/s ； K 为径流模量，按表 4-1 查取； F 为流域面积， km^2 ； n 为地区指数，当 $1 < F < 10km^2$ 时，由表 4-2 查取。

表 4-1 径流模量 K 值表

地区 频率 $P(\%)$	华北	东北	东南沿海	西南	华中	黄土高原
50	8.1	8.0	11.0	9.0	10.0	5.5
20	13.0	11.5	15.0	12.0	14.0	6.0
10	16.5	13.5	18.0	14.0	17.0	7.5
6.7	18.0	14.6	19.5	14.5	18.0	7.7
4	19.5	15.8	22.0	16.0	19.6	8.5

注 频率为 2% 时，可用频率为 4% 的 K 值乘以 1.20。

表 4-2 地区指数 n 值表

地区	华北	东北	东南沿海	西南	华中	黄土高原
n	0.75	0.85	0.75	0.85	0.75	0.80

注 当 $F < 1km^2$ 时， $n=1$ 。

(2) 当有降雨资料时，也可按下式计算洪峰流量：

$$Q_P = CSF^{2/3} \quad (4-7)$$

式中： Q_P 为设计洪峰流量， m^3/s ； C 为系数，按地貌确定，石山区： $C=0.60\sim0.55$ ；丘陵区： $C=0.50\sim0.40$ ；黄土丘陵区： $C=0.47\sim0.37$ ；平原区： $C=0.40\sim0.30$ ； S 为相应于设计洪水频率的 1h 降雨量， mm ； F 为流域面积， km^2 。

当 $F < 3km^2$ 时，也可按下式计算洪峰流量：

$$Q_P = CSF \quad (4-8)$$

2. 形态调查法

形态调查法就是通过对水文断面的洪水调查确定可靠的历史洪水位及其相应的频率，以及过水断面、水面比降等资料，推算水文断面的流速及历史洪峰流量，然后计算求得设计频率的洪峰流量。基本计算方法步骤如下。

(1) 建立水文断面（形态断面），测量确定断面尺寸；调查历史洪水痕迹并确定其频率，测定洪水位。水文断面应垂直于主河沟，应易于测定断面形状及调查得到历史洪水位。

(2) 确定河沟的平均纵坡 i 及糙率 n （应滩、槽分计）。 n 值可由表 4-3 及表 4-4 查取。

表 4-3 山区河沟糙率 n 值表

河槽特征	糙率 n	指数 y
在陡壁上开凿出来的十分平整的人工引水河槽	0.020	1/6
同上类型，但只是将表面进行一般的整理	0.022	1/6
源于山区河流的天然河槽，但坡度不大，并处于良好的状况下，清洁、顺直的土质（黏土、砂、小砾石）河槽，纵坡 $i=0.0005\sim0.0008$	0.025	1/6
同样情况下，小卵石、砾石河槽，纵坡 $i=0.0008\sim0.001$	0.030	1/5
河槽形状和表面状况良好的周期性河槽（较大的和较小的），与上类一样，为小卵石、砾石河槽但带有比较大的小卵石，纵坡 $i=0.001\sim0.003$	0.035	1/5

续表

河槽特征	糙率 n	指数 y
在良好条件下, 周期性流水的土质河槽 (干沟); 山区河流的下游规则、整治良好的小卵石河槽, 纵坡 $i=0.003 \sim 0.007$	0.040	1/5
颇为堵塞, 弯曲和局部植物丛生, 水流不平稳的石质河槽 (较大和中等河流); 河底为大卵石覆盖或有植物覆盖的周期性 (暴雨和春汛) 流水河流, 纵坡 $i=0.007 \sim 0.015$	0.050	1/4
非常堵塞和弯曲的周期性河槽, 水流表面不平稳的山区型 (中游) 卵石或巨石河槽, 纵坡 $i=0.015 \sim 0.05$	0.065	1/4
山区河流 (中游和上游) 与周期性流水的山区型巨石河槽, 水流湍急, 有泡沫 (水花向上喷溅), 纵坡 $i=0.05 \sim 0.09$	0.080	1/3
山区瀑布型河槽 (多半在上游区段), 河床弯曲并有大量漂石, 跌水现象明显, 水花四溅, 以至使水失去透明性而变成白色, 水流的声音盖过其他声音, 纵坡 $i=0.09 \sim 0.20$	0.100	1/3
特征与上类相同的山区河流, 但具有更强的阻力	0.140	1/3
山区河流, 具有极限最高阻力	0.200	1/2

注 表 4-3~表 4-9 均摘自《公路小桥涵设计》。

表 4-4 平原河沟糙率 n 值表

河槽特征	糙率 n	指数 y
渠化河流的顺直区段, 薄层淤泥下具有较密实的土壤	0.020	1/6
渠化河流的弯曲区段, 薄层淤泥下具有较密实的土壤	0.022	1/6
在良好状况下的天然土质河槽, 清洁、顺直, 水流平稳	0.025	1/6
同上类条件下的小卵石与砾石河槽	0.030	1/5
在河槽与水流处于良好的状况下, 经常流水的中等和较大的河流	0.035	1/5
一般条件下比较清洁的经常流水河槽, 其流向具有不规则的弯曲, 或流向虽顺直, 但河底不规则, 有浅滩、深坑或零星孤石, 而无茂密杂草的平坦河滩	0.040	1/5

续表

河槽特征	糙率 n	指数 y
颇为堵塞, 弯曲或部分长有植物, 水流不平稳的多石的大、中河流的河槽; 覆以正常数量植物 (草、灌木丛), 稍加整治的较大和中等河流的河槽	0.050	1/4
十分堵塞和弯曲的周期性流水河槽; 比较堵塞, 不平坦, 缺乏整治的河滩 (深坑、灌木丛、树木、存在回水); 平原河流的多石滩区段	0.065	1/4
具有很深的深坑、植物丛生的河槽与河滩 (水流很慢)	0.100	1/3
同上类, 但具有很不规则的斜流和回水等现象	0.200	1/3
沼泽性河流 (芦丛、草丘, 在很多地方水不流动等), 具有很大死水区域的、多树木的、有很深的深坑以及湖泊的河滩等	0.140	1/3
同上类型, 满布树木堵塞的河流	0.200	1/2

(3) 确定相应于历史洪峰流量时的断面平均流速 v 。可分别采用以下几种方法。

1) 按明渠均匀流公式计算断面平均流速 v :

$$v = C \sqrt{Ri} \quad (4-9)$$

$$C = \frac{1}{n} R^y \quad (4-10)$$

$$R = \frac{A}{\chi} \quad (4-11)$$

式中: v 为历史洪峰流量时的断面平均流速, m/s; C 为谢才系数; n 为糙率; y 为可变指数, 由表 4-3 及表 4-4 查取; A 为历史洪峰流量时的过水断面面积, m^2 ; χ 为过水断面的湿周, m; R 为过水断面的水力半径, m; i 为河沟的平均纵坡。

2) 河床糙率变化不大的小河沟, 也可按式 (4-12) 简化公式计算断面平均流速 v :

$$v = m_z H_P^{2/3} i^{1/2} \quad (4-12)$$

式中: m_z 为主河沟粗糙系数, 按表 4-5 选用; H_P 为平均水深,

m ，三角形断面约为 $H_p = 0.5H$ ，矩形断面约为 $H_p = H$ ； H 为最大水深， m ；其余符号意义同前。

表 4-5 主河沟粗糙系数 m_z 值表

河沟类型	m_z
平坦土质河床	25
弯曲或生长杂草的河床	20
杂草丛生的河床	15
阻塞的河沟，有巨大的顽石	10

3) 按沉积物粒径或土类属特性估算断面平均流速 v 。

①山区河沟时，在水文断面附近高出常水位的浅滩上找 2~5 个最大石块，应鉴别确认是被洪水由上游冲下来，而不是因河岸坍塌产生或从山坡滚下来的。根据石块粒径按式 (4-13) 估算断面平均流速：

$$v = 5.5 \sqrt{D} \quad (4-13)$$

式中： D 为最大石块的平均直径， m 。

②平原区河沟可按河床土类属特性参考表 4-6 估算断面平均流速。

表 4-6 平原区河沟平均流速表

河床土的特征		平均流速 (m/s)
类 属	冲刷程度	
淤泥、细砂	弱	1.3
粗砂或有淤泥隔离的黏土	中等	1.6
带卵石的粗砂、黏土	中等	1.8
砾石 (粒径 2~20mm)	强	2.0
卵石 (粒径 20~60mm)	强	3.0
圆石 (粒径 60~200mm)	强	4.0
松散或中等密实的土，在深水部分冲刷较强烈。 当冲刷宽度占整个河槽宽度 (%)	20	1.8
	30	2.0
	40	2.3

(4) 按式 (4-14) 计算历史洪峰流量:

$$Q = vA \quad (4-14)$$

式中: Q 为历史洪峰流量, m^3/s ; 其余符号意义同前。

(5) 按式 (4-15) 计算确定设计频率的洪峰流量:

$$Q_P = \frac{K_P}{K_n} Q \quad (4-15)$$

式中: Q_P 为设计频率洪峰流量, m^3/s ; K_n 及 K_P 分别为历史洪水已知频率的流量模比系数及设计频率洪峰流量的模比系数, 根据流量变差系数 C_V 值由表 4-7 查取。 C_V 值按下述方法确定。

1) 流域面积 $F \leq 30km^2$ 时, 可按土的吸水类属由表 4-8 确定 C_V 的平均值 (或在变幅内取值), 土的吸水类属按表 4-9 确定。

2) 如当地有暴雨强度变差系数 C'_V 值资料, 也可由表 4-8 根据土的吸水类属查出 $\frac{C_V}{C'_V}$ 的平均值, 再根据 C'_V 值计算确定 C_V 值。

表 4-7 流量模比系数 K_P 、 K_n 值表

C_V	频率 P						C_s
	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{100}$	$\frac{1}{50}$	$\frac{1}{25}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{5}$	
0.11	1.37	1.30	1.26	1.20	1.15	1.09	0.6
0.13	1.46	1.37	1.31	1.24	1.17	1.10	0.7
0.15	1.54	1.43	1.37	1.28	1.20	1.12	0.8
0.17	1.63	1.50	1.43	1.32	1.23	1.13	0.9
0.20	1.76	1.60	1.51	1.38	1.27	1.15	1.0
0.22	1.86	1.68	1.57	1.42	1.29	1.16	1.1
0.29	2.17	1.91	1.76	1.55	1.39	1.21	1.2
0.36	2.49	2.16	1.96	1.69	1.48	1.26	1.3
0.45	2.92	2.48	2.23	1.95	1.61	1.32	1.4
0.50	3.17	2.67	2.37	1.98	1.67	1.35	1.5
0.56	3.47	2.89	2.55	2.19	1.75	1.38	1.6

续表

C_v	频率 P						C_s
	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{100}$	$\frac{1}{50}$	$\frac{1}{25}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{5}$	
0.63	3.83	3.16	2.77	2.35	1.83	1.41	1.7
0.72	4.34	3.53	3.05	2.45	1.95	1.46	1.8
0.78	4.67	3.77	3.25	2.55	2.02	1.49	1.9
0.85	5.09	4.06	3.47	2.70	2.11	1.52	2.0
0.92	5.42	4.36	3.70	2.84	2.19	1.55	2.1
0.99	5.85	4.66	3.94	2.99	2.27	1.57	2.2
1.06	6.19	4.98	4.18	3.13	2.35	1.59	2.3
1.12	6.58	5.24	4.39	3.28	2.40	1.61	2.4
1.20	7.00	5.60	4.67	3.41	2.49	1.64	2.5
1.27	7.48	5.91	4.92	3.55	2.56	1.65	2.6
1.34	7.97	6.24	5.18	3.69	2.62	1.66	2.7
1.41	8.47	6.57	5.44	3.84	2.69	1.66	2.8
1.48	8.99	6.90	5.71	3.99	2.76	1.67	2.9
1.57	9.50	7.33	6.00	4.25	2.83	1.66	3.0
1.69	10.30	7.90	6.24	4.40	2.86	1.65	3.2
1.83	11.61	8.59	7.02	4.64	3.43	1.64	3.4
1.98	12.96	9.36	7.57	4.90	3.59	1.61	3.60

注 本表可内插。

表 4-8 小流域流量变差系数 C_v 值表

土的吸水类属	流量变差系数 C_v 的平均值 日雨量变差系数 C'_v	全国 C'_v 的平均值	流量变差系数 C_v 的平均值及其变幅
I	1.0	全国 40 余站 $C'_v = 0.3 \sim 0.6$, 而记录最长的北京、上海、天津三站的历时 10~1440 min 的 C'_v 为 0.3~0.6, 平均 $C'_v = 0.45$	0.45 (0.3~0.6)
II	1.25		0.56 (0.38~0.75)
III	1.4		0.63 (0.42~0.84)
IV	1.60		0.72 (0.48~0.96)
V	2.50		1.12 (0.75~1.50)
VI	3.50		1.57 (1.05~2.10)

表 4-9

土的吸水类属表

类别	名 称	含砂率 (%)
I	无缝岩、沥青面、混凝土面、冻土、重黏土、沼泽土、冰沼土、水稻土	0~5
II	黏土、盐土、碱土、龟裂地、山地草甸土	5~15
III	壤土(亚黏土)、红壤、黄壤、灰化土、灰钙土、漠钙土、紫色土	15~35
IV	黑钙土、黄土、栗钙土、灰色森林土、棕色森林土(棕壤)、褐色土、生草砂壤土、冲积砂壤土、冲积性土壤	35~65
V	砂壤土(亚砂土)、生草的砂	65~85
VI	砂	85~100

【例 4-1】 已知某穿渠排水涵洞位于山丘地区较顺直河沟上，河床为黏土，表层河床质为小砾石，河沟平均坡度为 $i=0.0005$ ，通过水文断面处的洪水调查得 25 年一遇的历史洪水痕迹，经对水文断面的测量计算确定该历史洪水的过水断面面积为 $A=30.6\text{m}^2$ ，过水断面的湿周为 $\chi=14.5\text{m}$ 。涵洞按 50 年一遇洪水设计，试确定水文断面处的历史洪峰流量 Q 及设计频率的洪峰流量 Q_P 。

解 根据河沟特征，由表 4-3 查得糙率 $n=0.025$ ，指数 $y=1/6$ 。

按式 (4-11) 计算水力半径为：

$$R = \frac{A}{\chi} = \frac{30.6}{14.5} = 2.11(\text{m})$$

按式 (4-10) 计算谢才系数为：

$$C = \frac{1}{n}R^y = \frac{1}{0.025} \times 2.11^{1/6} = 45.3$$

按式 (4-9) 计算断面平均流速 v 为：

$$v = C \sqrt{Ri} = 45.3 \times \sqrt{2.11 \times 0.0005} = 1.471(\text{m/s})$$

按式 (4-14) 计算历史洪峰流量为:

$$Q = vA = 1.471 \times 30.6 = 45.01(\text{m}^3/\text{s})$$

该河沟主要为黏土河床, 土的吸水类属为 II 类, 由表 4-8 查得流量变差系数的平均值为 $C_v = 0.56$ 。根据 $C_v = 0.56$, 由表 4-7 查得历史洪水的流量模比系数为 $K_n = 2.19$, 设计洪峰流量的模比系数 $K_p = 2.55$ 。则按式 (4-15) 计算设计洪峰流量为:

$$Q_p = \frac{K_p}{K_n} Q = \frac{2.55}{2.19} \times 45.01 = 52.4(\text{m}^3/\text{s})$$

第二节 排水涵洞的调洪演算

当排水涵洞上游地面及河(沟)道纵坡较陡, 滞蓄容积很小时, 基本上是来多大洪水流量涵洞就按下泄多少计算, 涵洞的设计流量就是设计频率的河(沟)道洪峰流量, 例如韶山灌区及陆浑灌区等输水干渠的穿渠排水涵洞就是这样。如果排水涵洞上游的地面及河(沟)道纵坡不是很陡, 河槽及洼地有一定的蓄水容积时, 就应考虑其对洪水的滞蓄作用, 并通过调洪演算确定洪峰流量经滞蓄减小后的下泄流量。位于平原地区河(沟)道上的排水涵洞, 上游地势比较平坦, 如上游设计水位时河水漫出河槽, 水面宽阔, 相应滞蓄容积较大, 这时如不考虑滞蓄作用, 按洪峰流量确定的涵洞孔径就明显偏大。

排水涵洞调洪演算的目的就是在满足防洪及上游允许淹没深度的条件下, 通过调洪演算确定涵洞的孔径及相应的最大下泄流量。

一、调洪演算基本公式

排水涵洞调洪演算的基本公式为:

$$\frac{1}{2}(Q_1 + Q_2)\Delta t - \frac{1}{2}(q_1 + q_2)\Delta t = V_2 - V_1 \quad (4-16)$$

式中: Q_1 及 Q_2 分别为时段初及时段末的洪水进入流量, m^3/s ;

q_1 及 q_2 分别为时段初及时段末涵洞的下泄流量, m^3/s ; V_1 及 V_2 分别为时段初及时段末的水容积 (以涵洞进口底面高程为基准), m^3 ; Δt 为计算时段, s 。

式 (4-16) 的含义就是计算时段内进入的平均洪水量与排水涵洞的平均下泄量之差等于上游增加 (或减少) 的容积。

二、调洪演算的基本资料及方法步骤

调洪演算所需的基本资料包括:

1. 洪水过程线

排水涵洞一般采用 24 小时洪水过程线, 时段长 $\Delta t=1.0$ 小时, 按各地区类似于上述《图集》中所介绍的方法、公式及相应图表计算。

2. 上游水位—容积曲线

根据 1/10000 地形图量算的面积计算, 为便于计算, 可将水位换算为以涵洞进口底面为基准面的水深 h , 容积也从涵洞进口底面起算, 即水深 $h=0$ 时, 容积 $V=0$ 。

3. 涵洞过水能力的率定曲线

以涵洞下游的河 (沟) 道天然水位—流量关系曲线作为涵洞出口水位—流量关系曲线, 按所拟定的洞身孔径及第三章介绍的水力计算公式、方法, 计算确定涵洞进口水位—流量关系曲线, 即涵洞的率定曲线。为便于计算, 将水位均换算为水深, 进口水深以涵洞进口底面为基准面, 出口水深以涵洞出口底面为基准面。

按式 (4-16) 进行调洪演算需试算, 为减小试算工作量, 过去多采用绘制各种辅助曲线进行图解计算的方法, 现在则是采用电算。有关调洪演算的具体方法步骤详见以下算例。

三、算例

【例 4-2】 已知某混凝土排水涵洞长 20m, 洞身比降 0.002, 洞身糙率 0.014, 其洪水过程线关系值如表 4-10 所示, 以涵洞进口底面高程为基准的上游水深—容积曲线的关系值如表 4-11 所示, 涵洞出口水深—流量关系曲线的关系值如表 4-12

所示，涵洞上游的允许最大淹没水深（以涵洞进口底面高程为基准）为 4.1m，试通过调洪演算确定满足上游允许淹没条件下的涵洞孔径及相应下泄流量。

表 4-10 洪水过程线关系值表

时段 (h)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
洪水流量 (m ³ /s)	0	1	2	2	2.5	2.5	3	3	3.5	3.5	4	5	7
时段 (h)	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	
洪水流量 (m ³ /s)	10	22	40	15	8	5	4	3	2	1.5	1.5	1	

表 4-11 上游水深—容积关系值表

上游水深 (m)	0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5
容 积 (m ³)	0	2150	4150	7500	11250	15700	21250	29000	37500	55000

表 4-12 涵洞出口水深—流量关系表

流量 Q (m ³ /s)	10	15	20	25	30	40	50	60
出口水深 h (m)	1.49	1.87	2.18	2.46	2.71	3.16	3.54	3.89

解 洞身采用单孔矩形断面，拟定 2.5m×2.5m、2.5m×3.2m 及 3.0m×3.0m（洞宽×洞高）三种孔径布置方案分别进行调洪演算。

三种孔径的涵洞过水能力率定曲线计算成果列于表 4-13，其中孔径 2.5m×3.2m 过水能力计算的算例见第三章例 3-7。

表 4-13

涵洞进口水深—流量关系表

涵洞过水流量 Q (m^3/s)	10	15	20	25	30	40	50	60
2.5m×2.5m 进口水深 h (m)	1.91	2.50	3.00	3.64	4.84	6.97	9.52	12.51
2.5m×3.2m 进口水深 h (m)	1.91	2.50	3.00	3.50	3.90	4.97	7.10	9.08
3.0m×3.0m 进口水深 h (m)	1.75	2.27	2.70	3.12	3.51	4.95	6.35	7.96

三种孔径涵洞的调洪演算分别列于表 4-14~表 4-16, 调洪演算成果比较列于表 4-17。现以孔径 2.5m×2.5m 的涵洞为例, 将计算步骤简述如下:

1. 第 1 时段计算

1) 第 1 时段进入的平均洪水量计算。第 1 时段初及第 1 时段末的洪水流量分别为 $0m^3/s$ 及 $1.0m^3/s$, 第 1 时段进入的平均洪水量 (列于表 4-14 时段 1 的第 3 列) 为:

$$\frac{1}{2}(Q_1 + Q_2)\Delta t = \frac{1}{2}(0 + 1.0) \times 3600 = 1800(m^3/s)$$

2) 拟定第 1 时段末的上游水深。假定第 1 时段末的上游水深 (列于表 4-14 时段 1 的第 4 列) 为 0.132m。

3) 查算相应于上游水深为 0.132m 时的涵洞泄量及上游容积。根据水深 0.132m, 分别由表 4-12 及表 4-11 查得 (按直线比例内插计算) 第 1 时段末的涵洞泄量为 $0.691m^3/s$ (列于表 4-14 时段 1 的第 5 列), 上游容积为 $567m^3$ (列于表 4-14 时段 1 的第 8 列)。

4) 第 1 时段涵洞的平均下泄量计算。第 1 时段涵洞的平均下泄量 (列于表 4-14 时段 1 的第 6 列) 为:

$$\frac{1}{2}(q_1 + q_2)\Delta t = \frac{1}{2}(0 + 0.691) \times 3600 = 1243.8(m^3/s)$$

5) 第 1 时段进入的平均洪水量与涵洞的平均下泄量之差值计算。第 1 时段进入的平均洪水量与涵洞的平均下泄量之差 (列于表 4-14 时段 1 的第 7 列) 为:

$$\frac{1}{2}(Q_1 + Q_2)\Delta t - \frac{1}{2}(q_1 + q_2)\Delta t = 1800 - 1243.8 = 556.2(m^3)$$

表 4-14

孔径 2.5m×2.5m 调洪演算表

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
时段	洪水 流量 Q (m ³ /s)	$\frac{(Q_1+Q_2)}{2} \Delta t$	上游 水深 h (m)	涵洞下 泄流量 q (m ³ /s)	$\frac{(q_1+q_2)}{2}$	(3)-(6)	上游 容积 V (m ³)	V_2-V_1
0	0		0	0			0	
1	1	1800	0.132	0.691	1243.8	556.2	567	567
2	2	5400	0.345	1.806	4494.6	905.4	1480	913
3	2	7200	0.396	2.073	6982.2	217.8	1700	220
4	2.5	8100	0.443	2.319	7905.6	194.4	1900	200
5	2.5	9000	0.491	2.571	8802	198	2100	200
6	3	9900	0.539	2.822	9707.4	192.6	2300	200
7	3	10800	0.587	3.073	10611	189	2490	190
8	3.5	11700	0.635	3.325	11516.4	183.6	2670	180
9	3.5	12600	0.683	3.576	12421.8	178.2	2850	180
10	4	13500	0.730	3.822	13316.4	183.6	3040	190
11	5	16200	0.912	4.775	15474.6	725.4	3780	740
12	7	21600	1.201	6.288	19913.4	1686.6	5480	1700
13	10	30600	1.686	8.827	27207	3393	8880	3400
14	22	57600	2.772	17.72	47784.6	9815.4	18700	9820
15	40	111600	4.312	27.8	81936	29664	48400	29700
16	15	99000	4.287	27.695	99891	-891	47500	-900
17	8	41400	2.351	13.737	74577.6	-33177.6	14300	-33200
18	5	23400	0.961	5.031	33782.4	-10382.4	3990	-10310
19	4	16200	0.819	4.288	16774.2	-574.2	3420	-570
20	3	12600	0.608	3.183	13447.8	-847.8	2580	-840
21	2	9000	0.427	2.236	9754.2	-754.2	1830	-750
22	1.5	6300	0.300	1.571	6852.6	-552.6	1290	-540
23	1.5	5400	0.282	1.476	5484.6	-84.6	1210	-80
24	1	4500	0.223	1.168	4759.2	-259.2	950	-260

表 4-15

孔径 2.5m×3.2m 调洪演算表

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
时段	洪水 流量 Q (m ³ /s)	$\frac{(Q_1+Q_2)\Delta t}{2}$	上游 水深 h (m)	涵洞下 泄流量 q (m ³ /s)	$\frac{(q_1+q_2)\Delta t}{2}$	(3)-(6)	上游 容积 V (m ³)	V ₂ -V ₁
0	0		0	0			0	
1	1	1800	0.132	0.691	1243.8	556.2	567	567
2	2	5400	0.345	1.806	4494.6	905.4	1480	913
3	2	7200	0.396	2.073	6982.2	217.8	1700	220
4	2.5	8100	0.443	2.319	7905.6	194.4	1900	200
5	2.5	9000	0.491	2.571	8802	198	2100	200
6	3	9900	0.539	2.822	9707.4	192.6	2300	200
7	3	10800	0.587	3.073	10611	189	2490	190
8	3.5	11700	0.635	3.325	11516.4	183.6	2670	180
9	3.5	12600	0.683	3.576	12421.8	178.2	2850	180
10	4	13500	0.730	3.822	13316.4	183.6	3040	190
11	5	16200	0.912	4.775	15474.6	725.4	3780	740
12	7	21600	1.201	6.288	19913.4	1686.6	5480	1700
13	10	30600	1.686	8.827	27207	3393	8880	3400
14	22	57600	2.772	17.72	47784.6	9815.4	18700	9820
15	40	111600	4.102	31.67	88902	22698	41400	22700
16	15	99000	3.720	27.863	107159.4	-8159.4	33280	-8120
17	8	41400	1.651	8.749	65901.6	-24501.6	8780	-24500
18	5	23400	1.180	6.168	26850.6	-3450.6	5340	-3440
19	4	16200	0.767	4.016	18331.2	-2131.2	3210	-2130
20	3	12600	0.629	3.293	13156.2	-556.2	2660	-550
21	2	9000	0.419	2.194	9876.6	-876.6	1800	-860
22	1.5	6300	0.303	1.586	6804	-504	1300	-500
23	1.5	5400	0.281	1.471	5502.6	-102.6	1200	-100
24	1	4500	0.223	1.168	4750.2	-250.2	950	-250

表 4-16

孔径 3.0m×3.0m 调洪演算表

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
时段	洪水 流量 Q (m ³ /s)	$\frac{(Q_1+Q_2)}{2} \Delta t$	上游 水深 h (m)	涵洞下 泄流量 q (m ³ /s)	$\frac{(q_1+q_2)}{2} \Delta t$	(3)-(6)	上游 容积 V (m ³)	V ₂ -V ₁
0	0			0			0	
1	1	1800	0.124	0.709	1276.2	523.8	533	533
2	2	5400	0.320	1.829	4568.4	831.6	1376	843
3	2	7200	0.363	2.074	7025.4	174.6	1560	184
4	2.5	8100	0.407	2.326	7920	180	1750	190
5	2.5	9000	0.451	2.577	8825.4	174.6	1930	180
6	3	9900	0.494	2.823	9720	180	2120	190
7	3	10800	0.539	3.08	10625.4	174.6	2300	180
8	3.5	11700	0.582	3.326	11530.8	169.2	2470	170
9	3.5	12600	0.626	3.577	12425.4	174.6	2650	180
10	4	13500	0.670	3.829	13330.8	169.2	2830	180
11	5	16200	0.840	4.8	15532.2	667.8	3510	680
12	7	21600	1.120	6.4	20160	1440	4950	1440
13	10	30600	1.563	8.931	27595.8	3004.2	7970	3020
14	22	57600	2.562	18.395	49186.8	8413.2	16380	8410
15	40	111600	3.907	32.756	92071.8	19528.2	35910	19530
16	15	99000	3.324	27.615	108667.8	-9667.8	26270	-9640
17	8	41400	1.208	6.923	62168.4	-20768.4	5540	-20730
18	5	23400	1.123	6.417	24012	-612	4970	-570
19	4	16200	0.664	3.794	18379.8	-2179.8	2800	-2170
20	3	12600	0.590	3.371	12897	-297	2510	-290
21	2	9000	0.374	2.137	9914.4	-914.4	1600	-910
22	1.5	6300	0.279	1.594	6715.8	-415.8	1190	-410
23	1.5	5400	0.256	1.463	5502.6	-102.6	1100	-90
24	1	4500	0.204	1.166	4732.2	-232.2	870	-230

表 4-17

调洪演算成果比较

项目 孔径	洪峰流量 Q (m^3/s)	上游最大水深 h (m)	涵洞最大 下泄流量 q (m^3/s)	洪峰流量 削减比例
2.5m×2.5m	40	4.312	27.8	30.5%
2.5m×3.2m	40	4.102	31.67	20.8%
3.0m×3.0m	40	3.907	32.756	18.1%

6) 第 1 时段上游增加的容积计算。第 1 时段上游增加的容积 (列于表 4-14 时段 1 的第 9 列) 为:

$$V_2 - V_1 = 567 - 0 = 567(\text{m}^3)$$

7) 第 1 时段的上游水深验算。由上述计算知第 1 时段进入的平均洪水量与涵洞的平均下泄量之差 556.2m^3 基本上与第 1 时段上游增加的容积 567m^3 相等, 因此第 1 时段末的上游水深即为 0.132m 。

2. 第 2 时段计算

1) 第 2 时段进入的平均洪水量计算。第 2 时段初及第 2 时段末的洪水流量分别为 $1.0\text{m}^3/\text{s}$ 及 $2.0\text{m}^3/\text{s}$, 第 2 时段进入的平均洪水量 (列于表 4-14 时段 2 的第 3 列) 为:

$$\frac{1}{2}(Q_1 + Q_2)\Delta t = \frac{1}{2}(1.0 + 2.0) \times 3600 = 5400(\text{m}^3/\text{s})$$

2) 拟定第 2 时段末的上游水深。假定第 2 时段末的上游水深 (列于表 4-14 时段 2 的第 4 列) 为 0.345m 。

3) 查算相应于上游水深为 0.345m 时的涵洞泄量及上游容积。根据水深 0.345m , 分别由表 4-12 及表 4-11 查得 (按直线比例内插计算) 第 2 时段末的涵洞泄量为 $1.806\text{m}^3/\text{s}$ (列于表 4-14 时段 2 的第 5 列), 上游容积为 1480m^3 (列于表 4-14 时段 2 的第 8 列)。

4) 第 2 时段涵洞的平均下泄量计算。第 2 时段涵洞的平均下泄量 (列于表 4-14 时段 2 的第 6 列) 为:

$$\frac{1}{2}(q_1 + q_2)\Delta t = \frac{1}{2}(0.691 + 1.806) \times 3600 = 4494.6(\text{m}^3/\text{s})$$

5) 第 2 时段进入的平均洪水量与涵洞的平均下泄量之差值计算。第 2 时段进入的平均洪水量与涵洞的平均下泄量之差 (列于表 4-14 时段 2 的第 7 列) 为:

$$\frac{1}{2}(Q_1 + Q_2)\Delta t - \frac{1}{2}(q_1 + q_2)\Delta t = 5400 - 4494.6 = 905.4(\text{m}^3)$$

6) 第 2 时段上游增加的容积计算。第 2 时段上游增加的容积 (列于表 4-14 时段 2 的第 9 列) 为:

$$V_2 - V_1 = 1480 - 567 = 913(\text{m}^3)$$

7) 第 2 时段的上游水深验算。由上述计算知第 2 时段进入的平均洪水量与涵洞的平均下泄量之差 905.4m^3 基本上与第 2 时段上游增加的容积 913m^3 相等, 因此第 2 时段末的上游水深即为 0.345m 。

其余各时段的计算均与上述步骤相同。

上述计算实际上每个时段上游水深的确定均有一个试算过程, 在所拟定的水深情况下, 如所计算的平均洪水量与平均下泄量之差值与增加 (或减少) 的容积不相等, 就需重新假定上游水深计算。因排水涵洞一般流域面积及上游容积不大, 洪水过程的前期及后期流量均较小, 同时水深值也不需精确到毫米以下, 因此计算的平均洪水量与平均下泄量之差值与增加 (或减少) 的容积不一定完全相等, 从本例计算成果可以看出, 洪水过程的前期及后期两者相差约 1% 左右, 洪峰流量时则可认为两者的计算值完全相等。

调洪演算成果分析:

1) 三种不同孔径涵洞调洪演算的计算成果比较列于表 4-17, 表中各方案的上游最大水深 h 及涵洞最大下泄流量值分别摘自表 4-14~表 4-16。三种不同孔径涵洞调洪演算的计算成果

表明：孔径 $2.5\text{m} \times 2.5\text{m}$ 时的上游最大水深为 4.312m ，较上游最大允许淹没水深 4.1m 超过 0.212m ，不能满足允许淹没深度的要求；孔径 $3.0\text{m} \times 3.0\text{m}$ 时的上游最大水深为 3.907m ，较上游最大允许淹没水深 4.1m 低 0.193m ，表明涵洞孔径还可适当减小；孔径 $2.5\text{m} \times 3.2\text{m}$ 时的上游最大水深为 4.102m ，基本上与上游最大允许淹没水深 4.1m 相等，因此该孔径可作为选定方案。洪峰流量时其相应的下泄流量为 $31.67\text{m}^3/\text{s}$ ，相当于洪峰流量 $40.0\text{m}^3/\text{s}$ 的 79.2% ，即上游的容积可将洪峰流量削减 20.8% 。

2) 此例如不考虑上游容积的调蓄作用，直接采用洪峰流量 $40.0\text{m}^3/\text{s}$ 作为涵洞的设计流量，相应下游水深为 3.16m ，洞高仍采用 3.2m ，则在上游允许最大淹没水深 4.1m 时，按半压力流涵洞孔宽计算式 (3-24) 计算的洞宽为：

$$\begin{aligned} B &= \frac{Q}{m_1 D \sqrt{2g(H_0 + iL - \beta_1 D)}} \\ &= \frac{40}{0.67 \times 3.2 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times (4.126 + 0.002 \times 20 - 0.74 \times 3.2)}} \\ &= \frac{40}{12.73} = 3.14(\text{m}) \end{aligned}$$

式中：流量系数 m_1 由表 3-3 查取为 0.67 ；修正系数 β_1 由表 3-3 查取为 0.74 ；上游行近流速采用 $0.7\text{m}/\text{s}$ ；包括行近流速在内的进口水深为：

$$H_0 = H + \frac{\alpha v^2}{2g} = 4.1 + \frac{1.05 \times 0.7^2}{2 \times 9.81} = 4.126(\text{m})$$

上述计算表明，不考虑上游容积调蓄作用的计算洞宽较考虑上游容积调蓄作用的洞宽增大 $3.14 - 2.5 = 0.64\text{m}$ ，增大比例约为 25% 。

四、多孔排水涵洞的调洪演算

以上所介绍为单孔排水涵洞调洪演算的方法步骤，如为多孔涵洞，其计算方法基本相同，只是涵洞进口水深—流量关系

曲线的计算确定略有不同。如涵洞的孔数为 N ，首先，在按第三章第九节介绍的方法步骤，根据出口水深—流量关系曲线计算时，涵洞的计算流量应为该曲线中与下游水深相应的流量的 $1/N$ 倍；其次，按例 3-7 的方法步骤计算确定进口水深—流量关系曲线后，在进行调洪演算时，应将该进口水深—流量关系曲线中的 Q 值再乘以 N ，作为调洪演算时的进口水深—流量关系曲线。

第三节 排水涵洞调洪演算电算程序

由第二节调洪演算的算例可以看出，如采用试算方法，计算工作量是很大的（表 4-14~表 4-16 实际上是采用电子表格 Excel 计算的，即使如此，计算工作量仍较大），即使采用辅助曲线进行图解计算，计算工作量也不小，现在一般都采用电算。以下简要介绍笔者编制的排水涵洞调洪演算的电算程序，可用于排水涵洞及条件类似的其他排水建筑物的调洪演算，程序采用 Visual Basic 语言编制，编制使用说明可参见第三章第十二节“程序使用说明”部分。本程序的特点是简单明了，操作使用极其简便。计算基本资料的输入及计算成果的输出在同一个窗体上，基本步骤是在窗体的“上游水深—容积关系值”、“上游水深—涵洞过水流量关系值”及“洪水过程值”三个表中填入已知的基本资料数据（窗体下方有与填写基本资料数据有关的提示），然后按“显示计算成果”按钮，即显示输出 24 个时段的调洪演算成果。成果包括各时段的涵洞下泄量及相应的上游水深、容积等。在程序启动后首先显示的编制使用说明窗体上，有关于本程序所需基本资料及有关要求的说明。

以下是按例 4-1 的基本资料，采用电算程序对 $2.5\text{m} \times 2.5\text{m}$ 、 $2.5\text{m} \times 3.2\text{m}$ 及 $3.0\text{m} \times 3.0\text{m}$ 三种孔径涵洞进行调洪演算的计算成果显示。

2. 孔径 2.5m×3.2m 涵洞的计算成果

上游水深~容积关系值 上游水深~涵洞过水流量关系值 洪水过程值 调洪演算成果

上游水深 h (m)	容积 V (m ³)
0	0
0.5	2150
1.0	4150
1.5	7500
2.0	11250
2.5	15700
3.0	21250
3.5	29000
4.0	37500
4.5	55000

上游水深 h (m)	涵洞泄量 q (m ³ /s)
0	0
1.91	10
2.5	15
3.0	20
3.5	25
3.90	30
4.97	40
7.1	50
9.08	60

时段	洪水流量 Q (m ³ /s)	涵洞泄量 q (m ³ /s)	容积 V (m ³)	上游水深 h (m)
0	0			
1	1	69109	567.6	132
2	2	1.8062	1483.5	345
3	2	2.0732	1702.8	396
4	2.5	2.3193	1904.9	443
5	2.5	2.5706	2111.3	491
6	3.0	2.8219	2306	539
7	3.0	3.0732	2498	587
8	3.5	3.3246	2690	635
9	3.5	3.5759	2882	683
10	4.0	3.8219	3070	73
11	5.0	4.7748	3798	912
12	7.0	6.2879	5496.7	1.201
13	10	8.8272	8895	1.686
14	22	17.72	18719.2	2.772
15	40	31.887	41070.0	4.102
16	15	27.75	32740	3.72
17	8	8.6439	8632.5	1.651
18	5	6.1780	5356	1.18
19	4	4.0157	3218	767
20	3	3.2931	2666	629
21	2	2.1937	1801.7	419
22	1.5	1.5863	1302.9	303
23	1.5	1.4712	1208.3	281
24	1	1.1675	958.9	223

(提示) 1. 以上二表关系值的组数可不相同, 但各表的组数应与表中所示写的组数相同;
2. “洪水过程值”表中应将 24 个时段的洪水流量值填满, 时段长一般为 1 小时;
3. 各表中的上游水深均由涵洞进口底面算起。

时段长 1 (小时)

3. 孔径 3.0m×3.0m 涵洞的计算成果

上游水深~容积关系值 上游水深~涵洞过水流量关系值 洪水过程值 调洪演算成果

上游水深 h (m)	容积 V (m ³)
0	0
0.5	2150
1	4150
1.5	7500
2	11250
2.5	15700
3	21250
3.5	29000
4	37500
4.5	55000

上游水深 h (m)	涵洞泄量 q (m ³ /s)
0	0
1.75	10
2.27	15
2.70	20
3.12	25
3.51	30
4.95	40
6.35	50
7.96	60

时段	洪水流量 Q (m ³ /s)	涵洞泄量 q (m ³ /s)	容积 V (m ³)	上游水深 h (m)
0	0			
1	1	70857	533.2	124
2	2	1.8295	1376	32
3	2	2.0742	1560.9	363
4	2.5	2.3257	1750.1	407
5	2.5	2.5771	1939.3	451
6	3	2.8228	2124.2	494
7	3	3.08	2306	539
8	3.5	3.3257	2478	582
9	3.5	3.5771	2654	626
10	4	3.8285	2830	67
11	5	4.8	3510	84
12	7	6.4	4954	1.12
13	10	8.9314	7972.5	1.563
14	22	18.395	16388	2.562
15	40	32.756	35919	3.907
16	15	27.615	26272	3.324
17	8	6.9026	5543.6	1.208
18	5	6.4171	4974.1	1.123
19	4	3.7942	2906	684
20	3	3.3714	2510	59
21	2	2.1371	1608.2	374
22	1.5	1.5942	1199.7	279
23	1.5	1.4628	1100.8	256
24	1	1.1657	877.2	204

(提示) 1. 以上二表关系值的组数可不相同, 但各表的组数应与表中所示写的组数相同;
2. “洪水过程值”表中应将 24 个时段的洪水流量值填满, 时段长一般为 1 小时;
3. 各表中的上游水深均由涵洞进口底面算起。

时段长 1 (小时)

第五章 荷载计算

作用于涵洞的主要荷载有：土压力、水压力、车辆荷载及洞身自重等。土压力包括洞顶垂直土压力及侧向水平土压力，水压力包括内水压力及外水压力，车辆荷载主要为汽车荷载。

涵洞为规模较小的地下水工建筑物，其建筑物级别多小于3级。国内外震灾调查资料表明，地下结构的震害比地面结构小得多，埋深愈大，震害愈轻，因此按SL 203—97《水工建筑物抗震设计规范》规定，只对设计烈度为9度的地下结构或设计烈度为8度的1级地下结构（主要指隧洞）验算抗震强度及稳定性。按此规定，涵洞一般可不进行抗震计算及考虑地震荷载。

同样，由于涵洞的规模及孔径相对较小，且埋设于地下，温度变化及混凝土收缩对结构应力的影响也较小，一般在箱涵的结构计算中也多未考虑温度应力及混凝土收缩的作用。因此本书对此也不作介绍，对于孔径较大的多孔箱涵，需考虑温度应力影响时，可参考“灌区水工建筑物丛书”《倒虹吸管》中介绍的有关计算方法。

由于涵洞的洞顶均有一定厚度的填土，人群荷载传至洞顶时其值已很小（从例6-3可知当洞顶填土较厚时，甚至汽车荷载的影响都很小），因此一般也可不予考虑。

在涵洞工程的设计中，较大型的涵洞一般很少采用圆形断面，中小型的圆形断面涵洞则一般多采用水泥制品厂的有压或无压成品预制混凝土管，不必再进行结构计算。因此本书不介绍圆形断面涵洞的结构计算，相应在本章也只介绍有关矩形断面涵洞的荷载计算方法。为使荷载计算部分的内容与结构设计部分保持一致，本章所采用的各部位各种荷载的符号及有关的结构尺寸符号基本上与结构设计部分相同。

第一节 洞顶垂直土压力计算

洞顶垂直土压力的大小不仅取决于填土高度，还与涵洞的埋设方式、基底宽度、地基刚度以及填土性质等有关。涵洞的埋设方式主要分为上埋式及沟埋式，上埋式涵洞的垂直土压力大于沟埋式涵洞的垂直土压力；地基刚度越大，上埋式涵洞的垂直土压力越大；填土含水量越大，沟埋式涵洞的垂直土压力越大；当填土高度与基底宽度之比 $H_d/B_1 \leq 3$ 时，基底宽度越大，上埋式涵洞的垂直土压力越小；当 $H_d/B_1 > 3$ 时，基底宽度越大，上埋式涵洞的垂直土压力越大；基底宽度越大。沟埋式涵洞的垂直土压力越大。以下分别介绍上埋式涵洞及沟埋式涵洞垂直土压力的计算方法。

一、上埋式涵洞垂直土压力计算

渠下涵、穿堤涵洞以及穿公路涵洞等多为上埋式（图 5-1）。作用于上埋式涵洞单位长度洞顶的垂直土压力强度标准值按式（5-1）计算。

$$q_{t2} = K_s \gamma H_d \quad (5-1)$$

式中： q_{t2} 为洞顶垂直土压力强度标准值，kN/m； H_d 为洞顶以上填土高度，m； γ 为洞顶填土重度，kN/m³； K_s 为垂直土压力系数，根据地基刚度及比值 H_d/B_1 由表 5-1 查取； B_1 为洞身总宽，m。

二、沟埋式涵洞垂直土压力计算

渠涵（暗渠）一般多属沟埋式（图 5-2）。

当填土夯实较差， $B - B_1 < 2\text{m}$ 时，作用于沟埋式涵洞单位长度洞顶的垂直土压力强度标准值按式（5-2）计算。

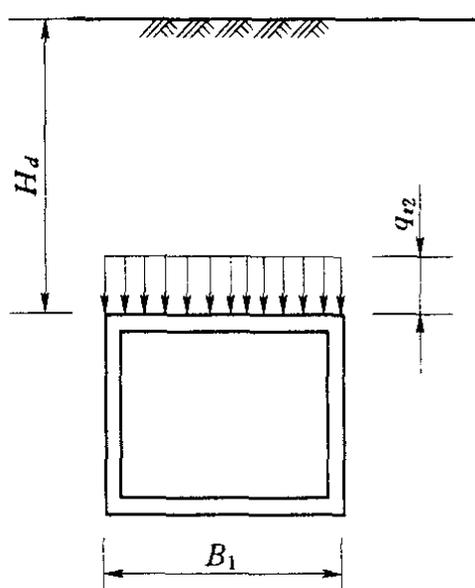


图 5-1 上埋式涵洞垂直土压力计算示意图

表 5-1

上埋式涵洞土压力系数 K_1 值表

地基种类	H_d/B_1						
	0	1	2	3	4	5	6
岩基	1.0	1.37	1.41	1.42	1.41	1.39	1.35
密实砂类土、坚硬或硬塑黏性土	1.0	1.20	1.25	1.26	1.25	1.24	1.22
中密砂类土、可塑黏性土	1.0	1.07	1.08	1.09	1.08	1.07	1.06
松散砂类土、流塑或软塑黏性土	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

注 本表根据 DL 5077—1997《水工建筑物荷载设计规范》图 11.2.1 改制。

$$q_{t2} = \frac{K_g \gamma H_d B}{B_1} \quad (5-2)$$

当填土夯实良好， $B - B_1 \geq 2\text{m}$ 时，作用于沟埋式涵洞单位长度洞顶的垂直土压力强度标准值按式 (5-3) 计算。

$$q_{t2} = K_g \gamma H_d \frac{(B + B_1)}{2B_1} \quad (5-3)$$

式中： B 为沟槽宽度 [图 5-2 (a)]，m； K_g 为垂直土压力系数，根据填土种类及比值 H_d/B 由表 5-2 查取；其余符号意义同前。

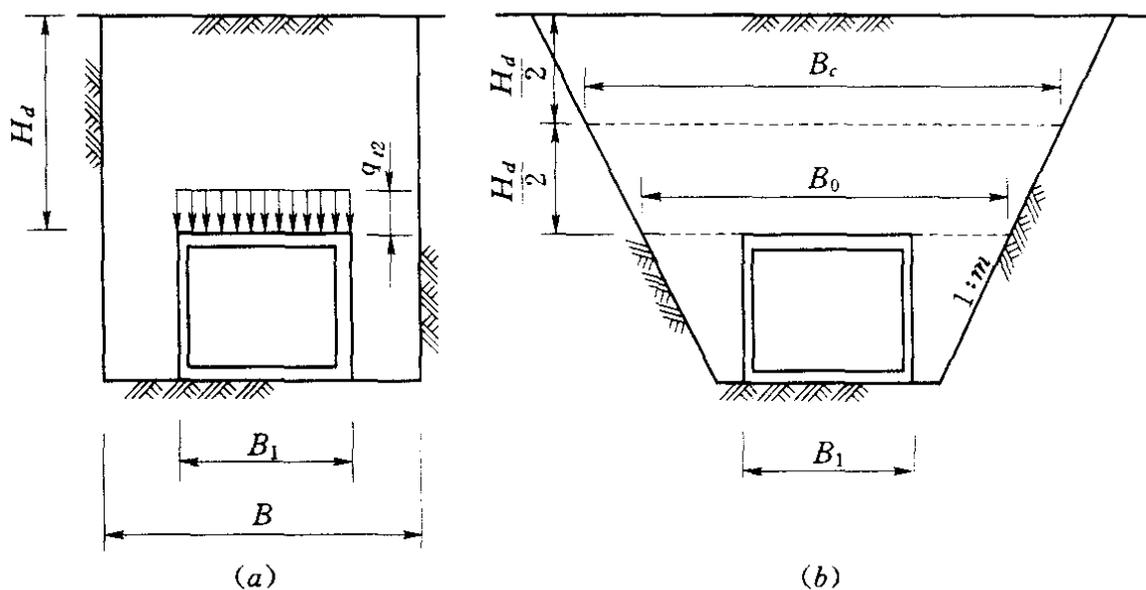


图 5-2 沟埋式涵洞垂直土压力计算示意图

(a) 矩形断面沟槽；(b) 梯形断面沟槽

表 5-2

沟埋式涵洞土压力系数 K_g 值表

填土种类	H_d/B_1						
	0	1	2	3	4	5	6
岩基	1.0	0.82	0.70	0.60	0.53	0.45	0.40
密实砂类土、坚硬或硬塑黏性土	1.0	0.85	0.73	0.64	0.55	0.48	0.44
中密砂类土、可塑黏性土	1.0	0.87	0.76	0.67	0.58	0.52	0.47
松散砂类土、流塑或软塑黏性土	1.0	0.89	0.78	0.70	0.62	0.55	0.50

注 本表根据《水工设计手册》图 40-3-20 改制。

当沟槽为梯形断面时 [图 5-2 (b)], 垂直土压力仍按 (5-3) 式计算, 仅将式中沟槽宽度 B 改为洞顶处的槽宽 B_0 , 并按比值 H_d/B_0 查取垂直土压力系数 K_g , B_0 为距地面 $H_d/2$ 处的槽宽。

如沟槽过宽, 按式 (5-2) 及式 (5-3) 计算的垂直土压力值大于按上埋式公式 (5-1) 的计算值时, 则应采用按式 (5-1) 的计算值。

第二节 侧向水平土压力计算

作用于洞身侧墙外侧的水平土压力按朗肯主动土压力公式计算, 呈梯形分布 (图 5-3)。对于上埋式涵洞, 其上部 (取顶板底面处) 及下部 (取底板顶面处) 的水平土压力强度标准值分别按式 (5-4) 及式 (5-5) 计算。

$$q_{t3} = \gamma(H_d + d_2) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (5-4)$$

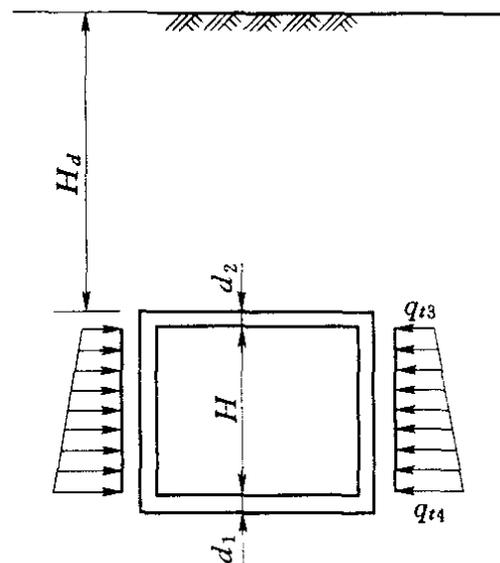


图 5-3 水平土压力
计算示意图

$$q_{t4} = \gamma(H_d + d_2 + H) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (5-5)$$

式中： q_{t3} 及 q_{t4} 分别为顶板底面处及底板顶面处的水平土压力强度标准值，kN/m； d_2 为顶板厚度，m； H 为洞身净高，m； φ 为填土内摩擦角，一般应根据试验资料确定，如无试验资料，可参照表5-3及表5-4采用；其余符号意义同前。

表 5-3 砾类土 G、砂类土 S 的 φ 值

类别	松散状态	中密状态	密实状态
砾类土 G	30°~34°	34°~37°	37°~40°
砂类土 S	25°~30°	30°~35°	35°~40°

注 本表源于 DL 5077—1997《水工建筑物荷载设计规范》。

表 5-4 细粒土 F 的 φ 、C 值

塑性指数 I_p		孔隙比					
		< 0.5	0.5~0.6	0.6~0.7	0.7~0.8	0.8~0.9	> 0.9
< 10	φ (°)	27	25	23	21	19	17
	C (kN/m ²)	10	8	6	4	3	2
10~17	φ (°)	21	19	17	15	14	13
	C (kN/m ²)	18	14	11	9	8	6
> 17	φ (°)	17	15	13	12	11	10
	C (kN/m ²)	35	28	22	17	13	10

注 本表源于 DL 5077—1997。

对于沟埋式涵洞，当 $B_0 - B_1 > 2\text{m}$ 时，水平土压力强度标准值与上埋式相同，按式 (5-4) 及式 (5-5) 计算；当 $B_0 - B_1 \leq 2$ 时，则应在式中乘以局部作用系数 K_n ，其值按式 (5-6) 计算。

$$K_n = \frac{B_0 - B_1}{2} \quad (5-6)$$

第三节 水压力计算

一、内水压力计算

对于无压涵洞，内水压力按满水计算 [图 5-4 (a)]，作用于侧墙的内水压力呈三角形分布，顶部内水压力强度标准值 $q_{水3} = 0$ ，底部内水压力强度标准值为：

$$q_{水4} = \gamma_{水} H \quad (5-7)$$

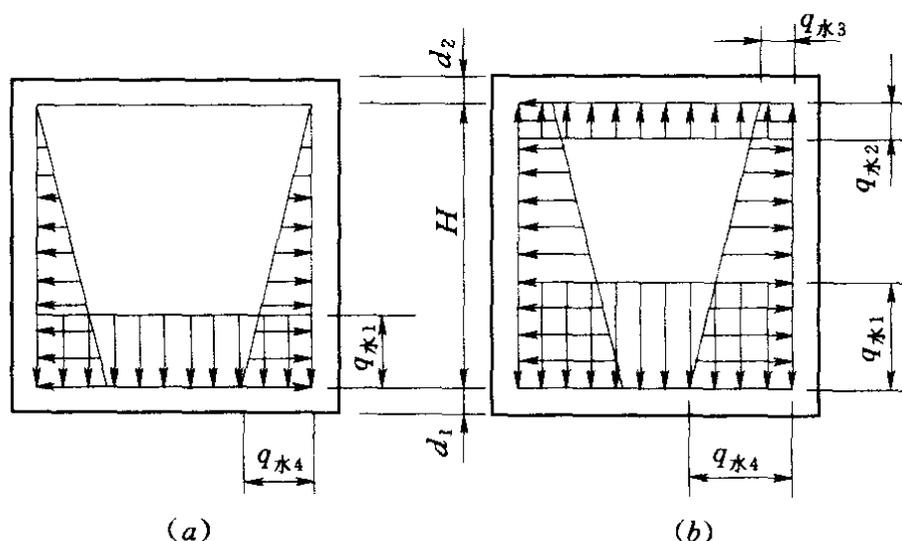


图 5-4 涵洞的内水压力图

(a) 无压涵洞；(b) 有压涵洞

作用于底板顶面的均布内水压力（水重）强度标准值为：

$$q_{水1} = q_{水4} = \gamma_{水} H \quad (5-8)$$

式中： $q_{水4}$ 为侧墙底部内水压力强度标准值， kN/m ； $q_{水1}$ 为底板顶面的均布内水压力（水重）强度标准值， kN/m ； $\gamma_{水}$ 为水的重度，采用 $\gamma_{水} = 10\text{kN/m}^3$ ；其余符号意义同前。

对于有压涵洞，内水压力包括洞内满水压力 [图 5-4 (a)] 及均匀内水压力两部分 [图 5-4 (b)]，作用于侧墙的内水压力呈梯形分布，顶部内水压力强度标准值及底部内水压力强度标准值分别为：

$$q_{水3} = \gamma_{水} H_0 \quad (5-9)$$

$$q_{水4} = \gamma_{水} (H_0 + H) \quad (5-10)$$

作用于底板顶面的均布内水压力（水重及水头压力）强度标准值为：

$$q_{水1} = q_{水4} = \gamma_{水} (H_0 + H) \quad (5-11)$$

作用于顶板底面的均布内水压力强度标准值为：

$$q_{水2} = q_{水3} = \gamma_{水} H_0 \quad (5-12)$$

式中： H_0 为顶板底面以上的水头压力；其余符号意义同前。

二、外水压力计算

涵洞的外水压力为地下水作用。为简化计算，当地下水位在洞底以上的高度不超过洞高的 $1/2$ ，可不考虑外水压力作用；当地下水位在洞底以上的高度超过洞高的 $1/2$ 而低于洞顶时，可按地下水位平顶板底面计算外水压力。

在地下水位平顶板底面时 [图 5-5 (a)]，作用于侧墙的外水压力呈三角形分布，顶部（顶板底面处）外水压力强度标准值 $q'_{水3} = 0$ ，底部（底板顶面处）外水压力强度标准值为：

$$q'_{水4} = \gamma_{水} H \quad (5-13)$$

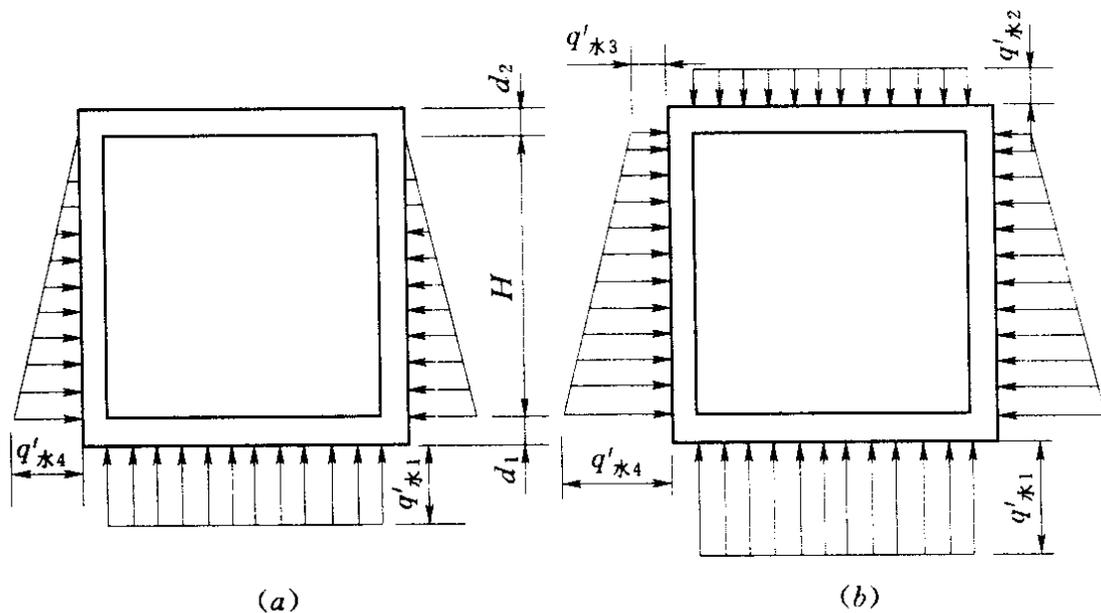


图 5-5 涵洞的外水压力图

(a) 地下水位平洞顶；(b) 地下水位高于洞顶

作用于底板底面的均布外水压力（浮托力）强度标准值为：

$$q'_{水1} = \gamma_{水}(H + d_1) \quad (5-14)$$

上两式中： $q'_{水4}$ 为侧墙底部（底板顶面处）外水压力强度标准值，kN/m； $q'_{水1}$ 为底板底面的均布外水压力（浮托力）强度标准值，kN/m；其余符号意义同前。

当地下水位超过洞顶时 [图 5-5 (b)]，外水压力包括水位平顶板底面的水压力 [图 5-5 (a)] 及均匀外水压力两部分，作用于侧墙的外水压力呈梯形分布，顶部（顶板底面处）外水压力强度标准值及底部（底板顶面处）外水压力强度标准值分别为：

$$q'_{水3} = \gamma_{水} H'_0 \quad (5-15)$$

$$q'_{水4} = \gamma_{水}(H'_0 + H) \quad (5-16)$$

作用于底板底面的均布外水压力（浮托力）强度标准值为：

$$q'_{水1} = \gamma_{水}(H'_0 + H + d_1) \quad (5-17)$$

作用于顶板顶面的均布外水压力强度标准值为：

$$q'_{水2} = \gamma_{水}(H'_0 - d_2) \quad (5-18)$$

式中： H'_0 为地下水位在顶板底面以上的高度，其余符号意义同前。

在有外水压力作用的情况下，按式 (5-1) ~ 式 (5-5) 计算地下水位以下的垂直土压力及侧向水平土压力时，式中土的重度 γ 应采用浮重度。

第四节 汽车车辆荷载计算

按 JTGB 01—2003 《公路工程技术标准》规定，作用于涵洞的汽车荷载采用车辆荷载。各级公路桥涵设计的汽车荷载等级应符合表 5-5 的规定。

表 5-5 汽车荷载等级

公路等级	高速公路	一级公路	二级公路	三级公路	四级公路
汽车荷载等级	公路—Ⅰ级	公路—Ⅰ级	公路—Ⅱ级	公路—Ⅱ级	公路—Ⅱ级

二级公路作为干线公路且重型车辆多时，其桥涵设计可采用公路—Ⅰ级汽车荷载；四级公路重型车辆少时，其桥涵设计可采用公路车辆荷载效应的 0.7 倍。

按 JTGB 01—2003，公路—Ⅰ级和公路—Ⅱ级汽车荷载采用相同的车辆荷载标准值。车辆荷载布置如图 5-6，其主要技术指标如表 5-6。

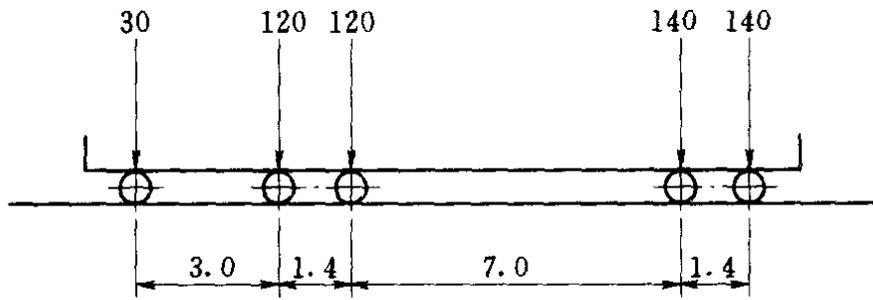
表 5-6 车辆荷载主要技术指标

项目	单位	技术指标
车辆重力标准值	kN	550
前轴重力标准值	kN	30
中轴重力标准值	kN	2×120
后轴重力标准值	kN	2×140
轴距	m	3 + 1.4 + 7 + 1.4
轮距	m	1.8
前轮着地宽度及长度	m	0.3×0.2
中、后轮着地宽度及长度	m	0.6×0.2
车辆外形尺寸	m	12×2.5

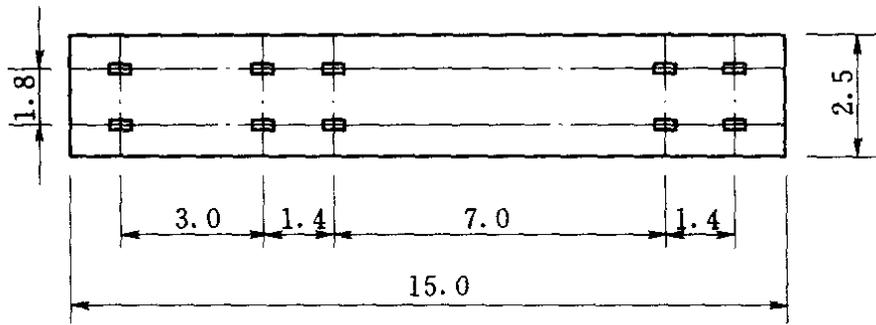
取水输水工程中的涵洞，除少数穿越等级公路外，一般的穿堤涵洞、穿渠涵洞及渠涵（暗渠）等，其所在的堤顶行车道路，一般多为交通量小、重型车少的非等级公路，在计算汽车荷载时，均可按上述车辆荷载的 0.7 倍考虑。

按 JTGD 60—2004《公路桥涵设计通用规范》的规定，计算涵洞顶上车辆荷载引起的竖向土压力时，车轮按其着地面积的边缘向下作 30°角分布。当几个车轮的压力扩散线相重叠时，扩散面积以最外边的扩散线为准。

根据图 5-6 所示的车辆荷载分布以及一般涵洞的规模及洞顶的填土厚度，位于堤下的涵洞，一般最不利的车辆荷载多是一个汽车的后轴重力单独作用于洞顶之上（图 5-7）。



(a)



(b)

图 5-6 车辆荷载布置图

(轴重力单位: kN; 尺寸单位: m)

(a) 立面布置; (b) 平面布置

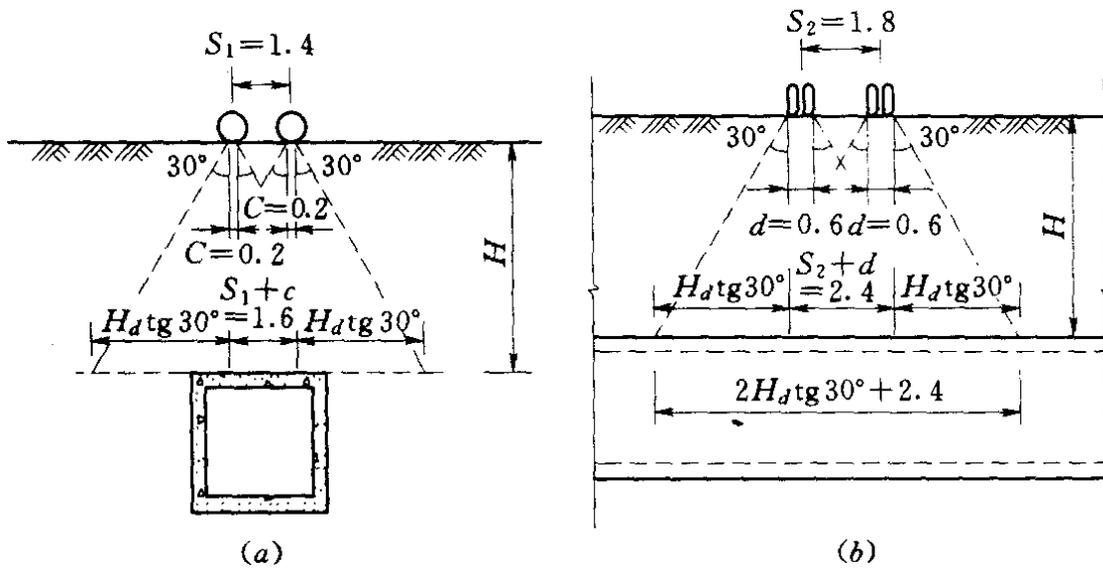


图 5-7 汽车后轴轮压力分布图 (单位: m)

(a) 垂直于涵洞轴线方向; (b) 沿涵洞轴线方向

如上所述, 洞顶承受的汽车车辆荷载为后轴重力通过车轮按 30° 扩散角传至洞顶的均布荷载, 其值为:

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{汽}} &= \frac{P}{A} = \frac{0.7P}{(2H_d \tan 30^\circ + S_1 + c)(2H_d \tan 30^\circ + S_2 + d)} \\
 &= \frac{0.7 \times 2 \times 140}{(2H_d \tan 30^\circ + 1.4 + 0.2)(2H_d \tan 30^\circ + 1.8 + 0.6)} \\
 &= \frac{196}{(2H_d \tan 30^\circ + 1.6)(2H_d \tan 30^\circ + 2.4)} \quad (5-19)
 \end{aligned}$$

式中： P 为汽车车辆荷载的后轴重力标准值，kN； A 为后轴重力扩散至洞顶的面积， m^2 ； S_1 为行车方向（垂直于涵洞轴线方向）的后轴轮距，m； S_2 为垂直于行车方向（沿涵洞轴线方向）的后轴轮距，m； c 为后轴着地长度， $c=0.2\text{m}$ ； d 为后轴着地宽度， $d=0.6\text{m}$ ；其余符号意义同前。

第五节 自重力计算

涵洞的自重力由结构自重产生。对于箱涵及盖板涵洞等矩形断面的涵洞，是分别将自重力与其他荷载之和作用于顶板及底板。作用于顶板的自重力即顶板的自重，其值为：

$$q_{\text{自}2} = \gamma_c d_2 \quad (5-20)$$

式中： $q_{\text{自}2}$ 为作用于顶板的自重力，kN/m； γ_c 为钢筋混凝土重度，一般采用 $\gamma_c=25\text{kN/m}^3$ ；其余符号意义同前。

作用于底板底面的自重力为洞身重力产生的地基反力部分，因地基反力按均匀分布考虑，其中由底板重产生的向上作用的地基反力与向下作用的底板自重力可相互抵消，即作用于底板底面的自重力为：

$$q_{\text{自}1} = q_{\text{自}2} + \gamma_c (2d_3 + Nd_4) H/B_1 \quad (5-21)$$

式中： $q_{\text{自}1}$ 为作用于底板底面的自重力，kN/m； d_3 为侧墙厚，m； d_4 为中隔墙厚，m； N 为中隔墙数；其余符号意义同前。

第六节 荷载的作用分项系数

按 SL/T 191—96 《水工混凝土结构设计规范》进行钢筋混

混凝土结构计算时，承载能力极限状态计算时的内力值与正常使用极限状态计算时的内力值是不相同的。前者采用的弯矩及轴向力设计值为各作用（荷载）标准值乘以分项系数后所产生的效应总和并乘以结构重要性系数 γ_0 及设计状况系数 ψ 后的值。后者采用的荷载效应短期组合时的弯矩及轴向力值为各作用（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弯矩及轴向力值为各作用（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并乘以结构重要性系数 γ_0 后的值。以上各节荷载计算公式的计算值均为荷载标准值，即按其值计算的内力用于钢筋混凝土结构正常使用极限状态计算。当计算用于承载能力极限状态计算所需的内力时，以上各节荷载计算公式的计算值均应乘以相应荷载的作用分项系数。按 DL 5077—1997《水工建筑物荷载设计规范》，有关各项作用分项系数的规定如下：

（1）埋管上垂直土压力、侧向土压力的作用分项系数，当其作用效应对管体不利时应采用 1.1，有利时采用 0.9。

（2）静水压力（包括外水压力）的作用分项系数应采用 1.0。

（3）混凝土结构自重的作用分项系数，当其作用效应对结构不利时应采用 1.05，有利时采用 0.95。

（4）汽车荷载的作用分项系数，按 JTG D60—2004 的规定为 1.4。

第六章 箱涵的结构设计

箱涵的结构设计主要为内力计算及钢筋混凝土结构计算。内力计算包括各控制截面的弯矩、轴力及剪力的计算。常用的弯矩计算方法有查表法、弯矩分配法及迭代法等。查表法的弯矩计算公式只适用于顶板与底板等厚及侧墙与中隔墙等厚的情况，而根据受力情况，箱涵的顶板与底板厚度往往不相等，中隔墙厚度则多小于侧墙厚度，因此查表法的应用受到一定限制；同时介绍有关查表法计算的技术资料也较多，因此本书不再介绍。作用于箱涵的荷载多为对称荷载，对于单孔及双孔箱涵，利用结构对称，采用弯矩分配法计算并不复杂，三孔箱涵则可采用迭代法计算弯矩，同时，还可按弯矩分配法及迭代法的计算方法利用电子表格 Excel 进行内力计算，可以简化繁琐的计算过程，很简便地得到全部内力计算成果。以下将分别介绍用弯矩分配法计算单孔及双孔箱涵弯矩，用迭代法计算三孔箱涵弯矩的基本计算公式，并以算例系统介绍箱涵结构设计的方法步骤。同时还将介绍作者根据弯矩分配法及迭代法编制的单孔、双孔及三孔箱涵内力计算的 Excel 计算表格，利用该计算表格可以极其简便地求得箱涵各控制截面的弯矩及剪力等内力计算成果。

第一节 弯矩分配法计算单孔及双孔箱涵弯矩

一、计算简图及符号说明

1. 计算简图

单孔箱涵计算简图见图 6-1 (a)、(b)，双孔箱涵计算简图见图 6-2 (a)、(b)，结构及荷载均对称，其中图 6-1 (b) 及图 6-2 (b) 为利用对称性采用的计算图。各计算图的结点均为构

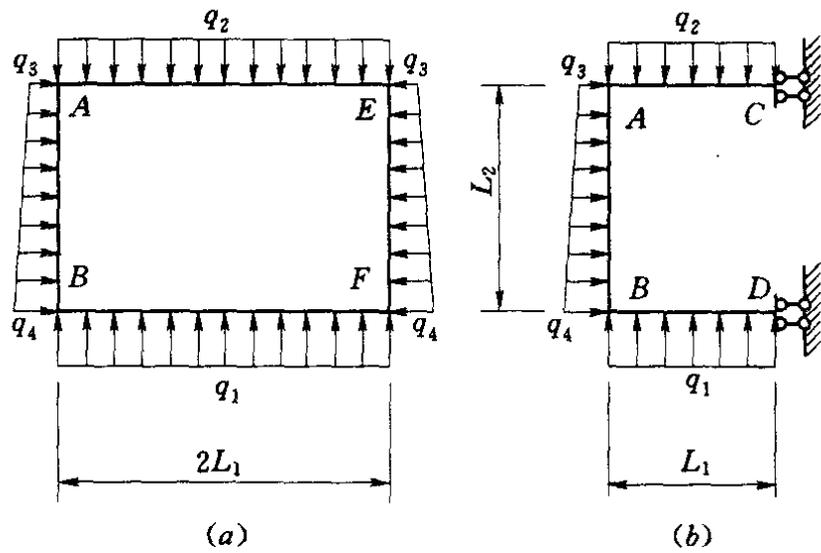


图 6-1 单孔箱涵计算简图

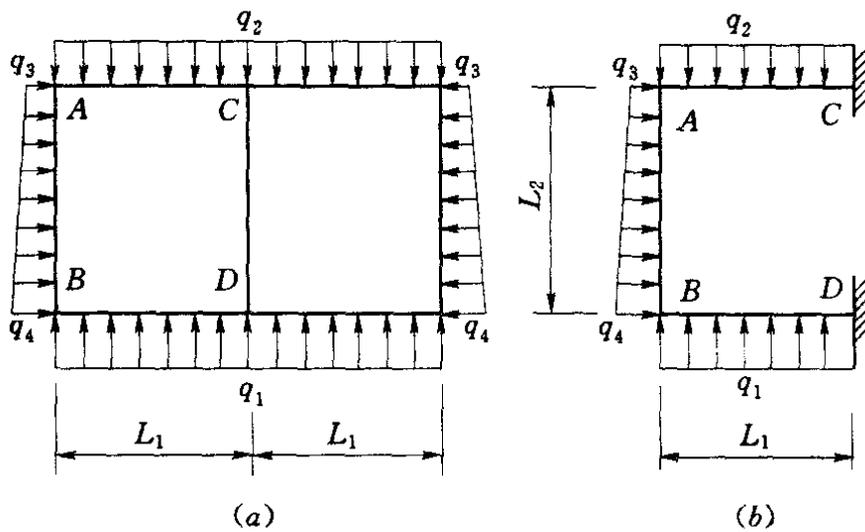


图 6-2 双孔箱涵计算简图

件轴线交点。

2. 结构尺寸及荷载符号说明

(1) 单孔。 L_1 为顶板及底板跨径之半，m； L_2 为侧墙跨径，m； d_1 为底板厚，m； d_2 为顶板厚，m； d_3 为侧墙厚，m； q_1 为底板均布荷载总和，kN/m； q_2 为顶板均布荷载总和，kN/m； q_3 为侧墙顶部（相应于顶板底面处）的分布荷载强度总和，kN/m； q_4 为侧墙底部（相应于底板顶面处）的分布荷载强度总和，kN/m；荷载符号以指向涵内为正。

(2) 双孔。\$L_1\$ 为顶板及底板跨径，m；\$L_2\$ 为侧墙跨径，m；\$d_1\$ 为底板厚；\$d_2\$ 为顶板厚，m；\$d_3\$ 为侧墙厚，m；\$d_4\$ 为中隔墙厚，m；\$q_1\$ 为底板均布荷载，kN/m；\$q_2\$ 为顶板均布荷载，kN/m；\$q_3\$ 为侧墙顶部（相应于顶板底面处）分布荷载，kN/m；\$q_4\$ 为侧墙底部（相应于底板顶面处），kN/m；荷载符号以指向涵内为正。

二、计算方法及计算公式

弯矩分配法的计算方法是按结点及杆端列表依次对各结点进行弯矩分配及传递，以消除各结点的不平衡弯矩。计算过程是首先计算该结点各杆端的固端弯矩代数和（不平衡弯矩），将该代数和反号，分别乘各杆端的分配系数得各杆端的分配弯矩，各分配弯矩乘相应的传递系数得传递弯矩传至远端，一般各结点依次轮流进行 3~4 次弯矩分配及传递，即可满足精度要求，最后将表中竖行的固端弯矩、分配弯矩及传递弯矩相叠加即得各杆端的总弯矩。在列表进行弯矩分配及传递计算前，需先计算各杆端的固端弯矩及分配系数等。

1. 单孔 [见图 6-1 (b)] 的固端弯矩、分配系数及传递系数

1) 固端弯矩 \$M_{ik}^F\$ 计算公式：

$$M_{AC}^F = -\frac{q_2 L_1^2}{3} \quad (6-1)$$

$$M_{CA}^F = -\frac{q_2 L_1^2}{6} \quad (6-2)$$

$$M_{BD}^F = \frac{q_1 L_1^2}{3} \quad (6-3)$$

$$M_{DB}^F = \frac{q_1 L_1^2}{6} \quad (6-4)$$

$$M_{AB}^F = \frac{q_3 L_2^2}{12} + \frac{(q_4 - q_3) L_2^2}{30} \quad (6-5)$$

$$M_{BA}^F = -\frac{q_3 L_2^2}{12} - \frac{(q_4 - q_3) L_2^2}{20} \quad (6-6)$$

式中： M_{ik}^F 为杆件 ik 的 i 端固端弯矩，例如 M_{AC}^F 为杆件 AC （顶板）的 A 端固端弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ；杆端弯矩以顺时针旋转为正；其余符号意义同前。

2) 抗弯劲度 K_{ik} 计算公式：

$$K_{AC} = \frac{d_2^3}{12L_1} \quad (6-7)$$

$$K_{BD} = \frac{d_1^3}{12L_1} \quad (6-8)$$

$$K_{AB} = K_{BA} = \frac{4 \times d_3^3}{12 \times L_2} \quad (6-9)$$

式中： K_{ik} 为杆件 ik 的 i 端抗弯劲度，例如 K_{AC} 为杆件 AC （顶板）的 A 端抗弯劲度；其余符号意义同前。

3) 杆端弯矩的分配系数 μ_{ik} 计算公式：

$$\mu_{AC} = \frac{K_{AC}}{K_{AC} + K_{AB}} \quad (6-10)$$

$$\mu_{AB} = \frac{K_{AB}}{K_{AC} + K_{AB}} \quad (6-11)$$

$$\mu_{BA} = \frac{K_{BA}}{K_{BA} + K_{BD}} \quad (6-12)$$

$$\mu_{BD} = \frac{K_{BD}}{K_{BA} + K_{BD}} \quad (6-13)$$

式中： μ_{ik} 为杆件 ik 的 i 端分配系数，例如 μ_{AC} 为杆件 AC （顶板）的 A 端分配系数；其余符号意义同前。

4) 杆端弯矩的传递系数。远端（ k 端）为固定端时的传递系数为 $1/2$ ；远端（ k 端）为可移动但不可转动支承时的传递系数为 -1 。即杆件 AB 向 B 端的传递系数及杆件 BA 向 A 端的传递系数为 $1/2$ ，杆件 AC 向 C 端的传递系数及杆件 BD 向 D 端的传递系数为 -1 。

2. 双孔 [见图 6-2 (b)] 的固端弯矩、分配系数及传递系数

1) 固端弯矩 M_{ik}^F 计算公式：

$$M_{AC}^F = -\frac{q_2 L_1^2}{12} \quad (6-14)$$

$$M_{CA}^F = -M_{AC}^F \quad (6-15)$$

$$M_{BD}^F = \frac{q_1 L_1^2}{12} \quad (6-16)$$

$$M_{DB}^F = -M_{BD}^F \quad (6-17)$$

$$M_{AB}^F = \frac{q_3 L_2^2}{12} + \frac{(q_4 - q_3) L_2^2}{30} \quad (6-18)$$

$$M_{BA}^F = -\frac{q_3 L_2^2}{12} - \frac{(q_4 - q_3) L_2^2}{20} \quad (6-19)$$

式中： M_{ik}^F 为杆件 ik 的 i 端固端弯矩，例如 M_{AC}^F 为杆件AC（顶板）的A端固端弯矩 $\text{kN}\cdot\text{m}$ ；杆端弯矩以顺时针旋转为正；其余符号意义同前。

2) 抗弯劲度 K_{ik} 计算公式：

$$K_{AC} = \frac{4d_2^3}{12L_1} \quad (6-20)$$

$$K_{BD} = \frac{4d_1^3}{12L_1} \quad (6-21)$$

$$K_{AB} = K_{BA} = \frac{4d_3^3}{12L_2} \quad (6-22)$$

式中： K_{ik} 为杆件 ik 的 i 端抗弯劲度，例如 K_{AC} 为杆件AC（顶板）的A端抗弯劲度，其余符号意义同前。

3) 杆端弯矩的分配系数 μ_{ik} 计算公式：

$$\mu_{AC} = \frac{K_{AC}}{K_{AC} + K_{AB}} \quad (6-23)$$

$$\mu_{AB} = \frac{K_{AB}}{K_{AC} + K_{AB}} \quad (6-24)$$

$$\mu_{BA} = \frac{K_{BA}}{K_{BA} + K_{BD}} \quad (6-25)$$

$$\mu_{BD} = \frac{K_{BD}}{K_{BA} + K_{BD}} \quad (6-26)$$

式中： μ_{ik} 为杆件 ik 的 i 端分配系数，例如 μ_{AC} 为杆件AC（顶板）

的 A 端分配系数；其余符号意义同前。

4) 杆端弯矩的传递系数。各杆件向远端的传递系数均为 $1/2$ 。

弯矩分配法的具体计算方法详第二节及第三节算例。

3. 各部位剪力、轴向力及控制截面弯矩计算

弯矩分配法的计算成果仅为各结点处杆端的弯矩值，结点为各构件轴线的交点，位于构件以内，该处不是计算控制截面，因此尚需计算各控制截面的弯矩。箱涵结构计算的控制截面为跨中（间）及加腋起点处。除各控制截面弯矩外，还需计算各部位剪力及轴向力。有关各部位剪力、轴向力及控制截面弯矩的计算方法将在以下各节的算例部分介绍。

第二节 单孔箱涵的结构计算

【例 6-1】 某单孔钢筋混凝土穿堤箱形涵洞，堤顶至顶板顶面的堤身填土高度 $H_d = 3.2\text{ m}$ ，填土内摩擦角 $\phi = 30^\circ$ 。洞身净宽 $B = 3.5\text{ m}$ ，净高 $H = 3.0\text{ m}$ 。底板厚 $d_1 = 0.35\text{ m}$ ，顶板厚 $d_2 = 0.3\text{ m}$ ，侧墙厚 $d_3 = 0.3\text{ m}$ ，加腋尺寸 $0.25\text{ m} \times 0.25\text{ m}$ 。地基为密实砂类土，地下水位低于洞底。堤顶不通汽车。洞进口水深 2.8 m ，出口水深 2.2 m ，洞身纵剖面布置示意图如图 6-3，洞身横剖面结构尺寸如图 6-4。本涵洞的过水流量大于 $20\text{ m}^3/\text{s}$ ，按 GB 50228—99《灌溉与排水工程设计规范》，相应建筑物级别为 3 级。洞身混凝土强度等级采用 C20。试计算洞身控制截面各部

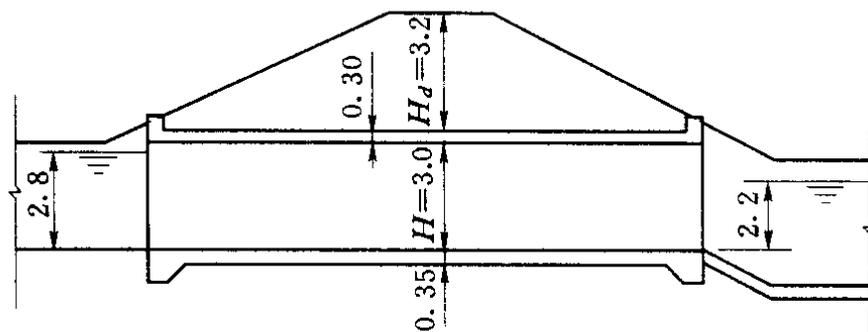


图 6-3 洞身纵剖面布置示意图（单位：m）

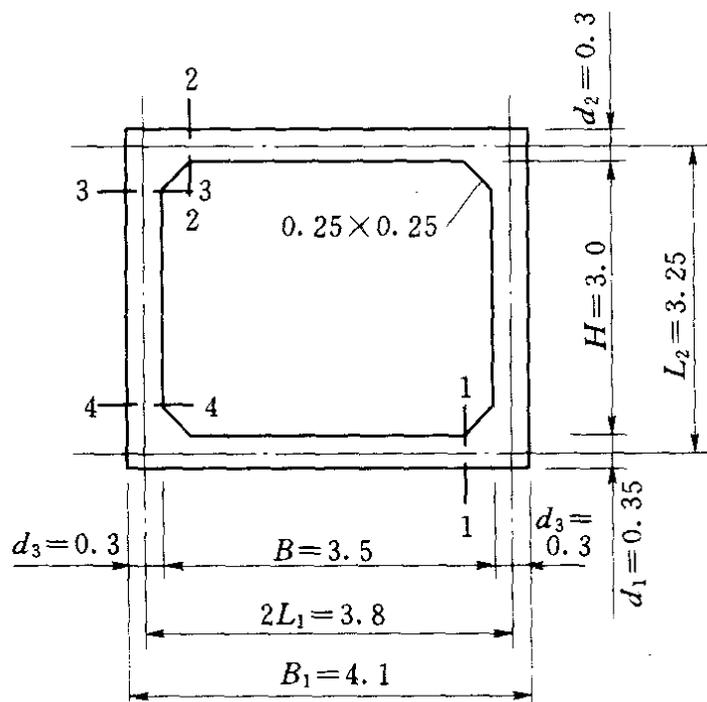


图 6-4 洞身横剖面结构尺寸图 (单位: m)

位的内力及进行钢筋混凝土结构计算。

解 此箱涵为无压涵洞, 在过水情况下, 侧向水压力将抵消部分作用于侧墙外侧的土压力, 对结构受力有利, 因此结构的计算控制工况应为洞内无水时, 即不考虑水压力作用, 荷载组合为土压力及结构自重。最大作用荷载为堤顶部位, 以位于堤顶以下的洞身截面作为计算控制截面。

1. 荷载计算

以下计算的荷载, 用于钢筋混凝土结构承载能力极限状态计算所采用的内力设计值, 因此均需在第五章的各种荷载计算公式中增加一项作用分项系数 γ_G 值。各种荷载均取单位洞长 (1m) 计算。

1) 作用于洞顶的均布垂直土压力 q_{t2} 计算。此涵洞洞顶以上的填土类型为上埋式填土, 根据比值 $H_d/B_1 = 3.2/4.1 = 0.78$, 由表 5-1 查得填土的垂直压力系数 $K_s = 1.16$ 。按式 (5-1) 计算作用于洞顶的垂直均布土压力 q_{t2} 为:

$$q_{t2} = \gamma_G K_s \gamma H_d = 1.1 \times 1.16 \times 18 \times 3.2 = 73.5 \text{ (kN/m)}$$

式中：垂直土压力的作用分项系数 $\gamma_G = 1.1$ ；填土的湿重度 $\gamma = 18\text{kN/m}^3$ ；填土高度 $H_d = 3.2\text{ m}$ 。

2) 作用于侧墙的水平分布土压力强度 q_{t3} 、 q_{t4} 及侧墙分布荷载强度总和 q_3 、 q_4 计算。按式 (5-4) 计算作用于侧墙顶部 (相应于顶板底面处) 的分布土压力 q_{t3} 为：

$$\begin{aligned} q_{t3} &= \gamma_G \gamma (H_d + d_2) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \\ &= 1.1 \times 18 \times (3.2 + 0.3) \times \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) \\ &= 23.1 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

按式 (5-5) 计算作用于侧墙底部 (相应于底板顶面处) 的分布土压力 q_{t4} 为：

$$\begin{aligned} q_{t4} &= \gamma_G \gamma (H_d + d_2 + H) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \\ &= 1.1 \times 18 \times (3.2 + 0.3 + 3.0) \times \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) \\ &= 42.9 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

作用于侧墙的分布荷载总和为水平分布土压力、内水压力、外水压力之和，本例内水压力及外水压力均为 0，则：

$$q_3 = q_{t3} = 23.1 \text{ (kN/m)}$$

$$q_4 = q_{t4} = 42.9 \text{ (kN/m)}$$

式中：各项符号意义同前。

3) 作用于顶板的垂直均布荷载总和 q_2 计算。作用于顶板的均布荷载总和 q_2 为均布垂直土压力 q_{t2} 与顶板自重力、外水压力、内水压力之和，本例外水压力及内水压力均为 0，则均布荷载总和 q_2 为：

$$q_2 = q_{t2} + \gamma_G \gamma_c d_2 = 73.5 + 1.05 \times 25 \times 0.3 = 81.38 \text{ (kN/m)}$$

式中：顶板厚 $d_2 = 0.3\text{m}$ ；钢筋混凝土重度 $\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$ ；自重力作用的分项系数 $\gamma_G = 1.05$ 。

4) 作用于底板底面的垂直均布荷载总和 q_1 计算。作用于底板底面的垂直均布荷载总和 q_1 为地基反力与洞内水重之和，因

地基反力按均匀分布考虑，底板自重及洞内水重均与其产生的地基反力相抵消，计算地基反力时可只考虑顶板及侧墙重。本例内水压力为 0，同时因作用于顶板的垂直均布荷载总和 q_2 中已计入顶板重，因此作用于底板底面的垂直均布荷载总和 q_1 即为 q_2 与侧墙产生的地基反力之和，即：

$$\begin{aligned} q_1 &= q_2 + \frac{\gamma_G 2\gamma_c d_3 H}{B_1} \\ &= 81.38 + \frac{1.05 \times 2 \times 25 \times 0.3 \times 3.0}{4.1} \\ &= 92.9 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

式中：各项符号意义同前。

2. 固端弯矩计算 (图 6-5)

按式 (6-1) ~ 式 (6-6) 计算各杆件的固端弯矩为：

$$M_{AC}^F = -\frac{q_2 L_1^2}{3} = -\frac{81.38 \times 1.9^2}{3} = -97.93 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{CA}^F = -\frac{q_2 L_1^2}{6} = -\frac{81.38 \times 1.9^2}{6} = -48.96 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{BD}^F = \frac{q_1 L_1^2}{3} = \frac{92.9 \times 1.9^2}{3} = 111.79 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{DB}^F = \frac{q_1 L_1^2}{6} = \frac{92.9 \times 1.9^2}{6} = 55.89 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\begin{aligned} M_{AB}^F &= \frac{q_3 L_2^2}{12} + \frac{(q_1 - q_3) L_2^2}{30} \\ &= \frac{23.1 \times 3.325^2}{12} + \frac{(42.9 - 23.1) \times 3.325^2}{30} \\ &= 28.58 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{BA}^F &= -\frac{q_3 L_2^2}{12} - \frac{(q_1 - q_3) L_2^2}{20} \\ &= -\frac{23.1 \times 3.325^2}{12} - \frac{(42.9 - 23.1) \times 3.325^2}{20} \\ &= -32.23 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

式中： L_1 为水平杆件（顶板及底板）计算跨长； L_2 为垂直杆件（侧墙）计算跨长；其余符号意义同前。

3. 抗弯劲度计算

按式（6-7）～式（6-9）计算各杆端的抗弯劲度为：

$$K_{AC} = \frac{d_2^3}{12L_1} = \frac{0.3^3}{12 \times 1.9} = 0.00118$$

$$K_{BD} = \frac{d_1^3}{12L_1} = \frac{0.35^3}{12 \times 1.9} = 0.00188$$

$$K_{AB} = K_{BA} = \frac{4d_3^3}{12L_2} = \frac{4 \times 0.3^3}{12 \times 3.325} = 0.00271$$

式中：各项符号意义同前。

4. 杆端弯矩的分配系数计算

按式（6-10）～式（6-13）计算各杆端弯矩的分配系数为：

$$\mu_{AC} = \frac{K_{AC}}{K_{AC} + K_{AB}} = \frac{0.00118}{0.00118 + 0.00271} = 0.303$$

$$\mu_{AB} = \frac{K_{AB}}{K_{AC} + K_{AB}} = \frac{0.00271}{0.00118 + 0.00271} = 0.697$$

$$\mu_{BA} = \frac{K_{BA}}{K_{BA} + K_{BD}} = \frac{0.00271}{0.00271 + 0.00188} = 0.590$$

$$\mu_{BD} = \frac{K_{BD}}{K_{BA} + K_{BD}} = \frac{0.00188}{0.00271 + 0.00188} = 0.410$$

式中：各项符号意义同前。

5. 杆端弯矩的传递系数

杆件 AB 向 B 端的传递系数及杆件 BA 向 A 端的传递系数为 1/2，杆件 AC 向 C 端的传递系数及杆件 BD 向 D 端的传递系数为 -1。

6. 结点弯矩分配计算

计算简图如图 6-5 (a)、(b) 所示。结点弯矩分配计算如表 6-1 所示。

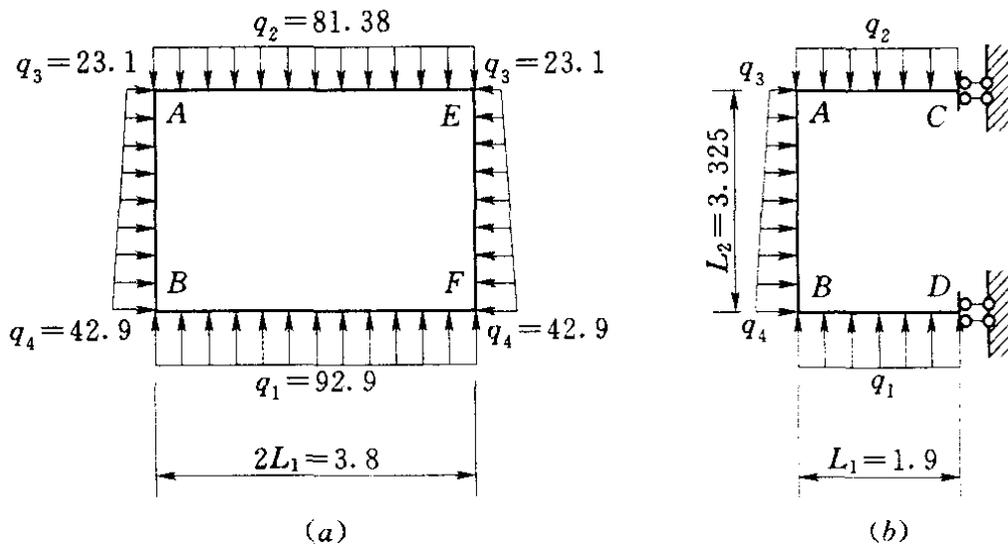


图 6-5 计算简图 (尺寸单位: m; 荷载单位: kN/m)

表 6-1 弯矩分配计算表 弯矩单位: kN·m

结点	D	B		A		C
杆端	DB	BD	BA	AB	AC	CA
劲度 K		0.00188	0.00271	0.00271	0.00118	
分配系数 μ		0.410	0.590	0.697	0.303	
	55.89	111.79	-32.23	28.58	-97.93	-48.96
固端弯矩 M^F		24.17		←-48.34	21.01→	-21.01
	42.53	←-42.53	-61.20→	-30.6		
		10.67		←-21.33	9.27→	-9.27
	4.37	←-4.37	-6.30→	-3.15		
		1.10		←-2.20	0.95→	-0.95
	0.45	←-0.45	-0.65→	-0.33		
				0.23	0.1	
弯矩合计 M	103.24	64.44	-64.44	66.60	-66.6	-80.19

注 弯矩符号以绕杆端顺时针旋转为正。

表 6-1 中, 在 A、B 两结点共进行了 8 次弯矩分配及传递计算 (A、B 两结点轮流各进行了 4 次)。首先对 A 结点进行弯矩分配及传递, A 结点的不平衡弯矩为 $M_{\text{不平衡}} = 28.58 - 97.93 =$

-69.35 ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 杆端 AB 的分配弯矩为 $-(-69.35) \times 0.697 = 48.34$ ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 杆端 AC 的分配弯矩为 $-(-69.35) \times 0.303 = 21.01$ ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 杆端 AB 向杆端 BA 的传递弯矩为 $48.34/2 = 24.17$ ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 杆端 AC 向杆端 CA 的传递弯矩为 $-1 \times 21.01 = -21.01$ ($\text{kN} \cdot \text{m}$); 第 2 次对 B 结点进行弯矩分配及传递, B 结点的不平衡弯矩为 $M_{\text{不平衡}} = 111.79 - 32.23 + 24.17 = 103.73$ ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 杆端 BD 的分配弯矩为 $-103.73 \times 0.41 = -42.53$ ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 杆端 BA 的分配弯矩为 $-103.73 \times 0.59 = -61.20$ ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 杆端 BD 向杆端 DB 的传递弯矩为 $-1 \times (-42.53) = 42.53$ ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 杆端 BA 向杆端 AB 的传递弯矩为 $-61.20/2 = -30.6$ ($\text{kN} \cdot \text{m}$); 第 3 次再对 A 结点进行弯矩分配及传递, 此时 A 结点的不平衡弯矩为杆端 BA 传递过来的弯矩 $-30.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 杆端 AB 的分配弯矩为 $-(-30.6) \times 0.697 = 21.33$ ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 杆端 AC 的分配弯矩为 $-(-30.6) \times 0.303 = 9.27$ ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 杆端 AB 向杆端 BA 的传递弯矩为 $21.33/2 = 10.67$ ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 杆端 AC 向杆端 CA 的传递弯矩为 $-1 \times 9.27 = -9.27$ ($\text{kN} \cdot \text{m}$)。两结点其余各次轮流进行的弯矩分配及传递计算与此相同, 表中每次弯矩分配后在分配弯矩值下画一横线, 表示该结点在这次分配后弯矩已经平衡, 下次只分配横线以下由远杆端传递过来的弯矩。箭头符号“ \rightarrow ”及“ \leftarrow ”表示弯矩的传递。结点 C 及结点 D 只有一个杆端, 只接受传递弯矩, 不需分配弯矩。从表中最后一次分配的不平衡弯矩值可以看出, 其值已不足杆端实际弯矩的 $1/100$, 表明计算精度已能满足设计要求, 不需再继续进行计算。最后将各杆端的固端弯矩、分配弯矩及传递弯矩相叠加即为该杆端的总弯矩。

7. 各部位剪力、轴向力及控制截面弯矩计算

单孔箱涵按无水工况计算时, 各构件(底板、顶板及侧墙等)为偏心受压构件; 按内水压力控制工况(内水压力大于外侧荷载)计算时, 各构件为偏心受拉构件。除各控制截面弯矩外, 还需计算各部位剪力及轴向力。

各构件进行配筋及抗裂计算的控制截面一般主要为跨间最大弯矩截面及杆端计算截面。表 6-1 中杆端 CA 的弯矩为顶板跨中弯矩，结点 D 的弯矩为底板跨中弯矩，因杆件两端弯矩相等，其值即分别为顶板跨间最大弯矩及底板跨间最大弯矩，尚需计算侧墙跨间最大弯矩。杆端计算控制截面应为加腋起点截面（图 6-4 中的 1-1、2-2、3-3、4-4 等）。表中其余四个杆端弯矩均为各构件轴线交点处的截面弯矩，其值要比加腋截面处的弯矩大得多，不能以其作为杆端的计算弯矩，否则计算成果将偏于保守，因此需再计算各加腋起点截面的弯矩。各加腋起点截面的弯矩及侧墙跨间最大弯矩与相应剪力有关，首先需计算各杆件剪力。

1) 杆件 AE（顶板）及杆件 BF（底板）剪力计算（图 6-6）。因荷载及弯矩对称，杆件 AE 及杆件 BF 剪力分别按下列公式计算：

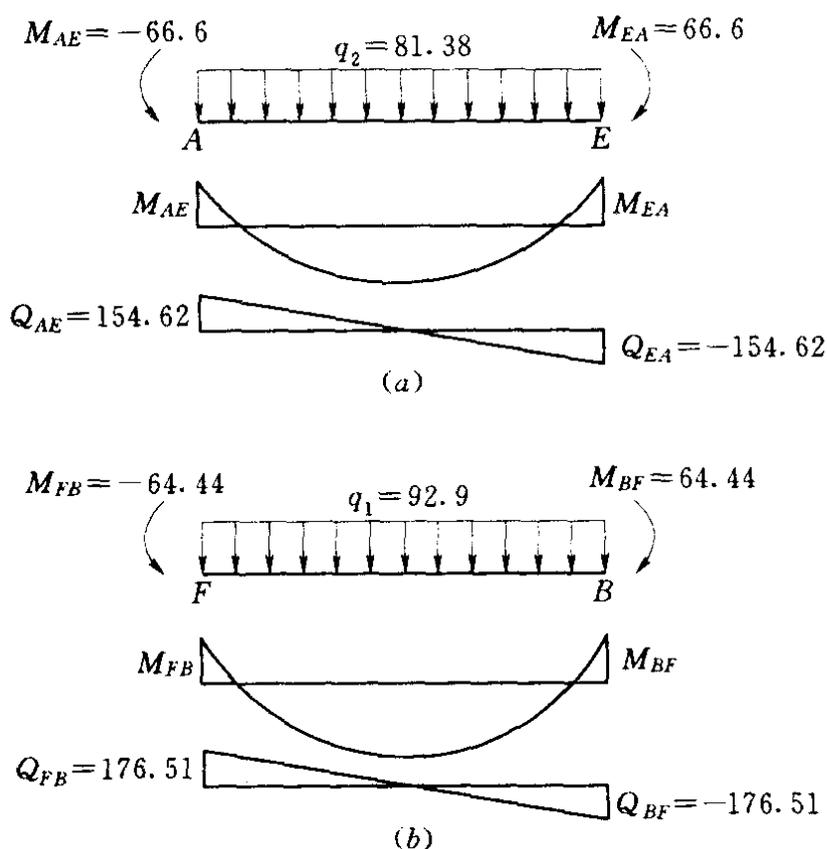


图 6-6 杆件 AE 及杆件 BF 弯矩、剪力图
 (荷载单位: kN/m; 弯矩单位: kN·m; 剪力单位: kN)
 (a) 杆件 AE 弯矩、剪力图; (b) 杆件 BF 弯矩、剪力图

$$Q_{AE} = \frac{q_2 L}{2} \quad (6-27)$$

$$Q_{EA} = -\frac{q_2 L}{2} \quad (6-28)$$

$$Q_{FB} = \frac{q_1 L}{2} \quad (6-29)$$

$$Q_{BF} = -\frac{q_1 L}{2} \quad (6-30)$$

式中： Q_{AE} 、 Q_{EA} 、 Q_{FB} 、 Q_{BF} 为各杆端剪力，kN；杆件AE及杆件BF计算跨长 $L=3.8\text{m}$ ；根据表6-1结点弯矩分配计算成果， $M_{AE}=M_{AC}=-66.6\text{kN}\cdot\text{m}$ ； $M_{EA}=-M_{AE}=66.6\text{kN}\cdot\text{m}$ ； $M_{BF}=M_{BD}=64.44\text{kN}\cdot\text{m}$ ； $M_{FB}=-M_{BF}=-64.44\text{kN}\cdot\text{m}$ ；其余符号意义同前。则：

$$Q_{AE} = \frac{q_2 L}{2} = \frac{81.38 \times 3.8}{2} = 154.62 \text{ (kN)}$$

$$Q_{EA} = -\frac{q_2 L}{2} = -\frac{81.38 \times 3.8}{2} = -154.62 \text{ (kN)}$$

$$Q_{FB} = \frac{q_1 L}{2} = \frac{92.9 \times 3.8}{2} = 176.51 \text{ (kN)}$$

$$Q_{BF} = -\frac{q_1 L}{2} = -\frac{92.9 \times 3.8}{2} = -176.51 \text{ (kN)}$$

2) 杆件AB（侧墙）剪力计算（图6-7）。

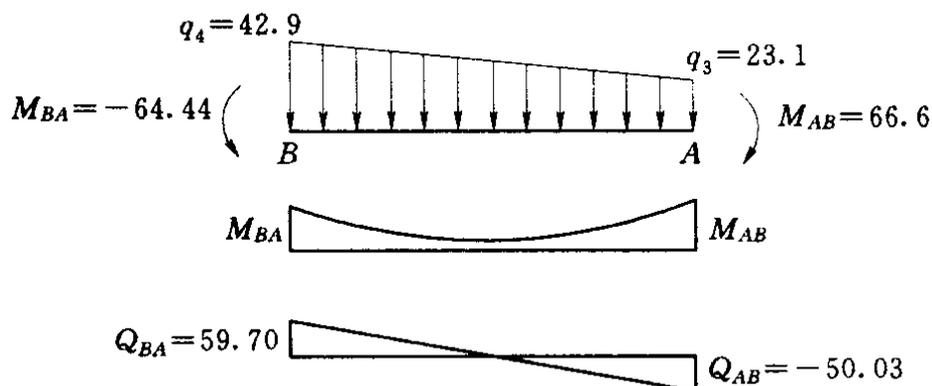


图6-7 杆件AB弯矩、剪力图

(荷载单位：kN/m；弯矩单位：kN·m；剪力单位：kN)

杆件 AB 剪力分别按下式计算：

$$Q_{AB} = -\frac{q_4 L_2}{2} + \frac{(q_4 - q_3)L_2}{3} - \frac{M_{AB} + M_{BA}}{L_2} \quad (6-31)$$

$$Q_{BA} = \frac{q_4 L_2}{2} - \frac{(q_4 - q_3)L_2}{6} - \frac{M_{AB} + M_{BA}}{L_2} \quad (6-32)$$

式中： Q_{AB} 及 Q_{BA} 为杆端 AB 及杆端 BA 剪力，kN；根据表 6-1 结点弯矩分配计算成果， $M_{AB} = 66.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ； $M_{BA} = -64.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ；其余符号意义同前。则：

$$\begin{aligned} Q_{AB} &= -\frac{q_4 L_2}{2} + \frac{(q_4 - q_3)L_2}{3} - \frac{M_{AB} + M_{BA}}{L_2} \\ &= -\frac{42.9 \times 3.325}{2} + \frac{(42.9 - 23.1) \times 3.325}{3} - \frac{66.6 - 64.44}{3.325} \\ &= -50.03 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{BA} &= \frac{q_4 L_2}{2} - \frac{(q_4 - q_3)L_2}{6} - \frac{M_{AB} + M_{BA}}{L_2} \\ &= \frac{42.9 \times 3.325}{2} - \frac{(42.9 - 23.1) \times 3.325}{6} - \frac{66.6 - 64.44}{3.325} \\ &= 59.70 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

3) 各加腋起点截面弯矩及侧墙（杆件 AB）跨间最大弯矩计算。

各构件任一截面的弯矩按下式计算（图 6-5）：

$$M_1 = M_{FB} + Q_{FB}x_1 - \frac{q_1 x_1^2}{2} \quad (6-33)$$

$$M_2 = M_{AE} + Q_{AE}x_2 - \frac{q_2 x_2^2}{2} \quad (6-34)$$

$$M_3 = M_{BA} + Q_{BA}x_3 - \frac{q_4 x_3^2}{2} + \frac{(q_4 - q_3)x_3^3}{6L_2} \quad (6-35)$$

式中： M_1 为底板（杆件 BF）任一截面的弯矩，kN·m； M_2 为顶板（杆件 AE）任一截面的弯矩，kN·m； M_3 为侧墙（杆件 AB）任一截面的弯矩，kN·m； x_1 为底板计算截面距结点 F 的距离，m； x_2 为顶板计算截面距结点 A 的距离，m； x_3 为侧墙计算截面距结点 B 的距离，m；其余符号意义同前。

按洞身横剖面结构布置，各加腋尺寸为 $0.25\text{m} \times 0.25\text{m}$ ，则底板及顶板加腋起点截面距相应结点的距离为 $x_1 = x_2 = 0.25 + \frac{d_3}{2} = 0.25 + \frac{0.3}{2} = 0.40\text{m}$ ，侧墙上加腋起点截面距结点 B 的距离为 $x_{\text{上}} = L_2 - \frac{d_2}{2} - 0.25 = 3.325 - \frac{0.3}{2} - 0.25 = 2.925\text{m}$ ，侧墙下加腋起点截面距结点 B 的距离为 $x_{\text{下}} = 0.25 + \frac{d_1}{2} = 0.25 + \frac{0.35}{2} = 0.425\text{m}$ ，则各加腋起点截面的弯矩分别为：

$$\begin{aligned} M_{\text{加腋}1} &= M_{FB} + Q_{FB}x_1 - \frac{q_1x_1^2}{2} \\ &= -64.44 + 176.51 \times 0.40 - \frac{92.9 \times 0.40^2}{2} \\ &= -1.27 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{加腋}2} &= M_{AE} + Q_{AE}x_2 - \frac{q_2x_2^2}{2} \\ &= -66.6 + 154.62 \times 0.4 - \frac{81.38 \times 0.4^2}{2} \\ &= -11.26 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{下加腋}} &= M_{BA} + Q_{BA}x_{\text{下}} - \frac{q_4x_{\text{下}}^2}{2} + \frac{(q_4 - q_3)x_{\text{下}}^3}{6L_2} \\ &= -64.44 + 59.7 \times 0.425 - \frac{42.9 \times 0.425^2}{2} \\ &\quad + \frac{(42.9 - 23.1) \times 0.425^3}{6 \times 3.325} \\ &= -42.87 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{上加腋}} &= M_{BA} + Q_{BA}x_{\text{上}} - \frac{q_4x_{\text{上}}^2}{2} + \frac{(q_4 - q_3)x_{\text{上}}^3}{6L_2} \\ &= -64.44 + 59.7 \times 2.925 - \frac{42.9 \times 2.925^2}{2} \\ &\quad + \frac{(42.9 - 23.1) \times 2.925^3}{6 \times 3.325} = -48.50 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

式中： $M_{\text{加腋}1}$ 为底板加腋起点（截面 1—1）弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； $M_{\text{加腋}2}$ 为顶板加腋起点（截面 2—2）弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； $M_{\text{上加腋}}$ 为侧墙上加腋起点（截面 3—3）弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； $M_{\text{下加腋}}$ 为侧墙下加腋起点截面弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ；其余符号意义同前。

侧墙（杆件 AB）跨间最大弯矩截面位置 x_0 。（距结点 B 距离）按下式计算：

$$x_0 = \frac{q_4 - \sqrt{q_4^2 - \frac{2Q_{BA}(q_4 - q_3)}{L_2}}}{\frac{(q_4 - q_3)}{L_2}}$$

$$= \frac{42.9 - \sqrt{42.9^2 - \frac{2 \times 59.7 \times (42.9 - 23.1)}{3.325}}}{\frac{(42.9 - 23.1)}{3.325}}$$

$$= 1.56 \text{ (m)}$$

按式（6-35）计算侧墙跨间最大弯矩为：

$$M_3 = M_{BA} + Q_{BA}x_0 - \frac{q_4 x_0^2}{2} + \frac{(q_4 - q_3)x_0^3}{6L_2}$$

$$= -64.44 + 59.7 \times 1.56 - \frac{42.9 \times 1.56^2}{2}$$

$$+ \frac{(42.9 - 23.1) \times 1.56^3}{6 \times 3.325}$$

$$= -19.74 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8. 轴向力计算

根据力的平衡原理，顶板轴向力等于侧墙上端剪力；底板轴向力等于侧墙下端剪力；侧墙轴向力等于顶板及底板板端剪力。

9. 内力计算成果

根据内力计算成果绘制内力图如图 6-8。

控制截面内力计算成果如表 6-2，供构件进行钢筋混凝土结构计算用。

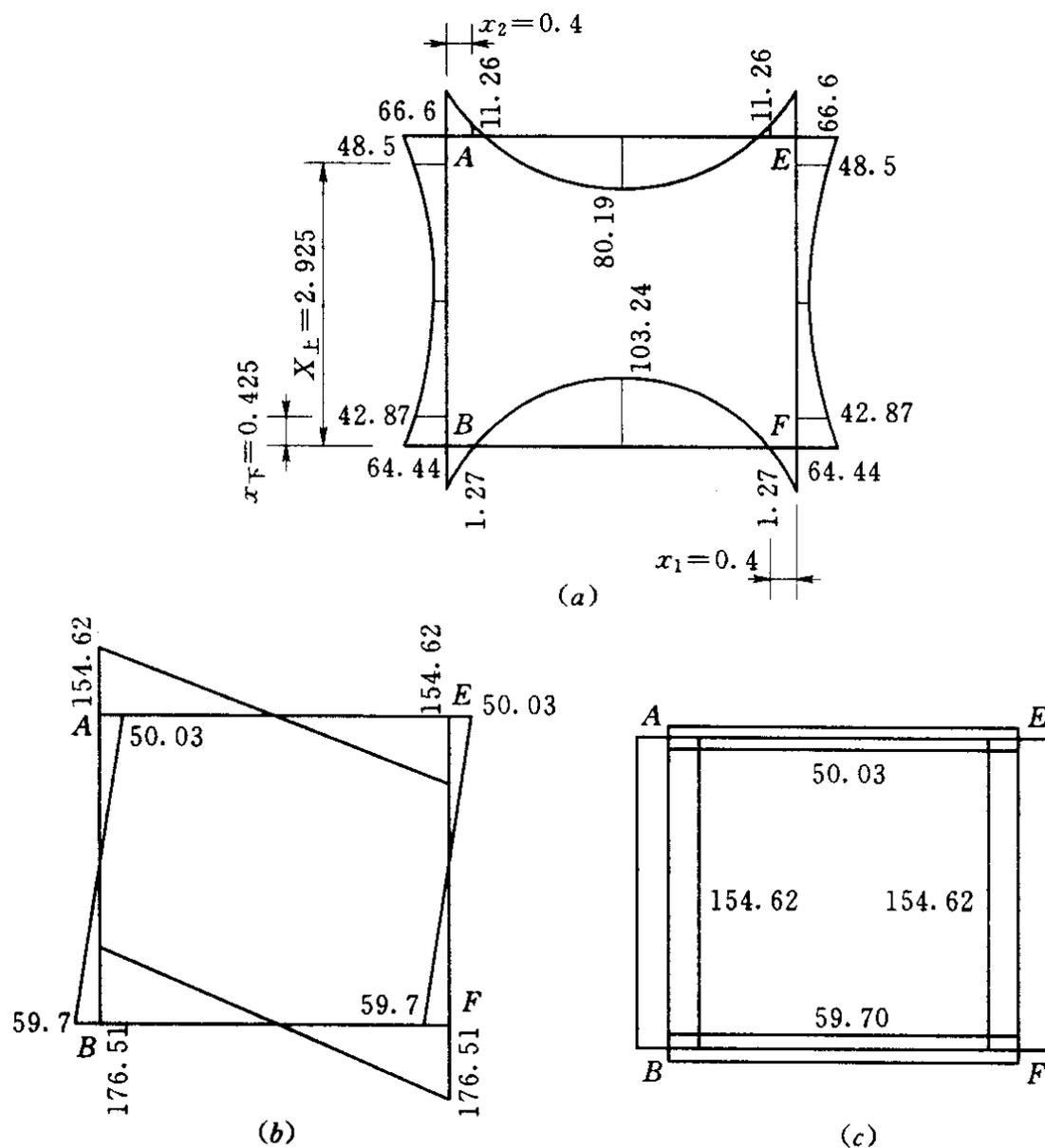


图 6-8 内力图 (单位: m)

(a) M 图 (单位: $\text{kN}\cdot\text{m}$); (b) Q 图 (单位: kN); (c) N 图 (单位: kN)

表 6-2 各部位控制截面内力计算成果表

项目	部位	顶板	底板	侧墙
	弯矩 ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	跨中 (间)	80.19	103.24
加腋起点		-11.26	-1.27	-48.50 (上); -42.87 (下)
剪力 (kN)		154.62	176.51	-50.03 (上); 59.7 (下)
轴向力 (kN)		50.03	59.7	154.62 (上); 176.51 (下)

注 表中弯矩符号以使洞壁内侧受拉为正, 外侧受拉为负; 轴力以压力为正, 拉力为负。

10. 利用电子表格 Excel 进行单孔箱涵内力计算

上述内力计算过程表明，虽然按弯矩分配法计算结点弯矩并不复杂，但算出结点弯矩后，还需计算杆端剪力以及加腋起点截面及跨间最大弯矩等，全部内力计算工作仍比较繁琐，计算工作量也较大。为了简化计算，减少计算工作量，可将包括弯矩分配在内的全部内力计算过程均利用电子表格 Excel 计算。电子表格建立起后，再次计算就非常简单了。表 6-3 是作者建立的单孔

表 6-3 单孔箱涵内力计算电子表格

	A	B	C	D	E	F	G	H
1	单孔箱涵设计基本资料表							
2	底板均布 q_1		顶板均布 q_2	侧墙上 q_3	侧墙上 q_4	加腋尺寸		
3	92.9		81.38	23.1	42.9	0.25		
4	半板跨长 L_1		跨跨长 L_2	底板厚 d_1	顶板厚 d_2	侧墙厚 d_3		
5	1.9		3.325	0.35	0.3	0.3		
6	注：下表数据随本表数据改变而改变；荷载指向涵内为正；							
7	尺寸单位为 m；荷载单位为 kN 及 kN/m。							
8								
9	单孔箱涵弯矩分配表 弯矩单位：kN·m							
10	结点	D		B		A		C
11	杆端	DB	BD	BA	AB	AC	CA	
12	刚度 K		0.0018805	0.0027068	0.0027068	0.0011842		
13	分配系数 μ		0.4099368	0.5900632	0.6956522	0.3043478		
14	固端弯矩 M^F	55.894833	111.78967	-32.22715	28.578791	-97.92727	-48.96363	
15				24.121209	48.242418	21.106058	-21.10606	
16		42.503779	-42.50378	-61.17995	-30.58997			
17				10.639991	21.279983	9.3099924	-9.309992	
18		4.3617243	-4.361724	-6.278267	-3.139134			
19				1.0918725	2.183745	0.9553885	-0.955388	
20		0.4475988	-0.447599	-0.644274	-0.322137			
21					0.2240952	0.0980417		
22	弯矩合计	103.20794	64.476565	-64.47656	66.457786	-66.45779	-80.33507	
23	注：本表数据随基本资料表中数据改变而改变；							
24	杆端 DB 即底板跨中；杆端 CA 即顶板跨中。							
25								
26	剪力、跨中（间）及加腋起点截面弯矩表							
27	Q_{DB}	Q_{BA}	Q_{AB}	Q_{AC}	注：本表数据随基本资料表数据改变而改变；			
28	-176.51	59.75289	-49.9721	154.622	Q_{DB} 、 Q_{BA} 、 Q_{AB} 、 Q_{AC} 为杆端剪力，kN；			
29	M_1	M_{01}	M_2	M_{02}	M_1 及 M_{01} 为底板加腋起点及跨中弯矩，kN·m；			
30	-1.30456	-80.3351	-11.1194	103.2079	M_2 及 M_{02} 为顶板加腋起点及跨中弯矩，kN·m；			
31	M_3	M_4	X_0	M_{03}	M_3 及 M_4 为侧墙上、下加腋起点弯矩，kN·m；			
32	-48.3805	-42.8798	1.562226	-19.6948	M_{03} 为侧墙跨间最大弯矩，kN·m；			
33	X_0 为侧墙跨间最大弯矩位置，m。							
34								

箱涵内力计算电子表格，“单孔箱涵设计基本资料表”中的数据为本例的基本设计资料，“单孔箱涵弯矩分配表”及“剪力、跨中弯矩及加腋起点截面弯矩表”中的各种数据（计算成果）也均与前述计算相同。后两个表的各数据（计算成果）将随基本资料表中的数据改变而改变。再次计算时，只需将“单孔箱涵设计基本资料表”中10个数据改为新的基本设计资料后，可立即得到全部内力计算成果。使箱涵的内力计算变得很简单。“单孔箱涵设计基本资料表”中的符号意义见图6-1及图6-4，各种内力符号意义均与例6-1相同。

11. 钢筋混凝土结构计算

箱涵构件的钢筋混凝土结构按SL/T 191—96《水工混凝土结构设计规范》（以下简称《规范》）的规定计算。一般需分别对各种工况时的底板、顶板及侧墙跨中（间）最大弯矩截面及加腋起点等控制截面进行计算，本例为无水工况，各构件均为偏心受压构件，跨中（间）最大弯矩截面为内侧配筋及抗裂计算控制截面，加腋起点截面为外侧配筋及抗裂计算控制截面，各控制截面的内力计算成果见表6-2，以下仅以底板为例介绍按《规范》进行箱涵钢筋混凝土结构计算的方法步骤。

（1）底板跨中正截面承载能力极限状态计算。根据上述内力计算成果（表6-2），底板跨中弯矩为103.24 kN·m，轴向力为59.7kN。

按《规范》规定，承载能力极限状态计算时的弯矩及轴向力设计值为各作用（荷载）标准值乘以分项系数后所产生的效应总和并乘以结构重要性系数 γ_0 及设计状况系数 ψ 后的值，则：

$$M = 103.24\gamma_0\psi = 103.24 \times 1.0 \times 1.0 = 103.24 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$N = 59.7\gamma_0\psi = 59.7 \times 1.0 \times 1.0 = 59.7 \text{ (kN)}$$

式中： M 为弯矩设计值，kN·m； N 为轴向力设计值，kN；按《规范》，对结构安全级别为I、II、III级的结构及构件，结构重要性系数 γ_0 可分别取1.1、1.0、0.9，此3级建筑物的结构安全级别由表6-4查得为II级，相应 $\gamma_0 = 1.0$ ；按《规范》，对应于持久状况、短暂状

况、偶然状况的设计状况系数 ψ 可分别取 1.0、0.95、0.85，无水工况的土重及自重均为持久状况，相应 $\psi=1.0$ 。

表 6-4 水工建筑物结构安全级别表

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

根据弯矩设计值及轴向力设计值计算轴向力对截面重心的偏心距为：

$$e_o = M/N = 103.24/59.7 = 1.73 \text{ (m)}$$

因 $e_o > 0.3h_o$ ，属大偏心受压构件（无水工况时箱涵构件多属大偏心受压构件），其承载能力极限状态按下列公式计算：

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} (f_c \xi b h_o + f'_y A'_s - f_y A_s) \quad (6-36)$$

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} (f_c \xi_b b h_o + f'_y A'_s - f_y A_s) \quad (6-37)$$

$$Ne \leq \frac{1}{\gamma_d} [f_c \alpha b h_o^2 + f'_y A'_s (h_o - a'_s)] \quad (6-38)$$

$$Ne \leq \frac{1}{\gamma_d} [f_c \alpha_b b h_o^2 + f'_y A'_s (h_o - a'_s)] \quad (6-39)$$

$$Ne' \leq \frac{1}{\gamma_d} f_y A_s (h_o - a'_s) \quad (6-40)$$

$$e = \eta e_o + \frac{h}{2} - a_s \quad (6-41)$$

$$e' = \eta e_o - \frac{h}{2} + a'_s \quad (6-42)$$

$$\alpha = \xi (1 - 0.5\xi) \quad (6-43)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} \quad (6-44)$$

$$\alpha_b = \xi_b (1 - 0.5\xi_b) \quad (6-45)$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400} \frac{e_o}{h_o} \left(\frac{l_o}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 \quad (6-46)$$

$$\zeta_1 = \frac{0.5f_c A}{\gamma_d N} \quad (6-47)$$

$$\zeta_2 = 1.15 - 0.01 \frac{l_0}{h} \quad (6-48)$$

式中：轴向力设计值 $N = 59.7 \text{ kN}$ ； f_c 为混凝土轴心抗压强度设计值， N/mm^2 ，由表 6-5 查得 C20 混凝土的 $f_c = 10 \text{ N/mm}^2$ ； f_y 为受拉钢筋强度设计值， N/mm^2 ，采用热轧 II 级钢筋，由表 6-6 查得 $f_y = 310 \text{ N/mm}^2$ ； f'_y 为受压钢筋强度设计值， N/mm^2 ，由表 6-6 查得 $f'_y = 310 \text{ N/mm}^2$ ； b 为截面计算宽度， mm ，取单位宽 1000 mm ； h 为截面高度， mm ，即底板厚度 350 mm ； a_s 为受拉钢筋截面重心至受拉区边缘距离， mm ，采用 $a_s = 40 \text{ mm}$ ； a'_s 为受压钢筋截面重心至受压区边缘距离， mm ，采用 $a'_s = 40 \text{ mm}$ ； h_0 为截面有效高度， mm ， $h_0 = h - a_s = 350 - 40 = 310 \text{ (mm)}$ ； A_s 为受拉钢筋截面面积， mm^2 ； A'_s 为受压钢筋截面面积， mm^2 ； ξ 为相对受压区高度，其值为混凝土受压区计算高度 x 与截面有效高度 h_0 之比，即 $\xi = x/h_0$ ； ξ_b 为相对界限受压区计算高度，根据钢筋类别由表 6-7 查取； γ_b 为钢筋混凝土结构的结构系数，由表 6-8 查取；轴向力对截面重心的偏心距 $e_0 = 1730 \text{ mm}$ ； e 为轴向力作用点至受拉边或受压较小边钢筋合力点之间的距离， mm ； e' 为轴向力作用点至受压区钢筋合力点之间的距离， mm ； η 为考虑挠曲影响的轴向力偏心距增大系数。

表 6-5 混凝土强度标准值及强度设计值 单位： N/mm^2

强度种类		符号	混凝土强度等级				
			C10	C15	C20	C25	C30
标准值	轴心抗压	f_{ck}	6.7	10.0	13.5	17.0	20.0
	轴心抗拉	f_{tk}	0.9	1.2	1.5	1.75	2.00
设计值	轴心抗压	f_c	5.0	7.5	10.0	12.5	15.0
	轴心抗拉	f_t	0.65	0.90	1.10	1.30	1.50

注 表中数值摘自 SL/T 191-96《水工混凝土结构设计规范》。

表 6-6

钢筋强度设计值及弹性模量

单位: N/mm²

种类	抗拉强度设计值 f_y	抗压强度设计值 f'_y	弹性模量 E_s
热轧 I 级	210	210	2.1×10^5
热轧 II 级	310	310	2.0×10^5
热轧 III 级	360	360	2.0×10^5

注 表中数值摘自 SL/T 191—96《水工混凝土结构设计规范》。

表 6-7

 ξ_b 值 表

钢筋类别	I 级	II 级	III 级
ξ_b	0.614	0.544	0.518

表 6-8

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	
2.00	1.30	1.2

注 此表依据 SL/T 191—96《水工混凝土结构设计规范》。

表 6-9

混凝土弹性模量 E_c 单位: N/mm²

强度等级	C10	C15	C20	C25	C30
弹性模量	1.75×10^4	2.2×10^4	2.55×10^4	2.8×10^4	3.0×10^4

注 表中数值摘自 SL/T 191—96《水工混凝土结构设计规范》。

根据混凝土受压区计算高度 x 及受压钢筋面积 A'_s 值的大小, 大偏心受压构件承载力极限状态可有 3 种计算情况:

第 1 种情况: 由式 (6-39) 计算受压钢筋面积 A'_s , 如其相应配筋率大于最小配筋率, 则按式 (6-37) 计算受拉钢筋面积 A_s 。

第 2 种情况: 由式 (6-39) 计算受压钢筋面积 A'_s , 如其相应配筋率小于最小配筋率, 则重新按最小配筋率 ρ_{\min} 计算受压钢筋面积 A'_s , 再由式 (6-38) 计算系数 α 以及相应的 ξ 及 x 值,

如 $x \geq 2a_s$, 则由式 (6-36) 计算受拉钢筋面积 A_s 。

第 3 种情况: 同第 2 种情况, 求出 x 值后, 如 $x < 2a_s$, 则采用 $x = 2a_s$, 并按式 (6-40) 计算受拉钢筋面积 A_s 。

底板跨中截面承载力极限状态计算如下:

首先按式 (6-46) ~ 式 (6-48) 计算 η 值, 式中 l_0 为构件 (底板) 的计算长度, 箱涵各构件的两端约束情况均为固结, 按表 7-5 查得 $l_0 = 0.5l$, l 为构件支点间长度, 即底板跨径 3.8m, 则 $l_0 = 0.5l = 0.5 \times 3.8 = 1.9$ (m); A 为单位宽的截面面积, 则:

$$\begin{aligned}\zeta_1 &= \frac{0.5f_c A}{\gamma_d N} \\ &= \frac{0.5 \times 10 \times 1000 \times 350}{1.2 \times 59700} \\ &= 24.43\end{aligned}$$

按《规范》, $\zeta_1 > 1$ 时, 取 $\zeta_1 = 1$ 。

$$\begin{aligned}\zeta_2 &= 1.15 - 0.01 \frac{l_0}{h} = 1.15 - 0.01 \times \frac{1900}{350} \\ &= 1.096\end{aligned}$$

则:

$$\begin{aligned}\eta &= 1 + \frac{1}{1400 \frac{e_0}{h_0}} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 \\ &= 1 + \frac{1}{1400 \times \frac{1730}{310}} \left(\frac{1900}{350} \right)^2 \times 1 \times 1.096 \\ &= 1.004\end{aligned}$$

按式 (6-41) 计算 e 值:

$$\begin{aligned}e &= \eta e_0 + \frac{h}{2} - a_s = 1.004 \times 1730 + \frac{350}{2} - 40 \\ &= 1872 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

采用 II 级钢筋时, 由表 6-7 查得 $\xi_b = 0.544$ 。

按式 (6-45) 计算 α_b 值:

$$\alpha_b = \xi_b(1 - 0.5\xi_b) = 0.544 \times (1 - 0.5 \times 0.544) = 0.396$$

由表 (6-8) 查得钢筋混凝土结构的结构系数 $\gamma_d = 1.2$ 。

按式 (6-39) 计算受压钢筋面积 A'_s ：

$$\begin{aligned} A'_s &= \frac{\gamma_d Ne - f_c \alpha_b b h_0^2}{f'_y (h_0 - a'_s)} \\ &= \frac{1.2 \times 59700 \times 1872 - 10 \times 0.396 \times 1000 \times 310^2}{310 \times (310 - 40)} \end{aligned}$$

< 0

按前述第 2 种情况，重新按最小配筋率 ρ_{\min} 计算受压钢筋面积 A'_s ：

$$A'_s = \rho_{\min} b h_0 = 0.15\% \times 1000 \times 310 = 465 \text{ (mm}^2\text{)}$$

式中最小配筋率由《规范》表 9.5.1 中查取，该表中没有“板”的最小配筋率，按“墙”构件采用最小配筋率 $\rho_{\min} = 0.15\%$ 。

选用 5 Φ 12 钢筋，实际 $A'_s = 566 \text{ mm}^2$ ，按式 (6-38) 计算系数 α 值：

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{\gamma_d Ne - f'_y A'_s (h_0 - a'_s)}{f_c b h_0^2} \\ &= \frac{1.2 \times 59700 \times 1872 - 310 \times 566 \times (310 - 40)}{10 \times 1000 \times 310^2} \\ &= 0.0903 \end{aligned}$$

由式 (6-44) 计算相应之 $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0903} = 0.0948$ 。

混凝土受压区计算高度 $x = \xi h_0 = 0.0943 \times 310 = 29.23 \text{ mm}$
 $< 2a_s$ 。

属前述第 3 种计算情况，采用 $x = 2a_s = 2 \times 40 = 80 \text{ (mm)}$ 。

按式 (6-40) 计算受拉钢筋面积 A_s ：

$$A_s = \frac{\gamma_d Ne'}{f_y (h_0 - a'_s)} = \frac{1.2 \times 59700 \times 1602}{310 \times (310 - 40)} = 1371 \text{ (mm}^2\text{)}$$

式中 $e' = \eta e_0 - \frac{h}{2} + a'_s = 1.004 \times 1730 - \frac{350}{2} + 40 = 1602 \text{ (mm)}$ 。

采用 7 Φ 16 钢筋，实际 $A_s = 1407$ (mm^2)。

(2) 底板跨中截面正常使用极限状态计算。正常使用极限状态计算一般包括抗裂及裂缝宽度两项验算。

按《规范》规定，正常使用极限状态计算时，荷载效应短期组合时的弯矩及轴向力值为各作用（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弯矩及轴向力值为各作用（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并乘以结构重要性系数 γ_0 后的值。

按上述规定，正常使用极限状态计算时所采用的弯矩及轴向力值与承载能力极限状态计算时的弯矩及轴向力设计值不相同。正常使用极限状态计算时的弯矩及轴向力值不考虑设计状况系数 ψ 及作用（荷载）的分项系数，而在荷载效应长期组合时的弯矩及轴向力值中，需考虑可变作用（荷载）的长期组合系数 ρ ，《规范》中说明 ρ 值“可参照有关荷载规范的规定及工程经验取用”，DL 5077—1997《水工建筑物荷载设计规范》则说明 ρ 值“按各类水工结构设计规范的规定采用”。对于无水工况，土重及结构自重均为永久荷载，因此不需考虑 ρ 值。

不考虑作用（荷载）分项系数的各部位荷载分别为：

$$q_1 = 85.3 \text{ kN/m} \quad q_2 = 74.32 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = 21.0 \text{ kN/m} \quad q_4 = 39.0 \text{ kN/m}$$

将上述电子表格 Excel 中的原荷载值改为此新的荷载值，可得不考虑作用（荷载）分项系数的内力计算成果如表 6-10 所示。其中底板跨中截面弯矩为 $94.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ；轴向力为 54.42 kN （与表中的剪力值 Q_{BA} 相等）。

由表 6-10 计算结果知，不考虑作用（荷载）分项系数的弯矩及轴向力较考虑作用（荷载）分项系数的弯矩及轴向力小约 8% 左右。

按《规范》规定，用于正常使用极限状态计算的荷载效应长期组合时的弯矩及轴向力值分别为：

$$M_l = 94.86\gamma_0 = 94.86 \times 1.0 = 94.86 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$N_l = 54.42\gamma_0 = 54.42 \times 1.0 = 54.42 \text{ (kN)}$$

式中： M_l 为由荷载标准值按荷载效应长期组合计算的弯矩值， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； N_l 为由荷载标准值按荷载效应长期组合计算的轴向力值， kN ；其余符号意义同前。

表 6-10 用于正常使用极限状态计算的内力计算成果表

	A	B	C	D	E	F	G
1	单孔箱涵设计基本资料表						
2	底板均布 g_1		顶板均布 g_2		侧墙上 g_3	侧墙下 g_4	加腋尺寸
3	85.3		74.32		21	39	0.25
4	半板跨长 L_1		墙跨长 L_2		底板厚 d_1	顶板厚 d_2	侧墙厚 d_3
5	1.9		3.325		0.35	0.3	0.3
6	注：下表数据随本表数据改变而改变；荷载指向涵内为正；						
7	尺寸单位为 m ；荷载单位为 kN 及 kN/m 。						
8							
9	单孔箱涵弯矩分配表				弯矩单位： $\text{kN} \cdot \text{m}$		
10	结点	D		B		A	C
11	杆端	DB	BD	BA	AB	AC	CA
12	劲度 K	0.0018805		0.0027068		0.0027068	0.0011842
13	分配系数 μ	0.4099368		0.5900632		0.6956522	0.3043478
14	固端弯矩 M_F	51.322167	102.64433	-29.29741	25.980719	-89.43173	-44.71587
15				22.069918	44.139836	19.311178	-19.31118
16		39.114879	-39.11488	-56.30197	-28.15098		
17				9.7916463	19.583293	8.5676905	-8.567691
18		4.0139564	-4.013956	-5.77769	-2.888845		
19				1.0048156	2.0096313	0.8792137	-0.879214
20		0.4119109	-0.411911	-0.592905	-0.296452		
21					0.2062277	0.0902246	
22	弯矩合计	94.862913	59.103587	-59.10359	60.583426	-60.58343	-73.47395
23	注：本表数据随基本资料表中数据改变而改变；						
24	杆端 DB 即底板跨中；杆端 CA 即顶板跨中。						
25							
26	剪力、跨中（间）及加腋起点截面弯矩表						
27	Q_{BD}	Q_{BA}	Q_{AB}	Q_{AC}	注：本表数据随基本资料表数据改变而改变；		
28	-162.07	54.41744	-45.3326	141.208	Q_{BD} 、 Q_{BA} 、 Q_{AB} 、 Q_{AC} 为杆端剪力， kN ；		
29	M_1	M_{01}	M_2	M_{02}	M_1 及 M_{01} 为底板加腋起点及跨中弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ；		
30	-1.09959	-73.4739	-10.0458	94.86291	M_2 及 M_{02} 为顶板加腋起点及跨中弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ；		
31	M_3	M_4	X_0	M_{03}	M_3 及 M_4 为侧墙上、下加腋起点弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ；		
32	-44.1881	-39.4291	1.56539	-18.2418	M_{03} 为侧墙跨间最大弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ；		
33					X_0 为侧墙跨间最大弯矩位置， m 。		

1) 抗裂验算。按下列偏心受压构件荷载效应长期组合公式进行抗裂验算：

$$N_l \leq \frac{\gamma_m \alpha_a f_{tk} A_o W_o}{e_o A_o - W_o} \quad (6-49)$$

$$W_o = \frac{I_o}{h - y_o} \quad (6-50)$$

$$A_o = A_c + \alpha_E A_s + \alpha_E A'_s \quad (6-51)$$

$$\alpha_E = E_s / E_c \quad (6-52)$$

$$y_o = \frac{A_c y'_c + \alpha_E A_s h_o + \alpha_E A'_s a'_s}{A_c + \alpha_E A_s + \alpha_E A'_s} \quad (6-53)$$

$$I_o = I_c + A_c (y_o - y'_c)^2 + \alpha_E A_s (h_o - y_o)^2 + \alpha_E A'_s (y_o - a'_s)^2 \quad (6-54)$$

式中：荷载标准值按荷载效应长期组合计算的轴向力值 $N_l = 54.42\text{kN}$ ； f_{tk} 为混凝土轴心抗拉强度标准值，由表 6-5 查得 f_{tk} 为 1.5 N/mm^2 ； α_a 为混凝土拉应力限制系数，对荷载效应长期组合，按《规范》 α_a 取为 0.70； γ_m 为截面抵抗矩的塑性指数，由《规范》附录 C 查取计算，当板厚为 0.35m 时，按《规范》采用 $\gamma_m = 1.55 \times 1.1 = 1.705$ ； A_o 为换算截面面积， mm^2 ； A_c 为混凝土截面面积， mm^2 ，底板跨中截面面积为 $A_c = 350000\text{mm}^2$ ； A_s 及 A'_s 为受拉及受压钢筋截面面积， mm^2 ，根据承载能力极限状态计算成果， $A_s = 1407\text{mm}^2$ 、 $A'_s = 566\text{mm}^2$ ； α_E 为钢筋弹性模量 E_s 与混凝土弹性模量 E_c 之比； h 为截面高，mm，即底板厚度 350mm； y_o 为换算截面重心至受压边缘的距离，mm； y'_c 为混凝土截面重心至受压边缘的距离，mm，其值为 $h/2 = 175\text{mm}$ ； W_o 为换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩 mm^3 ； I_o 为换算截面对其重心轴的惯性矩， mm^4 ； I_c 为混凝土截面对其本身重心轴的惯性矩， mm^4 ；其余符号意义同前。

底板跨中截面抗裂验算如下。

钢筋与混凝土的弹性模量比为：

$$\alpha_E = E_s/E_c = 200000/25500 = 7.843$$

式中：钢筋弹性模量 E_s 与混凝土弹性模量 E_c 分别由表 6-6 及表 6-9 查取。

按式 (6-51) 计算换算截面面积 A_o ：

$$\begin{aligned} A_o &= A_c + \alpha_E A_s + \alpha_E A'_s \\ &= 350000 + 7.843 \times 1407 + 7.843 \times 566 \\ &= 365474 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

按式 (6-53) 计算换算截面重心至受压边缘的距离为：

$$\begin{aligned} y_o &= \frac{A_c y'_c + \alpha_E A_s h_o + \alpha_E A'_s a'_s}{A_c + \alpha_E A_s + \alpha_E A'_s} \\ &= \frac{350000 \times 175 + 7.843 \times 1407 \times 310 + 7.843 \times 566 \times 40}{350000 + 7.843 \times 1407 + 7.843 \times 566} \\ &= 177.44 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

按式 (5-54) 计算换算截面对其重心轴的惯性矩 I_o ：

$$\begin{aligned} I_o &= I_c + A_c (y_o - y'_c)^2 + \alpha_E A_s (h_o - y_o)^2 + \alpha_E A'_s (y_o - a'_s)^2 \\ &= 3572916667 + 350000 \times (177.44 - 175)^2 + 7.843 \times 1407 \\ &\quad \times (310 - 177.44)^2 + 7.843 \times 566 \times (177.44 - 40)^2 \\ &= 385277 \times 10^4 \text{ (mm}^4\text{)} \end{aligned}$$

式中混凝土截面对其本身重心轴的惯性矩 I_c 为：

$$I_c = 1000 \times 350^3 / 12 = 3572916667 \text{ (mm}^4\text{)}$$

由式 (6-50) 计算换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩为：

$$W_o = \frac{I_o}{h - y_o} = \frac{385277 \times 10^4}{350 - 177.44} = 22327 \times 10^3 \text{ (mm}^3\text{)}$$

按式 (6-49) 计算截面边缘的拉应力值：

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N_l (e_o A_o - W_o)}{\gamma_m A_o W_o} \\ &= \frac{54420 \times (1740 \times 365474 - 22327 \times 10^3)}{1.705 \times 365474 \times 22327 \times 10^3} \\ &= 4.09 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

式中轴向力对截面重心的偏心距为：

$$e_o = M/N = 94.86/54.42 = 1.74 \text{ (m)}$$

由式 (6-49) 计算截面边缘的允许拉应力值:

$$[\sigma] = \alpha_\alpha f_{tk} = 0.7 \times 1.5 = 1.05 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$\sigma > [\sigma]$, 抗裂不满足要求。

2) 裂缝宽度验算。按限裂设计时, 要求最大裂缝宽度计算值小于允许值。

《规范》规定, 长期处于地下或水下环境的水工混凝土结构, 荷载效应短期组合时的最大裂缝宽度允许值为 0.3mm, 荷载效应长期组合时的最大裂缝宽度允许值为 0.25mm。

按《规范》, 荷载效应长期组合的最大裂缝宽度 w_{\max} 按下式计算:

$$w_{\max} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \frac{\sigma_d}{E_s} \left(3c + 0.10 \frac{d}{\rho_{te}} \right) \quad (6-55)$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}} \text{ (当 } \rho_{te} < 0.03 \text{ 时, 取 } \rho_{te} = 0.03\text{)} \quad (6-56)$$

$$A_{te} = 2a, b \quad (6-57)$$

$$\sigma_d = \frac{N_l}{A_s} \left(\frac{e}{z} - 1 \right) \quad (6-58)$$

$$z = \left[0.87 - 0.12 \left(\frac{h_o}{e} \right)^2 \right] h_o \quad (6-59)$$

$$e = \eta_s e_o + y_s \quad (6-60)$$

$$\eta_s = 1 + \frac{1}{4000} \frac{e_o}{h_o} \left(\frac{l_o}{h} \right)^2 \text{ (当 } l_o/h \leq 14, \text{ 可取 } \eta_s = 1.0\text{)} \quad (6-61)$$

式中: α_1 为考虑构件受力特征的系数, 对偏心受压构件, 取 $\alpha_1 = 1.0$; α_2 为考虑钢筋表面形状系数, 对变形钢筋, 取 $\alpha_2 = 1.0$; 对光面钢筋, 取 $\alpha_2 = 1.4$; α_3 为考虑荷载长期作用的影响系数, 对荷载效应的长期组合, 取 $\alpha_3 = 1.6$; c 为最外层纵向受拉钢筋外边缘至受拉区底边的距离, mm (其值为 $c = 40 - 8 = 32\text{mm}$);

d 为受拉钢筋直径, mm (其值为 $d=16\text{mm}$); ρ_{te} 为受拉钢筋的有效配筋率; A_{te} 为有效受拉混凝土截面面积, mm^2 ; σ_s 为受拉钢筋应力, N/mm^2 ; e 为轴向压力作用点至受拉钢筋合力点的距离, mm; z 为受拉钢筋合力点至受压区合力点的距离, mm; η_s 为使用阶段的偏心距增大系数; y_s 为截面重心至受拉钢筋合力点的距离, mm (其值为 $y_s=175-40=135\text{mm}$); E_s 为钢筋弹性模量, N/mm^2 , 其值为 $E_s=200000\text{N}/\text{mm}^2$; 其余符号意义同前。

底板跨中截面裂缝宽度计算如下:

按式 (6-57) 计算 A_{te} :

$$A_{te} = 2a_s b = 2 \times 40 \times 1000 = 80000 (\text{mm}^2)$$

按式 (6-56) 计算 ρ_{te} :

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}} = \frac{1407}{80000} = 0.0176$$

因 $\rho_{te} < 0.03$, 取 $\rho_{te} = 0.03$ 。

因 $l_0/h=190/35 < 14$, 故 $\eta_s=1.0$ 。

按式 (6-60) 计算 e :

$$e = \eta_s e_0 + y_s = 1 \times 1740 + 135 = 1875 (\text{mm})$$

按式 (6-59) 计算 z :

$$\begin{aligned} z &= \left[0.87 - 0.12 \left(\frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0 \\ &= \left[0.87 - 0.12 \times \left(\frac{310}{1875} \right)^2 \right] \times 310 \\ &= 268.7 (\text{mm}) \end{aligned}$$

按式 (6-58) 计算 σ_s :

$$\sigma_s = \frac{N_l}{A_s} \left(\frac{e}{z} - 1 \right) = \frac{54420}{1407} \times \left(\frac{1875}{268.7} - 1 \right) = 231 (\text{N}/\text{mm}^2)$$

按式 (6-55) 计算最大裂缝宽度 w_{\max} 为:

$$w_{\max} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \frac{\sigma_s}{E_s} \left(3c + 0.10 \frac{d}{\rho_{te}} \right)$$

$$=1 \times 1 \times 1.6 \times \frac{231}{200000} \times \left(3 \times 32 + 0.1 \times \frac{16}{0.03} \right)$$

$$=0.276 \text{ (mm)}$$

3) 计算成果分析。《规范》规定：“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渗漏的其他构件，应进行抗裂验算。如有可靠防渗措施或不影响正常使用时，也可不进行抗裂验算”。本涵洞为规模不大的3级建筑物，洞底板为大偏心受压构件，可不需满足抗裂要求，但一般应满足限裂要求，因最大裂缝宽度计算值0.276mm大于允许值0.25mm，限裂验算不满足要求。为满足限裂要求，需适当加大构件截面尺寸，计算表明，如将底板厚度由0.35m增为0.4m，由于刚度加大，跨中弯矩也相应由94.86kN·m增大为104.4kN·m，最大裂缝宽度计算值仅由0.276mm减小为0.26mm，仍大于允许值0.25mm；如底板厚度不增加，而将侧墙厚度由0.30m增为0.35m，由于侧墙刚度加大，底板跨中弯矩相应由94.86kN·m减小为85.84kN·m，最大裂缝宽度计算值则由0.276mm减小为0.248mm，小于允许值0.25mm，限裂验算满足要求，这表明在此情况下加大侧墙厚度对改善受力状态的效果比加大底板厚度的效果好。

(3) 底板斜截面承载力计算。

《规范》规定：偏心受压及偏心受拉构件的截面应符合下式要求：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.25 f_c b h_0) \quad (6-62)$$

式中：V为剪力设计值，kN； h_0 为截面有效高度，mm；b为截面计算宽度，mm。

偏心受压及偏心受拉构件的斜截面受剪承载力按下式计算：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} \left(\frac{0.2}{\lambda + 1.5} f_c b h_0 + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + f_y A_{sb} \sin \alpha_s \right) + 0.07 N \quad (6-63)$$

式中： λ 为剪跨比，对承受均布荷载的偏心受压构件， $\lambda=1.4$ ； f_{yv} 为箍筋抗拉强度设计值， N/mm^2 ； A_{sv} 为布置在同一截面内箍筋各肢的全部截面面积， mm^2 ； A_{sb} 为同一弯起平面内弯起钢筋的截面面积， mm^2 ； α_s 为弯起钢筋与构件纵向轴线的夹角； N 为轴向力设计值， kN ，当 $N>0.3f_cA$ 时，取 $N=0.3f_cA$ ； A 为构件截面面积， mm^2 ；其余符号意义同前。

《规范》规定，偏心受压构件符合下式要求时，不需进行斜截面受剪承载力计算：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} \left(\frac{0.2}{\lambda + 1.5} f_c b h_0 \right) + 0.07N \quad (6-64)$$

底板剪力为 $V=176.51\text{kN}$ （见表6-2），由式（6-62）得：

$$\begin{aligned} \frac{1}{\gamma_d} (0.25 f_c b h_0) &= \frac{1}{1.2} (0.25 \times 10 \times 1000 \times 310) \\ &= 645833 \text{ (N)} = 645.8 \text{ (kN)} > V \end{aligned}$$

表明底板厚度符合要求。

由式（6-64）得：

$$\begin{aligned} &\frac{1}{\gamma_d} \left(\frac{0.2}{\lambda + 1.5} f_c b h_0 \right) + 0.07N \\ &= \frac{1}{1.2} \left(\frac{0.2}{1.4 + 1.5} \times 10 \times 1000 \times 310 \right) + 0.07 \times 59700 \\ &= 182340 \text{ (N)} = 182.3 \text{ (kN)} > V \end{aligned}$$

表明底板不需再进行受剪承载力计算。

箱涵底板、顶板及侧墙等构件在满足限裂要求后，一般截面混凝土本身的强度已能满足斜截面受剪承载力要求，不需再进行受剪承载力计算及布置弯起钢筋。

12. 钢筋混凝土结构计算程序介绍

以上仅是底板一个截面的钢筋混凝土结构计算，在设计中一般每种工况都需对底板、顶板及侧墙等每个构件进行两个截面的钢筋混凝土结构计算，总的计算工作量是大而繁琐的，为了简化计算，减少计算工作量，提高设计效率，必须采用电算。作者按

SL/T 191—96《水工混凝土结构设计规范》的规定及计算公式编制了钢筋混凝土结构计算的电算程序，程序采用 Visual Basic 语言编制，编制使用说明可参见第三章第十二节“程序使用说明”部分。该程序可用于矩形、T形截面各种受弯、偏心受压及偏心受拉构件的计算，利用该程序，可以十分简捷地求得承载能力极限状态（正截面及斜截面钢筋计算）及正常使用极限状态（抗裂及裂缝宽度验算）的计算成果。以下是该程序的编制使用说明及本例的程序算例。

钢筋混凝土结构计算（按 SL/T 191-96 规范）

程序编制说明：

(1) 本程序按《水工混凝土结构设计规范》SL/T 191-96（简称《规范》）的规定编制。计算分为承载能力极限状态（正截面及斜截面钢筋计算）及正常使用极限状态（抗裂及裂缝宽度验算）两类。适用于矩形、T形及工字形截面的受弯、偏心受压及偏心受拉计算；

(2) 《规范》中，按承载能力极限状态计算时，有关公式中的内力设计值（ N 、 M 、 V 、 T 等）为永久作用（荷载）及可变作用（荷载）的标准值乘以相应的作用（荷载）分项系数后所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；《规范》中，按正常使用极限状态计算时，有关公式中荷载效应短期组合的内力值（ N_s 、 M_s 等）为各作用（荷载）标准值所产生的效应总和并再乘以结构重要性系数 γ_0 的值；荷载效应长期组合的内力值（ N_L 、 M_L 等）为各作用（荷载）标准值并考虑荷载长期组合系数 ρ 后所产生的效应总和并再乘以结构重要性系数 γ_0 的值（程序中要求输入的各种内力值与《规范》相同）。

[提示] 在下表中选择构件计算类型

<input type="checkbox"/>	矩形截面受弯构件
<input checked="" type="checkbox"/>	矩形截面偏心受压构件
<input type="checkbox"/>	矩形截面偏心受拉构件
<input type="checkbox"/>	工字形截面受弯构件
<input type="checkbox"/>	T形截面受弯构件（翼缘位于受压区）
<input type="checkbox"/>	T形截面受弯构件（翼缘位于受拉区）
<input type="checkbox"/>	T形截面偏心受压构件

● 新计算项目

● 已计算项目

项目名

打印程序编制说明

输入或显示基本资料

1) 底板跨中正截面承载能力极限状态计算。

[提示] 钢筋混凝土结构的结构系数一般采用 1.2; 对于承受永久荷载为主的构件采用 1.25, 但承受土重和土压力为主的构件仍采用 1.2; 对新型结构, 结构系数可适当提高。

正截面承载力计算基本资料表

截面宽度 b (cm)	截面有效高度 h_0 (cm)	构件支 点间长 L (cm)	保护层厚度 (cm)		弯矩 设计值 M (kN·m)	轴向力 设计值 N (kN)	结构 系数 γ_d	选取构件型式	选取构件两端约束情况
100	31	380	a	a'	103.24	59.70	1.2	<input checked="" type="checkbox"/> 构件为直杆 <input type="checkbox"/> 构件为拱形	<input checked="" type="checkbox"/> 两端固定 <input type="checkbox"/> 一端固定, 一端为铰 <input type="checkbox"/> 两端均为铰 <input type="checkbox"/> 一端固定, 一端自由
选取混凝土强度等级			选取钢筋级别			选取构件类型		钢筋布置方式	
<input type="checkbox"/> C15 <input checked="" type="checkbox"/> C20 <input type="checkbox"/> C25 <input type="checkbox"/> C30 <input type="checkbox"/> C35			<input type="checkbox"/> I 级钢筋 <input checked="" type="checkbox"/> II 级钢筋			<input type="checkbox"/> 梁 <input checked="" type="checkbox"/> 板		<input checked="" type="checkbox"/> 非对称布置	
<input type="checkbox"/> C40 <input type="checkbox"/> C45 <input type="checkbox"/> C50 <input type="checkbox"/> C55 <input type="checkbox"/> C60			<input type="checkbox"/> III 级钢筋 <input type="checkbox"/> IV 级钢筋			<input type="checkbox"/> 柱 <input type="checkbox"/> 墙		<input type="checkbox"/> 对称布置	
构件为拱时选取拱结构型式			<input type="checkbox"/> 无较拱 <input type="checkbox"/> 双较拱 <input type="checkbox"/> 三较拱			构件拱轴弦长(直杆时为0, cm)		0	

最小保护层厚度查取表

显示计算成果

正截面偏心受压承载力计算成果表

轴向力作用偏心距 对截面重心 e_0 (cm)	偏心距增 大系数 η	相对界限受压 区计算高度 ξ_b	混凝土受 压区高度 x (cm)	相对受压 区高度 $\xi = x/h_0$ (cm)	构件计 算长 L_0 (cm)	计算类型
172.93	186.43	1	.544	8	.258	190 大偏压

混凝土轴 心抗压强 度设计值 f_c (MPa)	钢筋强度设计值		受拉边钢 筋应力 (MPa)	受拉钢筋		受压钢筋	
	抗拉 f_y (MPa)	抗压 f_y' (MPa)		面积 A_s (cm ²)	计算配筋率 ρ (%)	面积 A_s' (cm ²)	最小配筋率 ρ (%)
10	310	310	310	13.65	.44	4.65	.15

计算受压钢筋配筋率小于最小配筋率, 按最小配筋率计算受压钢筋面积。
混凝土受压区计算高度 $x < 2a'$, 采用 $x = 2a'$

打印基本资料及计算成果

抗裂及裂缝宽度验算

结束计算

2) 底板跨中截面正常使用极限状态计算。

抗裂验算基本资料表

计算 宽度 (cm)	截 面 高 度 (cm)	最外层受拉 钢筋外缘至 边缘距离 c (cm)	钢筋重心至截面 边缘距离 (cm)		1号受拉钢筋	2号受拉钢筋	受压钢 筋面积 (cm ²)	荷载效 应组合 <input type="checkbox"/> 短期 <input checked="" type="checkbox"/> 长期
			a	a'	直径 (cm)	根数		
100	35	3.2	4	4	1.6	7	0	5.66
荷载效应 长期组合 时的弯矩 M_L (kN·m)	荷载效应 长期组合 时的轴力 N_L (kN)	混凝土轴 心抗压强 度标准值 f_{tk} (MPa)	混凝土弹 性模量 E_c (MPa)	钢筋弹性 模量 E_s (MPa)	环境类别		钢筋 总类	
94.86	54.42	1.5	25500	200000	<input type="checkbox"/> 一类 <input type="checkbox"/> 二类	<input checked="" type="checkbox"/> 变形		
					<input type="checkbox"/> 三类 <input type="checkbox"/> 四类	<input type="checkbox"/> 光面		

说明: 只有一种受拉钢筋时, 2号受拉钢筋的直径及根数均填入0值; 计算不需受压钢筋时, 受压钢筋可按实际布置受压筋填入或填入0值。

查看环境类别说明

显示计算成果

抗裂计算成果表

构件受 力特征 系数 α_1	钢筋表 面形状 系数 α_2	荷载作 用影响 系数 α_3	换算截面 重心至受 压边缘距 离 y_0 (cm)	换算截面 对重心轴 的惯性矩 J_0 (cm ⁴)	换算截面 弹性抵抗 矩 W_0 (cm ³)	受拉筋 有效配 筋率 ρ_{te}	受拉钢 筋应力 σ_s (MPa)	截面边 缘计算 拉应力 σ (MPa)	拉应力 限制系 数 α_{ct}	截面抵 抗矩塑 性系数 γ_m	拉应力 限制值 [σ]	计算最 大裂缝 宽度 w_{max} (mm)
1	1	1.6	17.7	385282	22327	.03	231.6	2.405	.7	1.705	1.05	.277

表中拉应力限制值 [σ] = $\alpha_{ct} \cdot f_{tk} = .7 \times 1.5$

混凝土截面边缘拉应力大于混凝土拉应力限制值, 抗裂验算不满足要求。

计算最大裂缝宽度 $.277 \text{ mm} >$ 最大裂缝宽度允许值 $.25 \text{ mm}$, 计算最大裂缝宽度超过允许值。

斜截面承载力计算

结束计算

3) 底板斜截面承载力计算。

斜截面承载力计算基本资料表

矩形梁(或T、工形梁腹板)宽 b (cm)	截面有效高度 h_0 (cm)	剪力设计值 V (kN)	轴向力设计值 N (kN)	砼轴心抗压强度设计值 f_c (MPa)	钢筋强度设计值 (MPa)		箍筋		集中荷载作用点 a (cm)	
					箍筋	弯起筋	直径 (mm)	肢数		钢筋种类
					<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/> I级 <input checked="" type="checkbox"/> II级
100	31	176.5	59.7	10	310	310	9	2	0	

荷载作用情况选择
<input type="checkbox"/> 集中荷载作用下的矩形截面独立梁(包括作用有多种荷载,且其中集中荷载对支座截面或节点边缘所产生的剪力值占总剪力值75%以上的情况)
<input checked="" type="checkbox"/> 其它荷载作用情况

[提示] 无集中荷载作用时,集中荷载作用点至支座截面的距离填入0值。

显示计算成果

[提示] 计算结果,混凝土截面的受剪承载力大于剪力设计值,不需进行斜截面受剪承载力计算,仅需根据《规范》第10.3.2条的规定按构造要求配置箍筋。

斜截面承载力计算成果表

砼受剪承载力 V_c (kN)	箍筋受剪承载力 V_{sv} (kN)	弯起筋受剪承载力 V_{sb} (kN)	箍筋			弯起筋面积 (cm^2)
			直径 (mm)	间距 (cm)	肢数	

结束计算

电算程序的各项计算结果与上述手算成果完全相同,表明程序的编制是正确的。

第三节 双孔箱涵的结构计算

【例6-2】 某双孔钢筋混凝土穿堤箱形涵洞,堤顶至顶板顶面的堤身填土高度 $H_d = 3.2$ m,填土内摩擦角 $\phi = 30^\circ$;洞身每孔净宽 $B = 3.5$ m,净高 $H = 3.0$ m;底板厚 $d_1 = 0.40$ m,顶板

厚 $d_2=0.35\text{m}$ ，侧墙厚 $d_3=0.3\text{m}$ ，中隔墙厚 $d_4=0.3\text{m}$ ，加腋尺寸 $0.25\text{m}\times 0.25\text{m}$ 。地基为密实砂类土，地下水位低于洞底。堤顶不通汽车，洞进口水深 2.8m ，出口水深 2.2m ，洞身纵剖面布置示意图如图 6-3 所示，洞身横剖面结构尺寸如图 6-9 所示。本涵洞的过水流量大于 $20\text{m}^3/\text{s}$ ，按 GB 50228—99 规定，相应建筑物级别为 3 级。洞身混凝土强度等级采用 C30。试计算洞身控制截面各部位的内力并进行钢筋混凝土结构计算。

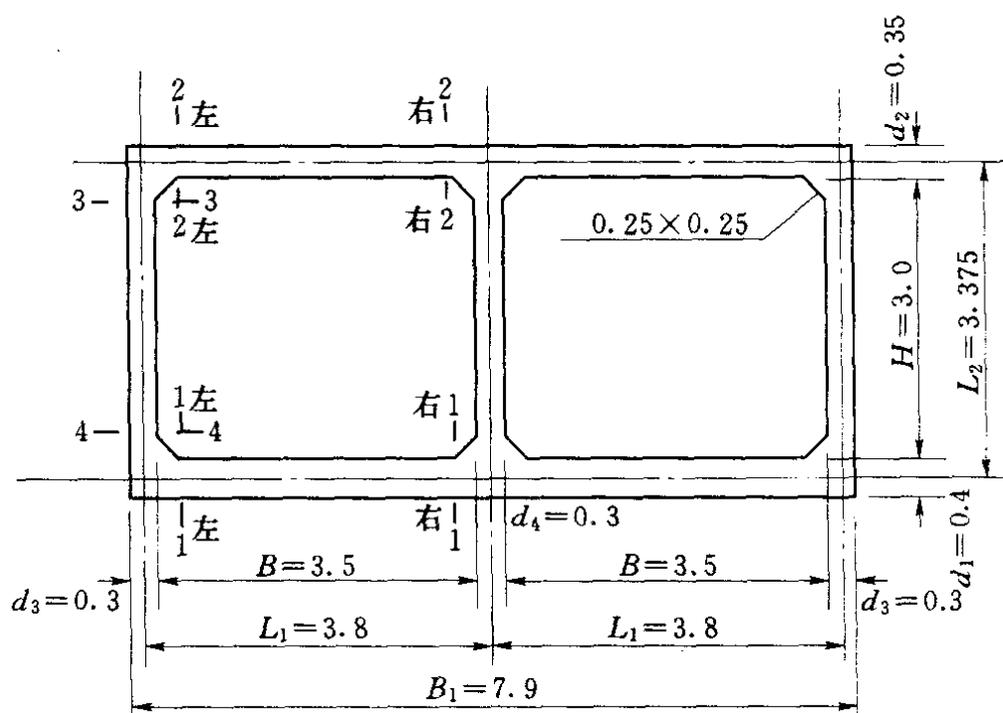


图 6-9 洞身横剖面结构尺寸图 (单位: m)

解 此箱涵除孔数为 2 孔及底板、顶板厚度与例 6-1 不同外，其余基本设计资料均与例 6-1 单孔箱涵相同，同样以位于堤顶以下的洞身截面作为计算控制截面，计算工况为洞内无水工况。

1. 荷载计算

以下计算的荷载，用于计算钢筋混凝土结构承载能力极限状态计算所采用的内力设计值，因此均需在第五章的各种荷载计算公式中增加一项作用分项系数 γ_G 值。各种荷载均取单位洞长 (1m) 计算。

(1) 作用于洞顶的均布垂直土压力 q_{t2} 计算。此涵洞洞顶以上的填土类型为上埋式填土，根据比值 $H_d/B_1 = 3.2/7.9 = 0.41$ 由表 5-1 查得填土压力系数 $K_s = 1.08$ 。按式 (5-1) 计算作用于洞顶的垂直均布土压力 q_{t2} 为：

$$q_{t2} = \gamma_G K_s \gamma H_d = 1.1 \times 1.08 \times 18 \times 3.2 = 68.43 \text{ (kN/m)}$$

式中： γ_G 为垂直土压力的作用分项系数， $\gamma_G = 1.1$ ； γ 为填土的湿重度， $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ； H_d 为填土高度， $H_d = 3.2 \text{ m}$ 。

(2) 作用于侧墙的水平分布土压力 q_{t3} 、 q_{t4} 及侧墙分布荷载总和 q_3 、 q_4 计算。

按式 (5-4) 计算作用于侧墙顶部（相应于顶板底面处）的分布土压力 q_{t3} 为：

$$\begin{aligned} q_{t3} &= \gamma_G \gamma (H_d + d_2) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \\ &= 1.1 \times 18 \times (3.2 + 0.35) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) \\ &= 23.43 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

按式 (5-5) 计算作用于侧墙底部（相应于底板顶面处）的分布土压力 q_{t4} 为：

$$\begin{aligned} q_{t4} &= \gamma_G \gamma (H_d + d_2 + H) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \\ &= 1.1 \times 1.8 \times (3.2 + 0.35 + 3.0) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) \\ &= 43.23 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

作用于侧墙的分布荷载总和为水平分布土压力、内水压力、外水压力之和，本例内水压力及外水压力均为 0，则：

$$q_3 = q_{t3} = 23.43 \text{ (kN/m)}$$

$$q_4 = q_{t4} = 43.23 \text{ (kN/m)}$$

各式中符号意义同前。

(3) 作用于顶板的垂直均布荷载总和 q_2 计算。作用于顶板的均布荷载总和 q_2 为均布垂直土压力 q_{t2} 与顶板自重力、外水压力、内水压力之和，本例外水压力及内水压力均为 0，则均布荷

载总和 q_2 为:

$$\begin{aligned} q_2 &= q_{t2} + \gamma_G \gamma_c d_2 \\ &= 68.43 + 1.05 \times 25 \times 0.35 \\ &= 77.62 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

式中: d_2 为顶板厚, $d_2 = 0.35\text{m}$; γ_c 为混凝土重度, $\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$; γ_G 为自重力作用的分项系数, $\gamma_G = 1.05$ 。

(4) 作用于底板底面的垂直均布荷载总和 q_1 计算。作用于底板底面的均布荷载总和 q_1 为地基反力与洞内水重之和, 因地基反力按均匀分布考虑, 底板自重及洞内水重均与其产生的地基反力相抵消, 计算地基反力时可只考虑顶板、侧墙及中隔墙重。本例内水压力为 0, 同时因作用于顶板的垂直均布荷载总和 q_2 中已计入顶板重, 因此作用于底板底面的垂直均布荷载总和 q_1 即为 q_2 与侧墙及中隔墙产生的地基反力之和, 即:

$$\begin{aligned} q_1 &= q_2 + \frac{\gamma_G \gamma_c H (2d_3 + d_4)}{B_1} \\ &= 77.62 + \frac{1.05 \times 25 \times 3 \times (2 \times 0.3 + 0.3)}{7.9} \\ &= 86.59 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

式中符号意义同前。

2. 固端弯矩计算 (见图 6-10)

按式 (6-14) ~ 式 (6-19) 计算各杆件的固端弯矩为:

$$M_{AC}^F = -\frac{q_2 L_1^2}{12} = -\frac{77.62 \times 3.8^2}{12} = -93.4 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{CA}^F = -M_{AC}^F = 93.4 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{BD}^F = \frac{q_1 L_1^2}{12} = \frac{86.59 \times 3.8^2}{12} = 104.2 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{DB}^F = -M_{BD}^F = -104.2 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\begin{aligned} M_{AB}^F &= \frac{q_3 L_2^2}{12} + \frac{(q_4 - q_3) L_2^2}{30} \\ &= \frac{23.43 \times 3.375^2}{12} + \frac{(43.23 - 23.43) \times 3.375^2}{30} \end{aligned}$$

$$= 29.76 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\begin{aligned} M_{BA}^F &= -\frac{q_3 L_2^2}{12} - \frac{(q_1 - q_3) L_2^2}{20} \\ &= -\frac{23.43 \times 3.375^2}{12} - \frac{(43.23 - 23.43) \times 3.375^2}{20} \\ &= -33.52 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

式中： L_1 为水平杆件（顶板及底板）计算跨长； L_2 为垂直杆件（侧墙）计算跨长；其余符号意义同前。

3. 抗弯劲度计算

按式（6-20）～式（6-22）计算各杆端的抗弯劲度为：

$$K_{AC} = \frac{4d_2^3}{12L_1} = \frac{4 \times 0.35^3}{12 \times 3.8} = 0.00376$$

$$K_{BD} = \frac{4d_1^3}{12L_1} = \frac{4 \times 0.4^3}{12 \times 3.8} = 0.00561$$

$$K_{AB} = K_{BA} = \frac{4d_3^3}{12L_2} = \frac{4 \times 0.30^3}{12 \times 3.375} = 0.00267$$

式中符号意义同前。

4. 杆端弯矩的分配系数计算

按式（6-23）～式（6-26）计算各杆端弯矩的分配系数为：

$$\mu_{AC} = \frac{K_{AC}}{K_{AC} + K_{AB}} = \frac{0.00376}{0.00376 + 0.00267} = 0.585$$

$$\mu_{AB} = \frac{K_{AB}}{K_{AC} + K_{AB}} = \frac{0.00267}{0.00376 + 0.00267} = 0.415$$

$$\mu_{BA} = \frac{K_{AB}}{K_{BA} + K_{BD}} = \frac{0.00267}{0.00267 + 0.00561} = 0.322$$

$$\mu_{BD} = \frac{K_{BD}}{K_{BA} + K_{BD}} = \frac{0.00561}{0.00267 + 0.00561} = 0.678$$

5. 杆端弯矩的传递系数

各杆件向远端的传递系数均为 1/2。

6. 结点弯矩分配计算

计算简图如图 6-10 (a)、(b) 所示，结点弯矩分配计算如表 6-11 所示。

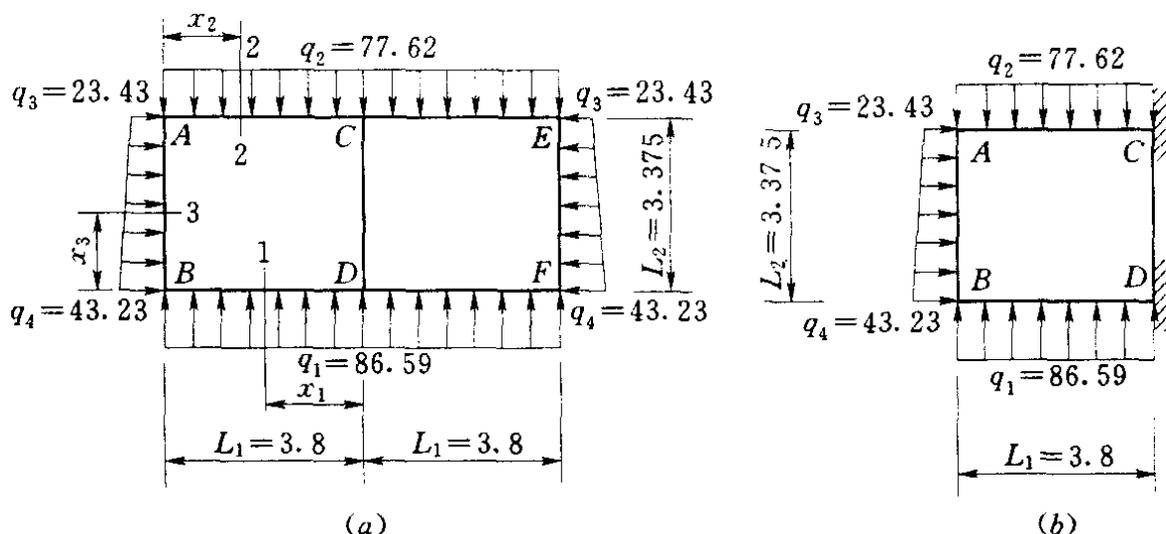


图 6-10 计算简图 (尺寸单位: m; 荷载单位: kN/m)

表 6-11 弯矩分配计算表 单位: kN·m

结点	D	B		A		C
杆端	DB	BD	BA	AB	AC	CA
劲度 K		0.00561	0.00267	0.00267	0.00376	
分配系数 μ		0.678	0.322	0.415	0.585	
固端弯矩 M^F	-104.2	104.2	-33.52	29.76	-93.4	93.4
			13.21	←-26.41	37.23→	18.62
	-28.44	←-56.88	-27.01→	-13.51		
			2.81	←-5.61	7.90→	3.95
	-0.96	←-1.91	-0.90→	-0.45		
			0.10	←-0.19	0.27→	0.14
	-0.035	←-0.07	-0.032→	-0.016		
			0.006	0.009		
弯矩合计 M	-133.64	45.34	-45.34	47.99	-47.99	116.11

注 弯矩符号以绕杆端顺时针旋转为正。

表 6-11 中, 在 A、B 两结点共进行了 8 次弯矩分配及传递计算 (A、B 两结点轮流各进行了 4 次)。首先对 A 结点进行弯矩分配及传递, A 结点的不平衡弯矩为 $M_{\text{不平衡}} = 29.76 - 93.4 = -63.64$ (kN·m), 杆端 AB 的分配弯矩为 $-(-63.64) \times 0.415 = 26.41$ (kN·m), 杆端 AC 的分配弯矩为 $-(-63.64)$

$\times 0.585 = 37.23$ (kN·m), 杆端 AB 向杆端 BA 的传递弯矩为 $26.41/2 = 13.21$ (kN·m), 杆端 AC 向杆端 CA 的传递弯矩为 $37.23/2 = 18.62$ (kN·m)。第 2 次对 B 结点进行弯矩分配及传递, B 结点的不平衡弯矩为 $M_{\text{不平衡}} = 104.2 - 33.52 + 13.21 = 83.89$ (kN·m), 杆端 BD 的分配弯矩为 $-83.89 \times 0.678 = -56.88$ (kN·m), 杆端 BA 的分配弯矩为 $-83.89 \times 0.322 = -27.01$ (kN·m), 杆端 BD 向杆端 DB 的传递弯矩为 $-56.88/2 = -28.44$ (kN·m), 杆端 BA 向杆端 AB 的传递弯矩为 $-27.01/2 = -13.51$ (kN·m)。第 3 次再对 A 结点进行弯矩分配及传递, 此时 A 结点的不平衡弯矩为杆端 BA 传递过来的弯矩 -13.51 (kN·m), 杆端 AB 的分配弯矩为 $-(-13.51) \times 0.415 = 5.61$ (kN·m), 杆端 AC 的分配弯矩为 $-(-13.51) \times 0.585 = 7.90$ (kN·m), 杆端 AB 向杆端 BA 的传递弯矩为 $5.61/2 = 2.81$ (kN·m), 杆端 AC 向杆端 CA 的传递弯矩为 $7.90/2 = 3.95$ (kN·m)。两结点其余各次轮流进行的弯矩分配及传递计算与此相同, 表中每次弯矩分配后在分配弯矩值下画一横线, 表示该结点在这次分配后弯矩已经平衡, 下次只分配横线以下由远杆端传递过来的弯矩。箭头符号“→”及“←”表示弯矩的传递。结点 C 及结点 D 只有一个杆端, 只接受传递弯矩, 不需分配弯矩。从表中最后一次分配的不平衡弯矩值可以看出, 其值已非常小, 不需再继续进行计算。最后将各杆端的固端弯矩、分配弯矩及传递弯矩相叠加即为该杆端的总弯矩。

7. 各部位剪力、轴向力及控制截面弯矩计算

双孔箱涵按无水工况计算时, 各构件(底板、顶板、侧墙及隔墙等)为偏心受压构件; 按内水压力控制工况(内水压力大于外侧荷载)计算时, 各构件为偏心受拉构件。除各控制截面弯矩外, 还需计算各部位剪力及轴向力。

各构件进行配筋及抗裂计算的控制截面一般主要为跨间最大弯矩截面及杆端计算截面。杆端计算控制截面应为加腋起点截面(图 6-9 中的 1—1、2—2、3—3、4—4 等)。表 6-11 为各结点

处的杆端弯矩计算成果，其值要比加腋截面处的弯矩大得多，不能以其作为杆端的计算弯矩，否则计算成果将偏于保守。各构件跨间最大弯矩及加腋起点截面的弯矩与相应剪力有关，首先需计算各杆件剪力。

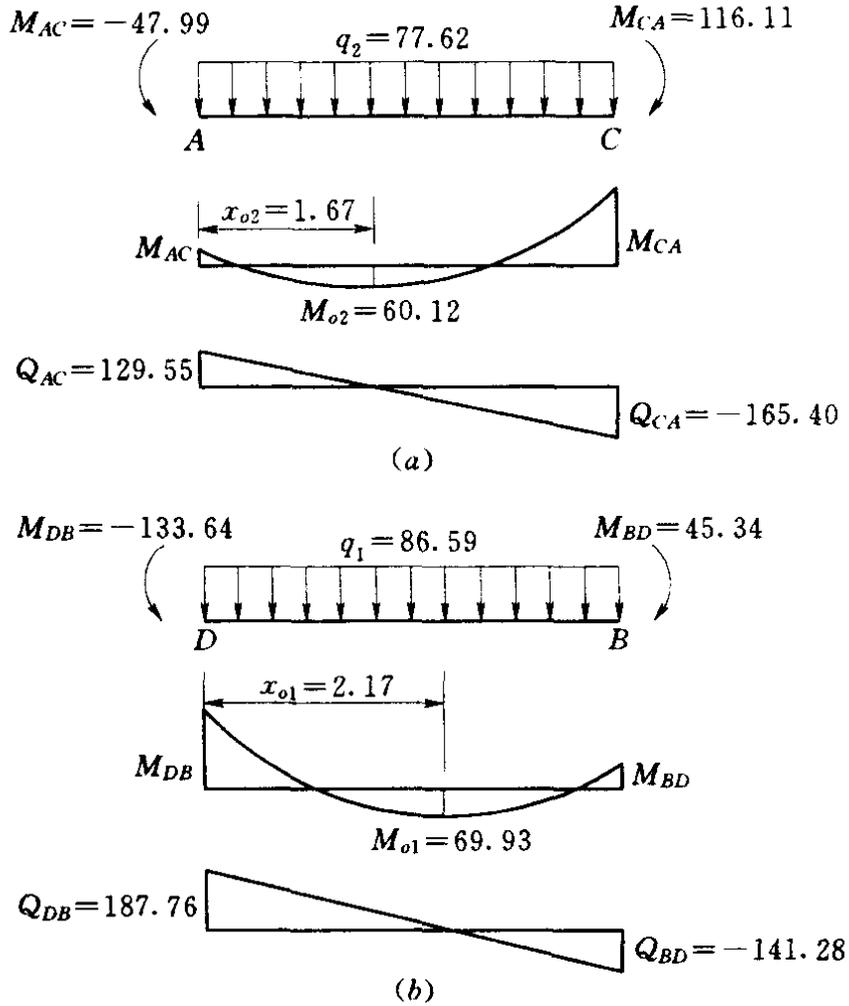


图 6-11 杆件 AC 及杆件 BD 弯矩、剪力图
 (荷载单位: kN/m; 弯矩单位: kN·m; 剪力单位: kN)
 (a) 杆件 AC 弯矩、剪力图; (b) 杆件 BD 弯矩、剪力图

(1) 杆件 AC (顶板) 及杆件 BD (底板) 剪力计算 (见图 6-11)。杆件 AC 及杆件 BD 剪力分别按式 (6-65) ~ 式 (6-68) 计算:

$$Q_{AC} = \frac{q_2 L_1}{2} - \frac{M_{AC} + M_{CA}}{L_1} \quad (6-65)$$

$$Q_{CA} = -\frac{q_2 L_1}{2} - \frac{M_{AC} + M_{CA}}{L_1} \quad (6-66)$$

$$Q_{DB} = \frac{q_1 L_1}{2} - \frac{M_{DB} + M_{BD}}{L_1} \quad (6-67)$$

$$Q_{BD} = -\frac{q_1 L_1}{2} - \frac{M_{DB} + M_{BD}}{L_1} \quad (6-68)$$

式中： Q_{AC} 、 Q_{CA} 、 Q_{DB} 、 Q_{BD} 为各杆端剪力，kN； L_1 为杆件AC及杆件BD计算跨长， $L_1 = 3.8\text{m}$ ；其余符号意义同前。

根据表6-11结点弯矩分配计算成果， $M_{AC} = -47.99\text{ kN}\cdot\text{m}$ ， $M_{CA} = 116.11\text{ kN}\cdot\text{m}$ ， $M_{BD} = 45.34\text{ kN}\cdot\text{m}$ ， $M_{DB} = -133.64\text{ kN}\cdot\text{m}$ ，则：

$$\begin{aligned} Q_{AC} &= \frac{q_2 L_1}{2} - \frac{M_{AC} + M_{CA}}{L_1} \\ &= \frac{77.62 \times 3.8}{2} - \frac{-47.99 + 116.11}{3.8} \\ &= 129.55 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{CA} &= -\frac{q_2 L_1}{2} - \frac{M_{AC} + M_{CA}}{L} \\ &= -\frac{77.62 \times 3.8}{2} - \frac{-47.99 + 116.11}{3.8} \\ &= -165.40 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{DB} &= \frac{q_1 L_1}{2} - \frac{M_{DB} + M_{BD}}{L_1} \\ &= \frac{86.59 \times 3.8}{2} - \frac{-133.64 + 45.34}{3.8} \\ &= 187.76 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{BD} &= -\frac{q_1 L_1}{2} - \frac{M_{DB} + M_{BD}}{L_1} \\ &= -\frac{86.59 \times 3.8}{2} - \frac{-133.64 + 45.34}{3.8} \\ &= -141.28 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2) 杆件AB（侧墙）剪力计算（见图6-12）。杆件AB剪力分别按式(6-69)~式(6-70)计算：

$$Q_{AB} = -\frac{q_4 L_2}{2} + \frac{(q_4 - q_3)L_2}{3} - \frac{M_{AB} + M_{BA}}{L_2} \quad (6-69)$$

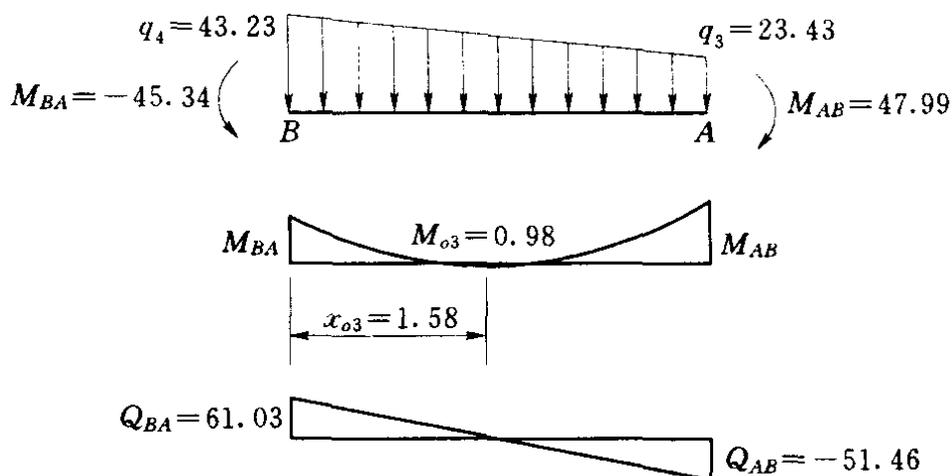


图 6-12 杆件 AB 弯矩、剪力图

(荷载单位: kN/m; 弯矩单位: kN·m; 剪力单位: kN)

$$Q_{BA} = \frac{q_4 L_2}{2} - \frac{(q_4 - q_3)L_2}{6} - \frac{M_{AB} + M_{BA}}{L_2} \quad (6-70)$$

式中: Q_{AB} 、 Q_{BA} 分别为杆端 AB 及杆端 BA 剪力, kN; 其余符号意义同前。

根据前述结点弯矩分配计算成果, $M_{AB} = 47.99 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $M_{BA} = -45.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 则:

$$\begin{aligned} Q_{AB} &= -\frac{q_4 L_2}{2} + \frac{(q_4 - q_3)L_2}{3} - \frac{M_{AB} + M_{BA}}{L_2} \\ &= -\frac{43.23 \times 3.375}{2} + \frac{(43.23 - 23.43) \times 3.375}{3} - \frac{47.99 - 45.39}{3.375} \\ &= -51.46 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{BA} &= \frac{q_4 L_2}{2} - \frac{(q_4 - q_3)L_2}{6} - \frac{M_{AB} + M_{BA}}{L_2} \\ &= \frac{43.23 \times 3.375}{2} - \frac{(43.23 - 23.43) \times 3.375}{6} - \frac{47.99 - 45.34}{3.375} \\ &= 61.03 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(3) 各加腋起点截面弯矩及跨间最大弯矩及计算。各构件任一截面的弯矩按下式计算 (见图 6-10):

$$M_1 = M_{DB} + Q_{DB}x_1 - \frac{q_1 x_1^2}{2} \quad (6-71)$$

$$M_2 = M_{AC} + Q_{AC}x_2 - \frac{q_2 x_2^2}{2} \quad (6-72)$$

$$M_3 = M_{BA} + Q_{BA}x_3 - \frac{q_4 x_3^2}{2} + \frac{(q_4 - q_3)x_3^3}{6L_2} \quad (6-73)$$

式中： M_1 为底板（杆件 BD ）任一截面的弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； M_2 为顶板（杆件 AC ）任一截面的弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； M_3 为侧墙（杆件 AB ）任一截面的弯矩， x_1 为底板计算截面距结点 D 的距离， m ； x_2 为顶板计算截面距结点 A 的距离， m ； x_3 为侧墙计算截面距结点 B 的距离， m ；其余符号意义同前。

按洞身横剖面结构布置，各加腋尺寸为 $0.25\text{m} \times 0.25\text{m}$ ，则底板左加腋起点截面距结点 D 的距离为 $x_{1左} = L_1 - d_3/2 - 0.25 = 3.8 - 0.3/2 - 0.25 = 3.40$ （ m ），底板右加腋起点截面距结点 D 的距离为 $x_{1右} = 0.25 + d_4/2 = 0.25 + 0.3/2 = 0.40$ （ m ），顶板左加腋起点截面距结点 A 的距离为 $x_{2左} = x_{1右} = 0.40\text{m}$ ，顶板右加腋起点截面距结点 A 的距离为 $x_{2右} = x_{1左} = 3.40\text{m}$ ，侧墙上加腋起点截面距结点 B 的距离为 $x_{上} = L_2 - d_2/2 - 0.25 = 3.375 - 0.35/2 - 0.25 = 2.95$ （ m ），侧墙下加腋起点截面距结点 B 的距离为 $x_{下} = 0.25 + d_1/2 = 0.25 + 0.40/2 = 0.45$ （ m ）。则各加腋起点截面的弯矩分别为：

$$\begin{aligned} M_{底左} &= M_{DB} + Q_{DB}x_{1左} - \frac{q_1 x_{1左}^2}{2} \\ &= -133.64 + 187.76 \times 3.4 - \frac{86.59 \times 3.4^2}{2} \\ &= 4.25 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{底右} &= M_{DB} + Q_{DB}x_{1右} - \frac{q_1 x_{1右}^2}{2} \\ &= -133.64 + 187.76 \times 0.40 - \frac{86.59 \times 0.40^2}{2} \\ &= -65.46 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{顶左}} &= M_{AC} + Q_{AC}x_{2\text{左}} - \frac{q_2 x_{2\text{左}}^2}{2} \\
 &= -47.99 + 129.55 \times 0.4 - \frac{77.62 \times 0.4^2}{2} \\
 &= -2.38 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{顶右}} &= M_{AC} + Q_{AC}x_{2\text{右}} - \frac{q_2 x_{2\text{右}}^2}{2} \\
 &= -47.99 + 129.55 \times 3.4 - \frac{77.62 \times 3.4^2}{2} \\
 &= -56.16 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{下}} &= M_{BA} + Q_{BA}x_{\text{下}} - \frac{q_4 x_{\text{下}}^2}{2} + \frac{(q_1 - q_3)x_{\text{下}}^3}{6L_2} \\
 &= -45.34 + 61.03 \times 0.45 - \frac{43.23 \times 0.45^2}{2} \\
 &\quad + \frac{(43.23 - 23.43) \times 0.45^3}{6 \times 3.375} \\
 &= -22.16 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{上}} &= M_{BA} + Q_{BA}x_{\text{上}} - \frac{q_4 x_{\text{上}}^2}{2} + \frac{(q_1 - q_3)x_{\text{上}}^3}{6L_2} \\
 &= -45.34 + 61.03 \times 2.95 - \frac{43.23 \times 2.95^2}{2} \\
 &\quad + \frac{(43.23 - 23.43) \times 2.95^3}{6 \times 3.375} \\
 &= -28.30 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

式中： $M_{\text{底左}}$ 为底板左加腋起点（截面1_左—1_左）弯矩，kN·m； $M_{\text{底右}}$ 为底板右加腋起点（截面1_右—1_右）弯矩，kN·m； $M_{\text{顶左}}$ 为顶板左加腋起点（截面2_左—2_左）弯矩，kN·m； $M_{\text{顶右}}$ 为顶板右加腋起点（截面2_右—2_右）弯矩，kN·m； $M_{\text{上}}$ 为侧墙上加腋起点（截面3—3）弯矩，kN·m； $M_{\text{下}}$ 为侧墙下加腋起点截面（截面4—4）弯矩，kN·m；其余符号意义同前。

底板（杆件BD）、顶板（杆件AC）及侧墙（杆件AB）跨间最大弯矩截面位置 x_{o1} 、 x_{o2} 、 x_{o3} 计算如下：

$$x_{o1} = \frac{Q_{DB}}{q_1} = \frac{187.76}{86.59} = 2.17 \text{ (m)}$$

$$x_{o2} = \frac{Q_{AC}}{q_2} = \frac{129.55}{77.62} = 1.67 \text{ (m)}$$

$$x_{o3} = \frac{q_4 - \sqrt{q_4^2 - \frac{2Q_{BA}(q_4 - q_3)}{L_2}}}{\frac{(q_4 - q_3)}{L_2}}$$

$$= \frac{43.23 - \sqrt{43.23^2 - \frac{2 \times 61.03 \times (43.23 - 23.43)}{3.375}}}{\frac{(43.23 - 23.43)}{3.375}}$$

$$= 1.58 \text{ (m)}$$

式中： x_{o1} 为底板跨间最大弯矩截面距结点 D 的距离，m； x_{o2} 为顶板跨间最大弯矩截面距结点 A 的距离，m； x_{o3} 为侧墙跨间最大弯矩截面距结点 B 的距离，m。

按式 (6-71) ~ 式 (6-72) 计算底板、顶板及侧墙跨间最大弯矩为：

$$M_{o1} = M_{DB} + Q_{DB}x_{o1} - \frac{q_1 x_{o1}^2}{2}$$

$$= -133.64 + 187.76 \times 2.17 - \frac{86.59 \times 2.17^2}{2}$$

$$= 69.93 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{o2} = M_{AC} + Q_{AC}x_{o2} - \frac{q_2 x_{o2}^2}{2}$$

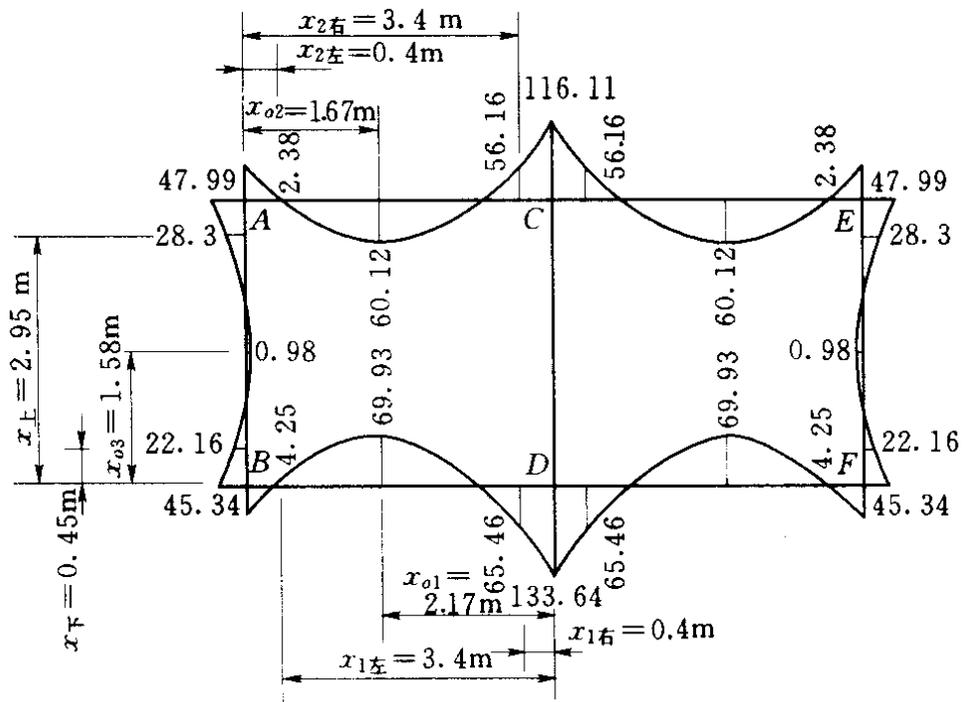
$$= -47.99 + 129.55 \times 1.67 - \frac{77.62 \times 1.67^2}{2}$$

$$= 60.12 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

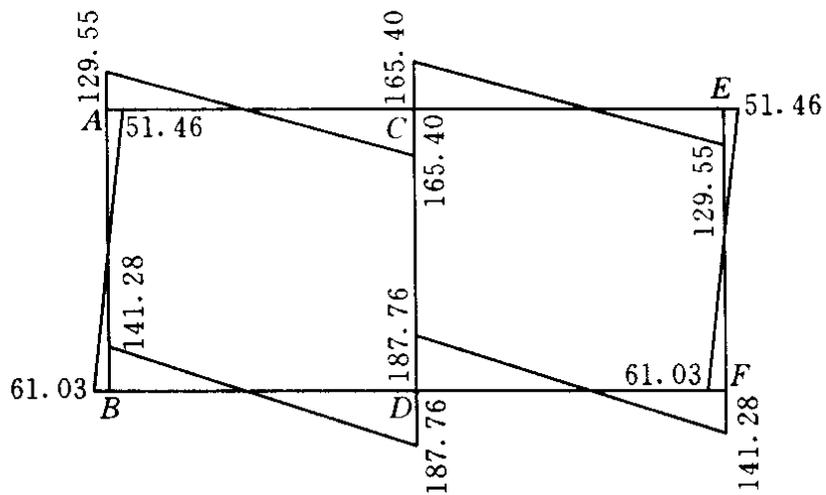
$$M_{o3} = M_{BA} + Q_{BA}x_{o3} - \frac{q_4 x_{o3}^2}{2} + \frac{(q_4 - q_3)x_{o3}^3}{6L_2}$$

$$= -45.34 + 61.03 \times 1.58 - \frac{43.23 \times 1.58^2}{2}$$

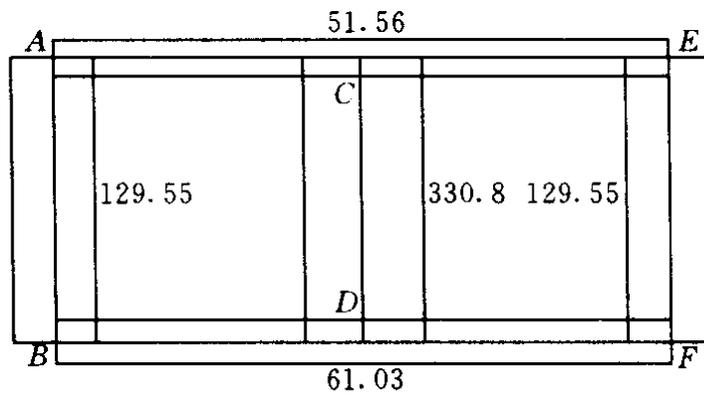
$$+ \frac{(43.23 - 23.43) \times 1.58^3}{6 \times 3.375} = 0.98 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(a)



(b)



(c)

图 6-13 内力图

(a) M图 (单位: $\text{kN}\cdot\text{m}$); (b) Q图 (单位: kN); (c) N图 (单位: kN)

式中： M_{o1} 、 M_{o2} 、 M_{o3} 为底板、顶板及侧墙的跨间最大弯矩。

8. 轴向力计算

根据力的平衡原理，顶板轴向力等于侧墙上端剪力；底板轴向力等于侧墙下端剪力；侧墙轴向力等于顶板及底板板端剪力。

9. 内力计算成果

根据内力计算成果绘制内力图如图 6-13 所示。

控制截面内力计算成果如表 6-12 所示，可供构件进行钢筋混凝土结构计算使用。

表 6-12 各部位控制截面内力计算成果表

项 目 \ 部 位		顶 板	底 板	侧 墙
弯矩 (kN·m)	跨 间	60.12	69.93	0.98
	加腋起点	-2.38 (左) -56.16 (右)	4.25 (左) -65.46 (右)	-28.30 (上) -22.16 (下)
剪力 (kN)		129.55 (左) -165.40 (右)	-141.28 (左) 187.76 (右)	-51.46 (上) 61.03 (下)
轴向力 (kN)		51.46	61.03	129.55 (上) 141.28 (下)

注 表中弯矩符号以使洞壁内侧受拉为正，外侧受拉为负；轴力以压力为正，拉力为负

10. 利用电子表格 Excel 进行双孔箱涵内力计算

与单孔箱涵内力计算电子表格相同，笔者也建立了双孔箱涵的内力计算电子表格如表 6-13 所示。在其基本资料表中的数据为本例的基本设计资料，其弯矩分配表以及剪力、跨间及加腋起点截弯矩面表中的各种数据（计算成果）也均与前述计算相同。后两个表的各种数据（计算成果）将随基本资料表中的数据改变而改变。再次计算时，只需将“双孔箱涵设计基本资料表”中 11 个数据改为新的基本设计资料后，可立即得到新的全部内力计算成果，使计算成为极其简单的过程。“双孔箱涵设计基本资料表”中的符号意义见图 6-2 及图 6-9，各种内力符号意义均与例 6-2 相同。

表 6-13

双孔箱涵内力计算电子表格

A	B	C	D	E	F	G
双孔箱涵设计基本资料表						
底板均布 q_1	顶板均布 q_2	侧墙上 q_3	侧墙下 q_4	板跨长 L_1 (m)		
86.59	77.62	23.43	43.23	3.8		
墙跨长 L_2 (m)	底板厚 d_1 (m)	顶板厚 d_2 (m)	侧墙厚 d_3 (m)	隔墙厚 d_4 (m)	加腋尺寸	
3.375	0.4	0.35	0.3	0.3	0.25	
注：下表计算数据随本表数据改变而改变，荷载指向涵内为正。						
双孔箱涵弯矩分配表 弯矩单位：kN·m						
结点	D		E		A	C
杆端	DB	ED	EA	AB	AC	CA
刚度 K	0.001403509		0.000666667		0.000666667	0.000940241
分配系数 μ	0.677966102		0.322033898		0.414875469	0.585124531
固端弯矩 M_F	-104.196633	104.1966333	-33.5169141	29.75800781	-93.4027333	93.402733
			13.20231768	26.40463536	37.24009016	18.620045
	-28.4345888	-56.8691776	-27.0128594	-13.5064297		
			2.801743174	5.603486349	7.902943329	3.9514717
	-0.94974345	-1.8994869	-0.90225628	-0.45112814		
			0.093580999	0.187161998	0.26396614	0.1319831
	-0.03172237	-0.06344475	-0.03013625	-0.01506813		
			0.006251396	0.008816731		
弯矩合计	-133.612688	45.3645241	-45.3645241	47.98691697	-47.986917	116.10623
注：本表数据随基本资料表中数据改变而改变。						
剪力、跨间及加腋起点截面弯矩表						
Q_{BD}	Q_{DB}	Q_{AC}	Q_{CA}	Q_{AB}	Q_{BA}	
-141.2978	187.7442	129.55186	-165.4041	-51.45263	61.03612	
$M_{底左}$	$M_{底右}$	$M_{顶左}$	$M_{顶右}$	$M_{上}$	$M_{下}$	
4.227395497	-65.4422075	-2.3757713	-56.1541788	-28.3106307	-22.1862077	
X_{01}	M_{01}	X_{02}	M_{02}	X_{03}	M_{03}	
2.168197263	69.92054345	1.669052617	60.12752202	1.581634269	0.969565001	
注：本表数据随基本资料表中数据改变而改变；						
Q_{BD} 、 Q_{DB} 、 Q_{AC} 、 Q_{CA} 、 Q_{AB} 、 Q_{BA} 为杆端剪力，kN；						
$M_{底左}$ 、 $M_{底右}$ 、 $M_{顶左}$ 、 $M_{顶右}$ 、 $M_{上}$ 、 $M_{下}$ 为各加腋起点截面弯矩，kN·m；						
X_{01} 、 X_{02} 、 X_{03} 为跨间最大弯矩截面位置，m；						
M_{01} 、 M_{02} 、 M_{03} 为跨间最大弯矩，kN·m。						

11. 钢筋混凝土结构计算

双孔箱涵无水工况（各构件为偏心受压构件）的钢筋混凝土结构计算与前述单孔的计算基本相同，为节省篇幅，不再重复，在此仅以底板的跨中内力值（弯矩 $69.92\text{kN}\cdot\text{m}$ 、轴向力 61.04kN ）为例，将利用钢筋混凝土结构电算程序计算的结果介绍如下（为节省篇幅，其中正常使用极限状态的内力也不再计算，也近似采用与承载能力极限状态计算相同的内力值，计算偏

于安全)。

由正截面承载能力极限状态计算结果得：

受拉钢筋面积为 7.28cm^2 ，相应计算配筋率为 0.202% ；受压钢筋面积按最小配筋率 0.15% 计算为 5.4cm^2 。

采用受拉钢筋 $5\Phi 14$ 钢筋，钢筋实际配筋面积为 7.69cm^2 ；采用受压钢筋 $5\Phi 12$ 钢筋，钢筋实际配筋面积为 5.65cm^2 。

由正截面正常使用极限状态计算结果得：

截面边缘计算拉应力为 $\sigma = 1.371\text{MPa}$ ，C30 混凝土拉应力限制值 $[\sigma] = 1.4\text{MPa}$ ， $\sigma < [\sigma]$ ，底板跨中截面能满足抗裂要求。

(1) 底板跨中正截面承载能力极限状态计算的电算界面如下。

[提示] 钢筋混凝土结构的结构系数一般采用 1.2；对于承受永久荷载为主的构件采用 1.25，但承受土重和土压力为主的构件仍采用 1.2；对新型结构，结构系数可适当提高。

正截面承载力计算基本资料表

截面宽度 b (cm)	截面有效高度 h_0 (cm)	构件支 点间长 L (cm)	保护层厚度 (cm)		弯矩 设计值 M (kN·m)	轴向力 设计值 N (kN)	结构 系数 γ_d	选取构件型式	选取构件两端约束情况
			a	a'					
100	36	3.8	4	4	69.92	61.04	1.2	<input checked="" type="checkbox"/> 构件为直杆 <input type="checkbox"/> 构件为拱形	<input checked="" type="checkbox"/> 两端固定 <input type="checkbox"/> 一端固定，一端为铰 <input type="checkbox"/> 两端均为铰 <input type="checkbox"/> 一端固定，一端自由
选取混凝土强度等级				选取钢筋级别			选取构件类型	钢筋布置方式	
<input type="checkbox"/> C15	<input type="checkbox"/> C20	<input type="checkbox"/> C25	<input checked="" type="checkbox"/> C30	<input type="checkbox"/> C35	<input type="checkbox"/> I 级钢筋	<input checked="" type="checkbox"/> II 级钢筋	<input type="checkbox"/> 梁	<input checked="" type="checkbox"/> 板	<input checked="" type="checkbox"/> 非对称布置
<input type="checkbox"/> C40	<input type="checkbox"/> C45	<input type="checkbox"/> C50	<input type="checkbox"/> C55	<input type="checkbox"/> C60	<input type="checkbox"/> III 级钢筋	<input type="checkbox"/> IV 级钢筋	<input type="checkbox"/> 柱	<input type="checkbox"/> 墙	<input type="checkbox"/> 对称布置
构件为拱时选取拱结构型式			<input type="checkbox"/> 无铰拱 <input type="checkbox"/> 双铰拱 <input type="checkbox"/> 三铰拱			构件拱轴长(直杆时为0, cm)		0	

最小保护层厚度查取表

显示计算成果

正截面偏心受压承载力计算成果表

轴向力作用偏心距		偏心距增 大系数 η	相对界限受压 区计算高度 ξ_b	混凝土受 压区高度 x (cm)	相对受压 区高度 $\xi = x/h_0$ (cm)	构件计 算长 l_0 (cm)	计算类型
对截面重心 e_0 (cm)	对受拉钢筋 e (cm)						
114.55	130.55	1	544	8	222	1.9	大偏压

混凝土轴 心抗压强 度设计值 f_c (MPa)	钢筋强度设计值		受拉边钢 筋应力 (MPa)	受拉钢筋		受压钢筋	
	抗拉 f_y (MPa)	抗压 f'_y (MPa)		面积 A_s (cm^2)	计算配筋率 ρ (%)	面积 A'_s (cm^2)	最小配筋率 ρ (%)
15	310	310	310	7.28	0.202	5.4	0.15

计算受压钢筋配筋率小于最小配筋率，按最小配筋率计算受压钢筋面积。

混凝土受压区计算高度 $x < 2a'$ ，采用 $x = 2a'$

打印基本资料及计算成果

抗裂及裂缝宽度验算

结束计算

(2) 底板跨中截面正常使用极限状态计算的电算界面如下。

抗裂验算基本资料表

计算宽度 (cm)	截面高度 (cm)	最外层受拉钢筋外缘至边缘距离 c (cm)	钢筋重心至截面边缘距离 (cm)		1号受拉钢筋		2号受拉钢筋		受压钢筋面积 (cm ²)	荷载效应组合 <input type="checkbox"/> 短期 <input checked="" type="checkbox"/> 长期
			a	a'	直径 (cm)	根数	直径 (cm)	根数		
100	40	33	4	4	14	5	0	0	5.65	<input checked="" type="checkbox"/> 长期

荷载效应长期组合时的弯矩 M _L (kN·m)	荷载效应长期组合时的轴力 N _L (kN)	混凝土轴心抗拉强度标准值 f _{tk} (MPa)	混凝土弹性模量 E _c (MPa)	钢筋弹性模量 E _s (MPa)	环境类别	钢筋总类
69.92	61.04	2.0	25000	200000	<input type="checkbox"/> 一类 <input checked="" type="checkbox"/> 二类 <input type="checkbox"/> 三类 <input type="checkbox"/> 四类	<input checked="" type="checkbox"/> 变形 <input type="checkbox"/> 光面

说明：只有一种受拉钢筋时，2号受拉钢筋的直径及根数均填入0值；计算不需受压钢筋时，受压钢筋可按实际布置受压钢筋填入或填入0值。

查看环境类别说明

显示计算成果

抗裂计算成果表

构件受力特征系数	钢筋表面形状系数	荷载作用影响系数	换算截面重心至受压边距离	换算截面对重心轴的惯性矩	换算截面弹性抵抗矩	受拉钢筋有效配筋率	受拉钢筋应力	截面边缘计算拉应力	拉应力限制系数	截面抵抗弯矩塑性系数	拉应力限制值	计算最大裂缝宽度
α_1	α_2	α_3	y_0 (cm)	I_0 (cm ⁴)	W_0 (cm ³)	ρ_{te}	σ_s (MPa)	σ (MPa)	α_{ct}	γ_m	[σ]	w_{max} (mm)
1	1	1.6	20.1	560651	28122	0.03	254.7	1.371	7	1.705	1.4	297

表中拉应力限制值 [σ] = $\alpha_{ct} \cdot f_{tk} = 7 \times 2$

混凝土截面边缘拉应力小于混凝土拉应力限制值，抗裂验算满足要求，一般可不进行裂缝宽度的验算。

上表中所列计算最大裂缝宽度值，仅供某些重要构件论证有必要时，需同时进行限制裂缝宽度验算之用。

打印基本资料及计算成果

斜截面承载力计算

第四节 迭代法计算三孔箱涵弯矩

一、计算简图及符号说明

1. 计算简图

三孔箱涵计算简图如图 6-14 所示，各结点为构件轴线的交点。

2. 结构尺寸及荷载符号说明

L_1 为边孔顶板及底板跨径，m； L_2 为侧墙跨径，m； L_3 为中孔顶板及底板跨径，m； d_1 为底板厚，m； d_2 为顶板厚，m； d_3 为侧墙厚，m； d_4 为中隔墙厚，m； q_1 为底板均布荷载总和，kN/m； q_2 为顶板均布荷载总和，kN/m； q_3 为侧墙顶部（相应

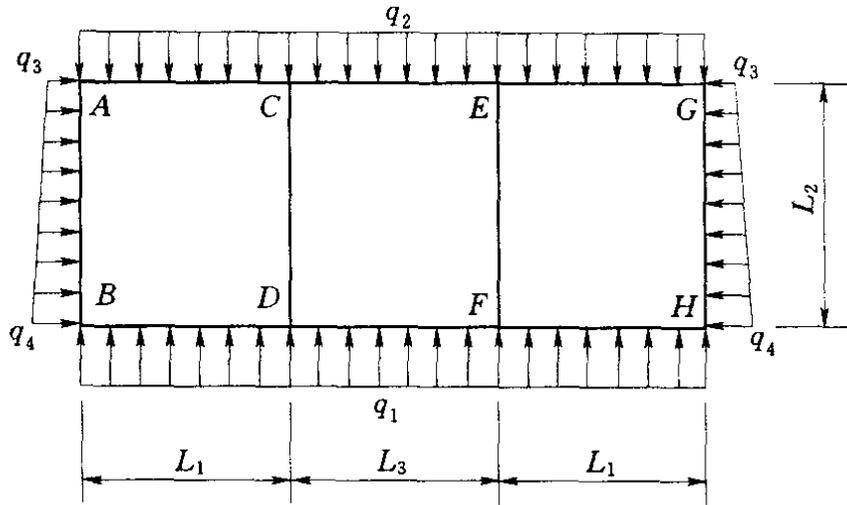


图 6-14 三孔箱涵计算简图

于顶板底面处) 分布荷载强度总和, kN/m ; q_4 为侧墙底部 (相应于底板顶面处) 分布荷载强度总和, kN/m 。

荷载符号以指向涵内为正。

二、计算方法及计算公式

迭代法是结点弯矩计算的一种渐进计算方法。计算过程是按计算简图的形式, 依次在各结点对杆端的转角弯矩循环进行渐进计算, 直到最后两次的计算值基本相等, 然后计算最终的杆端弯矩。杆端转角弯矩循环计算前首先需计算各结点各杆端的固端弯矩及其代数和 (不平衡弯矩) 及转角弯矩的分配系数, 有关计算公式如下。

1. 各杆件固端弯矩

$$M_{AC}^F = M_{EG}^F = -\frac{q_2 L_1^2}{12} \quad (6-74)$$

$$M_{CA}^F = M_{GE}^F = -M_{AC}^F \quad (6-75)$$

$$M_{CE}^F = -\frac{q_2 L_3^2}{12} \quad (6-76)$$

$$M_{EC}^F = -M_{CE}^F \quad (6-77)$$

$$M_{BD}^F = M_{FH}^F = \frac{q_1 L_1^2}{12} \quad (6-78)$$

$$M_{DB}^F = M_{HF}^F = -M_{BD}^F \quad (6-79)$$

$$M_{DF}^F = \frac{q_1 L_3^2}{12} \quad (6-80)$$

$$M_{FD}^F = -M_{DF}^F \quad (6-81)$$

$$M_{AB}^F = \frac{q_3 L_2^2}{12} + \frac{(q_4 - q_3) L_2^2}{30} \quad (6-82)$$

$$M_{GH}^F = -M_{AB}^F \quad (6-83)$$

$$M_{BA}^F = -\frac{q_3 L_2^2}{12} - \frac{(q_4 - q_3) L_2^2}{20} \quad (6-84)$$

$$M_{HG}^F = -M_{BA}^F \quad (6-85)$$

式中： M_{ik}^F 为杆件 ik 的 i 端固端弯矩，例如， M_{AC}^F 为杆件 AC （顶板）的 A 端固端弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ，杆端弯矩以顺时针旋转为正；其余符号意义同前。

2. 各杆件惯性矩

$$I_{AC} = I_{CE} = I_{EG} = \frac{d_2^3}{12} \quad (6-86)$$

$$I_{BD} = I_{DF} = I_{FH} = \frac{d_1^3}{12} \quad (6-87)$$

$$I_{AB} = I_{GH} = \frac{d_3^3}{12} \quad (6-88)$$

$$I_{CD} = I_{EF} = \frac{d_4^3}{12} \quad (6-89)$$

3. 各杆件单位刚度

$$K_{AC} = K_{CA} = K_{EG} = K_{GE} = \frac{I_{AC}}{L_1} \quad (6-90)$$

$$K_{CE} = K_{EC} = \frac{I_{AC}}{L_3} \quad (6-91)$$

$$K_{BD} = K_{DB} = K_{FH} = K_{HF} = \frac{I_{BD}}{L_1} \quad (6-92)$$

$$K_{DF} = K_{FD} = \frac{I_{BD}}{L_3} \quad (6-93)$$

$$K_{AB} = K_{BA} = K_{GH} = K_{HG} = \frac{I_{AB}}{L_2} \quad (6-94)$$

$$K_{CD} = K_{DC} = K_{EF} = K_{FE} = \frac{I_{CD}}{L_2} \quad (6-95)$$

4. 各杆端转角弯矩分配系数

$$\mu_{AC} = \mu_{GE} = -\frac{K_{AC}}{2(K_{AC} + K_{AB})} \quad (6-96)$$

$$\mu_{CA} = \mu_{EG} = -\frac{K_{CA}}{2(K_{CA} + K_{CE} + K_{CD})} \quad (6-97)$$

$$\mu_{CE} = \mu_{EC} = -\frac{K_{CE}}{2(K_{CE} + K_{CA} + K_{CD})} \quad (6-98)$$

$$\mu_{BD} = \mu_{HF} = -\frac{K_{BD}}{2(K_{BD} + K_{BA})} \quad (6-99)$$

$$\mu_{DB} = \mu_{FH} = -\frac{K_{DB}}{2(K_{DB} + K_{DF} + K_{DC})} \quad (6-100)$$

$$\mu_{DF} = \mu_{FD} = -\frac{K_{DF}}{2(K_{DF} + K_{DB} + K_{DC})} \quad (6-101)$$

$$\mu_{AB} = \mu_{GH} = -\frac{K_{AB}}{2(K_{AB} + K_{AC})} \quad (6-102)$$

$$\mu_{BA} = \mu_{HG} = -\frac{K_{BA}}{2(K_{BA} + K_{BD})} \quad (6-103)$$

$$\mu_{CD} = \mu_{EF} = -\frac{K_{CD}}{2(K_{CA} + K_{CE} + K_{CD})} \quad (6-104)$$

$$\mu_{DC} = \mu_{FE} = -\frac{K_{DC}}{2(K_{DB} + K_{DF} + K_{DC})} \quad (6-105)$$

5. 各杆件杆端弯矩

$$M_{ik} = M_{ik}^F + 2M'_{ik} + M'_{ki} \quad (6-106)$$

$$M'_{ik} = \mu_{ik} (M_i^F + \sum M'_{ki}) \quad (6-107)$$

$$M_i^F = \sum M_{ik}^F \quad (6-108)$$

式中： M_{ik} 为杆件 ik 的 i 端最终弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； M_{ik}^F 为杆件 ik 的 i 端固端弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； M'_{ik} 为杆件近端转角弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； M'_{ki} 为杆件远端转角弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； M_i^F 为结点 i 的不平衡弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； $\sum M_{ik}^F$ 为结点 i 所有固端弯矩的代数和， $\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

迭代法的具体计算步骤及方式详见第五节算例。

第五节 三孔箱涵的结构计算

【例 6-3】 某三孔钢筋混凝土穿渠箱形涵洞，堤身高 5.0m，渠底至顶板顶面填土高 1.5m，堤顶至顶板顶面的堤身填土高度 $H_d = 6.5\text{m}$ ，填土内摩擦角 $\phi = 30^\circ$ ；每孔洞身净宽 $B = 2.5\text{m}$ ，净高 $H = 3.0\text{m}$ ；底板厚 $d_1 = 0.40\text{m}$ ，顶板厚 $d_2 = 0.35\text{m}$ ，侧墙厚 $d_3 = 0.35\text{m}$ ，中隔墙厚 $d_4 = 0.3\text{m}$ ，加腋尺寸 $0.20\text{m} \times 0.20\text{m}$ ，地基为密实砂类土，地下水位低于洞底，堤顶通汽车，洞进口水深 6.0m，出口水深 4.0m，洞身纵剖面布置示意图如图 6-15 所示，洞身横剖面结构尺寸如图 6-16。本涵洞的过水流量大于 $20\text{m}^3/\text{s}$ ，按 GB 50228—99《灌溉与排水工程设计规范》规定，相应建筑物级别为 3 级。洞身混凝土强度等级采用 C30。试计算洞身控制截面各部位的内力并进行钢筋混凝土结构计算。

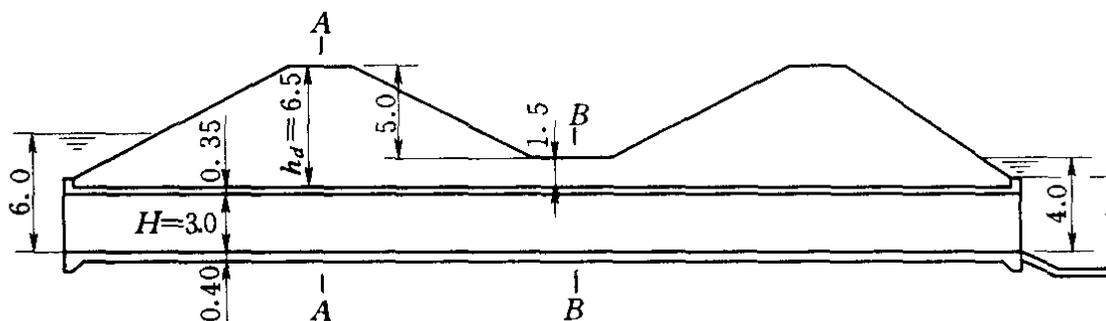


图 6-15 洞身纵剖面布置示意图 (单位: m)

解 此箱涵为有压渠涵，需分别对堤顶以下洞段及渠底以下洞段进行计算。堤顶以下的洞身断面（断面 A—A）以洞内无水及渠内无水工况作为计算控制条件；渠底以下的洞身断面（断面 B—B）一般需分别对洞内有水渠内无水及洞内无水渠内有水两种工况进行计算。在此只介绍堤顶以下洞身断面（断面 A—A）的结构计算。

1. 荷载计算

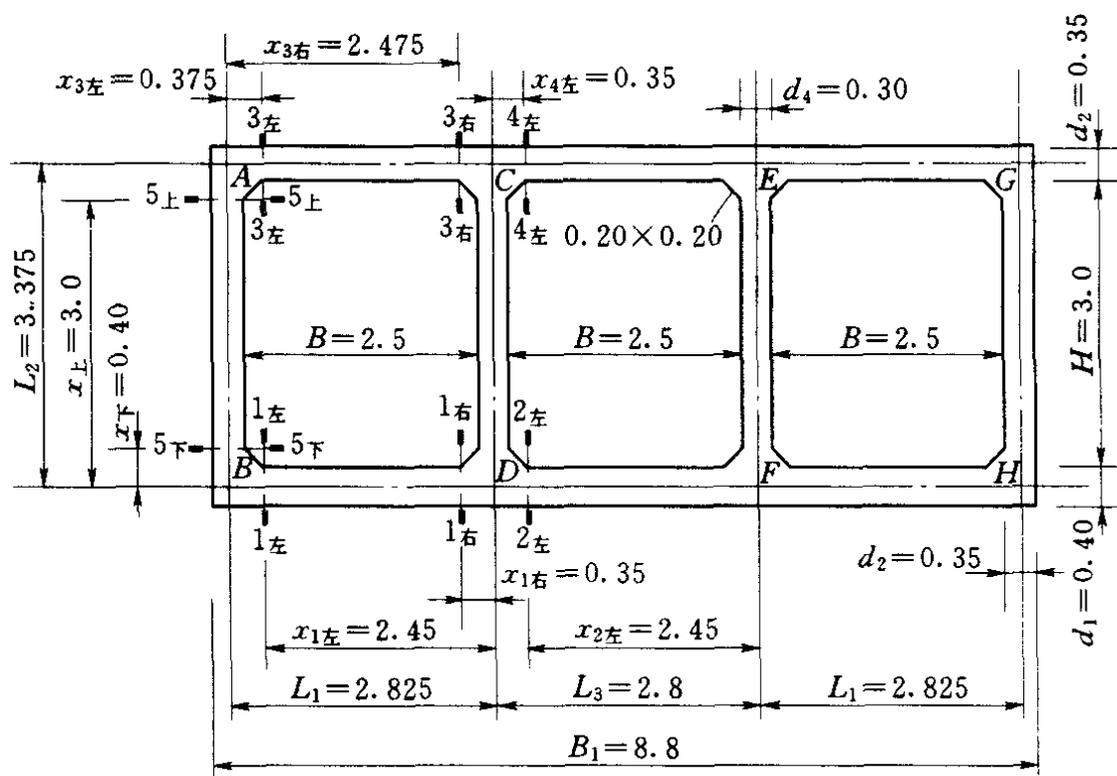


图 6-16 洞身横剖面结构尺寸图 (单位: m)

以下计算的荷载, 用于计算钢筋混凝土结构承载能力极限状态计算所采用的内力设计值, 因此均需在第五章的各种荷载计算公式中增加一项作用分项系数 γ_G 或 γ_Q 值。各种荷载均取单位洞长 (1m) 计算。

(1) 作用于洞顶的均布垂直土压力 q_{t2} 计算。此涵洞洞顶以上的填土类型为上埋式填土, 根据比值 $H_d/B_1 = 6.5/8.8 = 0.739$, 由表 5-1 查得填土压力系数 $K_s = 1.15$, 按式 (5-1) 计算作用于洞顶的垂直均布土压力 q_{t2} 为:

$$\begin{aligned} q_{t2} &= \gamma_G K_s \gamma H_d = 1.1 \times 1.15 \times 20 \times 6.5 \\ &= 164.45 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

式中: γ_G 为垂直土压力的作用分项系数, $\gamma_G = 1.1$; γ 为填土重度, 考虑到进口水深较高, 全部填土近似按饱和重度, 采用 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; H_d 为填土高度, $H_d = 6.5 \text{ m}$ 。

(2) 作用于洞顶的汽车均布荷载计算。按式 (5-19) 计算作用于洞顶的汽车均布荷载为:

$$\begin{aligned}
 q_{\text{汽}} &= \frac{\gamma_Q P}{(2H_d \tan 30^\circ + 1.6)(2H_d \tan 30^\circ + 2.4)} \\
 &= \frac{1.4 \times 196}{(2 \times 6.5 \tan 30^\circ + 1.6) \times (2 \times 6.5 \tan 30^\circ + 2.4)} \\
 &= 3.04 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

式中： γ_Q 为汽车荷载的作用分项系数 $\gamma_Q = 1.4$ ；其余符号意义同前。

(3) 作用于侧墙的水平分布土压力 q_{t3} 、 q_{t4} 及侧墙分布荷载总和 q_3 、 q_4 计算。按式 (5-4) 计算作用于侧墙顶部（相应于顶板底面处）的分布土压力 q_{t3} 为：

$$\begin{aligned}
 q_{t3} &= \gamma_G \gamma (H_d + d_2) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= 1.1 \times 20 \times (6.5 + 0.35) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) \\
 &= 50.23 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

按式 (5-5) 计算作用于侧墙底部（相应于底板顶面处）的分布土压力 q_{t4} 为：

$$\begin{aligned}
 q_{t4} &= \gamma_G \gamma (H_d + d_2 + H) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= 1.1 \times 20 \times (6.5 + 0.35 + 3.0) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) \\
 &= 72.23 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

作用于侧墙的分布荷载总和为水平分布土压力、内水压力、外水压力及汽车荷载之和，本例内水压力为 0，外水压力近似采用为 0，则：

$$\begin{aligned}
 q_3 &= q_{t3} + q_{\text{汽}} \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) \\
 &= 50.23 + 3.04 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 51.33 \text{ (kN/m)} \\
 q_4 &= q_{t4} + q_{\text{汽}} \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) \\
 &= 72.23 + 3.04 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 73.33 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

各式中符号意义同前。

(4) 作用于顶板的垂直均布荷载总和 q_2 计算。作用于顶板的均布荷载总和 q_2 为均布垂直土压力 q_{t2} 与顶板自重力、外水压力、内水压力及汽车荷载之和，本例内水压力为 0，外水压力近似采用为 0，则均布荷载总和 q_2 为：

$$\begin{aligned} q_2 &= q_{t2} + \gamma_G \gamma_c d_2 + q_{汽} \\ &= 164.45 + 1.05 \times 25 \times 0.35 + 3.04 \\ &= 176.93 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

式中： d_2 为顶板厚， $d_2 = 0.35\text{m}$ ； γ_c 为混凝土重度， $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ ； γ_G 为自重力作用的分项系数， $\gamma_G = 1.05$ 。

(5) 作用于底板底面的垂直均布荷载总和 q_1 计算。作用于底板底面的均布荷载总和 q_1 为地基反力与洞内水重之和，因地基反力按均匀分布考虑，底板自重及洞内水重均与其产生的地基反力相抵消，计算地基反力时可只考虑顶板、侧墙及中隔墙重。本例内水压力为 0，同时因作用于顶板的垂直均布荷载总和 q_2 中已计入顶板重，因此作用于底板底面的垂直均布荷载总和 q_1 即为 q_2 与侧墙及中隔墙产生的地基反力之和，即：

$$\begin{aligned} q_1 &= q_2 + \frac{\gamma_G 2\gamma_c (d_3 + d_4) H}{B_1} \\ &= 176.93 + \frac{1.05 \times 2 \times 25 \times (0.35 + 0.3) \times 3.0}{8.8} \\ &= 188.56 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

式中符号意义同前。

2. 固端弯矩计算（见图 6-17）

按式（6-74）～式（6-85）计算各杆件的固端弯矩为：

$$M_{AC}^F = M_{EG}^F = -\frac{q_2 L_1^2}{12} = -\frac{176.93 \times 2.825^2}{12} = -117.668 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{CA}^F = M_{GE}^F = -M_{AC}^F = 117.668 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{CE}^F = -\frac{q_2 L_3^2}{12} = -\frac{176.93 \times 2.8^2}{12} = -115.594 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{EC}^F = -M_{CE}^F = 115.594 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{BD}^F = M_{FH}^F = \frac{q_1 L_1^2}{12} = \frac{188.56 \times 2.825^2}{12} = 125.402 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{DB}^F = M_{HF}^F = -M_{BD}^F = -125.402 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{DF}^F = \frac{q_1 L_3^2}{12} = \frac{188.56 \times 2.8^2}{12} = 123.193 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{FD}^F = -M_{DF}^F = -123.193 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\begin{aligned} M_{AB}^F &= \frac{q_3 L_2^2}{12} + \frac{(q_4 - q_3) L_2^2}{30} \\ &= \frac{51.33 \times 3.375^2}{12} + \frac{(73.33 - 51.33) \times 3.375^2}{30} \\ &= 57.077 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$M_{GH}^F = -M_{AB}^F = -57.077 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\begin{aligned} M_{BA}^F &= -\frac{q_3 L_2^2}{12} - \frac{(q_4 - q_3) L_2^2}{20} \\ &= -\frac{51.33 \times 3.375^2}{12} - \frac{(73.33 - 51.33) \times 3.375^2}{20} \\ &= -61.253 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$M_{HG}^F = -M_{BA}^F = 61.253 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3. 惯性矩计算

按式 (6-86) ~ 式 (6-89) 计算各杆件惯性矩为:

$$I_{AC} = I_{CE} = I_{EG} = \frac{d_2^3}{12} = \frac{0.35^3}{12} = 0.003573 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$I_{BD} = I_{DF} = I_{FH} = \frac{d_1^3}{12} = \frac{0.4^3}{12} = 0.005333 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$I_{AB} = I_{GH} = \frac{d_3^3}{12} = \frac{0.35^3}{12} = 0.003573 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$I_{CD} = I_{EF} = \frac{d_4^3}{12} = \frac{0.3^3}{12} = 0.00225 \text{ (m}^4\text{)}$$

4. 单位刚度计算

按式 (6-90) ~ 式 (6-95) 计算各杆件单位刚度为:

$$K_{AC} = K_{CA} = K_{EG} = K_{GE} = \frac{I_{AC}}{L_1} = \frac{0.003573}{2.825} = 0.001265$$

$$K_{CE} = K_{EC} = \frac{I_{AC}}{L_3} = \frac{0.003573}{2.8} = 0.001276$$

$$K_{BD} = K_{DB} = K_{FH} = K_{HF} = \frac{I_{BD}}{L_1} = \frac{0.005333}{2.825} = 0.001888$$

$$K_{DF} = K_{FD} = \frac{I_{BD}}{L_3} = \frac{0.005333}{2.8} = 0.001905$$

$$K_{AB} = K_{BA} + K_{GH} = K_{HG} = \frac{I_{AB}}{L_2} = \frac{0.003573}{3.375} = 0.001059$$

$$K_{CD} = K_{DC} = K_{EF} = K_{FE} = \frac{I_{CD}}{L_2} = \frac{0.00225}{3.375} = 0.000667$$

5. 弯矩分配系数计算

按式 (6-96) ~ 式 (6-105) 计算各杆件杆端转角弯矩分配系数为:

$$\begin{aligned} \mu_{AC} = \mu_{GE} &= -\frac{K_{AC}}{2(K_{AC} + K_{AB})} \\ &= -\frac{0.001265}{2 \times (0.001265 + 0.001059)} = -0.272 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mu_{CA} = \mu_{EG} &= -\frac{K_{CA}}{2(K_{CA} + K_{CE} + K_{CD})} \\ &= -\frac{0.001265}{2 \times (0.001265 + 0.001276 + 0.000667)} = -0.197 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mu_{CE} = \mu_{EC} &= -\frac{K_{CE}}{2(K_{CE} + K_{CA} + K_{CD})} \\ &= -\frac{0.001276}{2 \times (0.001276 + 0.001265 + 0.000667)} = -0.199 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mu_{BD} = \mu_{HF} &= -\frac{K_{BD}}{2(K_{BD} + K_{BA})} \\ &= -\frac{0.001888}{2 \times (0.001888 + 0.001059)} = -0.320 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mu_{DB} = \mu_{FH} &= -\frac{K_{DB}}{2(K_{DB} + K_{DF} + K_{DC})} \\ &= -\frac{0.001888}{2 \times (0.001888 + 0.001905 + 0.000667)} = -0.212 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mu_{DF} = \mu_{FD} &= -\frac{K_{DF}}{2(K_{DF} + K_{DB} + K_{DC})} \\ &= -\frac{0.001905}{2 \times (0.001905 + 0.001888 + 0.000667)} \\ &= -0.213\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mu_{AB} = \mu_{GH} &= -\frac{K_{AB}}{2(K_{AB} + K_{AC})} \\ &= -\frac{0.001059}{2 \times (0.001059 + 0.001265)} \\ &= -0.228\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mu_{BA} = \mu_{HG} &= -\frac{K_{BA}}{2(K_{BA} + K_{BD})} \\ &= -\frac{0.001059}{2 \times (0.001059 + 0.001888)} \\ &= -0.179\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mu_{CD} = \mu_{EF} &= -\frac{K_{CD}}{2(K_{CA} + K_{CE} + K_{CD})} \\ &= -\frac{0.000667}{2 \times (0.001265 + 0.001276 + 0.000667)} \\ &= -0.104\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mu_{DC} = \mu_{FE} &= -\frac{K_{DC}}{2(K_{DB} + K_{DF} + K_{DC})} \\ &= -\frac{0.000667}{2 \times (0.001888 + 0.001905 + 0.000667)} \\ &= -0.075\end{aligned}$$

6. 各杆件近端转角弯矩计算

计算简图如图 6-17 所示。

各杆件近端转角弯矩的计算方法是：按计算简图的形式绘制结点近端转角弯矩计算图如图 6-18 所示，在图的结点内框中填写结点的不平衡弯矩 M_i^f 值，结点内框外侧填写相应杆端的转角弯矩分配系数，每次计算的杆件近端转角弯矩值标注在结点外外框该杆端的一侧。

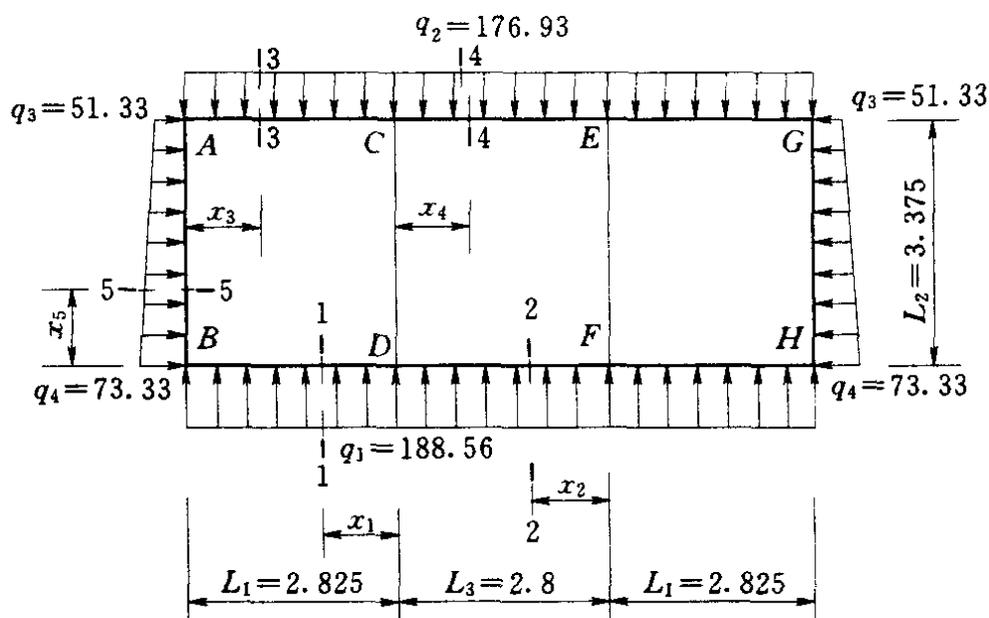


图 6-17 计算简图 (尺寸单位: m; 荷载单位: kN/m)

各结点的不平衡弯矩分别为:

$$\begin{aligned}
 M_A^F &= M_{AB}^F + M_{AC}^F = 57.077 - 117.668 = -60.591(\text{kN} \cdot \text{m}) \\
 M_B^F &= M_{BA}^F + M_{BD}^F = -61.253 + 125.402 = 64.149(\text{kN} \cdot \text{m}) \\
 M_C^F &= M_{CA}^F + M_{CE}^F = 117.668 - 115.594 = 2.074(\text{kN} \cdot \text{m}) \\
 M_D^F &= M_{DB}^F + M_{DF}^F = -125.402 + 123.193 = -2.209(\text{kN} \cdot \text{m}) \\
 M_G^F &= -M_A^F = 60.591(\text{kN} \cdot \text{m}) \\
 M_H^F &= -M_B^F = -64.194(\text{kN} \cdot \text{m}) \\
 M_E^F &= -M_C^F = -2.074(\text{kN} \cdot \text{m}) \\
 M_F^F &= -M_D^F = 2.209(\text{kN} \cdot \text{m})
 \end{aligned}$$

本例按结点 ACEGHFDB 的顺序反复循环计算杆件近端转角弯矩 M'_{ik} 。按式 (6-107) 第一次计算时假定式中的远端转角弯矩均为 $M'_{ki} = 0$ 。

计算首先从结点 A 开始, 第一次计算的各杆件近端转角弯矩值为:

$$\begin{aligned}
 M'_{AB} &= \mu_{AB} (M_A^F + \sum M'_{ki}) \\
 &= -0.228 \times (-60.591 + 0) = 13.81(\text{kN} \cdot \text{m}) \\
 M'_{AC} &= \mu_{AC} (M_A^F + \sum M'_{ki}) \\
 &= -0.272 \times (-60.591 + 0) = 16.48(\text{kN} \cdot \text{m})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M'_{CA} &= \mu_{CA} (M_C^F + \sum M'_{ki}) \\
&= -0.197 \times (2.074 + 0) = -0.409 (\text{kN} \cdot \text{m}) \\
M'_{CD} &= \mu_{CD} (M_C^F + \sum M'_{ki}) \\
&= -0.104 \times (2.074 + 0) = -0.216 (\text{kN} \cdot \text{m}) \\
M'_{CE} &= \mu_{CE} (M_C^F + \sum M'_{ki}) \\
&= -0.199 \times (2.074 + 0) = -0.413 (\text{kN} \cdot \text{m}) \\
M'_{EC} &= -M'_{CE} = 0.413 (\text{kN} \cdot \text{m}) \\
M'_{EG} &= -M'_{CA} = 0.409 (\text{kN} \cdot \text{m}) \\
M'_{EF} &= -M'_{CD} = 0.216 (\text{kN} \cdot \text{m}) \\
M'_{GE} &= -M'_{AC} = -16.48 (\text{kN} \cdot \text{m}) \\
M'_{GH} &= -M'_{AB} = -13.81 (\text{kN} \cdot \text{m}) \\
M'_{HG} &= \mu_{HG} (M_H^F + \sum M'_{ki}) \\
&= -0.179 \times (-64.194 + 0) = 11.49 (\text{kN} \cdot \text{m}) \\
M'_{HF} &= \mu_{HF} (M_H^F + \sum M'_{ki}) \\
&= -0.320 \times (-64.194 + 0) = 20.54 (\text{kN} \cdot \text{m}) \\
M'_{FH} &= \mu_{FH} (M_F^F + \sum M'_{ki}) \\
&= -0.212 \times (2.209 + 0) = -0.468 (\text{kN} \cdot \text{m}) \\
M'_{FD} &= \mu_{FD} (M_F^F + \sum M'_{ki}) \\
&= -0.213 \times (2.209 + 0) = -0.471 (\text{kN} \cdot \text{m}) \\
M'_{FE} &= \mu_{FE} (M_F^F + \sum M'_{ki}) \\
&= -0.075 \times (2.209 + 0) = -0.166 (\text{kN} \cdot \text{m}) \\
M'_{DF} &= -M'_{FD} = 0.471 (\text{kN} \cdot \text{m}) \\
M'_{DB} &= -M'_{FH} = 0.468 (\text{kN} \cdot \text{m}) \\
M'_{DC} &= -M'_{FE} = 0.166 (\text{kN} \cdot \text{m}) \\
M'_{BD} &= -M'_{HF} = -20.54 (\text{kN} \cdot \text{m}) \\
M'_{BA} &= -M'_{HG} = -11.49 (\text{kN} \cdot \text{m})
\end{aligned}$$

计算过程中，将上述计算的各结点杆件近端转角弯矩值标注在相应杆端的一侧。

第二次再从结点 A 开始，按式 (6-107) 计算各杆件近端

转角弯矩值为：

$$\begin{aligned} M'_{AB} &= \mu_{AB} (M_A^F + \sum M'_{ki}) = \mu_{AB} (M_A^F + M'_{BA} + M'_{CA}) \\ &= -0.228 \times (-60.591 - 11.49 - 0.409) \\ &= 16.53 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{AC} &= \mu_{AC} (M_A^F + \sum M'_{ki}) = \mu_{AC} (M_A^F + M'_{BA} + M'_{CA}) \\ &= -0.272 \times (-60.591 - 11.49 - 0.409) \\ &= 19.72 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{CA} &= \mu_{CA} (M_C^F + \sum M'_{ki}) = \mu_{CA} (M_C^F + M'_{AC} + M'_{EC} + M'_{DC}) \\ &= -0.197 \times (2.074 + 19.72 + 0.413 + 0.166) \\ &= -4.407 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{CD} &= \mu_{CD} (M_C^F + \sum M'_{ki}) = \mu_{CD} (M_C^F + M'_{AC} + M'_{EC} + M'_{DC}) \\ &= -0.104 \times (2.074 + 19.72 + 0.413 + 0.166) \\ &= -2.327 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{CE} &= \mu_{CE} (M_C^F + \sum M'_{ki}) = \mu_{CE} (M_C^F + M'_{AC} + M'_{EC} + M'_{DC}) \\ &= -0.199 \times (2.074 + 19.72 + 0.413 + 0.166) \\ &= -4.452 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

其余各结点及再次反复循环计算的方法步骤与此相同，在此不再列出算式。每次计算的近端转角弯矩值均依次标注在相应杆端的一侧，可以看出后一次的计算值越来越与前一次的计算值接近，最多计算 7~8 次，最后两次的计算值即基本相等。一般约计算 5~6 次即可满足精度要求，可结束近端转角弯矩的计算，然后根据最后一次近端转角弯矩计算值按式 (6-106) 计算各杆端的最终弯矩 M_k 值。现以结点 A、B 为例介绍杆端最终弯矩 M_k 的计算。

$$\begin{aligned} M_{AB} &= M_{AB}^F + 2M'_{AB} + M'_{BA} \\ &= 57.077 + 2 \times 19.17 - 16.61 \\ &= 78.81 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{AC} &= M_{AC}^F + 2M'_{AC} + M'_{CA} \\ &= -117.668 + 2 \times 22.90 - 6.98 \\ &= -78.84 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{CA} &= M_{CA}^F + 2M'_{CA} + M'_{AC} \\
 &= 117.668 - 2 \times 6.98 + 22.9 \\
 &= 126.61 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{CE} &= M_{CE}^F + 2M'_{CE} + M'_{EC} \\
 &= -115.594 - 2 \times 7.04 + 7.04 \\
 &= -122.63 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{CD} &= M_{CD}^F + 2M'_{CD} + M'_{DC} \\
 &= 0 - 2 \times 3.68 + 3.38 \\
 &= -3.98 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

其余各结点杆端最终弯矩 M_k 的计算与此相同，各杆端的最终弯矩计算成果列于表 6-14。

表 6-14 杆端最终弯矩计算成果表 单位: kN·m

杆端	AB	AC	CA	CE	CD	BA	BD	DB	DF	DC
弯矩	78.8	-78.8	126.6	-122.6	-4.0	-75.3	75.3	-136.0	132.9	3.1
杆端	GH	GE	EG	EC	EF	HG	HF	FH	FD	FE
弯矩	-78.8	78.8	-126.6	122.6	4.0	75.3	-75.3	136.0	-132.9	-3.1

7. 各部位剪力、轴向力及控制截面弯矩计算

三孔箱涵按无水工况计算时，各构件（底板、顶板、侧墙及隔墙等）为偏心受压构件；按内水压力控制工况（内水压力大于外侧荷载）计算时，各构件为偏心受拉构件。除各控制截面弯矩外，还需计算各部位剪力及轴向力。

各构件进行配筋及抗裂计算的控制截面一般主要为跨间最大弯矩截面及杆端计算截面。杆端计算控制截面应为加腋起点截面（图 6-16 中的 1_左—1_左、1_右—1_右、2_左—2_左、2_右—2_右、3_左—3_左、3_右—3_右、4_左—4_左、4_右—4_右、5_上—5_上、5_下—5_下）。表 6-14 为各结点处的杆端弯矩计算成果，其值要比加腋截面处的弯矩大得多，不能以其作为杆端的计算弯矩，否则计算成果将偏于保守。各构件跨间最大弯矩及加腋起点截面的弯矩与相应剪力有关，首

先需计算各杆件剪力。

(1) 杆件 AC、CE (顶板) 及杆件 BD、DF (底板) 剪力计算 (见图 6-19)。

根据表 6-14 杆端最终弯矩计算成果, $M_{AC} = -78.8$ $\text{kN} \cdot \text{m}$, $M_{CA} = 126.6$ $\text{kN} \cdot \text{m}$, $M_{BD} = 75.3$ $\text{kN} \cdot \text{m}$, $M_{DB} = -136.0$ $\text{kN} \cdot \text{m}$, 则按前述剪力计算公式计算各杆件剪力为:

$$\begin{aligned} Q_{AC} &= \frac{q_2 L_1}{2} - \frac{M_{AC} + M_{CA}}{L_1} \\ &= \frac{176.93 \times 2.825}{2} - \frac{-78.8 + 126.6}{2.825} \\ &= 233.0 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{CA} &= -\frac{q_2 L_1}{2} - \frac{M_{AC} + M_{CA}}{L_1} \\ &= -\frac{176.93 \times 2.825}{2} - \frac{-78.8 + 126.6}{2.825} \\ &= -266.8 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$Q_{CE} = \frac{q_2 L_3}{2} = \frac{176.93 \times 2.8}{2} = 247.7 \text{ (kN)}$$

$$Q_{EC} = -Q_{CE} = -247.7 \text{ (kN)}$$

$$\begin{aligned} Q_{DB} &= \frac{q_1 L_1}{2} - \frac{M_{DB} + M_{BD}}{L_1} \\ &= \frac{188.56 \times 2.825}{2} - \frac{-136.0 + 75.3}{2.825} \\ &= 287.83 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{BD} &= -\frac{q_1 L_1}{2} - \frac{M_{DB} + M_{BD}}{L_1} \\ &= -\frac{188.56 \times 2.825}{2} - \frac{-136 + 75.3}{2.825} \\ &= -244.85 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$Q_{FD} = \frac{q_1 L_3}{2} = \frac{188.56 \times 2.8}{2} = 263.98 \text{ (kN)}$$

$$Q_{DF} = -Q_{FD} = -263.98 \text{ (kN)}$$

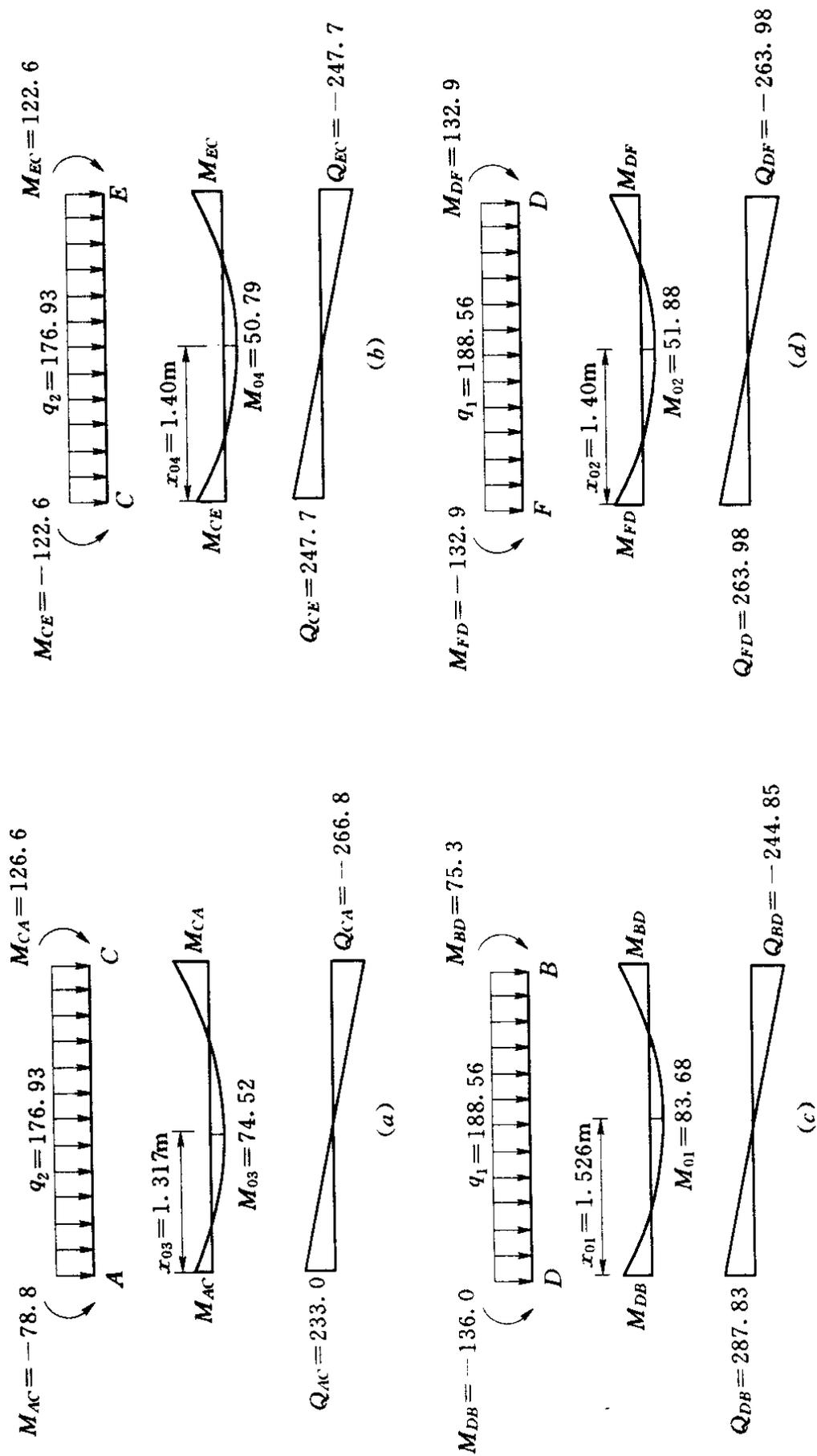


图 6-19 杆件 AC、CE、BD、DF 弯矩、剪力图
 (荷载单位: kN/m; 弯矩单位: kN·m; 剪力单位: kN)

(a) 杆件 AC 弯矩、剪力图; (b) 杆件 CE 弯矩、剪力图; (c) 杆件 BD 弯矩、剪力图; (d) 杆件 DF 弯矩、剪力图

式中： Q_{AC} 、 Q_{CA} 、 Q_{CE} 、 Q_{EC} 、 Q_{DB} 、 Q_{BD} 、 Q_{FD} 、 Q_{DF} 为各杆端剪力，kN；杆件 AC 及杆件 BD 计算跨长 $L_1 = 2.825\text{m}$ ；杆件 CE 及杆件 DF 计算跨长 $L_3 = 2.8\text{m}$ ；其余符号意义同前。

(2) 杆件 AB (侧墙) 剪力计算 (图 6-20)。

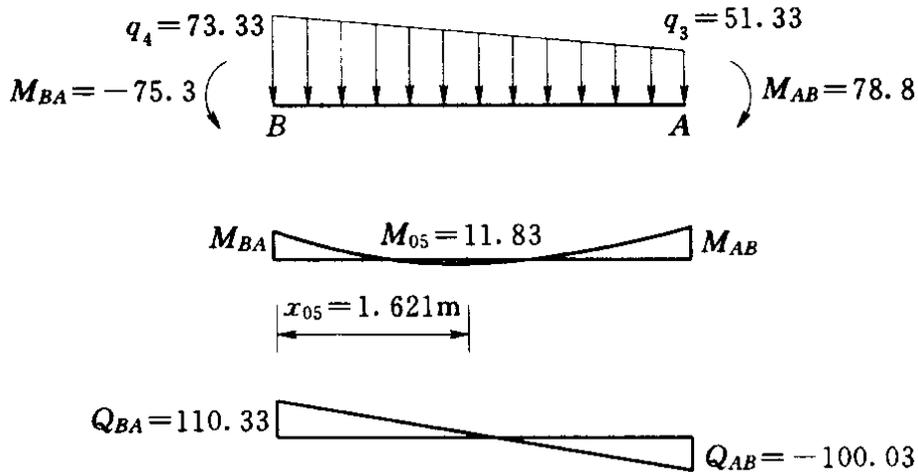


图 6-20 杆件 AB 弯矩、剪力图

(荷载单位：kN/m；弯矩单位：kN·m；剪力单位：kN)

根据表 6-14 杆端最终弯矩计算成果， $M_{AB} = 78.8\text{kN}\cdot\text{m}$ ； $M_{BA} = -75.3\text{kN}\cdot\text{m}$ ，则按前述剪力计算公式计算杆件 AB 剪力为：

$$\begin{aligned} Q_{AB} &= -\frac{q_4 L_2}{2} + \frac{(q_4 - q_3) \times L_2}{3} - \frac{M_{AB} + M_{BA}}{L_2} \\ &= -\frac{73.33 \times 3.375}{2} + \frac{(73.33 - 51.33) \times 3.375}{3} - \frac{78.8 - 75.3}{3.375} \\ &= -100.03 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{BA} &= \frac{q_4 L_2}{2} - \frac{(q_4 - q_3) \times L_2}{6} - \frac{M_{AB} + M_{BA}}{L_2} \\ &= \frac{73.33 \times 3.375}{2} - \frac{(73.33 - 51.33) \times 3.375}{6} - \frac{78.8 - 75.3}{3.375} \\ &= 110.33 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

式中： Q_{AB} 及 Q_{BA} 为杆端 AB 及杆端 BA 剪力，kN；其余符号意义同前。

(3) 各加腋起点截面弯矩及跨间最大弯矩计算。各构件任一截面的弯矩按式 (6-109) ~ 式 (6-113) 计算 (见图 6-17)。

$$M_1 = M_{DB} + Q_{DB}x_1 - \frac{q_1 x_1^2}{2} \quad (6-109)$$

$$M_2 = M_{FD} + Q_{FD}x_2 - \frac{q_1 x_2^2}{2} \quad (6-110)$$

$$M_3 = M_{AC} + Q_{AC}x_3 - \frac{q_2 x_3^2}{2} \quad (6-111)$$

$$M_4 = M_{CE} + Q_{CE}x_4 - \frac{q_2 x_4^2}{2} \quad (6-112)$$

$$M_5 = M_{BA} + Q_{BA}x_5 - \frac{q_4 x_5^2}{2} + \frac{(q_4 - q_3)x_5^2}{6L_2} \quad (6-113)$$

式中: M_1 为边孔底板 (杆件 BD) 任一截面的弯矩, $\text{kN} \cdot \text{m}$; M_2 为中孔底板 (杆件 DF) 任一截面的弯矩, $\text{kN} \cdot \text{m}$; M_3 为边孔顶板 (杆件 AC) 任一截面的弯矩, $\text{kN} \cdot \text{m}$; M_4 为中孔顶板 (杆件 CE) 任一截面的弯矩, $\text{kN} \cdot \text{m}$; M_5 为侧墙 (杆件 AB) 任一截面的弯矩; x_1 为边孔底板截面距结点 D 的距离, m ; x_2 为中孔底板截面距结点 F 的距离, m ; x_3 为中孔顶板截面距结点 A 的距离, m ; x_4 为中孔顶板截面距结点 C 的距离, m ; x_5 为侧墙截面距结点 B 的距离, m ; 其余符号意义同前。

按洞身横剖面结构布置, 各加腋尺寸为 $0.20\text{m} \times 0.20\text{m}$, 则边孔底板左加腋起点截面距结点 D 的距离为 $x_{1\text{左}} = L_1 - \frac{d_3}{2} - 0.20 = 2.825 - \frac{0.35}{2} - 0.20 = 2.45$ (m), 边孔底板右加腋起点截面距结点 D 的距离为 $x_{1\text{右}} = 0.20 + \frac{d_4}{2} = 0.20 + \frac{0.3}{2} = 0.35$ (m); 中孔底板左加腋起点截面距结点 F 的距离为 $x_{2\text{左}} = L_3 - \frac{d_4}{2} - 0.20 = 2.80 - \frac{0.30}{2} - 0.20 = 2.45$ (m); 边孔顶板左加腋起点截

面距结点 A 的距离为 $x_{3左} = \frac{d_3}{2} + 0.20 = \frac{0.35}{2} + 0.20 = 0.375$

(m), 边孔顶板右加腋起点截面距结点 A 的距离为 $x_{3右} = L_1 - \frac{d_4}{2}$

$- 0.2 = 2.825 - \frac{0.3}{2} - 0.20 = 2.475$ (m); 中孔顶板左加腋起点

截面距结点 C 的距离为 $x_{4左} = \frac{d_4}{2} + 0.20 = \frac{0.30}{2} + 0.20 = 0.35$

(m); 侧墙上加腋起点截面距结点 B 的距离为 $x_{上} = L_2 - \frac{d_2}{2} -$

$0.20 = 3.375 - \frac{0.35}{2} - 0.20 = 3.0$ (m), 侧墙下加腋起点截面距

结点 B 的距离为 $x_{下} = 0.20 + \frac{d_1}{2} = 0.20 + \frac{0.4}{2} = 0.40$ (m)。则按

式 (6-109) ~ 式 (6-113) 计算的各加腋起点截面的弯矩分别为:

$$\begin{aligned} M_{\text{边底左}} &= M_{DB} + Q_{DB}x_{1左} - \frac{q_1 x_{1左}^2}{2} \\ &= -136 + 287.83 \times 2.45 - \frac{188.56 \times 2.45^2}{2} \\ &= 3.268 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{边底右}} &= M_{DB} + Q_{DB}x_{1右} - \frac{q_1 x_{1右}^2}{2} \\ &= -136 + 287.83 \times 0.35 - \frac{188.56 \times 0.35^2}{2} \\ &= -46.80 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{中底左}} &= M_{FD} + Q_{FD}x_{2左} - \frac{q_1 x_{2左}^2}{2} \\ &= -132.9 + 263.98 \times 2.45 - \frac{188.56 \times 2.45^2}{2} \\ &= -52.06 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$M_{\text{边顶左}} = M_{AC} + Q_{AC}x_{3\text{左}} - \frac{q_2 x_{3\text{左}}^2}{2}$$

$$= -78.8 + 233.0 \times 0.375 - \frac{176.93 \times 0.375^2}{2}$$

$$= -3.87 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{\text{边顶右}} = M_{AC} + Q_{AC}x_{3\text{右}} - \frac{q_2 x_{3\text{右}}^2}{2}$$

$$= -78.8 + 233.0 \times 2.475 - \frac{176.93 \times 2.475^2}{2}$$

$$= -44.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{\text{中顶左}} = M_{CE} + Q_{CE}x_{4\text{左}} - \frac{q_2 x_{4\text{左}}^2}{2}$$

$$= -122.6 + 247.7 \times 0.35 - \frac{176.93 \times 0.35^2}{2}$$

$$= -46.74 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{\text{下}} = M_{BA} + Q_{BA}x_{\text{下}} - \frac{q_4 x_{\text{下}}^2}{2} + \frac{(q_4 - q_3)x_{\text{下}}^3}{6L_2}$$

$$= -75.3 + 110.33 \times 0.40 - \frac{73.33 \times 0.40^2}{2}$$

$$+ \frac{(73.33 - 51.33) \times 0.40^3}{6 \times 3.375}$$

$$= -37.04 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{\text{上}} = M_{BA} + Q_{BA}x_{\text{上}} - \frac{q_4 x_{\text{上}}^2}{2} + \frac{(q_4 - q_3)x_{\text{上}}^3}{6L_2}$$

$$= -75.3 + 110.33 \times 3.0 - \frac{73.33 \times 3.0^2}{2}$$

$$+ \frac{(73.33 - 51.33) \times 3.0^3}{6 \times 3.375}$$

$$= -44.96 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

式中： $M_{\text{边底左}}$ 为边孔底板左加腋起点（截面 $1_{\text{左}}-1_{\text{左}}$ ）弯矩，
 $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； $M_{\text{边底右}}$ 为边孔底板右加腋起点（截面 $1_{\text{右}}-1_{\text{右}}$ ）弯矩，
 $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； $M_{\text{中底左}}$ 为中孔底板左加腋起点（截面 $2_{\text{左}}-2_{\text{左}}$ ）弯矩，

$\text{kN} \cdot \text{m}$; $M_{\text{边顶左}}$ 为边孔顶板左加腋起点 (截面 $3_{\text{左}}-3_{\text{左}}$) 弯矩, $\text{kN} \cdot \text{m}$; $M_{\text{边顶右}}$ 为边孔顶板右加腋起点 (截面 $3_{\text{右}}-3_{\text{右}}$) 弯矩, $\text{kN} \cdot \text{m}$; $M_{\text{中顶左}}$ 为中孔顶板左加腋起点 (截面 $4_{\text{左}}-4_{\text{左}}$) 弯矩, $\text{kN} \cdot \text{m}$; $M_{\text{上}}$ 为侧墙上加腋起点 (截面 $5_{\text{上}}-5_{\text{上}}$) 弯矩, $\text{kN} \cdot \text{m}$; $M_{\text{下}}$ 为侧墙下加腋起点 (截面 $5_{\text{下}}-5_{\text{下}}$) 弯矩, $\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

边孔底板 (杆件 BD)、中孔底板 (杆件 DF)、边孔顶板 (杆件 AC)、中孔顶板 (杆件 CE) 及侧墙 (杆件 AB) 跨间最大弯矩截面位置 x_{o1} 、 x_{o2} 、 x_{o3} 、 x_{o4} 、 x_{o5} 计算如下:

$$x_{o1} = \frac{Q_{DB}}{q_1} = \frac{287.83}{188.56} = 1.526 \text{ (m)}$$

$$x_{o2} = x_{o4} = \frac{L_3}{2} = 1.4 \text{ (m)}$$

$$x_{o3} = \frac{Q_{AC}}{q_2} = \frac{233.0}{176.93} = 1.317 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned}
 x_{o5} &= \frac{q_4 - \sqrt{q_4^2 - \frac{2Q_{BA}(q_4 - q_3)}{L_2}}}{\frac{(q_4 - q_3)}{L_2}} \\
 &= \frac{73.33 - \sqrt{73.33^2 - \frac{2 \times 110.33 \times (73.33 - 51.33)}{3.375}}}{\frac{(73.33 - 51.33)}{3.375}} \\
 &= 1.621 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

式中: x_{o1} 为边孔底板跨间最大弯矩截面距结点 D 的距离, m ; x_{o2} 为中孔底板跨间最大弯矩截面距结点 F 的距离 (即跨中), x_{o3} 为边孔顶板跨间最大弯矩截面距结点 A 的距离, m ; x_{o4} 为中孔顶板跨间最大弯矩截面距结点 C 的距离 (即跨中), m ; x_{o5} 为侧墙跨间最大弯矩截面距结点 B 的距离, m 。

按式 (6-109) ~ 式 (6-113) 计算底板、顶板及侧墙跨间最大弯矩为:

$$\begin{aligned}
 M_{o1} &= M_{DB} + Q_{DB}x_{o1} - \frac{q_1 x_{o1}^2}{2} \\
 &= -136.0 + 287.83 \times 1.53 - \frac{188.56 \times 1.53^2}{2} \\
 &= 83.68 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{o2} &= M_{FD} + Q_{FD}x_{o2} - \frac{q_1 x_{o2}^2}{2} \\
 &= -132.9 + 263.98 \times 1.4 - \frac{188.56 \times 1.4^2}{2} \\
 &= 51.88 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{o3} &= M_{AC} + Q_{AC}x_{o3} - \frac{q_2 x_{o3}^2}{2} \\
 &= -78.9 + 233.0 \times 1.32 - \frac{176.93 \times 1.32^2}{2} \\
 &= 74.52 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{o4} &= M_{CE} + Q_{CE}x_{o4} - \frac{q_2 x_{o4}^2}{2} \\
 &= -122.6 + 247.7 \times 1.4 - \frac{176.93 \times 1.4^2}{2} \\
 &= 50.79 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{o5} &= M_{BA} + Q_{BA}x_{o5} - \frac{q_4 x_{o5}^2}{2} + \frac{q_4 - q_3}{6L_2} x_{o5}^3 \\
 &= -75.3 + 110.33 \times 1.62 - \frac{73.33 \times 1.62^2}{2} \\
 &\quad + \frac{(73.33 - 51.33) \times 1.62^3}{6 \times 3.375} \\
 &= 11.83 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

式中： M_{o1} 、 M_{o2} 、 M_{o3} 、 M_{o4} 、 M_{o5} 为边跨底板、中跨底板、边跨顶板、中跨顶板及侧墙的跨间最大弯矩。

8. 轴向力计算

根据力的平衡原理，顶板轴向力等于侧墙上端剪力；底板轴向力等于侧墙下端剪力；侧墙轴向力等于顶板及底板板端剪力。

9. 内力计算成果

根据内力计算成果绘制内力图如图 6-21 所示。

各控制截面内力计算成果见表 6-15, 供构件进行钢筋混凝土结构承载能力极限状态计算时使用。

表 6-15 承载能力极限状态各部位控制截面内力计算成果表

部 位		边跨顶板	中跨顶板	边跨底板	中跨底板	侧 墙
项 目						
弯矩 (kN·m)	跨间	74.52	50.79	83.68	51.88	11.83
	加腋 起点	-3.87(左)	-46.74(左)	3.27(左)	-52.06(左)	-44.96(上)
		-44.03(右)	-46.74(右)	-46.80(右)	-52.06(右)	-37.04(下)
剪力 (kN)		233.0(左) -266.80(右)	247.70(左) -247.70(右)	-244.85(左) 287.83(右)	-263.98(左) 263.98(右)	-100.03(上) 110.33(下)
轴向力 (kN)		100.03	100.03	110.33	110.33	233.0(上) 244.85(下)

注 表中弯矩符号以使洞壁内侧受拉为正, 外侧受拉为负; 轴力以压力为正, 拉力为负。

10. 利用电子表格 Excel 进行三孔箱涵内力计算

上述内力计算过程表明, 采用迭代法计算各结点弯矩时, 仅各杆端的转角弯矩就要反复循环计算六七遍, 算出结点弯矩后, 还需计算杆端剪力以及加腋起点截面及跨间最大弯矩等。全部内力计算量也是大而繁琐的, 为了简化计算, 减少计算工作量, 笔者也同样将包括迭代法计算结点弯矩在内的全部内力计算过程制成 Excel 电子表格, 如表 6-16 所示。“三孔箱涵设计基本资料表”中的数据为本例的基本设计资料, “三孔箱涵迭代法弯矩分配表”及“剪力、跨中(间)弯矩及加腋起点截面弯矩表”中的各种数据(计算成果)也均与前述计算相同, 后两个表的各种数据(计算成果)将随基本资料表中的数据改变而改变。表 6-16 中第 14~20 行为各杆件近端转角弯矩逐次反复循环计算的成果; 第 21 行为各杆端的最终弯矩计算成果; 第 25 行为各杆端剪力计算成果; 第 27 行为各杆件跨中(间)最大弯矩及加腋起点截面弯矩及相应截面位置的计算成果。再次计算时, 只需将“三孔箱

表 6-16

用于承载力极限状态计算的内力计算表

三孔箱涵内力计算电子表格

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U			
三孔箱涵基本资料表																							
1	Q1	Q2	Q3	Q4	加宽尺寸	L3																	
2	188.56	176.93	51.33	73.33	0.2	2.8																	
3	L1	L2	d1	d2	d3	d4																	
4	2.825	3.375	0.4	0.35	0.35	0.3																	
注: 下表计算数据随本表数据改变而改变; 荷载指向涵内为正。																							
三孔箱涵迭代法弯矩分配计算表																							
弯矩单位: kN·m																							
7																							
8	结点	A	AC	CA	CD	C																	
9	杆端	AB	AC	CA	CD	CE	EC	EF	EG	GE	GH	HC	HG	HF	FH	FH	FE	FD	DF	DC	DB	BD	BA
10	惯性矩 I	0.00357	0.0036	0.0036	0.0023	0.0036	0.0036	0.0023	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0023	0.0036	0.0036	0.0023	0.0036	0.0036	0.0036
11	刚度 K	0.00106	0.0013	0.0013	0.0007	0.0013	0.0013	0.0007	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013	0.0007	0.0013	0.0013	0.0007	0.0013	0.0013	0.0013
12	分配系数 μ	-0.2278	-0.272	-0.197	-0.104	-0.199	-0.199	-0.104	-0.197	-0.272	-0.228	-0.18	-0.32	-0.212	-0.075	-0.214	-0.215	-0.074	-0.215	-0.321	-0.179	-0.179	
13	固端弯矩 M ₀	57.0765	-117.7	117.67	0	-115.6	115.59	0	-117.7	117.67	-57.08	61.253	-125.4	125.4	0	-123.2	123.19	0	-123.4	125.4	-125.4	125.4	-61.25
14	转角	13.804	16.492	-0.409	-0.215	-0.412	0.4124	0.2155	0.4088	-16.49	-13.8	11.524	20.551	-0.468	-0.165	-0.472	0.4701	0.1646	0.4701	-0.4701	0.4701	-20.52	-11.46
15	弯矩	16.5076	19.721	-4.411	-2.325	-4.45	4.611	2.409	4.5702	-20.87	-17.47	14.746	26.297	-6.644	-2.346	-6.703	6.7775	2.3721	6.7775	-28.1	6.7775	-28.1	-15.62
16	弯矩	18.3669	21.943	-6.112	-3.222	-6.166	6.2575	3.2692	6.2021	-22.19	-18.58	16.054	28.63	-8.473	-2.992	-8.732	8.9922	3.0805	8.8014	-29.35	8.8014	-29.35	-16.31
17	弯矩	18.9124	22.595	-6.705	-3.534	-6.764	6.7678	3.5358	6.7079	-22.69	-18.99	16.457	29.349	-9.332	-3.295	-9.416	9.4696	3.3143	9.4696	-29.74	9.4696	-29.74	-16.53
18	弯矩	19.0969	22.815	-6.895	-3.634	-6.956	6.9645	3.6386	6.9029	-22.85	-19.13	16.636	29.668	-9.523	-3.363	-9.608	9.6147	3.3652	9.6147	-29.84	9.6147	-29.84	-16.59
19	弯矩	19.1536	22.883	-6.957	-3.667	-7.019	7.0227	3.669	6.9606	-22.91	-19.18	16.68	29.746	-9.576	-3.382	-9.662	9.6558	3.3795	9.6558	-29.88	9.6558	-29.88	-16.6
20	弯矩	19.1718	22.904	-6.975	-3.677	-7.038	7.043	3.6796	6.9807	-22.93	-19.19	16.692	29.768	-9.592	-3.387	-9.677	9.6679	3.3838	9.6679	-29.88	9.6679	-29.88	-16.61
21	弯矩	78.81	-78.8	128.6	-3.97	-123	122.6	3.972	-127	78.79	-78.8	75.44	-75.5	136	-3.09	-133	132.9	3.091	-136	75.3	-136	75.3	-75.3
注: 本表计算数据随基本资料表中数据改变而改变。																							
剪力、跨中(间)及加腋起点截面弯矩表																							
22	剪力	Q _{AB}	Q _{AC}	Q _{CA}	Q _{CD}	Q _{CE}	Q _{EC}	Q _{EF}	Q _{EG}	Q _{GE}	Q _{GH}	Q _{HC}	Q _{CG}	Q _{CH}	Q _{HF}	Q _{FH}	Q _{FE}	Q _{FD}	Q _{DF}	Q _{DC}	Q _{DB}	Q _{BD}	Q _{BA}
23		-100.03	235	-266.8		247.7	-247.7		266.83	-235	100.03	-110.3	244.87	-287.8				263.98	-264				
24	跨中弯矩																						
25	跨中弯矩																						
26	跨中弯矩																						
27	跨中弯矩																						
28	跨中弯矩																						
29	跨中弯矩																						

注: 本表数据随基本资料表数据改变而改变; Q_{AB}、Q_{AC}、Q_{CA}……等为各杆端剪力, kN; M₀、M₁、M₂、M₃、M₄、M₅、M₆、M₇、M₈、M₉、M₁₀、M₁₁、M₁₂、M₁₃、M₁₄、M₁₅、M₁₆、M₁₇、M₁₈、M₁₉、M₂₀、M₂₁、M₂₂、M₂₃、M₂₄、M₂₅、M₂₆、M₂₇、M₂₈、M₂₉、M₃₀、M₃₁、M₃₂、M₃₃、M₃₄、M₃₅、M₃₆、M₃₇、M₃₈、M₃₉、M₄₀、M₄₁、M₄₂、M₄₃、M₄₄、M₄₅、M₄₆、M₄₇、M₄₈、M₄₉、M₅₀、M₅₁、M₅₂、M₅₃、M₅₄、M₅₅、M₅₆、M₅₇、M₅₈、M₅₉、M₆₀、M₆₁、M₆₂、M₆₃、M₆₄、M₆₅、M₆₆、M₆₇、M₆₈、M₆₉、M₇₀、M₇₁、M₇₂、M₇₃、M₇₄、M₇₅、M₇₆、M₇₇、M₇₈、M₇₉、M₈₀、M₈₁、M₈₂、M₈₃、M₈₄、M₈₅、M₈₆、M₈₇、M₈₈、M₈₉、M₉₀、M₉₁、M₉₂、M₉₃、M₉₄、M₉₅、M₉₆、M₉₇、M₉₈、M₉₉、M₁₀₀、M₁₀₁、M₁₀₂、M₁₀₃、M₁₀₄、M₁₀₅、M₁₀₆、M₁₀₇、M₁₀₈、M₁₀₉、M₁₁₀、M₁₁₁、M₁₁₂、M₁₁₃、M₁₁₄、M₁₁₅、M₁₁₆、M₁₁₇、M₁₁₈、M₁₁₉、M₁₂₀、M₁₂₁、M₁₂₂、M₁₂₃、M₁₂₄、M₁₂₅、M₁₂₆、M₁₂₇、M₁₂₈、M₁₂₉、M₁₃₀、M₁₃₁、M₁₃₂、M₁₃₃、M₁₃₄、M₁₃₅、M₁₃₆、M₁₃₇、M₁₃₈、M₁₃₉、M₁₄₀、M₁₄₁、M₁₄₂、M₁₄₃、M₁₄₄、M₁₄₅、M₁₄₆、M₁₄₇、M₁₄₈、M₁₄₉、M₁₅₀、M₁₅₁、M₁₅₂、M₁₅₃、M₁₅₄、M₁₅₅、M₁₅₆、M₁₅₇、M₁₅₈、M₁₅₉、M₁₆₀、M₁₆₁、M₁₆₂、M₁₆₃、M₁₆₄、M₁₆₅、M₁₆₆、M₁₆₇、M₁₆₈、M₁₆₉、M₁₇₀、M₁₇₁、M₁₇₂、M₁₇₃、M₁₇₄、M₁₇₅、M₁₇₆、M₁₇₇、M₁₇₈、M₁₇₉、M₁₈₀、M₁₈₁、M₁₈₂、M₁₈₃、M₁₈₄、M₁₈₅、M₁₈₆、M₁₈₇、M₁₈₈、M₁₈₉、M₁₉₀、M₁₉₁、M₁₉₂、M₁₉₃、M₁₉₄、M₁₉₅、M₁₉₆、M₁₉₇、M₁₉₈、M₁₉₉、M₂₀₀、M₂₀₁、M₂₀₂、M₂₀₃、M₂₀₄、M₂₀₅、M₂₀₆、M₂₀₇、M₂₀₈、M₂₀₉、M₂₁₀、M₂₁₁、M₂₁₂、M₂₁₃、M₂₁₄、M₂₁₅、M₂₁₆、M₂₁₇、M₂₁₈、M₂₁₉、M₂₂₀、M₂₂₁、M₂₂₂、M₂₂₃、M₂₂₄、M₂₂₅、M₂₂₆、M₂₂₇、M₂₂₈、M₂₂₉、M₂₃₀、M₂₃₁、M₂₃₂、M₂₃₃、M₂₃₄、M₂₃₅、M₂₃₆、M₂₃₇、M₂₃₈、M₂₃₉、M₂₄₀、M₂₄₁、M₂₄₂、M₂₄₃、M₂₄₄、M₂₄₅、M₂₄₆、M₂₄₇、M₂₄₈、M₂₄₉、M₂₅₀、M₂₅₁、M₂₅₂、M₂₅₃、M₂₅₄、M₂₅₅、M₂₅₆、M₂₅₇、M₂₅₈、M₂₅₉、M₂₆₀、M₂₆₁、M₂₆₂、M₂₆₃、M₂₆₄、M₂₆₅、M₂₆₆、M₂₆₇、M₂₆₈、M₂₆₉、M₂₇₀、M₂₇₁、M₂₇₂、M₂₇₃、M₂₇₄、M₂₇₅、M₂₇₆、M₂₇₇、M₂₇₈、M₂₇₉、M₂₈₀、M₂₈₁、M₂₈₂、M₂₈₃、M₂₈₄、M₂₈₅、M₂₈₆、M₂₈₇、M₂₈₈、M₂₈₉、M₂₉₀、M₂₉₁、M₂₉₂、M₂₉₃、M₂₉₄、M₂₉₅、M₂₉₆、M₂₉₇、M₂₉₈、M₂₉₉、M₃₀₀、M₃₀₁、M₃₀₂、M₃₀₃、M₃₀₄、M₃₀₅、M₃₀₆、M₃₀₇、M₃₀₈、M₃₀₉、M₃₁₀、M₃₁₁、M₃₁₂、M₃₁₃、M₃₁₄、M₃₁₅、M₃₁₆、M₃₁₇、M₃₁₈、M₃₁₉、M₃₂₀、M₃₂₁、M₃₂₂、M₃₂₃、M₃₂₄、M₃₂₅、M₃₂₆、M₃₂₇、M₃₂₈、M₃₂₉、M₃₃₀、M₃₃₁、M₃₃₂、M₃₃₃、M₃₃₄、M₃₃₅、M₃₃₆、M₃₃₇、M₃₃₈、M₃₃₉、M₃₄₀、M₃₄₁、M₃₄₂、M₃₄₃、M₃₄₄、M₃₄₅、M₃₄₆、M₃₄₇、M₃₄₈、M₃₄₉、M₃₅₀、M₃₅₁、M₃₅₂、M₃₅₃、M₃₅₄、M₃₅₅、M₃₅₆、M₃₅₇、M₃₅₈、M₃₅₉、M₃₆₀、M₃₆₁、M₃₆₂、M₃₆₃、M₃₆₄、M₃₆₅、M₃₆₆、M₃₆₇、M₃₆₈、M₃₆₉、M₃₇₀、M₃₇₁、M₃₇₂、M₃₇₃、M₃₇₄、M₃₇₅、M₃₇₆、M₃₇₇、M₃₇₈、M₃₇₉、M₃₈₀、M₃₈₁、M₃₈₂、M₃₈₃、M₃₈₄、M₃₈₅、M₃₈₆、M₃₈₇、M₃₈₈、M₃₈₉、M₃₉₀、M₃₉₁、M₃₉₂、M₃₉₃、M₃₉₄、M₃₉₅、M₃₉₆、M₃₉₇、M₃₉₈、M₃₉₉、M₄₀₀、M₄₀₁、M₄₀₂、M₄₀₃、M₄₀₄、M₄₀₅、M₄₀₆、M₄₀₇、M₄₀₈、M₄₀₉、M₄₁₀、M₄₁₁、M₄₁₂、M₄₁₃、M₄₁₄、M₄₁₅、M₄₁₆、M₄₁₇、M₄₁₈、M₄₁₉、M₄₂₀、M₄₂₁、M₄₂₂、M₄₂₃、M₄₂₄、M₄₂₅、M₄₂₆、M₄₂₇、M₄₂₈、M₄₂₉、M₄₃₀、M₄₃₁、M₄₃₂、M₄₃₃、M₄₃₄、M₄₃₅、M₄₃₆、M₄₃₇、M₄₃₈、M₄₃₉、M₄₄₀、M₄₄₁、M₄₄₂、M₄₄₃、M₄₄₄、M₄₄₅、M₄₄₆、M₄₄₇、M₄₄₈、M₄₄₉、M₄₅₀、M₄₅₁、M₄₅₂、M₄₅₃、M₄₅₄、M₄₅₅、M₄₅₆、M₄₅₇、M₄₅₈、M₄₅₉、M₄₆₀、M₄₆₁、M₄₆₂、M₄₆₃、M₄₆₄、M₄₆₅、M₄₆₆、M₄₆₇、M₄₆₈、M₄₆₉、M₄₇₀、M₄₇₁、M₄₇₂、M₄₇₃、M₄₇₄、M₄₇₅、M₄₇₆、M₄₇₇、M₄₇₈、M₄₇₉、M₄₈₀、M₄₈₁、M₄₈₂、M₄₈₃、M₄₈₄、M₄₈₅、M₄₈₆、M₄₈₇、M₄₈₈、M₄₈₉、M₄₉₀、M₄₉₁、M₄₉₂、M₄₉₃、M₄₉₄、M₄₉₅、M₄₉₆、M₄₉₇、M₄₉₈、M₄₉₉、M₅₀₀、M₅₀₁、M₅₀₂、M₅₀₃、M₅₀₄、M₅₀₅、M₅₀₆、M₅₀₇、M₅₀₈、M₅₀₉、M₅₁₀、M₅₁₁、M₅₁₂、M₅₁₃、M₅₁₄、M₅₁₅、M₅₁₆、M₅₁₇、M₅₁₈、M₅₁₉、M₅₂₀、M₅₂₁、M₅₂₂、M₅₂₃、M₅₂₄、M₅₂₅、M₅₂₆、M₅₂₇、M₅₂₈、M₅₂₉、M₅₃₀、M₅₃₁、M₅₃₂、M₅₃₃、M₅₃₄、M₅₃₅、M₅₃₆、M₅₃₇、M₅₃₈、M₅₃₉、M₅₄₀、M₅₄₁、M₅₄₂、M₅₄₃、M₅₄₄、M₅₄₅、M₅₄₆、M₅₄₇、M₅₄₈、M₅₄₉、M₅₅₀、M₅₅₁、M₅₅₂、M₅₅₃、M₅₅₄、M₅₅₅、M₅₅₆、M₅₅₇、M₅₅₈、M₅₅₉、M₅₆₀、M₅₆₁、M₅₆₂、M₅₆₃、M₅₆₄、M₅₆₅、M₅₆₆、M₅₆₇、M₅₆₈、M₅₆₉、M₅₇₀、M₅₇₁、M₅₇₂、M₅₇₃、M₅₇₄、M₅₇₅、M₅₇₆、M₅₇₇、M₅₇₈、M₅₇₉、M₅₈₀、M₅₈₁、M₅₈₂、M₅₈₃、M₅₈₄、M₅₈₅、M₅₈₆、M₅₈₇、M₅₈₈、M₅₈₉、M₅₉₀、M₅₉₁、M₅₉₂、M₅₉₃、M₅₉₄、M₅₉₅、M₅₉₆、M₅₉₇、M₅₉₈、M₅₉₉、M₆₀₀、M₆₀₁、M₆₀₂、M₆₀₃、M₆₀₄、M₆₀₅、M₆₀₆、M₆₀₇、M₆₀₈、M₆₀₉、M₆₁₀、M₆₁₁、M₆₁₂、M₆₁₃、M₆₁₄、M₆₁₅、M₆₁₆、M₆₁₇、M₆₁₈、M₆₁₉、M₆₂₀、M₆₂₁、M₆₂₂、M₆₂₃、M₆₂₄、M₆₂₅、M₆₂₆、M₆₂₇、M₆₂₈、M₆₂₉、M₆₃₀、M₆₃₁、M₆₃₂、M₆₃₃、M₆₃₄、M₆₃₅、M₆₃₆、M₆₃₇、M₆₃₈、M₆₃₉、M₆₄₀、M₆₄₁、M₆₄₂、M₆₄₃、M₆₄₄、M₆₄₅、M₆₄₆、M₆₄₇、M₆₄₈、M₆₄₉、M₆₅₀、M₆₅₁、M₆₅₂、M₆₅₃、M₆₅₄、M₆₅₅、M₆₅₆、M₆₅₇、M₆₅₈、M₆₅₉、M₆₆₀、M₆₆₁、M

表 6-17

用于正常使用极限状态计算的内力计算表

三孔箱涵内力计算电子表格

		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	
1																							
2																							
3																							
4																							
5																							
6																							
7																							
8	三孔箱涵基本资料表																						
9	符号说明:																						
10	Q1--底板均布荷载, kN/m; Q2--顶板均布荷载, kN/m;																						
11	Q3--侧壁上部均布荷载, kN/m; Q4--侧壁下部均布荷载, kN/m;																						
12	L1--板边跨长, m; L2--顶板厚, m; L3--板中跨长;																						
13	d1--底板厚, m; d2--顶板厚, m; d3--侧壁厚, m; d4--侧壁厚, m.																						
14	注: 下表计算数据随本表数据改变而改变; 荷载指向涵内为正。																						
15	三孔箱涵迭代法弯矩分配计算表																						
16	弯矩单位: kN·m																						
17	节点	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	
18	杆端	AB	AC	CA	CD	CE	CF	FG	GH	HI	IJ	JK	KL	LM	MN	NO	OP	PQ	QR	RS	ST	TU	
19	惯性矩 I	0.00357	0.0036	0.0036	0.0023	0.0036	0.0036	0.0053	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	
20	刚度 K	0.00106	0.0013	0.0013	0.0007	0.0013	0.0013	0.0013	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	
21	分配系数 μ	-0.2278	-0.272	-0.197	-0.104	-0.199	-0.199	-0.104	-0.197	-0.272	-0.272	-0.272	-0.18	-0.32	-0.212	-0.075	-0.214	-0.213	-0.074	-0.213	-0.321	-0.179	
22	固端弯矩 M ₀	51.7989	-107.1	107.07	0	-105.2	105.18	0	-107.1	107.07	-51.8	55.596	-114.4	114.44	0	-112.4	112.42	0	-114.4	114.44	-114.4	114.44	
23	转角	12.5913	15.043	-0.372	-0.196	-0.375	0.3753	0.1961	0.372	-15.04	-12.59	10.57	18.85	-0.427	-0.151	-0.431	0.429	0.1502	0.429	-18.91	-10.51	-10.51	
24	弯矩	15.0704	18.004	-4.025	-2.122	-4.061	4.2054	2.1971	4.1681	-19.05	-15.95	13.512	24.096	-6.083	-2.148	-6.138	6.2098	2.1734	6.2098	-25.75	-14.31	-14.31	
25	弯矩	16.7687	20.033	-5.579	-2.941	-5.629	5.7125	2.9845	5.662	-20.26	-16.96	14.709	24.232	-7.759	-2.74	-7.997	8.2347	2.8211	8.0604	-26.89	-14.94	-14.94	
26	弯矩	17.2671	20.629	-6.122	-3.227	-6.176	6.1792	3.2283	6.1245	-20.71	-17.34	15.078	26.89	-8.545	-3.018	-8.622	8.6712	3.0349	8.6712	-27.25	-15.14	-15.14	
27	弯矩	17.4358	20.83	-6.295	-3.318	-6.352	6.3592	3.3224	6.3029	-20.86	-17.46	15.242	27.182	-8.719	-3.079	-8.797	8.8039	3.0814	8.8039	-27.34	-15.2	-15.2	
28	弯矩	17.4877	20.892	-6.352	-3.348	-6.409	6.4125	3.3502	6.3558	-20.92	-17.51	15.282	27.253	-8.769	-3.096	-8.847	8.8414	3.0945	8.8414	-27.37	-15.21	-15.21	
29	弯矩	17.5043	20.912	-6.369	-3.357	-6.426	6.4311	3.3599	6.3742	-20.94	-17.53	15.293	27.273	-8.783	-3.101	-8.861	8.8525	3.0984	8.8525	-27.38	-15.22	-15.22	
30	弯矩	71.59	-71.6	115.2	-3.62	-112	111.6	3.618	-115	71.57	-71.6	68.66	-68.7	124.1	-2.84	-121	121.3	2.839	-124	68.53	-68.5	68.5	
31	注: 本表计算数据随基本资料表中数据改变而改变。																						
32	剪力、跨中(间)及加腋起点截面弯矩表																						
33																							
34																							
35																							
36																							
37																							
38																							
39																							
40																							
41																							
42																							
43																							
44																							
45																							
46																							
47																							
48																							
49																							
50																							
51																							
52																							
53																							
54																							
55																							
56																							
57																							
58																							
59																							
60																							
61																							
62																							
63																							
64																							
65																							
66																							
67																							
68																							
69																							
70																							
71																							
72																							
73																							
74																							
75																							
76																							
77																							
78																							
79																							
80																							
81																							
82																							
83																							
84																							
85																							
86																							
87																							
88																							
89																							
90																							
91																							
92																							
93																							
94																							
95																							
96																							
97																							
98																							
99																							
100																							

涵设计基本资料表”中 12 个数据改为新的基本设计资料后，可立即得到新的全部内力计算成果，使计算成为极其简单的过程。本例不考虑作用分项系数的荷载分别为： $q_1 = 172.07\text{kN}$ 、 $q_2 = 160.99\text{kN}$ 、 $q_3 = 46.57\text{kN}$ 、 $q_4 = 66.57\text{kN}$ ，表 6-17 就是将表 6-16 中的 4 个荷载值改为此荷载值后所得的用于正常使用极限状态的内力计算成果。按表 6-17 的计算成果，各控制截面内力计算成果如表 6-18。供构件进行钢筋混凝土结构正常使用极限状态计算用。“三孔箱涵设计基本资料表”中的符号意义见图 6-14 及图 6-16，各种内力符号意义均与例 6-3 相同。

表 6-18 正常使用极限状态各部位控制截面内力计算成果表

部 位		边跨顶板	中跨顶板	边跨底板	中跨底板	侧 墙
弯矩 ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	跨间	67.92	46.17	76.46	47.34	10.61
	加腋 起点	-3.45(左)	-42.58(左)	3.14(左)	-47.51(左)	-40.89(上)
		-40.11(右)	-42.58(右)	-42.7(右)	-47.51(右)	-33.78(下)
剪力 (kN)		211.95(左) -242.8(右)	225.39(左) -225.39(右)	-223.4(左) 262.72(右)	-240.9(左) 240.9(右)	-90.74(上) 100.18(下)
轴向力 (kN)		90.74	90.74	100.18	100.18	211.95(上) 223.4(下)

注 表中弯矩符号以使洞壁内侧受拉为正，外侧受拉为负；轴力以压力为正，拉力为负。

11. 钢筋混凝土结构计算

三孔箱涵无水工况（各构件为偏心受压构件）的钢筋混凝土结构计算与前述单孔的计算基本相同，为节省篇幅，不再重复，在此仅介绍利用钢筋混凝土结构电算程序计算的结果。

由内力计算成果知（见表 6-15、表 6-18）：

(1) 底板及顶板都是边跨的跨间最大正弯矩大于中跨的跨中正弯矩，设计中可根据不同的弯矩值分别进行边跨及中跨内侧的配筋与抗裂计算，当弯矩值相差不大时，为便于施工，各跨也可均按较大弯矩值配筋。

(2) 除左加腋起点截面的负弯矩值较小外，底板及顶板其余

各加腋起点截面的负弯矩值相差不大，可按较大弯矩值进行底板及顶板外侧的配筋及抗裂计算。

(3) 侧墙上加腋起点截面及下加腋起点截面的负弯矩值相差不大，可按其大值进行侧墙外侧配筋及抗裂计算；侧墙内侧的正弯矩较小，可按最小配筋率配筋。

在此仅以边跨及中跨底板跨间（中）最大弯矩截面为例，介绍按钢筋混凝土结构电算程序计算的成果。边跨及中跨电算程序计算显示的输入输出成果各包括4个表格：正截面承载能力计算基本资料表及正截面承载能力计算成果表、抗裂验算基本资料表及抗裂计算成果表。

边跨底板正截面承载能力极限状态电算程序计算显示如下。

[提示] 钢筋混凝土结构的结构系数一般采用 1.2；对于承受永久荷载为主的构件采用 1.25，但承受土重和土压力为主的构件仍采用 1.2；对新型结构，结构系数可适当提高。

正截面承载力计算基本资料表

截面宽度 b (cm)	截面有效高度 h_0 (cm)	构件支点间长 L (cm)	保护层厚度 (cm)		弯矩设计值 M (kN·m)	轴向力设计值 N (kN)	结构系数 γ_d	选取构件型式 <input checked="" type="checkbox"/> 构件为直杆 <input type="checkbox"/> 构件为拱形	选取构件两端约束情况 <input checked="" type="checkbox"/> 两端固定 <input type="checkbox"/> 一端固定，一端为铰 <input type="checkbox"/> 两端均为铰 <input type="checkbox"/> 一端固定，一端自由
			a	a'					
100	36	2.825	4	4	83.63	10.33	1.2		
选取混凝土强度等级				选取钢筋级别				选取构件类型	钢筋布置方式
<input type="checkbox"/> C15	<input type="checkbox"/> C20	<input type="checkbox"/> C25	<input checked="" type="checkbox"/> C30	<input type="checkbox"/> C35	<input type="checkbox"/> I 级钢筋	<input checked="" type="checkbox"/> II 级钢筋	<input type="checkbox"/> 梁	<input checked="" type="checkbox"/> 板	<input checked="" type="checkbox"/> 非对称布置
<input type="checkbox"/> C40	<input type="checkbox"/> C45	<input type="checkbox"/> C50	<input type="checkbox"/> C55	<input type="checkbox"/> C60	<input type="checkbox"/> III 级钢筋	<input type="checkbox"/> IV 级钢筋	<input type="checkbox"/> 柱	<input type="checkbox"/> 墙	<input type="checkbox"/> 对称布置
构件为拱时选取拱结构型式				<input type="checkbox"/> 无较拱	<input type="checkbox"/> 双较拱	<input type="checkbox"/> 三较拱	构件拱轴弦长(直杆时为0, cm)		0

最小保护层厚度查取表

显示计算成果

正截面偏心受压承载力计算成果表

轴向力作用偏心距 对截面重心 e_0 (cm)	偏心距增大系数 对受拉钢筋 η	相对界限受压 区计算高度 ξ_b	混凝土受 压区高度 x (cm)	相对受压 区高度 $\xi = x/h_0$ (cm)	构件计 算长 L_0 (cm)	计算类型
75.8	91.8	1	544	8	222	大偏压

混凝土轴 心抗压强 度设计值 f_c (MPa)	钢筋强度设计值		受拉边钢 筋应力 (MPa)	受拉钢筋		受压钢筋	
	抗拉 f_y (MPa)	抗压 f_y' (MPa)		面积 A_s (cm ²)	计算配筋率 ρ (%)	面积 A_s' (cm ²)	最小配筋率 ρ (%)
15	310	310	310	7.98	222	5.4	15

计算受压钢筋配筋率小于最小配筋率，按最小配筋率计算受压钢筋面积。
混凝土受压区计算高度 $x < 2a'$ ，采用 $x = 2a'$

打印基本资料及计算成果

抗裂及裂缝宽度验算

结束计算

边跨底板正截面正常使用极限状态电算程序计算显示如下。

抗裂验算基本资料表

计算宽度 (cm)	截面高度 (cm)	最外层受拉钢筋外缘至截面边缘距离 (cm)	钢筋重心至截面边缘距离 (cm)		1号受拉钢筋		2号受拉钢筋		受压钢筋面积 (cm ²)	荷载效应组合
			a	a'	直径	根数	直径	根数		
100	40	3.3	4	4	14	6	0	0	5.65	<input checked="" type="checkbox"/> 短期
荷载效应长期组合时的弯矩 M _l (kN·m)	荷载效应短期组合时的弯矩 M _s (kN·m)	混凝土轴心抗压强度标准值 f _{tk} (MPa)	混凝土弹性模量 E _c (MPa)	钢筋弹性模量 E _s (MPa)	环境类别		钢筋类型			
76.5	116.18	1.0	25500	200000	<input type="checkbox"/> 一类 <input type="checkbox"/> 二类	<input checked="" type="checkbox"/> 变形	<input type="checkbox"/> 三类 <input type="checkbox"/> 四类	<input type="checkbox"/> 无面		

说明：只有一种受拉钢筋时，2号受拉钢筋的直径及根数均填入0值；计算不需受压钢筋时，受压钢筋可按实际布置受压钢筋填入或填入0值。

抗裂计算成果表

构件受力特征系数	钢筋表观系数	荷载作用影响系数	换算截面受拉区有效配筋率	换算截面受拉区有效配筋率	换算截面受拉区有效配筋率	受拉钢筋有效配筋率	受拉钢筋应力	截面边缘拉应力	拉应力限制系数	截面混凝土拉应力	拉应力限制值	计算最大裂缝宽度
α_1	α_2	α_3	ρ_{te}	ρ_{te}	ρ_{te}	ρ_{te}	σ_{te}	σ_{te}	σ_{te}	σ_{te}	σ_{te}	w_{max}
1	1	1.6	20.1	56.173	28.113	0.3	214.2	1.428	1	11.795	1.4	0.25

表中混凝土拉应力限制值 $[\sigma] = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot f_{tk}$

混凝土截面边缘拉应力大于混凝土拉应力限制值，抗裂验算不满足要求。

中跨底板正截面承载能力极限状态电算程序计算显示如下。

[提示] 钢筋混凝土结构的结构系数一般采用 1.2；对于承受永久荷载为主的构件采用 1.25，但承受土重和土压力为主的构件仍采用 1.2；对新型结构，结构系数可适当提高。

正截面承载力计算基本资料表

截面宽度 b (cm)	截面有效高度 h ₀ (cm)	构件支 点间长 L (cm)	保护层厚度 (cm)		弯矩 设计值 M (kN·m)	轴向力 设计值 N (kN)	结构 系数 γ _d	选取构件型式	选取构件两端约束情况
			a	a'					
100	36	2825	4	4	51.88	110.3	1.2	<input checked="" type="checkbox"/> 构件为直杆 <input type="checkbox"/> 构件为拱形	<input type="checkbox"/> 两端固定 <input type="checkbox"/> 一端固定，一端为铰 <input type="checkbox"/> 两端均为铰 <input type="checkbox"/> 一端固定，一端自由
选取混凝土强度等级			选取钢筋级别			选取构件类型		钢筋布置方式	
<input type="checkbox"/> C15 <input type="checkbox"/> C20 <input type="checkbox"/> C25 <input checked="" type="checkbox"/> C30 <input type="checkbox"/> C35	<input type="checkbox"/> C40 <input type="checkbox"/> C45 <input type="checkbox"/> C50 <input type="checkbox"/> C55 <input type="checkbox"/> C60	<input type="checkbox"/> I级钢筋 <input checked="" type="checkbox"/> II级钢筋	<input type="checkbox"/> III级钢筋 <input type="checkbox"/> IV级钢筋	<input type="checkbox"/> 梁 <input checked="" type="checkbox"/> 板	<input type="checkbox"/> 柱 <input type="checkbox"/> 墙	<input type="checkbox"/> 非对称布置	<input type="checkbox"/> 对称布置		
构件为拱时选取拱结构型式			<input type="checkbox"/> 无铰拱 <input type="checkbox"/> 双铰拱 <input type="checkbox"/> 三铰拱		构件拱轴弦长 (直杆时为0, cm)		0		

正截面偏心受压承载力计算成果表

轴向力作用偏心距 对截面重心 e ₀ (cm)	偏心距增大系数	相对界限受压区计算高度	混凝土受压区高度	相对受压区高度	构件计算长度	计算类型
e ₀ (cm)	η	ξ_b	x	$\xi = x/h_0$	L ₀ (cm)	
47.04	63.04	1	544	8	141	大偏压
混凝土轴心抗压强度设计值 f _c (MPa)	钢筋强度设计值 抗拉 f _y (MPa) 抗压 f _y ' (MPa)	受拉边钢筋应力 (MPa)	受拉钢筋 面积 A _s (cm ²) 最小配筋率 ρ (%)	受压钢筋 面积 A _s ' (cm ²) 最小配筋率 ρ (%)		
15	310 / 310	310	5.4 / 15	5.4 / 15		

计算受拉及受压钢筋配筋率均小于最小配筋率，钢筋面积均按最小配筋率计算。
混凝土受压区计算高度 x = 2a'，采用 x = 2a'

中跨底板正截面正常使用极限状态电算程序计算显示如下。

抗裂验算基本资料表

计算宽度 (cm)	截面高度 (cm)	最外层受拉钢筋外缘至砼边缘距离 c (cm)	钢筋重心至截面边缘距离 (cm)		1号受拉钢筋		2号受拉钢筋		受压钢筋面积 (cm ²)	荷载效应组合 <input type="checkbox"/> 短期 <input checked="" type="checkbox"/> 长期
			a	a'	直径 (cm)	根数	直径 (cm)	根数		
100	40	3.4	4	4	1.2	5	0	0	5.65	<input checked="" type="checkbox"/> 长期
荷载效应长期组合时的弯矩 M _L (kN·m)	荷载效应长期组合时的轴力 N _L (kN)	混凝土轴心抗拉强度标准值 f _{tk} (MPa)	混凝土弹性模量 E _c (MPa)	钢筋弹性模量 E _s (MPa)	环境类别		钢筋总类			
47.34	110.18	2.0	25500	200000	<input type="checkbox"/> 一类 <input checked="" type="checkbox"/> 二类	<input checked="" type="checkbox"/> 变形	<input type="checkbox"/> 三类 <input type="checkbox"/> 四类	<input type="checkbox"/> 光面		

说明：只有一种受拉钢筋时，2号受拉钢筋的直径及根数均填入0值；计算不需受压钢筋时，受压钢筋可按实际布置受压钢筋填入或填入0值。

查看环境类别说明

显示计算成果

抗裂计算成果表

构件受力特征系数 α_1	钢筋表面形状系数 α_2	荷载作用影响系数 α_3	换算截面重心至受压边缘距离 y_0 (cm)	换算截面对重心轴的惯性矩 I_0 (cm ⁴)	换算截面弹性抵抗矩 W_0 (cm ³)	受拉钢筋有效配筋率 ρ_{te}	受拉钢筋应力 σ_s (MPa)	截面边缘计算拉应力 σ (MPa)	拉应力限制系数 α_{ct}	截面抵抗矩塑性系数 γ_m	砼拉应力限制值 [σ]	计算最大裂缝宽度 w_{max} (mm)
1	1	1.6	20	556031	27801	0.03	191.8	1.428	0.7	1.705	1.4	0.218

表中砼拉应力限制值 [σ] = $\alpha_{ct} \cdot f_{tk} = 0.7 \times 2.0$

混凝土截面边缘拉应力小于混凝土拉应力限制值，抗裂验算满足要求，一般可不进行裂缝宽度的验算。

上表中所列计算最大裂缝宽度值，仅供某些重要构件论证有必要时，需同时进行限制裂缝宽度验算之用。

打印基本资料及计算成果

斜截面承载力计算

表 6-19 是边跨及中跨底板跨间（中）正截面承载能力极限状态计算及正截面正常使用极限状态计算的各项计算成果汇总。由表 6-19 计算成果知：边跨受拉钢筋的计算配筋率为 0.222%，实际采用配筋率为 0.256%。截面边缘计算拉应力值为 1.428MPa，C30 混凝土的拉应力允许值为 1.4MPa，计算值基本等于允许值（仅小 0.028MPa），可认为能满足抗裂要求。中跨受拉钢筋计算配筋率为最小配筋率 0.15%，截面边缘计算拉应力值则较 C30 混凝土的拉应力允许值小得多，因此可认为底板各跨间截面内侧能满足抗裂要求，内侧钢筋可全部采用 6 Φ 14，相应配筋率为 0.256%。

表 6-19 边跨及中跨底板内侧配筋及抗裂计算成果

项 目	部 位	边 跨		中 跨	
		承载能力 极限状态	正常使用 极限状态	承载能力 极限状态	正常使用 极限状态
弯矩 M (kN·m)		83.68	76.46	51.88	47.34
轴向力 N (kN)		110.33	100.18	110.33	100.18
计算配筋率 (%)		0.222	—	0.15	—
采用钢筋规格及面积 (cm ²)		6 Φ 14 9.23	—	5 Φ 12 5.65	—
实际配筋率 (%)		0.256	—	0.157	—
截面边缘计算拉应力 σ (MPa)		—	1.428	—	0.841
C30 混凝土拉应力 允许值 $[\sigma]$ (MPa)		—	1.40	—	1.4
计算裂缝宽度 (mm)		—	0.25	—	—

第六节 不对称荷载作用的箱涵结构计算

取水输水工程中的箱涵，一般多为单联布置型式，根据设计流量的大小，孔数为 1~3 孔，荷载为对称作用，其内力计算方法如以上各节所介绍。当涵洞设计流量较大，孔数超过 3 孔，则需要采用双联或多联的布置型式，每联间设沉陷缝。在这种情况下，边联为不对称荷载作用，无水时，其边侧墙承受水平土压力作用，缝侧墙（靠沉陷缝一侧的边墙）无作用荷载；有水时，边侧墙承受水平土压力及内水压力作用，缝侧墙仅作用内水压力。由于侧向水平荷载不对称，相应地基压力及作用于底板底面的垂直荷载则为非均布荷载。单孔箱涵一般都是对称荷载作用，双孔及三孔一联的不对称荷载箱涵的弯矩也可采用迭代法计算（可近似按无侧移情况考虑），其计算公式及计算方法与第四节及第五节所介绍的基本相同，仅作用于底板底面的垂直荷载及固端弯矩的计算有所不同。以下以例 6-4 介绍双孔一联的不对称荷载箱

涵的计算。

【例 6-4】 某多联多孔钢筋混凝土穿堤箱形涵洞，堤顶至顶板顶面的堤身填土高度 $H_d=3.2\text{ m}$ ，填土内摩擦角 $\phi=30^\circ$ 。其边联为双孔，每孔净宽 $B=3.5\text{ m}$ ，净高 $H=3.0\text{ m}$ ，底板厚 $d_1=0.40\text{ m}$ ，顶板厚 $d_2=0.35\text{ m}$ ，边侧墙厚 $d_3=0.3\text{ m}$ ，中隔墙厚 $d_4=0.3\text{ m}$ ，缝侧墙厚 $d_5=0.3\text{ m}$ ，加腋尺寸 $0.25\text{ m}\times 0.25\text{ m}$ 。地基为密实砂类土，地下水位低于洞底。堤顶不通汽车。洞进口水深 2.8 m ，出口水深 2.2 m ，洞身纵剖面布置示意图见图 6-3，洞身横剖面结构尺寸如图 6-22 所示。本涵洞的过水流量大于 $20\text{ m}^3/\text{s}$ ，按 GB 50228—99 规定，相应建筑物级别为 3 级。洞身混凝土强度等级采用 C30。试计算边联洞身控制截面各部位的内力。

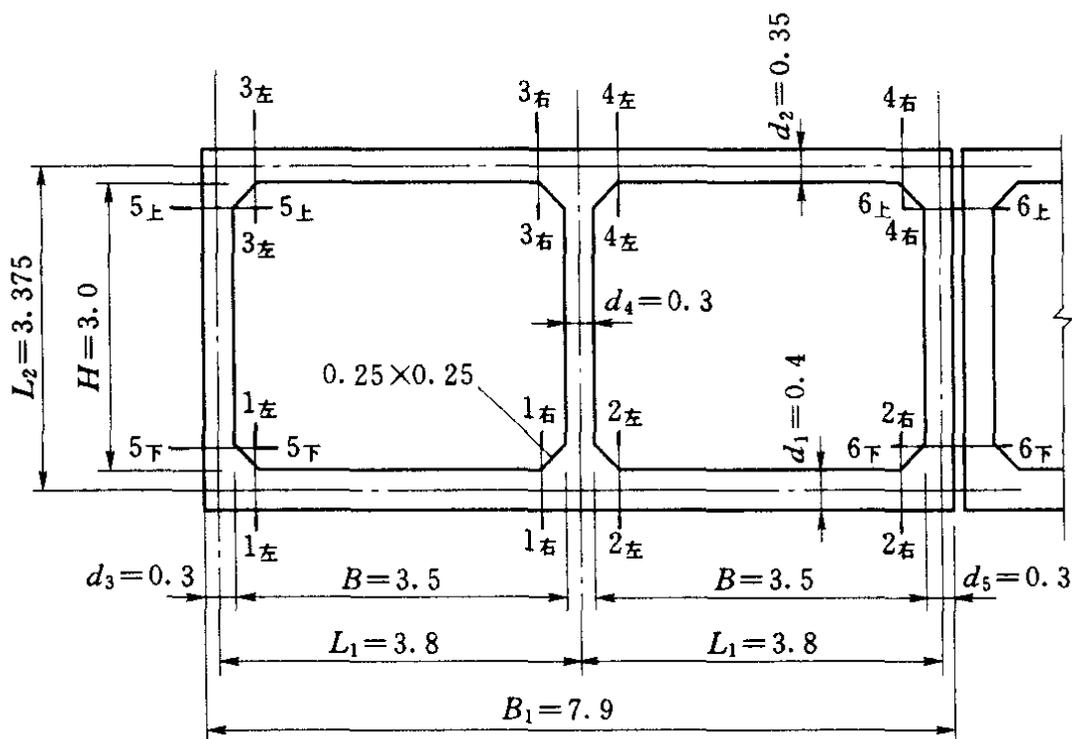


图 6-22 洞身横剖面结构尺寸图 (单位: m)

解 此箱涵除为不对称荷载作用外，其余结构尺寸及其他各项基本设计资料均与例 6-2 双孔箱涵相同，同样以位于堤顶以下的洞身截面作为计算控制截面，计算工况为洞内无水工况。

1. 计算简图及符号说明

(1) 计算简图。计算简图如图 6-23 所示，各结点为构件轴

线的交点。

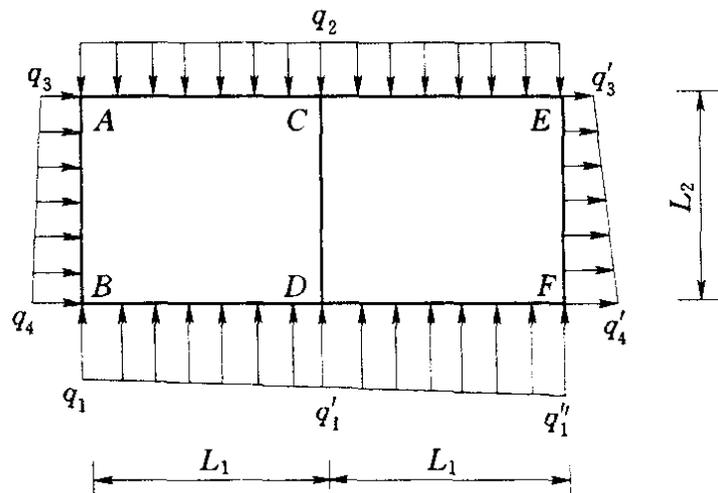


图 6-23 双孔不对称荷载箱涵计算简图

(2) 结构尺寸及荷载符号说明。

L_1 为顶板及底板跨径, m; L_2 为侧墙跨径, m; d_1 为底板厚, m; d_2 为顶板厚, m; d_3 为边侧墙厚, m; d_4 为中隔墙厚, m; d_5 为缝侧墙厚, m; q_1 为底板靠边侧墙 (有土压力作用) 一端的分布荷载, kN/m; q'_1 为中隔墙处的底板分布荷载, kN/m; q''_1 为靠沉陷缝一端的底板分布荷载, kN/m; q_2 为顶板均布荷载, kN/m; q_3 为边侧墙顶部 (相应于顶板底面处) 分布荷载, kN/m; q_4 为边侧墙底部 (相应于底板顶面处) 分布荷载, kN/m; q'_3 为缝侧墙顶部 (相应于顶板底面处) 分布荷载, kN/m; q'_4 为缝侧墙底部 (相应于底板顶面处) 分布荷载, kN/m。

荷载符号以指向涵内为正。

2. 荷载计算

各种荷载均取单位洞长 (1m) 计算。

(1) 作用于顶板的垂直均布荷载 q_2 与例 6-2 相同, 为:

$$q_2 = 77.62 \text{ kN/m}$$

(2) 作用于边侧墙的分布荷载 q_3 及 q_4 与例 6-2 作用于侧墙的荷载相同, 为:

$$q_3 = 23.43 \text{ kN/m}$$

$$q_4 = 43.23 \text{ kN/m}$$

(3) 对于无水工况，作用于缝侧墙的分布荷载 q_3 及 q_4 均为 0。

(4) 作用于底板底面的垂直分布荷载 q_1 、 q'_1 、 q''_1 计算。

不考虑边侧墙水平土压力作用时，由垂直土压力及自重力作用于底板底面的均布荷载与例 6-2 相同，为 86.59 kN/m。由于洞身仅边侧墙一侧有水平土压力作用，使垂直荷载产生偏心，作用于底板底面的荷载成为梯形分布荷载，其最大及最小值为：

$$\begin{aligned} M &= \frac{q_3 L_2^2}{2} + \frac{(q_4 - q_3) L_2^2}{6} \\ &= \frac{23.43 \times 3.375^2}{2} + \frac{(43.23 - 23.43) \times 3.375^2}{6} \\ &= 171.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_1 &= 86.59 - \frac{M}{W} = 86.59 - \frac{6M}{(2L_1)^2} \\ &= 86.59 - \frac{6 \times 171.03}{(2 \times 3.8)^2} = 68.82 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q''_1 &= 86.59 + \frac{M}{W} = 86.59 + \frac{6M}{(2L_1)^2} \\ &= 86.59 + \frac{6 \times 171.03}{(2 \times 3.8)^2} = 104.36 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$q'_1 = \frac{q_1 + q''_1}{2} = \frac{68.82 + 104.36}{2} = 86.59 \text{ (kN/m)}$$

式中： M 为作用于边侧墙的水平土压力产生的弯矩，kN·m； W 为单位长基底的截面矩， m^3 ；其余符号意义同前。

3. 固端弯矩计算（见图 6-23）

$$M_{AC}^F = M_{CE}^F = -\frac{q_2 L_1^2}{12} = -\frac{77.62 \times 3.8^2}{12} = -93.40 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{CA}^F = M_{EC}^F = -M_{AC}^F = 93.40 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\begin{aligned} M_{BD}^F &= \frac{q_1 L_1^2}{12} + \frac{(q'_1 - q_1) \times L_1^2}{30} \\ &= \frac{68.82 \times 3.8^2}{12} + \frac{(86.59 - 68.82) \times 3.8^2}{30} \end{aligned}$$

$$= 91.37 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\begin{aligned} M_{DB}^F &= -\frac{q_1 L_1^2}{12} - \frac{(q'_1 - q_1) \times L_1^2}{20} \\ &= -\frac{68.82 \times 3.8^2}{12} - \frac{(86.59 - 68.82) \times 3.8^2}{20} \\ &= -95.64 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{DF}^F &= \frac{q'_1 L_1^2}{12} + \frac{(q''_1 - q'_1) \times L_1^2}{30} \\ &= \frac{86.59 \times 3.8^2}{12} + \frac{(104.36 - 86.59) \times 3.8^2}{30} \\ &= 112.75 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{FD}^F &= -\frac{q'_1 L_1^2}{12} - \frac{(q''_1 - q'_1) \times L_1^2}{20} \\ &= -\frac{86.59 \times 3.8^2}{12} - \frac{(104.36 - 86.59) \times 3.8^2}{20} \\ &= -117.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{AB}^F &= \frac{q_3 L_2^2}{12} + \frac{(q_4 - q_3) L_2^2}{30} \\ &= \frac{23.43 \times 3.375^2}{12} + \frac{(43.23 - 23.43) \times 3.375^2}{30} \\ &= 29.76 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{BA}^F &= -\frac{q_3 L_2^2}{12} - \frac{(q_4 - q_3) L_2^2}{20} \\ &= -\frac{23.43 \times 3.375^2}{12} - \frac{(43.23 - 23.43) \times 3.375^2}{20} \\ &= -33.52 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$M_{CD}^F = M_{DC}^F = M_{EF}^F = M_{FE}^F = 0$$

4. 各杆件惯性矩计算

$$I_{AC} = I_{CE} = \frac{d_2^3}{12} = \frac{0.35^3}{12} = 0.003573 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$I_{BD} = I_{DF} = \frac{d_1^3}{12} = \frac{0.4^3}{12} = 0.005333 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$I_{AB} = \frac{d_3^3}{12} = \frac{0.30^3}{12} = 0.00225 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$I_{CD} = \frac{d_4^3}{12} = \frac{0.30^3}{12} = 0.00225 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$I_{EF} = \frac{d_5^3}{12} = \frac{0.30^3}{12} = 0.00225 \text{ (m}^4\text{)}$$

5. 各杆件单位刚度计算

$$K_{AC} = K_{CA} = K_{CE} = K_{EC} = \frac{I_{AC}}{L_1} = \frac{0.003573}{3.8} = 0.0009403$$

$$K_{BD} = K_{DB} = K_{DF} = K_{FD} = \frac{I_{BD}}{L_1} = \frac{0.005333}{3.8} = 0.001403$$

$$K_{AB} = K_{BA} = \frac{I_{AB}}{L_2} = \frac{0.00225}{3.375} = 0.0006667$$

$$K_{CD} = K_{DC} = \frac{I_{CD}}{L_2} = \frac{0.00225}{3.375} = 0.0006667$$

$$K_{EF} = K_{FE} = \frac{I_{EF}}{L_2} = \frac{0.00225}{3.375} = 0.0006667$$

6. 各杆件杆端转角弯矩分配系数计算

$$\begin{aligned} \mu_{AC} &= -\frac{K_{AC}}{2(K_{AC} + K_{AB})} \\ &= -\frac{0.0009403}{2 \times (0.0009403 + 0.0006667)} \\ &= -0.2926 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mu_{CA} &= -\frac{K_{CA}}{2(K_{CA} + K_{CE} + K_{CD})} \\ &= -\frac{0.0009403}{2 \times (2 \times 0.0009403 + 0.0006667)} \\ &= -0.1846 \end{aligned}$$

$$\mu_{CE} = \mu_{CA} = -0.1846$$

$$\begin{aligned} \mu_{EC} &= -\frac{K_{EC}}{2(K_{EC} + K_{EF})} \\ &= -\frac{0.0004903}{2 \times (0.0004903 + 0.0006667)} \end{aligned}$$

$$= -0.2926$$

$$\begin{aligned}\mu_{BD} &= -\frac{K_{BD}}{2(K_{BD} + K_{BA})} \\ &= -\frac{0.0001403}{2 \times (0.001403 + 0.0006667)} \\ &= -0.3389\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mu_{DB} &= -\frac{K_{DB}}{2(K_{DB} + K_{DF} + K_{DC})} \\ &= -\frac{0.001403}{2 \times (2 \times 0.001403 + 0.0006667)} \\ &= -0.202\end{aligned}$$

$$\mu_{DF} = \mu_{DB} = -0.202$$

$$\begin{aligned}\mu_{AB} &= -\frac{K_{AB}}{2(K_{AB} + K_{AC})} \\ &= -\frac{0.0006667}{2 \times (0.0006667 + 0.0009403)} \\ &= -0.2074\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mu_{BA} &= -\frac{K_{BA}}{2(K_{BA} + K_{BD})} \\ &= -\frac{0.0006667}{2 \times (0.0006667 + 0.001403)} \\ &= -0.1610\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mu_{CD} &= -\frac{K_{CD}}{2(K_{CD} + K_{CA} + K_{CE})} \\ &= -\frac{0.0006667}{2 \times (0.0006667 + 2 \times 0.0009403)} \\ &= -0.1309\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mu_{DC} &= -\frac{K_{DC}}{2(K_{DC} + K_{DB} + K_{DF})} \\ &= -\frac{0.000667}{2 \times (0.0006667 + 2 \times 0.001403)} \\ &= -0.096\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\mu_{EF} &= -\frac{K_{EF}}{2(K_{EF} + K_{EC})} \\
&= -\frac{0.0006667}{2 \times (0.0006667 + 0.0009403)} \\
&= -0.2074 \\
\mu_{FE} &= -\frac{K_{FE}}{2(K_{FE} + K_{FD})} \\
&= -\frac{0.0006667}{2 \times (0.0006667 + 0.001403)} \\
&= -0.1610 \\
\mu_{FD} &= -\frac{K_{FD}}{2(K_{FE} + K_{FD})} \\
&= -\frac{0.001403}{2 \times (0.0006667 + 0.001403)} \\
&= -0.3389
\end{aligned}$$

7. 各杆件近端转角弯矩计算

计算简图如图 6-24 所示。

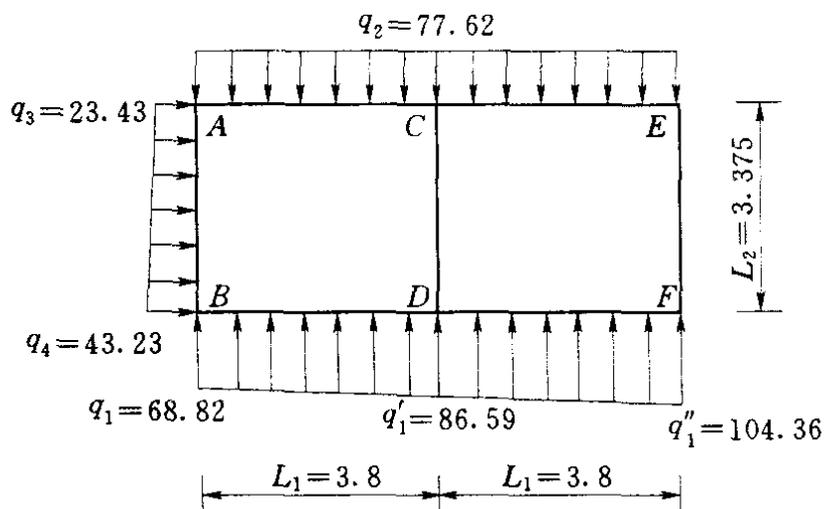


图 6-24 计算简图 (尺寸单位: m; 荷载单位: kN/m)

各杆件近端转角弯矩的计算方法是按计算简图的形式绘制结点近端转角弯矩计算图, 如图 6-25 所示。在图的结点内框中填写结点的不平衡弯矩 M_i^F 值, 结点内框外侧填写相应杆端的转角弯矩分配系数, 每次计算的杆件近端转角弯矩值标注在结点外

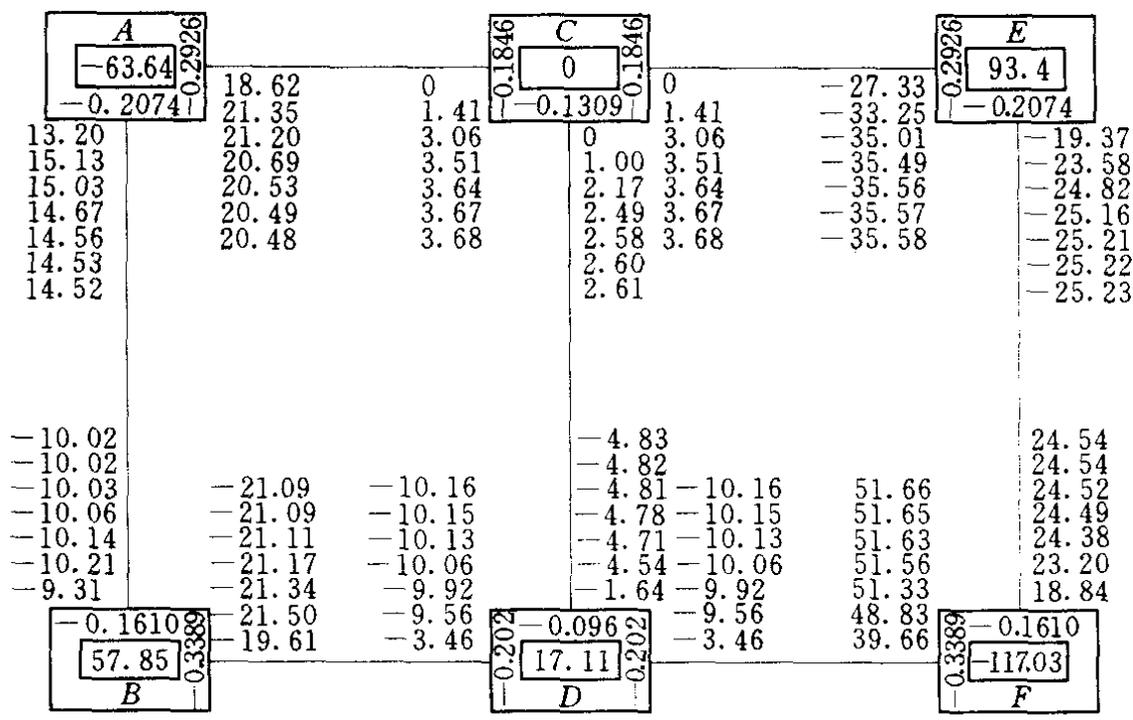


图 6-25 结点近端转角弯矩计算图

框外该杆端的一侧。

各结点的不平衡弯矩分别为：

$$M_A^F = M_{AB}^F + M_{AC}^F = 29.76 - 93.40 = -63.64(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_B^F = M_{BA}^F + M_{BD}^F = -33.52 + 91.37 = 57.85(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_C^F = M_{CA}^F + M_{CE}^F = 93.40 - 93.40 = 0(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_D^F = M_{DB}^F + M_{DF}^F = -95.64 + 112.75 = 17.11(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_E^F = M_{EC}^F + M_{EF}^F = 93.40 + 0 = 93.40(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_F^F = M_{FE}^F + M_{FD}^F = 0 - 117.03 = -117.03(\text{kN} \cdot \text{m})$$

本例按结点 ACEFDB 的顺序反复循环计算杆件近端转角弯矩 M'_k 。按式 (6-107) 第一次计算时假定式中的远端转角弯矩均为 $M'_{ki} = 0$ 。

计算首先从结点 A 开始，第一次计算的各杆件近端转角弯矩值为：

$$\begin{aligned} M'_{AB} &= \mu_{AB} (M_A^F + \sum M'_{ki}) \\ &= -0.2074 \times (-63.64 + 0) = 13.20(\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

$$M'_{AC} = \mu_{AC} (M_A^F + \sum M'_{ki})$$

$$= -0.2926 \times (-63.64 + 0) = 18.62(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M'_{CA} = \mu_{CA} (M_C^F + \sum M'_{ki})$$

$$= -0.1846 \times (0 + 0) = 0(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M'_{CD} = \mu_{CD} (M_C^F + \sum M'_{ki})$$

$$= -0.1309 \times (0 + 0) = 0(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M'_{CE} = \mu_{CE} (M_C^F + \sum M'_{ki})$$

$$= -0.1846 \times (0 + 0) = 0(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M'_{EC} = \mu_{EC} (M_E^F + \sum M'_{ki})$$

$$= -0.2926 \times (93.40 + 0) = -27.33(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M'_{EF} = \mu_{EF} (M_E^F + \sum M'_{ki})$$

$$= -0.2074 \times (93.40 + 0) = -19.37(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M'_{FE} = \mu_{FE} (M_F^F + \sum M'_{ki})$$

$$= -0.161 \times (-117.03 + 0) = 18.84(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M'_{FD} = \mu_{FD} (M_F^F + \sum M'_{ki})$$

$$= -0.3389 \times (-117.03 + 0) = 39.66(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M'_{DF} = \mu_{DF} (M_D^F + \sum M'_{ki})$$

$$= -0.202 \times (17.11 + 0) = -3.46(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M'_{DB} = \mu_{DB} (M_D^F + \sum M'_{ki})$$

$$= -0.202 \times (17.11 + 0) = -3.46(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M'_{DC} = \mu_{DC} (M_D^F + \sum M'_{ki})$$

$$= -0.096 \times (17.11 + 0) = -1.64(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M'_{BD} = \mu_{BD} (M_B^F + \sum M'_{ki})$$

$$= -0.3389 \times (57.85 + 0) = -19.61(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M'_{BA} = \mu_{BA} (M_B^F + \sum M'_{ki})$$

$$= -0.161 \times (57.85 + 0) = -9.31(\text{kN} \cdot \text{m})$$

计算过程中，将上述计算的各结点杆件近端转角弯矩值标注在相应杆端的一侧。

第二次再从结点 A 开始按式 (6-109) 计算各杆件近端转

角弯矩值为：

$$\begin{aligned} M'_{AB} &= \mu_{AB}(M_A^F + \sum M'_{ki}) = \mu_{AB}(M_A^F + M'_{BA} + M'_{CA}) \\ &= -0.2074 \times (-63.64 - 9.31 + 0) \\ &= 15.13(\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{AC} &= \mu_{AC}(M_A^F + \sum M'_{ki}) = \mu_{AC}(M_A^F + M'_{BA} + M'_{CA}) \\ &= -0.2926 \times (-63.64 - 9.31 + 0) \\ &= 21.35(\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{CA} &= \mu_{CA}(M_C^F + \sum M'_{ki}) = \mu_{CA}(M_C^F + M'_{AC} + M'_{EC} + M'_{DC}) \\ &= -0.1846 \times (0 + 21.35 - 27.33 - 1.64) \\ &= 1.41(\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{CE} &= \mu_{CE}(M_C^F + \sum M'_{ki}) = \mu_{CE}(M_C^F + M'_{AC} + M'_{EC} + M'_{DC}) \\ &= -0.1846 \times (0 + 21.35 - 27.33 - 1.64) \\ &= 1.41(\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{CD} &= \mu_{CD}(M_C^F + \sum M'_{ki}) = \mu_{CD}(M_C^F + M'_{AC} + M'_{EC} + M'_{DC}) \\ &= -0.1309 \times (0 + 21.35 - 27.33 - 1.64) \\ &= 1.00(\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

其余各结点及再次反复循环计算的方法步骤与此相同，在此不再列出算式。每次计算的近端转角弯矩值均依次标注在相应杆端的一侧，可以看出后一次的计算值越来越接近前一次的计算值，最多计算 7~8 次，最后两次的计算值即基本相等。一般约计算 5~6 次即可满足精度要求，结束近端转角弯矩的计算，然后根据最后一次近端转角弯矩计算值按式 (6-106) 计算各杆端的最终弯矩 M_k 值。现以结点 A、B 为例介绍杆端最终弯矩 M_k 的计算

$$\begin{aligned} M_{AB} &= M_{AB}^F + 2M'_{AB} + M'_{BA} \\ &= 29.76 + 2 \times 14.52 - 10.02 \\ &= 48.78(\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{AC} &= M_{AC}^F + 2M'_{AC} + M'_{CA} \\
 &= -93.40 + 2 \times 20.47 + 3.68 \\
 &= -48.78 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{CA} &= M_{CA}^F + 2M'_{CA} + M'_{AC} \\
 &= 93.40 + 2 \times 3.68 + 20.47 \\
 &= 121.23 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{CE} &= M_{CE}^F + 2M'_{CE} + M'_{EC} \\
 &= -93.40 + 2 \times 3.68 - 35.58 \\
 &= -121.62 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{CD} &= M_{CD}^F + 2M'_{CD} + M'_{DC} \\
 &= 0 + 2 \times 2.61 - 4.83 \\
 &= 0.39 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

其余各结点杆端最终弯矩 M_k 的计算与此相同，各杆端的最终弯矩计算成果列于表 6-20。

表 6-20 杆端最终弯矩计算成果表 单位: kN·m

杆端	AB	AC	CA	CE	CD	EC	EF
弯矩	48.78	-48.78	121.23	-121.62	0.39	25.92	-25.92
杆端	BA	BD	DB	DF	DC	FD	FE
弯矩	-39.03	39.03	-137.05	144.10	-7.05	-23.86	23.86

8. 各部位剪力、轴向力及控制截面弯矩计算

(1) 杆件 AC、CE (顶板) 及杆件 BD、DF (底板) 剪力计算。

根据表 6-20 杆端最终弯矩计算成果, $M_{AC} = -48.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $M_{CA} = 121.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $M_{CE} = -121.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $M_{EC} = 25.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $M_{BD} = 39.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $M_{DB} = -137.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $M_{DF} = 144.10 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $M_{FD} = -23.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 则杆件 AC、CE 和杆件 BD、DF 的剪力计算如下。

$$\begin{aligned}
 Q_{AC} &= \frac{q_2 L_1}{2} - \frac{M_{AC} + M_{CA}}{L_1} \\
 &= \frac{77.62 \times 3.8}{2} - \frac{-48.78 + 121.23}{3.8} \\
 &= 128.40 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{CA} &= -\frac{q_2 L_1}{2} - \frac{M_{AC} + M_{CA}}{L_1} \\
 &= -\frac{77.62 \times 3.8}{2} - \frac{-48.78 + 121.23}{3.8} \\
 &= -166.54 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{CE} &= \frac{q_2 L_1}{2} - \frac{M_{CE} + M_{EC}}{L_1} \\
 &= \frac{77.62 \times 3.8}{2} - \frac{-121.62 + 25.92}{3.8} \\
 &= 172.66 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{EC} &= -\frac{q_2 L_1}{2} - \frac{M_{CE} + M_{EC}}{L_1} \\
 &= -\frac{77.62 \times 3.8}{2} - \frac{-121.62 + 25.92}{3.8} \\
 &= -122.29 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{BD} &= -\frac{q'_1 L_1}{2} + \frac{(q'_1 - q_1) L_1}{3} - \frac{M_{BD} + M_{DB}}{L_1} \\
 &= -\frac{86.59 \times 3.8}{2} + \frac{(86.59 - 68.82) \times 3.8}{3} - \frac{39.03 - 137.05}{3.8} \\
 &= -116.22 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{DB} &= \frac{q'_1 L_2}{2} - \frac{(q'_1 - q_1) L_1}{6} - \frac{M_{BD} + M_{DB}}{L_1} \\
 &= \frac{86.59 \times 3.8}{2} - \frac{(86.59 - 68.82) \times 3.8}{6} - \frac{39.03 - 137.05}{3.8} \\
 &= 179.06 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{DF} &= -\frac{q''_1 L_1}{2} + \frac{(q''_1 - q'_1) L_1}{3} - \frac{M_{DF} + M_{FD}}{L_1} \\
 &= -\frac{104.36 \times 3.8}{2} + \frac{(104.36 - 86.59) \times 3.8}{3} - \frac{144.10 - 23.86}{3.8} \\
 &= -207.41 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{FD} &= \frac{q''_1 L_1}{2} - \frac{(q''_1 - q'_1) L_1}{6} - \frac{M_{DF} + M_{FD}}{L_1} \\
 &= \frac{104.36 \times 3.8}{2} - \frac{(104.36 - 86.59) \times 3.8}{6} - \frac{144.10 - 23.86}{3.8} \\
 &= 155.39 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

式中： Q_{AC} 、 Q_{CA} 、 Q_{CE} 、 Q_{EC} 、 Q_{DB} 、 Q_{BD} 、 Q_{FD} 、 Q_{DF} 为各杆端剪力，kN；其余符号意义同前。

(2) 杆件 AB（边侧墙）及杆件 EF（缝侧墙）剪力计算。

缝侧墙水平荷载 $q'_3 = 0$ 及 $q'_4 = 0$ ；根据表 6-20 杆端最终弯矩计算成果， $M_{AB} = 48.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ， $M_{BA} = -39.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ， $M_{EF} = -25.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ； $M_{FE} = 23.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ，则杆件剪力计算如下。

$$\begin{aligned}
 Q_{AB} &= -\frac{q_4 L_2}{2} + \frac{(q_4 - q_3) L_2}{3} - \frac{M_{AB} + M_{BA}}{L_2} \\
 &= -\frac{43.23 \times 3.375}{2} + \frac{(43.23 - 23.43) \times 3.375}{3} - \frac{48.78 - 39.03}{3.375} \\
 &= -53.56 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{BA} &= \frac{q_4 L_2}{2} - \frac{(q_4 - q_3) L_2}{6} - \frac{M_{AB} + M_{BA}}{L_2} \\
 &= \frac{43.23 \times 3.375}{2} - \frac{(43.23 - 23.43) \times 3.375}{6} - \frac{48.78 - 39.03}{3.375} \\
 &= 58.92 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{EF} &= \frac{q'_4 L_2}{2} - \frac{(q'_4 - q'_3) L_2}{3} - \frac{M_{EF} + M_{FE}}{L_2} \\
 &= -\frac{-25.92 + 23.86}{3.375} \\
 &= 0.61 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{FE} &= -\frac{q'_4 L_2}{2} + \frac{(q'_4 - q'_3) L_2}{6} - \frac{M_{EF} + M_{FE}}{L_2} \\
 &= -\frac{-25.92 + 23.86}{3.375} \\
 &= 0.61 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

式中： Q_{AB} 、 Q_{BA} 、 Q_{EF} 、 Q_{FE} 为杆端 AB、杆端 BA、杆端 EF、

杆端 FE 剪力, kN ; 其余符号意义同前。

(3) 各加腋起点截面弯矩及跨间最大弯矩计算。

各构件任一截面的弯矩按式 (6-114) ~ 式 (6-119) 计算 (见图 6-22):

$$M_1 = M_{DB} + Q_{DB}x_1 - \frac{q'_1 x_1^2}{2} + \frac{(q'_1 - q_1)x_1^3}{6L_1} \quad (6-114)$$

$$M_2 = M_{FD} + Q_{FD}x_2 - \frac{q''_1 x_2^2}{2} + \frac{(q''_1 - q'_1)x_2^3}{6L_1} \quad (6-115)$$

$$M_3 = M_{AC} + Q_{AC}x_3 - \frac{q_2 x_3^2}{2} \quad (6-116)$$

$$M_4 = M_{CE} + Q_{CE}x_4 - \frac{q_2 x_4^2}{2} \quad (6-117)$$

$$M_5 = M_{BA} + Q_{BA}x_5 - \frac{q_1 x_5^2}{2} + \frac{(q_1 - q_3)x_5^3}{6L_2} \quad (6-118)$$

$$M_6 = M_{EF} + Q_{EF}x_6 - \frac{q'_1 x_6^2}{2} + \frac{(q'_1 - q'_3)x_6^3}{6L_2} \quad (6-119)$$

式中: M_1 为底板杆件 BD 任一截面的弯矩, $kN \cdot m$; M_2 为底板杆件 DF 任一截面的弯矩, $kN \cdot m$; M_3 为顶板杆件 AC 任一截面的弯矩, $kN \cdot m$; M_4 为顶板杆件 CE 任一截面的弯矩, $kN \cdot m$; M_5 为边侧墙 (杆件 AB) 任一截面的弯矩; M_6 为缝侧墙 (杆件 EF) 任一截面的弯矩; x_1 为底板杆件 BD 计算截面距结点 D 的距离, m ; x_2 为底板杆件 DF 计算截面距结点 F 的距离, m ; x_3 为顶板杆件 AC 计算截面距结点 A 的距离, m ; x_4 为顶板杆件 CE 计算截面距结点 C 的距离, m ; x_5 为边侧墙 AB 计算截面距结点 B 的距离, m ; x_6 为缝侧墙 EF 计算截面距结点 E 的距离, m ; 其余符号意义同前。

按洞身横剖面结构布置, 各加腋尺寸为 $0.25m \times 0.25m$, 则底板 BD 左加腋起点截面距结点 D 的距离为 $x_{1左} = L_1 - \frac{d_3}{2} - 0.25 = 3.8 - \frac{0.3}{2} - 0.25 = 3.4$ (m), 底板 BD 右加腋起点截面距结点

D 的距离为 $x_{1右} = 0.25 + \frac{d_4}{2} = 0.25 + \frac{0.3}{2} = 0.40$ (m); 底板 DF 左加腋起点截面距结点 F 的距离为 $x_{2左} = L_1 - \frac{d_4}{2} - 0.25 = 3.80 - \frac{0.3}{2} - 0.25 = 3.4$ (m), 底板 DF 右加腋起点截面距结点 F 的距离为 $x_{2右} = \frac{d_5}{2} + 0.25 = \frac{0.3}{2} + 0.25 = 0.4$ (m); 顶板 AC 左加腋起点截面距结点 A 的距离为 $x_{3左} = \frac{d_3}{2} + 0.25 = \frac{0.3}{2} + 0.25 = 0.4$ (m), 顶板 AC 右加腋起点截面距结点 A 的距离为 $x_{3右} = L_1 - \frac{d_4}{2} - 0.25 = 3.8 - \frac{0.3}{2} - 0.25 = 3.4$ (m); 顶板 CE 左加腋起点截面距结点 C 的距离为 $x_{4左} = \frac{d_4}{2} + 0.25 = \frac{0.3}{2} + 0.25 = 0.40$ (m), 顶板 CE 右加腋起点截面距结点 C 的距离为 $x_{4右} = L_1 - \frac{d_5}{2} - 0.25 = 3.8 - \frac{0.3}{2} - 0.25 = 3.4$ (m); 边侧墙上加腋起点截面距结点 B 的距离为 $x_{5上} = L_2 - \frac{d_2}{2} - 0.25 = 3.375 - \frac{0.35}{2} - 0.25 = 2.95$ (m), 边侧墙下加腋起点截面距结点 B 的距离为 $x_{5下} = 0.25 + \frac{d_1}{2} = 0.25 + \frac{0.4}{2} = 0.45$ (m); 缝侧墙上加腋起点截面距结点 E 的距离为 $x_{6上} = \frac{d_2}{2} + 0.25 = \frac{0.35}{2} + 0.25 = 4.25$ (m), 缝侧墙下加腋起点截面距结点 E 的距离为 $x_{6下} = L_2 - 0.25 - \frac{d_1}{2} = 3.375 - 0.25 - \frac{0.4}{2} = 2.925$ (m)。则按式 (6-114) ~ 式 (6-119) 计算的各加腋起点截面的弯矩分别为:

$$M_{BD左} = M_{DB} + Q_{DB}x_{1左} - \frac{q'_1 x_{1左}^2}{2} + \frac{(q'_1 - q_1)x_{1左}^3}{6L_1}$$

$$\begin{aligned}
&= -137.05 + 179.06 \times 3.4 - \frac{86.59 \times 3.4^2}{2} \\
&\quad + \frac{(86.59 - 68.82) \times 3.4^3}{6 \times 3.8} \\
&= 1.90 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{BD\text{右}} &= M_{DB} + Q_{DB}x_{1\text{右}} - \frac{q'_1 x_{1\text{右}}^2}{2} + \frac{(q'_1 - q_1)x_{1\text{右}}^3}{6L_1} \\
&= -137.05 + 179.06 \times 0.4 - \frac{86.59 \times 0.4^2}{2} \\
&\quad + \frac{(86.59 - 68.82) \times 0.4^3}{6 \times 3.8} \\
&= -72.30 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{DF\text{左}} &= M_{FD} + Q_{FD}x_{2\text{左}} - \frac{q''_1 x_{2\text{左}}^2}{2} + \frac{(q''_1 - q'_1)x_{2\text{左}}^3}{6L_1} \\
&= -23.86 + 155.39 \times 3.4 - \frac{104.36 \times 3.4^2}{2} \\
&\quad + \frac{(104.36 - 86.59) \times 3.4^3}{6 \times 3.8} \\
&= -68.10 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{DF\text{右}} &= M_{FD} + Q_{FD}x_{2\text{右}} - \frac{q''_1 x_{2\text{右}}^2}{2} + \frac{(q''_1 - q'_1)x_{2\text{右}}^3}{6L_1} \\
&= -23.86 + 155.39 \times 0.4 - \frac{104.36 \times 0.4^2}{2} \\
&\quad + \frac{(104.36 - 86.59) \times 0.4^3}{6 \times 3.8} \\
&= 30.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{AC\text{左}} &= M_{AC} + Q_{AC}x_{3\text{左}} - \frac{q_2 x_{3\text{左}}^2}{2} \\
&= -48.78 + 128.40 \times 0.4 - \frac{77.62 \times 0.4^2}{2} \\
&= -3.63 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{AC\text{右}} &= M_{AC} + Q_{AC}x_{3\text{右}} - \frac{q_2 x_{3\text{右}}^2}{2} \\
&= -48.78 + 128.40 \times 3.4 - \frac{77.62 \times 3.4^2}{2}
\end{aligned}$$

$$= -60.86 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\begin{aligned} M_{CE左} &= M_{CE} + Q_{CE}x_{4左} - \frac{q_2 x_{4左}^2}{2} \\ &= -121.62 + 172.66 \times 0.40 - \frac{77.62 \times 0.40^2}{2} \\ &= -58.76 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{CE右} &= M_{CE} + Q_{CE}x_{4右} - \frac{q_2 x_{4右}^2}{2} \\ &= -121.62 + 172.66 \times 3.40 - \frac{77.62 \times 3.40^2}{2} \\ &= 16.78 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{AB下} &= M_{BA} + Q_{BA}x_{5下} - \frac{q_4 x_{5下}^2}{2} + \frac{(q_4 - q_3)x_{5下}^3}{6L_2} \\ &= -39.03 + 58.92 \times 0.45 - \frac{43.23 \times 0.45^2}{2} \\ &\quad + \frac{(43.23 - 23.43) \times 0.45^3}{6 \times 3.375} \\ &= -16.80 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{AB上} &= M_{BA} + Q_{BA}x_{5上} - \frac{q_4 x_{5上}^2}{2} + \frac{(q_4 - q_3)x_{5上}^3}{6L_2} \\ &= -39.03 + 58.92 \times 2.95 - \frac{43.23 \times 2.95^2}{2} \\ &\quad + \frac{(43.23 - 23.43) \times 2.95^3}{6 \times 3.375} \\ &= -28.22 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{EF下} &= M_{EF} + Q_{EF}x_{6下} - \frac{q'_4 x_{6下}^2}{2} + \frac{(q'_4 - q'_3)x_{6下}^3}{6L_2} \\ &= -25.92 + 0.61 \times 2.925 = -24.14 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{EF上} &= M_{EF} + Q_{EF}x_{6上} - \frac{q'_4 x_{6上}^2}{2} + \frac{(q'_4 - q'_3)x_{6上}^3}{6L_2} \\ &= -25.92 + 0.61 \times 0.425 = -25.66 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

式中： $M_{BD左}$ 为底板 BD 左加腋起点（截面 $1_{左}-1_{左}$ ）弯矩，

$\text{kN} \cdot \text{m}$; $M_{BD\text{右}}$ 为底板 BD 右加腋起点 (截面 $1_{\text{右}}-1_{\text{右}}$) 弯矩,
 $\text{kN} \cdot \text{m}$; $M_{DF\text{左}}$ 为底板 DF 左加腋起点 (截面 $2_{\text{左}}-2_{\text{左}}$) 弯矩,
 $\text{kN} \cdot \text{m}$; $M_{AC\text{左}}$ 为顶板 AC 左加腋起点 (截面 $3_{\text{左}}-3_{\text{左}}$) 弯矩,
 $\text{kN} \cdot \text{m}$; $M_{AC\text{右}}$ 为顶板 AC 右加腋起点 (截面 $3_{\text{右}}-3_{\text{右}}$) 弯矩,
 $\text{kN} \cdot \text{m}$; $M_{CE\text{左}}$ 为顶板 CE 左加腋起点 (截面 $4_{\text{左}}-4_{\text{左}}$) 弯矩,
 $\text{kN} \cdot \text{m}$; $M_{AB\text{上}}$ 为边侧墙上加腋起点 (截面 $5_{\text{上}}-5_{\text{上}}$) 弯矩,
 $\text{kN} \cdot \text{m}$; $M_{AB\text{下}}$ 为边侧墙下加腋起点 (截面 $5_{\text{下}}-5_{\text{下}}$) 弯矩,
 $\text{kN} \cdot \text{m}$; $M_{EF\text{上}}$ 为缝侧墙上加腋起点 (截面 $6_{\text{上}}-6_{\text{上}}$) 弯矩,
 $\text{kN} \cdot \text{m}$; $M_{EF\text{下}}$ 为缝侧墙下加腋起点 (截面 $6_{\text{下}}-6_{\text{下}}$) 弯矩, $\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

底板 BD 、底板 DF 、顶板 AC 、顶板 CE 、边侧墙 AB 跨间最大弯矩截面位置 x_{01} 、 x_{02} 、 x_{03} 、 x_{04} 、 x_{05} 及缝侧墙 EF 跨中最大弯矩截面位置 x_{06} 计算如下:

$$\begin{aligned}
 x_{01} &= \frac{q'_1 - \sqrt{q'^2_1 - \frac{2Q_{DB}(q'_1 - q_1)}{L_1}}}{\frac{(q'_1 - q_1)}{L_1}} \\
 &= \frac{86.59 - \sqrt{86.59^2 - \frac{2 \times 179.06 \times (86.59 - 68.82)}{3.8}}}{\frac{(86.59 - 68.82)}{3.8}} \\
 &= 2.198 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x_{02} &= \frac{q''_1 - \sqrt{q''^2_1 - \frac{2Q_{FD}(q''_1 - q'_1)}{L_1}}}{\frac{(q''_1 - q'_1)}{L_1}} \\
 &= \frac{104.36 - \sqrt{104.36^2 - \frac{2 \times 155.39 \times (104.36 - 86.59)}{3.8}}}{\frac{(104.36 - 86.59)}{3.8}} \\
 &= 1.542 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

$$x_{03} = \frac{Q_{AC}}{q_2} = \frac{128.40}{77.62} = 1.654 \text{ (m)}$$

$$x_{o4} = \frac{Q_{CE}}{q_2} = \frac{172.66}{77.62} = 2.224 \text{ (m)}$$

$$x_{o5} = \frac{q_4 - \sqrt{q_4^2 - \frac{2Q_{BA}(q_4 - q_3)}{L_2}}}{\frac{(q_4 - q_3)}{L_2}}$$

$$= \frac{43.23 - \sqrt{43.23^2 - \frac{2 \times 58.92 \times (43.23 - 23.43)}{3.375}}}{\frac{(43.23 - 23.43)}{3.375}}$$

$$= 1.52 \text{ (m)}$$

$$x_{o6} = \frac{L_2}{2} = \frac{3.375}{2} = 1.69 \text{ (m)}$$

式中： x_{o1} 为底板BD跨间最大弯矩截面距结点D的距离，m； x_{o2} 为底板DF跨间最大弯矩截面距结点F的距离，m； x_{o3} 为顶板AC跨间最大弯矩截面距结点A的距离，m； x_{o4} 为顶板CE跨间最大弯矩截面距结点C的距离（即跨中），m； x_{o5} 为边侧墙跨间最大弯矩截面距结点B的距离，m； x_{o6} 为缝侧墙跨中截面距结点B的距离，m。

按式(6-114)~式(6-119)计算底板、顶板及边侧墙跨间最大弯矩为：

$$M_{o1} = M_{DB} + Q_{DB}x_{o1} - \frac{q'_1 x_{o1}^2}{2} + \frac{(q'_1 - q_1)x_{o1}^3}{6L_1}$$

$$= -137.05 + 179.06 \times 2.199 - \frac{86.59 \times 2.199^2}{2}$$

$$+ \frac{(86.59 - 68.82) \times 2.199^3}{6 \times 3.8}$$

$$= 55.63 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{o2} = M_{FD} + Q_{FD}x_{o2} - \frac{q''_1 x_{o2}^2}{2} + \frac{(q''_1 - q'_1)x_{o2}^3}{6L_1}$$

$$= -23.86 + 155.39 \times 1.542 - \frac{104.36 \times 1.542^2}{2}$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{(104.36 - 86.59) \times 1.542^3}{6 \times 3.8} \\
& = 94.54 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\
M_{o3} & = M_{AC} + Q_{AC}x_{o3} - \frac{q_2 x_{o3}^2}{2} \\
& = -48.78 + 128.40 \times 1.654 - \frac{77.62 \times 1.654^2}{2} \\
& = 57.42 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\
M_{o4} & = M_{CE} + Q_{CE}x_{o4} - \frac{q_2 x_{o4}^2}{2} \\
& = -121.62 + 172.66 \times 2.225 - \frac{77.62 \times 2.225^2}{2} \\
& = 70.41 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\
M_{o5} & = M_{BA} + Q_{BA}x_{o5} - \frac{q_1 x_{o5}^2}{2} + \frac{(q_4 - q_3)x_{o5}^3}{6L_2} \\
& = -39.03 + 58.92 \times 1.519 - \frac{43.23 \times 1.519^2}{2} \\
& \quad + \frac{(43.23 - 23.43) \times 1.519^3}{6 \times 3.375} \\
& = 4.02 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\
M_{o6} & = M_{EF} + Q_{EF}x_{o6} - \frac{q'_4 x_{o6}^2}{2} + \frac{(q'_4 - q'_3)x_{o6}^3}{6L_2} \\
& = -25.92 + 0.61 \times 1.69 = -24.89 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
\end{aligned}$$

式中： M_{o1} 、 M_{o2} 、 M_{o3} 、 M_{o4} 、 M_{o5} 为底板BD、底板DF、顶板AC、顶板CE及边侧墙AB跨间最大弯矩； M_{o6} 为缝侧墙EF跨中弯矩。

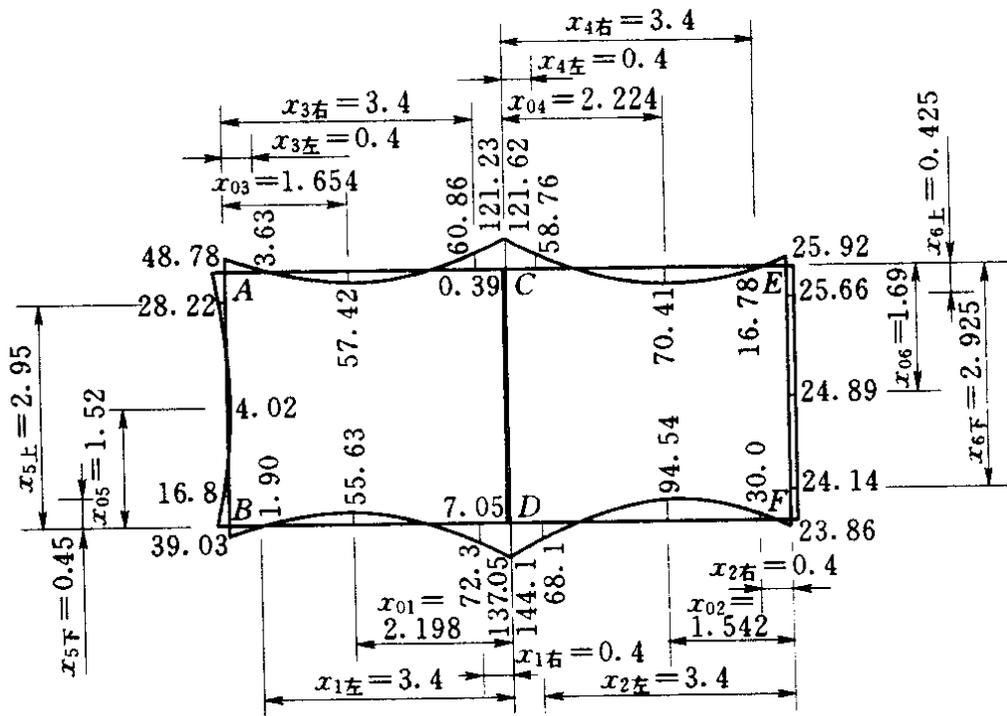
9. 轴向力计算

根据力的平衡原理，顶板轴向力等于侧墙上端剪力；底板轴向力等于侧墙下端剪力；侧墙轴向力等于顶板及底板板端剪力。

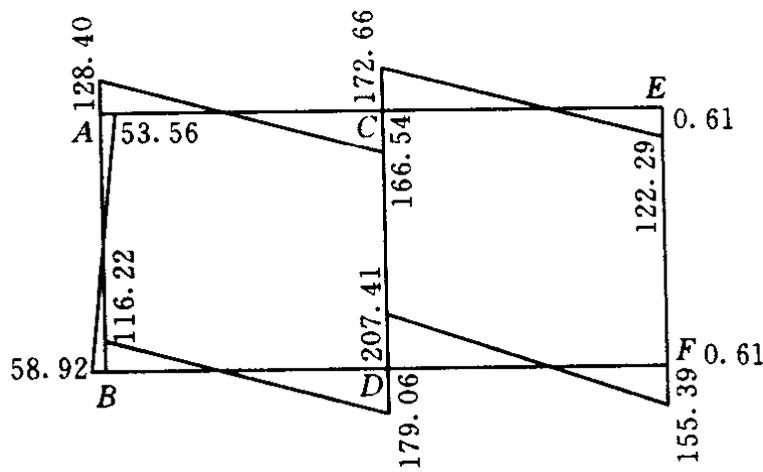
10. 内力计算成果

根据内力计算成果绘制内力图，如图6-26所示。

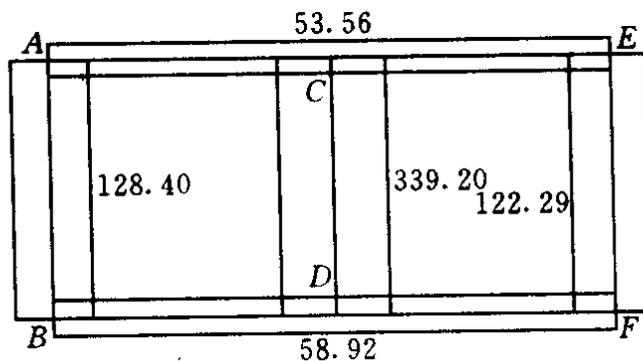
各控制截面内力计算成果见表6-21。



(a)



(b)



(c)

图 6-26 内力图

(a) M图 (尺寸单位: m; 弯矩单位: kN·m);

(b) Q图 (单位: kN); (c) N图 (单位: kN)

表 6-21

各部位控制截面内力计算成果表

部 位		顶板 AC	顶板 CE	底板 BD	底板 DF	边侧墙 AB	缝侧墙 EF
项 目							
弯矩 (kN·m)	跨间	57.42	70.41	55.63	94.54	4.02	-24.89
	加腋 起点	-3.63(左)	-58.76(左)	1.9(左)	-68.10(左)	-28.22(上)	-25.66(上)
		-60.86(右)	16.78(右)	-72.30(右)	30.00(右)	-16.80(下)	-24.14(下)
剪力 (kN)		128.40(左)	172.66(左)	-116.22(左)	-207.41(左)	-53.56(上)	0.61(上)
		-166.54(右)	-122.29(右)	179.06(右)	155.39(右)	58.92(下)	0.61(下)
轴向力 (kN)		53.56	53.56	58.92	58.92	128.40(上)	122.29(上)
						116.22(下)	155.39(下)

注 表中弯矩符号以使洞壁内侧受拉为正，外侧受拉为负；轴力以压力为正，拉力为负。

11. 计算成果分析

本例洞身结构尺寸及其他各项基本设计资料均与例 6-2 对称荷载作用的双孔箱涵相同，但由于荷载不对称，仅边侧墙一侧承受水平土压力，缝侧墙一侧无荷载作用。计算结果表明，顶板及底板的跨间最大弯矩及加腋起点截面的弯矩均较对称荷载作用时大，其中，靠缝侧墙一侧的底板跨间最大弯矩增大的比例最大，约为 35%，加腋起点截面的弯矩增大 10% 左右。两者跨间最大弯矩及最大加腋起点截面弯矩对比列于表 6-22。在例 6-2 对称荷载情况下，底板能满足抗裂要求，本例由于底板跨间最大弯矩增大约 35%，顶板跨间最大弯矩增大约 17%，为满足限裂及抗裂要求，厚度均需适当加大。

表 6-22 对称荷载及不对称荷载作用时的弯矩对比表

单位：kN·m

项 目	顶板弯矩		底板弯矩	
	跨间最大	加腋起点	跨间最大	加腋起点
对称荷载情况	60.20	-56.2	70.02	-65.54
不对称荷载情况	70.40	-60.79	94.39	-72.32

表 6-23

双孔不对称荷载箱涵内力计算电子表格

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	
1	双孔不对称荷载箱涵设计基本资料表															
2	底板 q_1	顶板 q_2	左墙上 q_3	左墙上 q_4	右墙上 q_3'	右墙上 q_4'	底板 q_1'	底板 q_1'								
3	58.82	77.52	23.43	43.23	0	0	85.59	104.36								
4	板跨长 L_1	板跨长 L_2	底板厚 d_1	顶板厚 d_2	边墙厚 d_3	网墙厚 d_4	壁墙厚 d_5	加腋尺寸								
5	3.8	3.375	0.4	0.35	0.3	0.3	0.3	0.25								
6	注: 下表计算数据随基本数据改变而改变; 荷载指向涵内为正。尺寸单位为 m; 荷载单位为 kN/m。符号意义详见《涵洞》第六章。															
7	双孔不对称荷载箱涵迭代法弯矩分配计算表															
8	结点	A			C			F			D			B		
9	杆端	AB	AC	CA	CD	CE	EC	EF	FE	FD	DF	DC	DB	BD	BA	
10	惯性矩 I	0.00225	0.00357	0.00357	0.00225	0.00357	0.00357	0.00225	0.00225	0.00533	0.00533	0.00225	0.00533	0.00533	0.00225	
11	刚度 K	0.00067	0.00094	0.00094	0.00067	0.00094	0.00094	0.00067	0.00067	0.0014	0.0014	0.00067	0.0014	0.0014	0.00067	
12	分配系数 μ	-0.2074	-0.2926	-0.1846	-0.1309	-0.1846	-0.2326	-0.20744	-0.161	-0.339	-0.202	-0.096	-0.202	-0.339	-0.161	
13	固端弯矩 $M_{\text{固}}$	29.758	-93.403	93.4027	0	-93.403	93.4027	0	-117.03	112.75	0	-95.643	91.3667	-33.517		
14		13.2023	18.62	0	0	-27.326	-19.3753	18.8433	39.67	-3.4559	-1.6415	-3.4559	-19.61	-9.3148		
15	转	15.1346	21.3452	1.40686	0.99751	1.40686	-33.251	-23.5759	23.1958	48.8333	-9.5611	-4.5415	-9.5611	-21.499		
16	角	15.0289	21.1962	3.06306	2.17182	3.06306	-35.008	-24.8223	24.3796	51.3254	-9.9201	-4.712	-9.9201	-21.342		
17	弯	14.6698	20.6897	3.51246	2.49047	3.51246	-35.486	-25.1611	24.4919	51.562	-10.064	-4.7804	-10.064	-21.171		
18	矩	14.5598	20.5346	3.64191	2.58225	3.64191	-35.557	-25.2113	24.5232	51.6278	-10.13	-4.8119	-10.13	-21.112		
19	计	14.527	20.4884	3.6693	2.60167	3.6693	-35.574	-25.2234	24.5358	51.6544	-10.152	-4.8221	-10.152	-21.093		
20	算	14.5195	20.4778	3.67629	2.60653	3.67629	-35.58	-25.2275	24.5399	51.663	-10.158	-4.8251	-10.158	-21.089		
21		14.5176	20.4751	3.67842	2.60814	3.67842	-35.582	-25.2288	24.5412	51.6656	-10.16	-4.826	-10.16	-21.087		
22	最终弯矩 $M_{\text{终}}$	48.7768	-48.774	121.235	0.39029	-121.63	25.9177	-25.9164	23.8535	-23.855	144.096	-7.0438	-137.05	39.0322	-39.032	
23	注: 本表计算数据随基本资料表中数据改变而改变。															
24	剪力、跨间及加腋起点截面弯矩表															
25	Q_{AB}	Q_{AC}	Q_{CA}	Q_{CD}	Q_{CE}	Q_{EC}	Q_{EF}	Q_{FE}	Q_{FD}	Q_{DF}	Q_{DC}	Q_{DB}	Q_{BD}	Q_{BA}		
26	-53.563	128.409	-166.55		172.665	-122.29	0.611231	0.611231	155.387	-207.42		179.061	-116.22	58.9258		
27	M_{AC} 左	M_{AC} 右	M_{CE} 左	M_{CE} 右	M_{DE} 左	M_{DE} 右	M_{DF} 左	M_{DF} 右	M_{AB} 上	M_{AB} 下	M_{EP} 上	M_{EP} 下				
28	-3.6199	-60.826	-58.771	16.7892	1.89954	-72.303	-68.1057	30.0008	-28.204	-16.804	-25.657	-24.129				
29	X_{O1}	X_{O1}	X_{O2}	X_{O2}	X_{O3}	X_{O3}	X_{O4}	X_{O4}	X_{O5}	X_{O5}	X_{O6}	X_{O6}				
30	2.19842	55.6348	1.54225	94.5381	1.65433	57.442	2.224489	70.4179	1.51981	4.02954	1.6875	-24.885				
31	注: 本表计算数据随基本资料表中数据改变而改变; 表中符号意义及单位见《涵洞》第六章。															



12. 利用电子表格 Excel 进行双孔不对称箱涵内力计算

为了简化计算,减少计算工作量,对于双孔一联的不对称荷载箱涵,笔者同样将包括迭代法计算结点弯矩以及杆端剪力、加腋起点截面弯矩、跨间最大弯矩等在内的全部内力计算过程制成 Excel 电子表格,如表 6-23 所示。“双孔不对称荷载箱涵设计基本资料表”中的数据为本例的基本设计资料,“双孔不对称荷载箱涵迭代法弯矩分配表”及“剪力、跨间弯矩及加腋起点截面弯矩表”中的各种数据(计算成果)也均与前述计算相同,后两个表的各种数据(计算成果)将随基本资料表中的数据改变而改变。表 6-23 中第 14~21 行为各杆件近端转角弯矩逐次反复循环计算的成果;第 22 行为各杆端的最终弯矩计算成果;第 26 行为各杆端剪力计算成果;第 28 行为各杆件加腋起点截面弯矩计算成果;第 30 行为跨间最大弯矩截面位置及最大弯矩计算成果。再次计算时,只需将“双孔不对称荷载箱涵设计基本资料表”中 16 个数据改为新的基本设计资料后,可立即得到新的全部内力计算成果,使计算成为极其简单的过程。“双孔不对称荷载箱涵设计基本资料表”中的符号意义见图 6-22 及图 6-24,各种内力符号意义均与例 6-4 相同。

第七节 地基承载力验算

按 JTJ 024—85《公路桥涵地基与基础设计规范》的规定,一般地质情况地基上,跨径不大的桥梁可不进行地基沉降计算。涵洞的跨径均较小,因此也可不进行沉降计算,只需验算地基承载力即可。

一、地基容许承载力计算公式

涵洞地基的容许承载力按下式计算。

$$[\sigma] = [\sigma_0] + k_1 \gamma_1 (b - 2) + k_2 \gamma_2 (h - 3) \quad (6-120)$$

式中: $[\sigma]$ 为地基修正后容许承载力, kPa; b 为基础底面的最小边宽, m, 当 $b < 2\text{m}$ 时, 取 $b = 2\text{m}$, 当 $b > 10\text{m}$ 时, 取 $b =$

10m; h 为基础底面的埋置深度, m, 当 $h < 3m$ 时, 取 $h = 3m$, 当 $h > 4b$ 时, 取 $h = 4b$; γ_1 为基底下持力层土的天然重度, kN/m^3 , 如持力层在地下水水面以下且为透水者, 按浮重计算; γ_2 为基底以上土的重度或不同土层的换算重度, kN/m^3 , 如持力层在地下水水面以下, 且为不透水者, 不论基底以上土的透水性质如何, 应一律采用饱和重度; 如持力层为透水者, 应一律采用浮重; $[\sigma_0]$ 为地基土的容许承载力, kPa , 其值根据地质勘探试验资料确定, 如无勘探试验资料时, 可由表 6-24~表 6-31 查取, 表中细粒土的液限 w_L 、液限指数 I_L 等系指采用 76g 平衡锥测定的数值; k_1, k_2 为地基土容许承载力随基础宽度、深度的修正系数, 由表 6-38 查取。

表 6-24 老黏性土的容许承载力 $[\sigma_0]$ 值表

E_s (MPa)	10	15	20	25	30	35	40
$[\sigma_0]$ (kPa)	380	430	470	510	550	580	620

注 1. 老黏性土是指第四纪晚更新世 (Q_3) 及以前沉积的黏性土。一般具有较高的强度和较低的压缩性。

$$2. E_s = \frac{1+e_1}{a_{1-2}}$$

式中: E_s 为压缩模量, MPa, 当老黏性土 $E_s < 10MPa$ 时, 容许承载力 $[\sigma_0]$ 按一般黏性土确定; e_1 为压力 0.1MPa 时土样的孔隙比; a_{1-2} 为对应于 0.1~0.2MPa 压力段的压缩系数, $1/MPa$ 。

表 6-25 一般黏性土的容许承载力 $[\sigma_0]$ 值表

$I_L \backslash e$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
0.5	450	440	430	420	400	380	350	310	270	240	220	—	—
0.6	420	410	400	380	360	340	310	280	250	220	200	180	—
0.7	400	370	350	330	310	290	270	240	220	190	170	160	150
0.8	380	330	300	280	260	240	230	210	180	160	150	140	130

注 表 6-24~表 6-38 均摘自 JTJ 024—85 《公路桥涵地基与基础设计规范》。

续表

$I_L \backslash e$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
0.9	320	280	260	240	220	210	190	180	160	140	130	120	100
1.0	250	230	220	210	190	170	160	150	140	120	110	—	—
1.1	—	—	160	150	140	130	120	110	100	90	—	—	—

注 1. e 为孔隙比; I_L 为液性指数。

2. 一般黏性土是指第四纪全新世 (Q_4) (文化期以前) 沉积的粘性土, 一般为正常沉积的黏性土。

3. 土中含有粒径大于 2mm 的颗粒重量超过全部重量 30% 以上的, $[\sigma_0]$ 可酌量提高。

4. 当 $e < 0.5$ 时, 取 $e = 0.5$; $I_L < 0$ 时, 取 $I_L = 0$ 。此外, 超过表列范围的一般黏性土, $[\sigma_0]$ 可按下式计算:

$$[\sigma_0] = 57.22E_s^{0.57}$$

表 6-26 新近沉积黏性土的容许承载力 $[\sigma_0]$ 值表 单位: kPa

$I_L \backslash e$	≤ 0.25	0.75	1.25
≤ 0.8	140	120	100
0.9	130	110	90
1.0	120	100	80
1.1	110	90	—

表 6-27 砂土的容许承载力 $[\sigma_0]$ 值表 单位: kPa

土名	湿度	密实度		
		密实	中密	松散
砾砂、粗砂	与湿度无关	550	400	200
中砂	与湿度无关	450	350	150
细砂	水上	350	250	100
	水下	300	200	—
粉砂	水上	300	200	—
	水下	200	100	—

注 1. 砂土的分类见表 6-32。

2. 砂土的密实度按相对密度 D_r 确定, 见表 6-33。

3. 砂土的湿度按表 6-34 划分。

表 6-28

碎石土的容许承载力 $[\sigma_0]$ 值表

单位: kPa

土名 \ 密实程度	密 实	中 密	松 散
卵 石	1000~1200	600~1000	300~500
碎 石	800~1000	500~800	200~400
圆 砾	600~800	400~600	200~300
角 砾	500~700	300~500	200~300

注 1. 由硬质岩组成, 填充砂土者取高值; 由软质岩组成, 填充黏性土者取低值。

2. 半胶结的碎石土, 可按密实的同类土的 $[\sigma_0]$ 值提高 10%~30% 取用。

3. 松散的碎石土在天然河床中很少遇见, 需特别注意鉴别。

4. 漂石、块石的 $[\sigma_0]$ 值可参照卵石、碎石适当提高。

5. 碎石土的分类见表 6-35、密实度的划分见表 6-36。

表 6-29

新近堆积黄土的容许承载力 $[\sigma_0]$ 值表

w/w_L	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	1.0	1.2
$[\sigma_0]$ (kPa)	130	120	110	100	90	80	70

注 w 为天然含水量; w_L 为液限; 黄土的分类见表 6-37。

表 6-30

一般新黄土的容许承载力 $[\sigma_0]$ 值表

单位: kPa

w \ w_L/e	≤ 10	13	16	19	22	25	28	31	34
22	190	180	170	150	130	110	90	70	50
25	200	190	180	160	140	120	100	80	60
28	210	200	190	170	150	130	110	90	70
31	230	210	200	180	160	140	120	100	80
34	250	230	210	190	170	150	130	110	100
37		250	230	210	190	170	150	130	110
40			250	230	210	190	170	150	130
43				250	230	210	190	170	150

注 w 为天然含水量; w_L 为液限; e 为天然孔隙比; 黄土的分类见表 6-37。

表 6-31

老黄土的容许承载力 $[\sigma_0]$ 值表

单位: kPa

w/w_L \ e	<0.7	$0.7\sim 0.8$	$0.8\sim 0.9$	>0.9
<0.6	700	600	500	400
$0.6\sim 0.8$	500	400	300	250
>0.8	400	300	250	200

注 1. w 为天然含水量; w_L 为液限; e 为天然孔隙比; 黄土的分类见表 6-37。
2. 山东老黄土性质较差, 容许承载力 $[\sigma_0]$ 应降低 100~200kPa。

表 6-32

砂土的分类表

土的名称	颗粒级配
砾砂	粒径大于 2mm 的颗粒占全重的 25%~50%
粗砂	粒径大于 0.5mm 的颗粒超过全重的 50%
中砂	粒径大于 0.25mm 的颗粒超过全重的 50%
细砂	粒径大于 0.1mm 的颗粒超过全重的 75%
粉砂	粒径大于 0.1mm 的颗粒不超过全重的 75%

表 6-33

砂土密实度表

分 级	相对密度 D_r	实测平均锤击数 $N_{63.5}$
密 实	$D_r \geq 0.67$	30~50
中 密	$0.67 > D_r \geq 0.33$	10~29
松 散	稍 松 $0.33 > D_r \geq 0.20$	5~9
	极 松 $D_r < 0.20$	< 5

注 相对密实度 D_r 按下式计算:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

式中: e_{\max} 为最大孔隙比; e_{\min} 为最小孔隙比; e 为天然孔隙比。

表 6-34

碎石和砂土潮湿度表

分 级	饱 和 度 S_r
稍 湿	$S_r \leq 0.5$
潮湿 (很湿)	$0.5 < S_r \leq 0.8$
饱 和	$S_r > 0.8$

注 土中孔隙被水填充的那部分体积称为土的饱和度 S_r , 按下式计算:

$$S_r = \frac{w}{e} \gamma_s$$

式中: γ_s 为土的比重; w 为土的天然含水量; e 为土的天然孔隙比。

表 6-35

碎石土的分类表

土的名称	颗粒形状	颗粒级配
漂石	圆形及亚圆形为主	粒径大于 200mm 的颗粒超过全重的 50%
块石	棱角形为主	
卵石	圆形及亚圆形为主	粒径大于 20mm 的颗粒超过全重的 50%
碎石	棱角形为主	
圆砾	圆形及亚圆形为主	粒径大于 2mm 的颗粒超过全重的 50%
角砾	棱角形为主	

表 6-36

碎石土密实程度划分表

密实程度	骨架和充填物	天然坡和开挖情况	钻探情况
松散	多数骨架颗粒不接触而被充填物包裹, 充填物松散	不能形成陡坎, 天然坡接近于粗颗粒的安息角。锹可以挖掘, 坑壁易坍塌, 从坑壁取出大颗粒后, 砂土即塌落	钻进较容易, 冲击钻探时, 钻杆稍有跳动, 孔壁易坍塌
中密	骨架颗粒疏密不匀, 部分不连续。孔隙填满, 充填物中密	天然陡坡不太稳定, 或陡坡下堆积物较多, 但大于粗颗粒的安息角。镐可以挖掘, 坑壁有掉块现象, 从坑壁取出大颗粒处砂土不易保持凹面形状	钻进较难, 冲击钻探时, 钻杆、吊锤跳动不剧烈, 孔壁有坍塌现象
密实	骨架颗粒交错紧贴, 孔隙填满, 充填物密实	天然陡坡较稳定, 坎下堆积物较少。镐挖掘困难, 用撬棍方能松动; 坑壁稳定, 从坑壁取出大颗粒后, 能保持凹面形状	钻进较难, 冲击钻探时, 钻杆、吊锤跳动不剧烈, 孔壁较稳定

表 6-37

黄土的分类表

时 代		地 层 名 称			特 征
全新世 Q_4	近期	—	新黄土	新近堆积黄土	人类文化期内沉积物，多为坡、洪积层，不均匀，常含有砂砾、石块和杂物，一般有湿陷性，常具有高压缩性
	早期	—		一般新黄土	大孔隙发育，壁立性好，部分含有砂砾石，有湿陷性
晚更新世 Q_3		马兰黄土		—	—
中更新世 Q_2		离石黄土		—	经成岩作用，较密实，壁立性强，具有一定大孔隙，常夹有砂砾石层和古土层，一般无湿陷性
早更新世 Q_1		午城黄土		—	

表 6-38

地基土容许承载力宽度、深度修正系数表

土的类别	黏 性 土					黄 土			
	老黏性土	一般黏性土		新近沉积黏性土	残积黏性土	新近堆积黄土	一般新黄土	老黄土	
		$I_L \geq 0.5$	$I_L < 0.5$						
系数									
k_1	0	0	0	0	0	0	0	0	
k_2	2.5	1.5	2.5	1.0	1.5	1.0	1.5	1.5	

土的类别	砂 土						碎石土					
	粉 砂		细 砂		中 砂		砾砂粗砂		碎石圆砾角砾		卵 石	
	中密	密实	中密	密实	中密	密实	中密	密实	中密	密实	中密	密实
系数												
k_1	1.0	1.2	1.5	2.0	2.0	3.0	3.0	4.0	3.0	4.0	3.0	4.0
k_2	2.0	2.5	3.0	4.0	4.0	5.5	5.0	6.0	5.0	6.0	6.0	10.0

注 1. 对于稍松状态的砂土和松散状态的碎石土， k_1 、 k_2 值可用表列中密值的 50%。

2. 节理不发育或较发育的岩石不作宽、深修正，节理发育或很发育的岩石， k_1 、 k_2 值可参照碎石的系数。但对已风化成砂、土状者，则参照砂土、黏性土的系数。

3. 冻土的 $k_1=0$ 、 $k_2=0$ 。

二、算例

【例 6-5】 某箱涵基本资料同例 6-3，地基为密实砂类土（粉砂），地下水位平基底面，验算其地基承载力。

解 此箱涵的洞身总宽为 $B_1=8.8\text{m}$ ，洞身每节长度为 $L=12\text{m}$ ，基础底面的最小边宽为洞身总宽，其值小于 10m ，因此采用的基础底面最小边宽计算值为 $b=B_1=8.8\text{m}$ 。

此箱涵基础底面的埋置深度 h 为洞顶填土高度与洞身总高度之和， $h=6.5+3.75=10.25\text{ (m)}$ ，其值小于 $4b=4\times 8.8=35.2\text{ (m)}$ ，因此采用的基础底面埋置深度的计算值为 $h=10.25\text{m}$ 。

由表 6-27 查得密实砂类土的地基容许承载力为 $[\sigma_0]=200\text{kPa}$ （按粉砂、水下项查取）。

由表 6-38 查得密实砂类土（粉砂）的地基土容许承载力随基础宽度、深度的修正系数分别为 $k_1=1.2$ 及 $k_2=2.5$ 。

因地下水位与基础底面相平，持力层在地下水以下，且砂性土为透水地基，因此基底以下持力层土的天然重度 γ_1 及基底以上土的重度 γ_2 均按浮重度，近似采用 $\gamma_1=\gamma_2=10\text{kN/m}^3$ 。

按式 (6-119) 计算地基修正后的容许承载力 $[\sigma]$ 为：

$$\begin{aligned}[\sigma] &= [\sigma_0] + k_1 \gamma_1 (b - 2) + k_2 \gamma_2 (h - 3) \\ &= 200 + 1.2 \times 10 \times (8.8 - 2) + 2.5 \times 10 \times (10.25 - 3) \\ &= 462.85 \text{ (kPa)}\end{aligned}$$

按例 6-3 荷载计算成果，不包括底板自重力在内的基底应力为 188.56kPa ，底板厚度为 $d_1=0.4\text{m}$ ，则包括底板自重力在内的基底应力之和为：

$$\begin{aligned}\sigma &= 188.56 + \gamma_G \gamma_c d_1 \\ &= 188.56 + 1.05 \times 25 \times 0.4 = 199.06 \text{ (kPa)}\end{aligned}$$

式中： γ_G 为自重力作用的分项系数， $\gamma_G=1.05$ ； γ_c 为混凝土重度， $\gamma_c=25\text{kN/m}^3$ 。

因基底应力计算值 $\sigma=199.06\text{kPa} < [\sigma]=462.85\text{kPa}$ ，地基承载力满足要求。

第七章 盖板涵洞的结构计算

盖板涵洞因其结构为顶部盖板与侧墙分离的型式，盖板跨中弯矩要比同跨径箱涵的弯矩大得多，同时因盖板多为预制安装，结构不宜过厚，因此盖板涵洞多用于洞顶填土不太厚的小跨径涵洞。同样也由于盖板为与侧墙分离的预制板，有时底部也采用底板与侧墙分离的结构布置型式，洞身接缝很多，防渗条件差，因此盖板涵洞仅适用于无压涵洞。本章将结合盖板涵洞的布置特点，以算例介绍其结构计算方法。

第一节 单孔盖板涵洞的结构计算

单孔盖板涵洞的盖板一般为支承于侧墙顶的预制钢筋混凝土结构。侧墙与底板的结构布置型式和材料，根据孔径规模、地基条件及材料来源等分为：侧墙与底板为整体式钢筋混凝土结构、侧墙与底板为整体式素混凝土结构、侧墙与底板为分离式素混凝土结构、侧墙与底板为整体式浆砌石结构、侧墙与底板为分离式浆砌石结构等。以下按部位介绍不同布置型式的结构计算。

一、侧墙与底板为整体式钢筋混凝土结构的单孔盖板涵洞计算

1. 盖板内力计算

支承于侧墙顶部的盖板为简支梁结构，其跨中最大弯矩按式(7-1)、式(7-2)计算(图7-1)。

$$M_{\max} = \frac{1}{8} q_2 l_2^2 \quad (7-1)$$

$$l_2 = l_0 + d_2 \quad (7-2)$$

式中： M_{\max} 为盖板跨中最大弯矩， $\text{kN}\cdot\text{m}$ ； q_2 为作用于盖板的均布荷载，按第五章介绍的方法计算， kN/m ； l_2 为盖板计算跨径， m ； l_0 为净跨径（即洞宽 B ）， m ； d_2 为盖板厚度， m 。

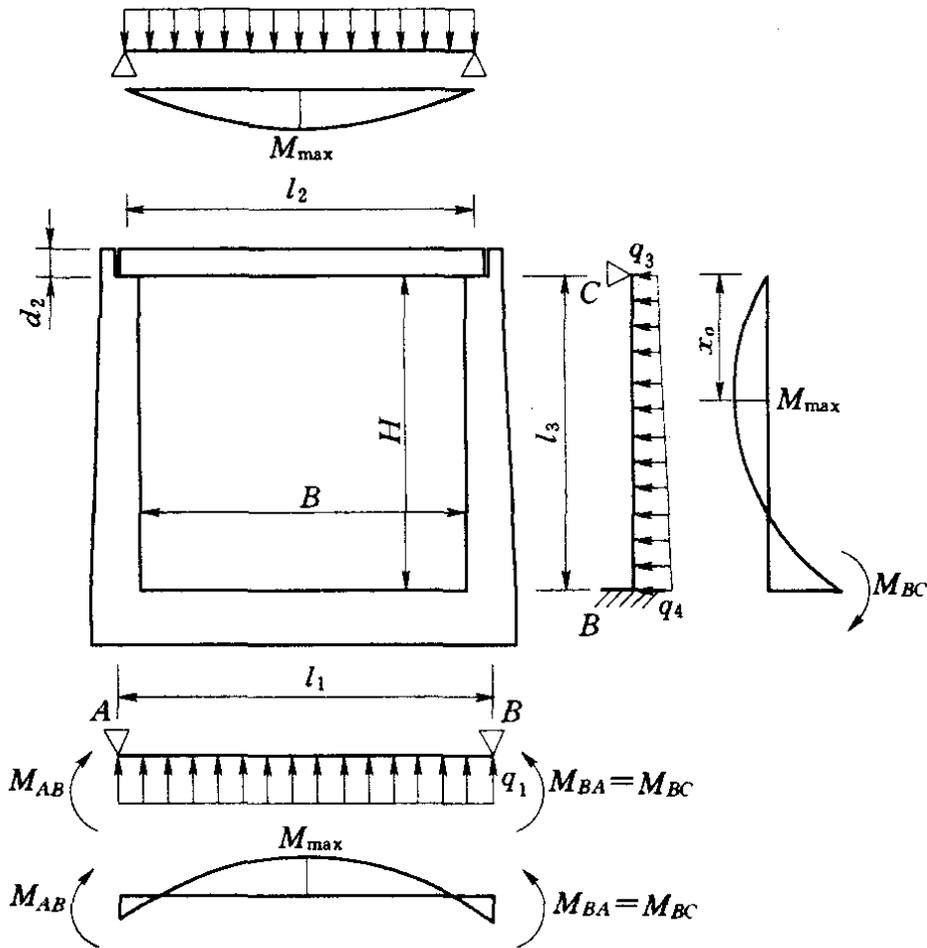


图 7-1 单孔盖板涵洞计算简图

2. 侧墙内力计算

侧墙一般按顶端简支底端固定的杆件计算。各控制截面弯矩按式 (7-3) ~ 式 (7-6) 计算 (图 7-1)。

$$M_{BC} = -\frac{(7q_3 + 8q_4)l_3^2}{120} \quad (7-3)$$

$$M_{\max} = R_c x_0 - \frac{q_3 x_0^2}{2} - \frac{(q_4 - q_3)x_0^3}{6l_3} \quad (7-4)$$

$$R_c = \frac{(11q_3 + 4q_4)l_3}{40} \quad (7-5)$$

$$x_0 = \frac{\left[\sqrt{\frac{9(q_3/q_4)^2 + 7(q_3/q_4) + 4}{20}} - (q_3/q_4) \right] l_3}{1 - (q_3/q_4)} \quad (7-6)$$

式中： M_{BC} 为侧墙底部弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； M_{\max} 为侧墙跨间最大弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； R_C 侧墙顶部支承反力， kN ； l_3 为侧墙计算跨径，其值采用侧墙净高 H ， m ； q_3 为侧墙顶部（相应于盖板底面处）分布荷载， kN/m ； q_4 为侧墙底部（相应于底板顶面处）分布荷载， kN/m ； q_3 及 q_4 按第五章介绍的方法计算； x_0 为最大弯矩截面距侧墙顶端的距离， m 。

荷载符号以指向涵内为正；弯矩符号以使侧墙内侧受拉为正。

3. 底板内力计算

底板一般按两端作用有端弯矩的简支倒置梁计算（见图7-1），其端弯矩等于侧墙的底部弯矩，即：

$$M_{BA} = M_{BC} \quad (7-7)$$

跨中最大弯矩按式（7-8）、式（7-9）计算：

$$M_{\max} = \frac{1}{8} q_1 l_1^2 + M_{BA} \quad (7-8)$$

$$l_1 = l_0 + b \quad (7-9)$$

式中： M_{BA} 为底板端弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； M_{\max} 为底板跨中最大弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； q_1 为作用于底板的均布荷载，按第五章介绍的方法计算， kN/m ； l_1 为底板计算跨径， m ； b 为侧墙底部厚度（侧墙等厚时，其值即为 d_3 ）， m ；其余符号意义同前。

荷载符号以指向涵内为正；弯矩符号以使底板内侧受拉为正。

4. 钢筋混凝土结构计算

盖板、侧墙及底板的内力除弯矩外，还有轴向力。由于盖板涵洞的规模较小，弯矩值也相对较小，为简化计算，钢筋混凝土及混凝土结构计算时，可不考虑轴向力影响。盖板、侧墙及底板均近似按受弯构件计算，计算成果偏于安全。

钢筋混凝土结构按 SL/T 191—96 分别进行正截面承载能力极限状态计算和正常使用极限状态验算。有关要求及规定见箱涵钢筋混凝土结构计算部分。

(1) 正截面受弯承载能力极限状态计算。正截面受弯承载能力极限状态按下列公式计算：

$$M \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \right] \quad (7-10)$$

$$f_c b x = f_y A_s - f'_y A'_s \quad (7-11)$$

$$x \leq \xi_b h_0 \quad (7-12)$$

$$x \geq 2a'_s \quad (7-13)$$

式中：\$M\$ 为弯矩设计值，\$kN \cdot m\$；\$f_c\$ 为混凝土轴心抗压强度设计值，由表 6-5 查取，\$N/mm^2\$；\$\gamma_d\$ 为钢筋混凝土结构的结构系数，由表 6-8 查取；\$A_s\$ 及 \$A'_s\$ 为纵向受拉及受压钢筋的截面面积，\$mm^2\$；\$h_0\$ 为截面的有效高度，\$mm\$；\$b\$ 为计算截面的宽度，\$mm\$；\$a'_s\$ 为受压区钢筋合力点至受压区边缘的距离，\$mm\$。

为便于计算，以 \$x = \xi h_0\$ 代入式 (7-10) 和式 (7-11)，可将二式改写为：

$$M \leq \frac{1}{\gamma_d} [f_c b h_0^2 \alpha_s + f'_y A'_s (h_0 - a'_s)] \quad (7-14)$$

$$f_c \xi b h_0 = f_y A_s - f'_y A'_s \quad (7-15)$$

$$\alpha_s = \xi(1 - 0.5\xi) \quad (7-16)$$

适用条件为：

$$\xi \leq \xi_b \quad (7-17)$$

式中：\$\alpha_s\$ 为截面矩抵抗系数；\$\xi\$ 为受压区相对高度；\$\xi_b\$ 为相对界限受压区计算高度，根据钢筋类别由表 6-7 查取。

按上列公式进行正截面受弯承载能力极限状态计算的步骤如下：

1) 计算截面矩抵抗系数 \$\alpha_s\$。

盖板为单筋受弯构件，由式 (7-14) 计算 \$\alpha_s\$ 为：

$$\alpha_s = \frac{\gamma_d M - f'_y A'_s (h_0 - a'_s)}{f_c b h_0^2} = \frac{\gamma_d M}{f_c b h_0^2} \quad (7-18)$$

2) 根据 α_s 值由式 (7-16) 计算受压区相对高度 ξ 。

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} \quad (7-19)$$

3) 如 ξ 值不能满足适用条件式 (7-17)，则需加大截面尺寸或提高混凝土强度等级重新计算。

4) 如 ξ 值满足适用条件式 (7-17)，则由式 (7-15) 计算受拉钢筋面积 A_s 。

$$A_s = \frac{f_c \xi b h_0 + f'_y A'_s}{f_y} = \frac{f_c \xi b h_0}{f_y} \quad (7-20)$$

(2) 正截面正常使用极限状态验算。正截面正常使用极限状态验算的方法步骤与箱涵部分介绍的内容基本相同，不同的是，箱涵按偏心受压构件计算，盖板涵洞按受弯构件计算，有关计算公式中的式 (6-49)、式 (6-58) 相应改为式 (7-21)、式 (7-22)。

$$M_l \leq \gamma_m \alpha_a f_{tk} W_0 \quad (7-21)$$

$$\sigma_{sl} = \frac{M_l}{0.87 h_0 A_s} \quad (7-22)$$

式中： M_l 为由荷载标准值按荷载效应长期组合计算的弯矩值， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ；其余符号意义同前。

5. 算例

【例 7-1】 某单孔钢筋混凝土无压盖板涵洞，盖板顶面至填土顶面的最大填土高度 $H_d = 2.0\text{m}$ ，填土内摩擦角 $\phi = 30^\circ$ ，洞身净宽 $B = 2.0\text{m}$ ，净高 $H = 2.0\text{m}$ ，盖板厚 $d_2 = 0.2\text{m}$ ，侧墙与底板为整体式连接，底板厚 $d_1 = 0.30\text{m}$ ，侧墙为等厚 $d_3 = 0.25\text{m}$ 。地基为密实砂类土，地下水位低于洞底无地面荷载。洞身横剖面结构尺寸如图 7-2 所示。本涵洞的过水流量为 $5.5\text{m}^3/\text{s}$ ，按 GB 50228—99 规定，相应建筑物级别为 4 级。洞身混凝土强度等级采用 C20。试计算洞身盖板、侧墙、底板各控制截面的内力并进行钢筋混凝土结构计算。

解 此盖板涵洞为无压涵洞，在过水情况下，侧向水压力将抵消部分作用于侧墙外侧的土压力，对结构受力有利，因此结构

的计算控制工况应为洞内无水时，即不考虑水压力作用，荷载组合为土压力及结构自重。

(1) 荷载计算。

以下计算的荷载，用于计算钢筋混凝土结构承载能力极限状态计算所采用的内力设计值，因此均需在第五章的各种荷载计算公式中增加一项作用分项系数 γ_G 值。各种荷载均取单位洞长 (1m) 计算。

1) 作用于洞顶的均布垂直土压力 q_{t2} 计算。

此涵洞洞顶以上的填土类型为上埋式填土，根据比值 $H_d/B_1 = 2.0/2.5 = 0.8$ 由表 5-1 查得填土的垂直压力系数 $K_s = 1.16$ 。按式 (5-1) 计算作用于洞顶的垂直均布土压力 q_{t2} 为：

$$q_{t2} = \gamma_G K_s \gamma H_d = 1.1 \times 1.16 \times 18 \times 2.0 = 45.94 \text{ (kN/m)}$$

式中： γ_G 为垂直土压力的作用分项系数， $\gamma_G = 1.1$ ； γ 为填土的湿重度， $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ； H_d 为填土高度， $H_d = 2.0 \text{ m}$ 。

2) 作用于侧墙的水平分布土压力强度 q_{t3} 、 q_{t4} 及侧墙分布荷载强度总和 q_3 、 q_4 计算。

按式 (5-4) 计算作用于侧墙顶部 (相应于顶板底面处) 的分布土压力 q_{t3} 为：

$$\begin{aligned} q_{t3} &= \gamma_G \gamma (H_d + d_2) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \\ &= 1.1 \times 18 \times (2.0 + 0.2) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) \\ &= 14.52 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

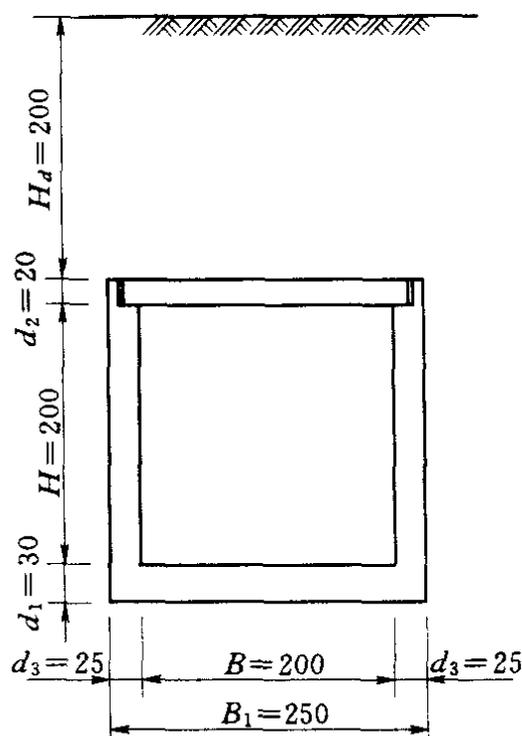


图 7-2 洞身结构尺寸图
(单位: cm)

按式 (5-5) 计算作用于侧墙底部 (相应于底板顶面处) 的分布土压力 q_{t4} 为:

$$\begin{aligned} q_{t4} &= \gamma_G \gamma (H_d + d_2 + H) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \\ &= 1.1 \times 18 \times (2.0 + 0.2 + 2.0) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) \\ &= 27.72 (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

作用于侧墙的分布荷载总和为水平分布土压力、内水压力、外水压力之和, 本例内水压力及外水压力均为 0, 则:

$$q_3 = q_{t3} = 14.52 (\text{kN/m})$$

$$q_4 = q_{t4} = 27.72 (\text{kN/m})$$

各式中符号意义同前。

3) 作用于顶板的垂直均布荷载总和 q_2 计算。

作用于顶板的均布荷载总和 q_2 为均布垂直土压力 q_{t2} 与顶板自重、外水压力、内水压力之和, 本例外水压力及内水压力均为 0, 则均布荷载总和 q_2 为:

$$q_2 = q_{t2} + \gamma_G \gamma_c d_2 = 45.94 + 1.05 \times 25 \times 0.2 = 51.19 (\text{kN/m})$$

式中: d_2 为顶板厚, $d_2 = 0.2\text{m}$; γ_c 为钢筋混凝土重度, $\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$; γ_G 为自重力作用的分项系数, $\gamma_G = 1.05$ 。

4) 作用于底板底面的垂直均布荷载总和 q_1 计算。

作用于底板底面的均布荷载总和 q_1 为地基反力与洞内水重之和, 因地基反力按均匀分布考虑, 底板自重及洞内水重均与其产生的地基反力相抵消, 计算地基反力时可只考虑顶板及侧墙重, 本例内水压力为 0, 同时因作用于顶板的垂直均布荷载总和 q_2 中已计入顶板重, 因此作用于底板底面的垂直均布荷载总和 q_1 即为 q_2 与侧墙产生的地基反力之和, 即:

$$\begin{aligned} q_1 &= q_2 + \frac{\gamma_G 2\gamma_c d_3 H}{B_1} \\ &= 51.19 + \frac{1.05 \times 2 \times 25 \times 0.25 \times 2.0}{2.5} \\ &= 61.69 (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

式中符号意义同前。

(2) 盖板内力计算。

按式 (7-1) 计算盖板跨中最大弯矩为：

$$M_{\max} = \frac{1}{8}q_2l_2^2 = \frac{1}{8} \times 51.19 \times 2.2^2 = 30.97(\text{kN} \cdot \text{m})$$

计算跨径按式 (7-2) 计算为：

$$l_2 = l_0 + d_2 = 2.0 + 0.2 = 2.2(\text{m})$$

(3) 盖板钢筋混凝土结构计算。

1) 正截面承载能力极限状态计算。盖板为预制钢筋混凝土板，为便于施工，板宽采用 0.5m，根据上述内力计算成果，相应每块盖板的作用弯矩为 $M_{\max}/2 = 30.97/2 = 15.49(\text{kN} \cdot \text{m})$ 。

按《规范》规定，承载能力极限状态计算时的弯矩设计值为各作用（荷载）标准值乘以分项系数后所产生的效应总和并乘以结构重要性系数 γ_0 及设计状况系数 ψ 后的值，则：

$$M = 15.49\gamma_0\psi = 15.49 \times 0.9 \times 1.0 = 13.94(\text{kN} \cdot \text{m})$$

式中： M 为弯矩设计值； γ_0 为结构重要性系数，按 SL/T 191—96 规定，对结构安全级别为 I、II、III 级的结构及构件， γ_0 可分别取 1.1、1.0、0.9，此 4 级建筑物的结构安全级别由表 6-4 查得为 III 级，相应 $\gamma_0 = 0.9$ ； ψ 为设计状况系数，按 SL/T 191—96 规定，对应于持久状况、短暂状况、偶然状况的设计状况系数 ψ 可分别取 1.0、0.95、0.85，无水工况的土重及自重均为持久状况，相应 $\psi = 1.0$ 。

① 按式 (7-18) 计算截面矩抵抗系数 α_s 。

$$\alpha_s = \frac{\gamma_d M}{f_c b h_0^2} = \frac{1.2 \times 13.94 \times 1000000}{10 \times 500 \times 160^2} = 0.1307$$

式中： γ_d 为钢筋混凝土结构的结构系数，由表 6-8 查取为 $\gamma_d = 1.2$ ； b 为板宽， $b = 500\text{mm}$ ； h_0 为截面有效高度， $h_0 = 160\text{mm}$ 。

② 按式 (7-19) 计算受压区相对高度 ξ 。

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1307} = 0.14$$

③ 受力筋采用Ⅱ级钢筋，由表 6-7 查得相对界限受压区计算高度 $\xi_b = 0.544$ ，满足 $\xi \leq \xi_b$ 条件。

④ 按式 (7-15) 计算受拉钢筋面积 A_s 。

$$A_s = \frac{f_c \xi b h_0}{f_y} = \frac{10 \times 0.14 \times 500 \times 160}{310} = 361 (\text{mm}^2)$$

根据上述计算成果，每块板的受拉钢筋可采用Ⅱ级钢筋，4 $\phi 12$ ，实际钢筋面积为 452mm^2 ，相应配筋率为 $\rho = 452 / (500 \times 160) = 0.565\%$ 。

2) 正常使用极限状态计算。按 SL/T 191—96 规定，正常使用极限状态计算时的弯矩不考虑设计状况系数 ψ 及作用（荷载）的分项系数，根据上述荷载计算，用于盖板正常使用极限状态弯矩计算时的荷载标准值为：

$$\begin{aligned} q_2 &= K_s \gamma H_d + \gamma_c d_2 \\ &= 1.16 \times 18 \times 2.0 + 25 \times 0.2 \\ &= 46.76 (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

相应盖板跨中最大弯矩为：

$$M_{\max} = \frac{1}{8} q_2 l_2^2 = \frac{1}{8} \times 46.76 \times 2.2^2 = 28.29 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

每块盖板（宽 0.5m）的作用弯矩为：

$$M_{\max} / 2 = 28.29 / 2 = 14.15 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

用于正常使用极限状态计算的弯矩为：

$$M_l = 14.15 \gamma_0 = 14.15 \times 0.9 = 12.74 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

式中： M_l 为由荷载标准值按荷载效应长期组合计算的弯矩值， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ；其余符号意义同前。

① 抗裂验算。钢筋与混凝土的弹性模量比为：

$$\alpha_E = E_s / E_c = 200000 / 25500 = 7.843$$

式中： E_s 为钢筋弹性模量，由表 6-6 查取； E_c 为混凝土弹性模量，由表 6-9 查取。

按式 (6-51) 计算换算截面面积 A_o ：

$$\begin{aligned}
 A_o &= A_c + \alpha_E A_s + \alpha_E A'_s \\
 &= 200 \times 500 + 7.843 \times 452 \\
 &= 103545(\text{mm}^2)
 \end{aligned}$$

按式 (6-53) 计算换算截面重心至受压边缘的距离为:

$$\begin{aligned}
 y_o &= \frac{A_c y'_c + \alpha_E A_s h_o + \alpha_E A'_s a'_s}{A_c + \alpha_E A_s + \alpha_E A'_s} \\
 &= \frac{100000 \times 100 + 7.843 \times 452 \times 160}{100000 + 7.843 \times 452} \\
 &= 102.05(\text{mm})
 \end{aligned}$$

按式 (6-54) 计算换算截面对其重心轴的惯性矩 I_o :

$$\begin{aligned}
 I_o &= I_c + A_c (y_o - y'_c)^2 + \alpha_E A_s (h_o - y_o)^2 + \alpha_E A'_s (y_o - a'_s)^2 \\
 &= 333333333 + 100000 \times (102.05 - 100)^2 \\
 &\quad + 7.843 \times 452 \times (160 - 102.05)^2 \\
 &= 345658532 (\text{mm}^4)
 \end{aligned}$$

式中混凝土截面对其本身重心轴的惯性矩 I_c 为:

$$I_c = 500 \times 200^3 / 12 = 333333333(\text{mm}^4)$$

由式 (6-50) 计算换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩为:

$$W_o = \frac{I_o}{h - y_o} = \frac{345658532}{200 - 102.05} = 3528928(\text{mm}^3)$$

按式 (7-21) 计算截面边缘的拉应力值:

$$\sigma = \frac{M_l}{\lambda_m W_o} = \frac{12740000}{1.705 \times 3528928} = 2.117 (\text{N/mm}^2)$$

由式 (7-21) 计算截面边缘的允许拉应力值:

$$[\sigma] = \alpha_{ct} f_{tk} = 0.7 \times 1.5 = 1.05 (\text{N/mm}^2)$$

$\sigma > [\sigma]$, 抗裂不满足要求。

以上各式中符号意义见第六章第一节。

② 裂缝宽度验算。按限裂设计时, 要求最大裂缝宽度计算

值小于允许值。

SL/T 191—96 规定，长期处于地下或水下环境的水工混凝土结构，荷载效应短期组合时的最大裂缝宽度允许值为 0.3mm，荷载效应长期组合时的最大裂缝宽度允许值为 0.25mm。

按式 (7-22) 计算荷载长期组合时的纵向受拉钢筋应力：

$$\sigma_s = \frac{M_l}{0.87h_o A_s} = \frac{12740000}{0.87 \times 160 \times 452} = 202.5 (\text{N/mm}^2)$$

按式 (6-57) 计算 A_{te} ：

$$A_{te} = 2a_s b = 2 \times 40 \times 500 = 40000 (\text{mm}^2)$$

按式 (6-56) 计算 ρ_{te} ：

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}} = \frac{452}{40000} = 0.0113$$

因 $\rho_{te} < 0.03$ ，取 $\rho_{te} = 0.03$ 。

按式 (6-55) 计算最大裂缝宽度 w_{\max} 为：

$$\begin{aligned} w_{\max} &= \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \frac{\sigma_s}{E_s} \left(3c + 0.10 \frac{d}{\rho_{te}} \right) \\ &= 1 \times 1 \times 1.6 \times \frac{202.5}{200000} \times \left(3 \times 34 + 0.1 \times \frac{12}{0.03} \right) \\ &= 0.23 (\text{mm}) \end{aligned}$$

式中： α_1 为考虑构件受力特征的系数，对偏心受压构件，取 $\alpha_1 = 1.0$ ； α_2 为考虑钢筋表面形状的系数，对变形钢筋，取 $\alpha_2 = 1.0$ ，对光面钢筋，取 $\alpha_2 = 1.4$ ； α_3 为考虑荷载长期作用的影响系数，对荷载效应的长期组合，取 $\alpha_3 = 1.6$ ； c 为最外层纵向受拉钢筋外边缘至受拉区底边的距离，mm，其值为 $c = 40 - 6 = 34(\text{mm})$ ； d 为受拉钢筋直径，mm， $d = 12\text{mm}$ ； ρ_{te} 为受拉钢筋的有效配筋率； A_{te} 为有效受拉混凝土截面面积， mm^2 ； σ_s 为受拉钢筋应力， N/mm^2 ；其余符号意义同前。

此盖板涵洞为规模较小的 4 级建筑物，按 SL/T 191—96 规定，可不需满足抗裂要求。以上裂缝宽度计算成果表明，盖板计算最大裂缝宽度 $w_{\max} = 0.23\text{mm}$ ，小于最大裂缝宽度允许值

0.25mm, 满足限裂要求。

3) 利用钢筋混凝土结构电算程序计算。上述钢筋混凝土结构计算项目利用前述钢筋混凝土结构电算程序计算, 可完全免除繁琐的计算过程。正截面承载能力极限状态计算及正常使用极限状态计算的电算成果分别如下。

① 正截面承载能力极限状态电算成果如下。

[提示] 1. 程序中受弯构件有两种计算情况:

第一种情况 单筋受弯构件或尚不知是否需布置受压钢筋的情况。对这种情况受压钢筋填入 0 值。如计算结果出现受压区相对高度 ξ 大于界限受压区相对高度 ξ_b 的情况(即 $x > \xi_b \cdot h_0$ 的情况)时, 程序将自动取 $x = \xi_b \cdot h_0$, 并按双筋受弯构件分别计算受拉钢筋及受压钢筋。(如不拟采用双筋布置情况, 则在计算结束后需加大截面或提高混凝土强度等级重新计算);

第二种情况 双筋受弯构件或由于受力要求及构造需要在受压边布置有钢筋的情况。对这种情况受压钢筋填入已知值或给定值。如计算结果出现受压区相对高度 ξ 大于界限受压区相对高度 ξ_b 的情况时, 程序将自动取 $x = \xi_b \cdot h_0$, 并重新计算受拉钢筋及受压钢筋。

2. 钢筋混凝土结构的结构系数一般采用 1.2; 对于承受永久荷载为主的构件采用 1.25, 但承受土重和土压力为主的构件仍采用 1.2; 对新型结构, 结构系数可适当提高。

正截面承载力计算基本资料表

截面宽度 b (cm)	截面有效高度 h_0 (cm)	受压钢筋 A_s' (cm ²)	保护层厚度 (cm)		弯矩设计值 M (kN·m)	结构系数 γ_d
			a	a'		
50	16	0	4	4	13.94	1.2

选取混凝土强度等级					选取钢筋级别		选取构件类型
<input type="checkbox"/> C15	<input checked="" type="checkbox"/> C20	<input type="checkbox"/> C25	<input type="checkbox"/> C30	<input type="checkbox"/> C35	<input type="checkbox"/> I 级钢筋	<input checked="" type="checkbox"/> II 级钢筋	<input type="checkbox"/> 梁 <input checked="" type="checkbox"/> 板
<input type="checkbox"/> C40	<input type="checkbox"/> C45	<input type="checkbox"/> C50	<input type="checkbox"/> C55	<input type="checkbox"/> C60	<input type="checkbox"/> III 级钢筋	<input type="checkbox"/> IV 级钢筋	<input type="checkbox"/> 柱 <input type="checkbox"/> 墙

最小保护层厚度查取表

显示计算成果

正截面受弯承载力计算成果表

混凝土轴心抗压强度设计值 f_c (MPa)	钢筋强度设计值		相对界限受压区计算高度 ξ_b	混凝土受压区高度 x (cm)	$\xi_b \cdot h_0$ (cm)	受拉钢筋 A_s (cm ²)	计算配筋率 ρ (%)
	抗拉 f_y (MPa)	抗压 f_y' (MPa)					
10	310	310	0.544	2.26	8.7	3.65	0.46

混凝土受压区高度 x 符合 $x \leq \xi_b \cdot h_0$ 要求。

打印基本资料及计算成果

抗裂及裂缝宽度验算

结束计算

② 正常使用极限状态电算成果如下。

抗裂验算基本资料表

计算宽度 (cm)	截面高度 (cm)	最外层受拉钢筋外缘至边缘距离 c (cm)	钢筋重心至截面边缘距离 (cm)		1号受拉钢筋		2号受拉钢筋		受压钢筋面积 (cm ²)	荷载效应组合	
			a	a'	直径 (cm)	根数	直径 (cm)	根数		<input type="checkbox"/> 短期	<input checked="" type="checkbox"/> 长期
50	20	34	4	4	12	4	0	0	0	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
荷载效应长期组合时的弯矩 M _l (kN·m)	荷载效应长期组合时的轴力 N _l (kN)	混凝土轴心抗拉强度标准值 f _{tk} (MPa)	混凝土弹性模量 E _c (MPa)	钢筋弹性模量 E _s (MPa)	环境类别		钢筋总类				
12.74	0	1.5	25500	200000	<input type="radio"/> 一类	<input type="radio"/> 二类	<input checked="" type="checkbox"/> 变形	<input type="checkbox"/> 三类	<input type="checkbox"/> 四类	<input type="checkbox"/> 光面	

说明：只有一种受拉钢筋时，2号受拉钢筋的直径及根数均填入0值；计算不需受压钢筋时，受压钢筋可按实际布置受压钢筋填入或填入0值。

查看环境类别说明

显示计算成果

抗裂计算成果表

构件受力特征系数	钢筋表面形状系数	荷载作用影响系数	换算截面重心至受压边缘距离 y ₀ (cm)	换算截面对重心轴的惯性矩 I ₀ (cm ⁴)	换算截面弹性抵抗矩 y ₀ (cm ³)	受拉钢筋有效配筋率	受拉钢筋应力 σ _s (MPa)	截面边缘拉应力 σ (MPa)	拉应力限制系数 α _{cr}	截面抵抗矩塑性系数 γ _m	砼拉应力限制值 [σ] (MPa)	计算最大裂缝宽度 w _{max} (mm)
a ₁	a ₂	a ₃	y ₀ (cm)	I ₀ (cm ⁴)	y ₀ (cm ³)	ρ _{te}	σ _s (MPa)	σ (MPa)	α _{cr}	γ _m	[σ]	w _{max} (mm)
1	1	1.6	10.2	34566	3529	0.03	202.3	2.117	7	1.705	1.05	23

表中砼拉应力限制值 [σ] = α_{cr} · f_{tk} = 7 × 1.5

混凝土截面边缘拉应力大于混凝土拉应力限制值，抗裂验算不满足要求。

计算最大裂缝宽度 23 mm < 最大裂缝宽度允许值 25 mm，计算最大裂缝宽度不超过允许值。

打印基本资料及计算成果

斜截面承载力计算

承载能力极限状态及正常使用极限状态各项电算成果与手算成果完全相同。

(4) 侧墙内力计算。

按式 (7-3) 计算侧墙底部弯矩 M_{BK}：

$$\begin{aligned}
 M_{BK} &= -\frac{(7q_3 + 8q_1)l_3^2}{120} \\
 &= -\frac{(7 \times 14.52 + 8 \times 27.72) \times 2.0^2}{120} \\
 &= -10.78 (\text{kN} \cdot \text{m})
 \end{aligned}$$

按式 (7-5) 计算侧墙顶部支承反力 R：

$$\begin{aligned}
 R &= \frac{(11q_3 + 4q_1)l_3}{40} \\
 &= \frac{(11 \times 14.52 + 4 \times 27.72) \times 2.0}{40} \\
 &= 13.53 (\text{kN})
 \end{aligned}$$

按式 (7-6) 计算侧墙跨间最大弯矩截距侧墙顶端的距离 x_0 :

$$x_0 = \frac{\left[\sqrt{\frac{9(q_3/q_4)^2 + 7(q_3/q_4) + 4}{20}} - (q_3/q_4) \right] l_3}{1 - (q_3/q_4)}$$

$$= \frac{\left[\sqrt{\frac{9 \times (14.52/27.72)^2 + 7 \times (14.52/27.72) + 4}{20}} - (14.52/27.72) \right] \times 2.0}{1 - (14.52/27.72)}$$

$$= 0.79(\text{m})$$

按式 (7-4) 计算侧墙跨间最大弯矩:

$$M_{\max} = R_c x_0 - \frac{q_3 x_0^2}{2} - \frac{(q_4 - q_3) x_0^3}{6l_3}$$

$$= 13.53 \times 0.79 - \frac{14.52 \times 0.79^2}{2} - \frac{(27.72 - 14.52) \times 0.79^3}{6 \times 2.0}$$

$$= 5.62(\text{kN} \cdot \text{m})$$

(5) 侧墙钢筋混凝土结构计算。

侧墙外侧以底部弯矩 $M_{\text{BC}} = -10.78\text{kN} \cdot \text{m}$ 作为控制弯矩计算, 内侧以跨间最大弯矩 $M_{\max} = 5.62\text{kN} \cdot \text{m}$ 作为控制弯矩计算。为节省篇幅, 以下仅示出外侧利用钢筋混凝土结构电算程序计算的成果, 正常使用极限状态也近似采用了与承载能力极限状态计算相同的弯矩值 (偏于安全)。

1) 正截面承载能力极限状态电算成果如下。

2) 正常使用极限状态电算成果如下。

由侧墙外侧正截面承载能力极限状态计算成果知, 计算配筋率小于受弯构件的最小配筋率 0.15%, 按 SL/T 191—96 规定采用配筋率为 0.15%, 相应受拉钢筋面积为 3.15cm^2 。实际配筋采用 II 级钢筋, $5 \Phi 12$, 钢筋面积为 5.65cm^2 , 相应配筋率为 $\rho = 5.65 / (100 \times 25) = 0.226\%$ 。由正常使用极限状态计算成果知, 截面边缘计算拉应力为 0.586MPa , 小于混凝土拉应力限制值 1.05MPa , 可满足抗裂要求。因侧墙内侧计算的控制弯矩较外侧小, 不需再计算, 可采用与外侧相同的钢筋布置。从计算结

[提示] 1. 程序中受弯构件有两种计算情况:

第一种情况 单筋受弯构件或尚不知是否需布置受压钢筋的情况。对这种情受压钢筋填入 0 值。如计算结果出现受压区相对高度 ξ 大于界限受压区相对高度 ξ_b 的情况 (即 $x > \xi_b \cdot h_0$ 的情况) 时, 程序将自动取 $x = \xi_b \cdot h_0$, 并按双筋受弯构件分别计算受拉钢筋及受压钢筋。(如不拟采用双筋布置情况, 则在计算结束后需加大截面或提高混凝土强度等级重新计算);

第二种情况 双筋受弯构件或由于受力要求及构造需要在受压边布置有钢筋的情况。对这种情况受压钢筋填入已知值或给定值。如计算结果出现受压区相对高度 ξ 大于界限受压区相对高度 ξ_b 的情况时, 程序将自动取 $x = \xi_b \cdot h_0$, 并重新计算受拉钢筋及受压钢筋。

2. 钢筋混凝土结构的结构系数一般采用 1.2; 对于承受永久荷载为主的构件采用 1.25, 但承受土重和土压力为主的构件仍采用 1.2; 对新型结构, 结构系数可适当提高。

正截面承载力计算基本资料表

截面宽度 b (cm)	截面有效高度 h_0 (cm)	受压钢筋 A_s' (cm^2)	保护层厚度 (cm)		弯矩设计值 M ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	结构系数 γ_d
			a	a'		
100	21	0	4	4	10.78	1.2

选取混凝土强度等级					选取钢筋级别		选取构件类型	
<input type="checkbox"/> C15	<input checked="" type="checkbox"/> C20	<input type="checkbox"/> C25	<input type="checkbox"/> C30	<input type="checkbox"/> C35	<input type="checkbox"/> I 级钢筋	<input checked="" type="checkbox"/> II 级钢筋	<input type="checkbox"/> 梁	<input checked="" type="checkbox"/> 板
<input type="checkbox"/> C40	<input type="checkbox"/> C45	<input type="checkbox"/> C50	<input type="checkbox"/> C55	<input type="checkbox"/> C60	<input type="checkbox"/> III 级钢筋	<input type="checkbox"/> IV 级钢筋	<input type="checkbox"/> 柱	<input type="checkbox"/> 墙

最小保护层厚度查取表

显示计算成果

正截面受弯承载力计算成果表

混凝土轴心抗压强度设计值 f_c (MPa)	钢筋强度设计值		相对界限受压区计算高度 ξ_b	混凝土受压区高度 x (cm)	$\xi_b \cdot h_0$ (cm)	受拉钢筋 A_s (cm^2)	最小配筋率 ρ (%)
	抗拉 f_y (MPa)	抗压 f_y' (MPa)					
10	310	310	.544	.64	11.42	3.15	.15

计算配筋率小于最小配筋率, 受拉钢筋面积按最小配筋率计算。

打印基本资料及计算成果

抗裂及裂缝宽度验算

结束计算

抗裂验算基本资料表

计算宽度 (cm)	截面高度 (cm)	最外层受拉钢筋外缘至受压钢筋外缘距离 c (cm)	钢筋重心至截面边缘距离 (cm)		1号受拉钢筋		2号受拉钢筋		受压钢筋面积 (cm^2)	荷载效应组合 <input type="checkbox"/> 短期 <input checked="" type="checkbox"/> 长期
			a	a'	直径	根数	直径	根数		
100	25	3.4	4	4	1.2	5	0	0	0	<input checked="" type="checkbox"/> 长期

荷载效应长期组合时的弯矩 M_L ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	荷载效应长期组合时的轴力 N_L (kN)	混凝土轴心抗压强度标准值 f_{tk} (MPa)	混凝土弹性模量 E_c (MPa)	钢筋弹性模量 E_s (MPa)	环境类别	钢筋总类
10.78	0	1.5	25500	200000	<input type="checkbox"/> 一类 <input type="checkbox"/> 二类 <input type="checkbox"/> 三类 <input type="checkbox"/> 四类	<input checked="" type="checkbox"/> 变形 <input type="checkbox"/> 光面

说明: 只有一种受拉钢筋时, 2号受拉钢筋的直径及根数均填入 0 值; 计算不需受压钢筋时, 受压钢筋可按实际布置受压钢筋填入或填入 0 值。

查看环境类别说明

显示计算成果

抗裂计算成果表

构件受力特征系数	钢筋表面形状系数	荷载作用影响系数	换算截面重心至受压边缘距离 y_0 (cm)	换算截面重心至受拉边缘距离 y_1 (cm)	换算截面惯性矩 I_0 (cm^4)	受拉钢筋有效配筋率 ρ_{te}	受拉钢筋应力 σ_s (MPa)	截面边缘计算拉应力 σ_{ct} (MPa)	拉应力限制系数 α_{ct}	截面抵抗弯矩性系数 γ_m	拉应力限制值 [σ]	计算最大裂缝宽度 w_{max} (mm)
1	1	1.6	12.6	133356	10796	.03	104.3	.586	.7	1.705	1.05	.119

表中拉应力限制值 [σ] = $\alpha_{ct} \cdot f_{tk} = .7 \times 1.5$

混凝土截面边缘拉应力小于混凝土拉应力限制值, 抗裂验算满足要求, 一般可不进行裂缝宽度的验算。

上表中所列计算最大裂缝宽度值, 仅供某些重要构件论证有必要时, 需同时进行限制裂缝宽度验算之用。

打印基本资料及计算成果

斜截面承载力计算

果看，侧墙不仅能满足抗裂要求，且截面边缘计算拉应力较允许拉应力小得多，截面厚度应有可能适当减小，但从支挡盖梁的结构需要考虑，0.25m厚的侧墙不宜再减薄。

(6) 底板内力计算。

按式(7-7)计算底板端弯矩 M_{BA} ：

$$M_{BA} = M_{BC} = -10.78(\text{kN} \cdot \text{m})$$

按式(7-8)计算跨中最大弯矩 M_{\max} ：

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{1}{8}q_1 l_1^2 + M_{BA} = \frac{1}{8} \times 61.69 \times 2.25^2 - 10.78 \\ &= 28.26(\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

式中计算跨径按式(7-9)计算为：

$$l_1 = l_0 + b = 2.0 + 0.25 = 2.25(\text{m})$$

(7) 底板钢筋混凝土结构计算。

底板外侧以端弯矩 $M_{BA} = -10.78\text{kN} \cdot \text{m}$ 作为控制弯矩计算，内侧以跨中最大弯矩 $M_{\max} = 28.26\text{kN} \cdot \text{m}$ 作为控制弯矩计算。

底板外侧计算控制弯矩与侧墙相同，因此也采用II级钢筋，5 Φ 12 的钢筋布置，钢筋面积为 5.65cm^2 ，相应配筋率为 $\rho = 5.65/(100 \times 30) = 0.188\%$ 。

底板内侧利用钢筋混凝土结构电算程序计算的成果如下，其中用于正常使用极限状态计算的荷载标准值及弯矩分别为：

$$\begin{aligned} q_1 &= q_2 + 2\gamma_c d_3 H/B_1 \\ &= 46.76 + 2 \times 25 \times 0.25 \times 2.0/2.5 \\ &= 56.76(\text{kN/m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{1}{8}q_1 l_1^2 + M_{BA} \\ &= \frac{1}{8} \times 56.76 \times 2.25^2 - 10.78 \\ &= 25.14(\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

1) 正截面承载能力极限状态电算成果如下。

[提示] 1. 程序中受弯构件有两种计算情况:

第一种情况 单筋受弯构件或尚不知是否需布置受压钢筋的情况。对这种情况受压钢筋填入 0 值。如计算结果出现受压区相对高度 ξ 大于界限受压区相对高度 ξ_b 的情况 (即 $x > \xi_b \cdot h_0$ 的情况) 时, 程序将自动取 $x = \xi_b \cdot h_0$, 并按双筋受弯构件分别计算受拉钢筋及受压钢筋。(如不拟采用双筋布置情况, 则在计算结束后需加大截面或提高混凝土强度等级重新计算);

第二种情况 双筋受弯构件或由于受力要求及构造需要在受压边布置有钢筋的情况。对这种情况受压钢筋填入已知值或给定值。如计算结果出现受压区相对高度 ξ 大于界限受压区相对高度 ξ_b 的情况时, 程序将自动取 $x = \xi_b \cdot h_0$, 并重新计算受拉钢筋及受压钢筋。

2. 钢筋混凝土结构的结构系数一般采用 1.2; 对于承受永久荷载为主的构件采用 1.25, 但承受土重和土压力为主的构件仍采用 1.2; 对新型结构, 结构系数可适当提高。

正截面承载力计算基本资料表

截面宽度 b (cm)	截面有效高度 h_0 (cm)	受压钢筋 A_s' (cm ²)	保护层厚度 (cm)		弯矩设计值 M (kN·m)	结构系数 γ_d
			a	a'		
100	26	0	4	4	28.26	1.2

选取混凝土强度等级					选取钢筋级别		选取构件类型	
<input type="checkbox"/> C15	<input checked="" type="checkbox"/> C20	<input type="checkbox"/> C25	<input type="checkbox"/> C30	<input type="checkbox"/> C35	<input type="checkbox"/> I 级钢筋	<input checked="" type="checkbox"/> II 级钢筋	<input type="checkbox"/> 梁	<input checked="" type="checkbox"/> 板
<input type="checkbox"/> C40	<input type="checkbox"/> C45	<input type="checkbox"/> C50	<input type="checkbox"/> C55	<input type="checkbox"/> C60	<input type="checkbox"/> III 级钢筋	<input type="checkbox"/> IV 级钢筋	<input type="checkbox"/> 柱	<input type="checkbox"/> 墙

最小保护层厚度查取表

显示计算成果

正截面受弯承载力计算成果表

混凝土轴心抗压强度设计值 f_c (MPa)	钢筋强度设计值		相对界限受压区计算高度 ξ_b	混凝土受压区高度 x (cm)	$\xi_b \cdot h_0$ (cm)	受拉钢筋 A_s (cm ²)	计算配筋率 ρ (%)
	抗拉 f_f (MPa)	抗压 f_f' (MPa)					
10	310	310	.544	1.35	14.14	4.35	.17

混凝土受压区高度 x 符合 $x \leq \xi_b \cdot h_0$ 要求。

打印基本资料及计算成果

抗裂及裂缝宽度验算

结束计算

2) 正常使用极限状态电算成果如下。

抗裂验算基本资料表

计算宽度 (cm)	截面高度 (cm)	最外层受拉钢筋外缘至边缘距离 c (cm)	钢筋重心至截面边缘距离 (cm)		1号受拉钢筋		2号受拉钢筋		受压钢筋面积 (cm ²)	荷载效应组合 <input type="checkbox"/> 短期 <input checked="" type="checkbox"/> 长期
			a	a'	直径	根数	直径	根数		
100	30	3.4	4	4	1.2	5	0	0	0	<input checked="" type="checkbox"/> 长期

荷载效应长期组合时的弯矩 M_l (kN·m)	荷载效应长期组合时的轴力 N_l (kN)	混凝土轴心抗压强度标准值 f_{ck} (MPa)	混凝土弹性模量 E_c (MPa)	钢筋弹性模量 E_s (MPa)	环境类别	钢筋总类
25.14	0	1.5	25500	200000	<input type="checkbox"/> 一类 <input type="checkbox"/> 二类 <input type="checkbox"/> 三类 <input type="checkbox"/> 四类	<input checked="" type="checkbox"/> 变形 <input type="checkbox"/> 光面

说明: 只有一种受拉钢筋时, 2号受拉钢筋的直径及根数均填入 0 值; 计算不需受压钢筋时, 受压钢筋可按实际布置受压筋填入或填入 0 值。

查看环境类别说明

显示计算成果

抗裂计算成果表

构件受力特征系数	钢筋表面形状系数	荷载作用影响系数	换算截面重心至受压边缘距离 y_0 (cm)	换算截面重心至受拉边缘距离 y_0' (cm)	换算截面弹性抵抗矩 I_0 (cm ⁴)	受拉钢筋有效配筋率 ρ_{te}	受拉钢筋应力 σ_s (MPa)	截面边缘计算拉应力 σ (MPa)	截面抗拉刚度系数 a_{cr}	截面抗拉刚度系数 γ_w	拉应力限制值 [σ]	计算最大裂缝宽度 w_{max} (mm)
1	1	1.6	15.2	230268	15518	.03	196.5	95	.7	1.705	1.05	.223

表中拉应力限制值 [σ] = $a_{cr} \cdot f_{tk} = 1.7 \times 1.5$

混凝土截面边缘拉应力小于混凝土拉应力限制值, 抗裂验算满足要求, 一般可不进行裂缝宽度的验算。

上表中所列计算最大裂缝宽度值, 仅供某些重要构件论证有必要时, 需同时进行限制裂缝宽度验算之用。

打印基本资料及计算成果

斜截面承载力计算

由上述底板内侧正截面承载能力极限状态计算成果知，计算配筋率为 0.17%，相应受拉钢筋面积为 4.35cm^2 。实际配筋采用 II 级钢筋， $5 \Phi 12$ ，钢筋面积为 5.65cm^2 ，相应配筋率为 $\rho = 5.65 / (100 \times 30) = 0.188\%$ 。由正常使用极限状态计算成果知，截面边缘计算拉应力为 0.95MPa ，小于混凝土拉应力限制值 1.05MPa ，可满足抗裂要求。

二、侧墙与底板为整体式素混凝土结构的单孔盖板涵洞计算

1. 内力计算

盖板、侧墙及底板各部位内力计算方法与前述相同。

2. 素混凝土结构计算

按 SL/T 191—96 规定，素混凝土受弯构件的正截面承载力按式 (7-23) 计算：

$$M \leq \frac{1}{\gamma_d} \left(\frac{1}{6} \gamma_m f_t b h^2 \right) \quad (7-23)$$

式中： M 为弯矩设计值， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； γ_d 为素混凝土结构受拉破坏的结系数，其值为 2.0； b 为截面宽度， m ； h 为截面厚度， m ； f_t 为混凝土轴心抗拉设计强度，其值由表 6-5 查取；其余符号意义同前。

3. 算例

【例 7-2】 某单孔无压盖板涵洞，盖板顶面至填土顶面的最大填土高度 $H_d = 2.0\text{m}$ ，填土内摩擦角 $\phi = 30^\circ$ ，洞身净宽 $B = 2.0\text{m}$ ，净高 $H = 2.0\text{m}$ 。盖板为钢筋混凝土结构，厚 $d_2 = 0.2\text{m}$ 。侧墙与底板为整体式连接的素混凝土结构，底板厚 $d_1 = 0.45\text{m}$ ，

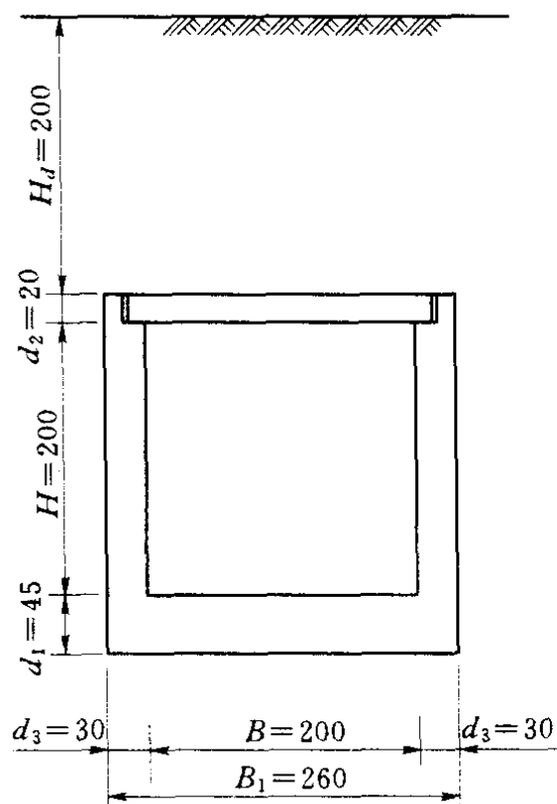


图 7-3 洞身结构尺寸图

(单位：cm)

侧墙为等厚 $d_3 = 0.30\text{m}$ 。地基为密实砂类土，地下水位低于洞底，无地面荷载。洞身横剖面结构尺寸如图 7-3 所示。本涵洞的过水流量为 $5.5\text{m}^3/\text{s}$ ，按 GB 50228—99 规定，相应建筑物级别为 4 级。洞身混凝土强度等级采用 C20。试进行侧墙及底板的素混凝土结构计算。

解 本例除侧墙厚度由 0.25m 增为 0.3m 、底板厚度由 0.3m 增为 0.45m 外，其余结构尺寸及填土高度均与例 7-1 相同，由于洞身总宽仅较例 7-1 洞身总宽增加 0.1m ，为节省篇幅，不再进行荷载及内力计算，各部位作用荷载及内力仍近似采用例 7-1 计算成果，盖板的钢筋混凝土结构计算也同例 7-1，在此仅介绍侧墙及底板的素混凝土结构计算。

(1) 侧墙承载力计算。

由例 7-1 内力计算结果得侧墙计算的控制弯矩为：

$$M_{\text{BC}} = 10.78\text{kN} \cdot \text{m}$$

由式 (7-23) 得：

$$\begin{aligned} \frac{1}{\gamma_d} \left(\frac{1}{6} \gamma_m f_t b h^2 \right) &= \frac{1}{2.0} \times \left(\frac{1}{6} \times 1.705 \times 1.1 \times 1000 \times 1.0 \times 0.30^2 \right) \\ &= 14.07(\text{kN} \cdot \text{m}) > M_{\text{BC}} = 10.78(\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

式中： γ_d 为素混凝土结构受拉破坏的折减系数， $\gamma_d = 2.0$ ； f_t 为混凝土轴心抗拉强度设计值， $f_t = 1.1\text{MPa}$ ； γ_m 为截面抵抗矩的塑性指数， $\gamma_m = 1.55 \times 1.1 = 1.705$ ； b 为截面宽度， $b = 1.0\text{m}$ ； h 为截面厚度， $h = 0.30\text{m}$ 。

计算结果表明侧墙承载力满足 SL/T 191—96 要求。

(2) 底板承载力计算。

由例 7-1 内力计算结果得底板计算的控制弯矩为：

$$M_{\text{max}} = 28.26\text{kN} \cdot \text{m}$$

由式 (7-23) 得：

$$\begin{aligned} \frac{1}{\gamma_d} \left(\frac{1}{6} \gamma_m f_t b h^2 \right) &= \frac{1}{2.0} \times \left(\frac{1}{6} \times 1.705 \times 1.1 \times 1000 \times 1.0 \times 0.45^2 \right) \\ &= 31.65(\text{kN} \cdot \text{m}) > M_{\text{max}} = 28.26(\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

计算结果表明底板承载力满足 SL/T 191—96 要求。

三、侧墙与底板为整体式浆砌石结构的单孔盖板涵洞计算

1. 内力计算

盖板、侧墙及底板各部位内力计算方法与前述相同。

2. 浆砌石结构计算

侧墙与底板为浆砌石结构的盖板涵洞，由于浆砌石砌体的抗拉强度设计值较低，结构计算时需考虑轴向力的作用，按偏心受压构件计算，否则计算截面尺寸将偏大而不合理。截面应力按式 (7-24) ~ 式 (7-27) 验算，稳定按式 (7-28) 验算：

$$\sigma_a = \frac{\sum M}{W} + \frac{\sum N}{A} \leq K[\sigma_a] \quad (7-24)$$

$$\sigma_{wL} = \frac{\sum M}{W} - \frac{\sum N}{A} \leq [\sigma_{wL}] \quad (7-25)$$

$$K = 1 + 1.5 \frac{e_o}{y} \quad (7-26)$$

$$e_o = \frac{\sum M}{\sum N} \quad (7-27)$$

$$\sigma'_a = \frac{\sum N}{\phi A} \leq [\sigma_a] \quad (7-28)$$

式中： σ_a 为弯曲压应力， kN/m^2 ； σ_{wL} 为弯曲拉应力， kN/m^2 ； $\sum M$ 为截面弯矩总和， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； $\sum N$ 为截面轴向力总和， kN ； A 为截面面积， m^2 ； W 为截面抵抗矩， m^3 ； $[\sigma_a]$ 为浆砌石砌体容许轴心受压应力， kN/m^2 ，其值由表 7-1 查取； $[\sigma_{wL}]$ 为浆砌石砌体容许弯曲拉应力， kN/m^2 ，其值由表 7-2 查取； K 为塑性影响系数，其计算值大于 1.5 时，采用 $K = 1.5$ ； e_o 为偏心距， m ； y 为截面重心距截面边缘的距离， m ； σ'_a 为按稳定验算时的压应力； ϕ 为纵向稳定系数，按表 7-4 查取。

当计算弯曲拉应力超过容许值时，需验算偏心距，偏心距计算值 e_o 应小于表 7-3 所列容许偏心距 $[e_o]$ 。

表 7-1 浆砌石砌体容许轴心受压应力 $[\sigma_a]$ 值表 单位: MPa

砌体种类	石料标号 (MPa)	砂 浆 标 号							安全系数 K
		12.5	10.0	7.5	5.0	2.5	1.5	1.0	
片石砌体	100	2.4	2.2	1.9	1.6	1.3	1.0	0.9	3.0
	80	2.1	1.9	1.7	1.4	1.1	0.9	0.8	
	60	1.8	1.7	1.5	1.2	0.9	0.8	0.7	
	50	1.7	1.5	1.3	1.1	0.8	0.7	0.6	
	40	1.5	1.3	1.2	1.0	0.7	0.6	0.5	
	30	1.3	1.1	1.0	0.8	0.6	0.5	0.4	
	25	1.1	1.0	0.9	0.7	0.6	0.5	0.4	
块石砌体 (每层 石料高度基本相同, 并错缝砌筑)	100	5.9	5.5	5.0	4.6	4.0	3.8	3.7	2.5
	80	4.9	4.5	4.2	3.8	3.3	3.1	3.0	
	60	3.9	3.6	3.3	2.9	2.6	2.4	2.3	
	50	3.4	3.1	2.8	2.5	2.2	2.0	1.9	
	40	2.9	2.6	2.4	2.1	1.8	1.7	1.6	
	30	2.3	2.1	1.9	1.7	1.4	1.3	1.2	
	25	2.0	1.8	1.6	1.5	1.2	1.1	1.0	

- 注 1. 本表摘自《水工设计手册》(华东水利学院主编, 水力电力出版社, 1992) 第三卷表 12-3-1。
 2. 砌体龄期为 28 天。
 3. 块石厚度为 31~40cm 时, 容许应力可乘以 1.25; 厚度大于 40cm 时, 可乘以 1.45。
 4. 对于具有两个较大的大致平行面的片石 (大面片石) 砌体, 容许应力可乘以 1.5。

表 7-2 浆砌石砌体容许弯曲拉应力 $[\sigma_{wl}]$ 值表 单位: MPa

砂浆标号 (MPa)		12.5	10	7.5	5	2.5	安全系数 K
通缝	各种砌体	0.18	0.16	0.14	0.11	0.08	
齿缝	片石砌体	0.21	0.20	0.18	0.15	0.12	
	规则块材砌体	0.30	0.28	0.25	0.22	0.17	

- 注 1. 本表摘自《水工设计手册》(华东水利学院主编, 水力电力出版社, 1992) 第三卷表 12-3-2。
 2. 砌体龄期为 28 天。
 3. 规则块材砌体包括: 块石砌体, 粗料石砌体。

表 7-3 浆砌石砌体容许偏心距 $[e_0]$ 值表

荷 载 组 合		容许偏心距
基本荷载组合	中、小跨径拱圈	$\leq 0.6y$
	其他结构	$\leq 0.5y$
特殊荷载组合	中、小跨径拱圈	$\leq 0.7y$
	其他结构	$\leq 0.6y$
地震力	中、小跨径拱圈	$\leq 0.8y$
	其他结构	$\leq 0.7y$

注 1. 本表摘自《水工设计手册》(华东水利学院主编, 水力电力出版社, 1992) 第三卷表 12-5-2。

2. 表中 y 为截面重心至偏心力作用一侧的截面边缘的距离。

表 7-4 浆砌石砌体及素混凝土结构构件稳定系数 φ 值表

$\frac{l_0}{b}$		<4	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
浆砌石砌体	砂浆标号 ≥ 5.0	1.0	0.98	0.95	0.91	0.87	0.82	0.77	0.72	0.67	0.62	0.58	0.54
	2.5	1.0	0.97	0.93	0.89	0.83	0.78	0.72	0.66	0.61	0.56	0.51	0.46
	1.0	1.0	0.95	0.90	0.84	0.77	0.70	0.63	0.57	0.51	0.45	0.41	0.37
混凝土构件		1.0	0.98	0.96	0.91	0.86	0.82	0.77	0.72	0.68	0.63	0.59	0.55

注 1. 本表摘自《水工设计手册》(华东水利学院主编) 第三卷表 12-5-1 和 SL/T 191-96。

2. 表中 b 为矩形截面的边长, 对轴心受压构件为短边尺寸, 对偏心受压构件为弯矩作用平面的截面高度; l_0 为构件计算长度, 按表 7-5 采用。

表 7-5 构件计算长度 l_0 值表

构件两端约束情况		计算长度 l_0
直 杆	两端固定	$0.5l$
	一端固定, 一端为不移动的铰	$0.7l$
	两端均为不移动的铰	$1.0l$
	一端固定, 一端自由	$2.0l$
拱	三铰拱	$0.58S$
	双铰拱	$0.54S$
	无铰拱	$0.36S$

注 1. 本表摘自 SL/T 191-96。

2. l 为构件支点间长度; S 为拱轴线长度。

3. 算例

【例 7-3】 某单孔无压盖板涵洞，盖板顶面至填土顶面的

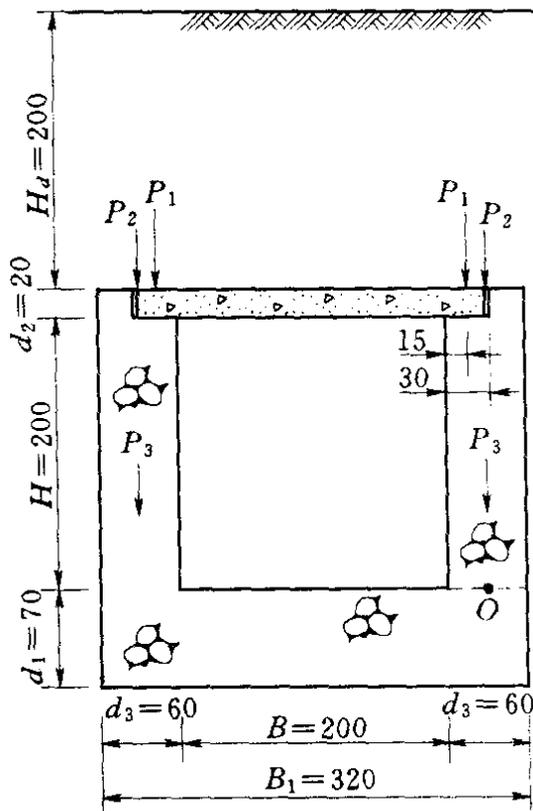


图 7-4 洞身结构尺寸图
(单位: cm)

最大填土高度 $H_d = 2.0\text{m}$ ，填土内摩擦角 $\phi = 30^\circ$ ，洞身净宽 $B = 2.0\text{m}$ ，净高 $H = 2.0\text{m}$ 。盖板为 C20 钢筋混凝土结构，厚 $d_2 = 0.2\text{m}$ ，每端在侧墙顶面的支承宽度为 0.3m 。侧墙与底板为整体式连接的浆砌石结构，砌体石料标号为 40 号块石，砂浆标号为 M7.5，底板厚 $d_1 = 0.70\text{m}$ ，侧墙为等厚 $d_3 = 0.60\text{m}$ 。地基为密实砂类土，地下水位低于洞底，无地面荷载。洞身横剖面结构尺寸如图 7-4 所示。本涵洞的过水流量为 $5.5\text{m}^3/\text{s}$ ，按 GB 50228—99 规定，相应建筑物级别为 4 级。试进行盖板钢

筋混凝土结构计算及侧墙与底板的浆砌石结构计算。

解 本例除侧墙厚度由 0.25m 增为 0.60m 、底板厚度由 0.30m 增为 0.70m 外，其余结构尺寸及填土高度均与例 7-1 相同，盖板的结构计算也与例 7-1 相同，在此仅介绍侧墙及底板的浆砌石结构计算。

(1) 荷载计算。

对于浆砌石结构，结构计算采用单一安全系数法，各项荷载均不再乘以作用分项系数。

1) 作用于洞顶的均布垂直土压力 q_{t2} 计算。此涵洞洞顶以上的填土类型为上埋式填土，根据比值 $H_d/B_1 = 2.0/3.2 = 0.625$ 由表 5-1 查得填土的垂直压力系数 $K_s = 1.13$ 。按式 (5-1) 计算作用于洞顶的垂直均布土压力 q_{t2} 为：

$$q_{t2} = K_s \gamma H_d = 1.13 \times 18 \times 2.0 = 40.68 (\text{kN/m})$$

式中： γ 为填土的湿重度， $\gamma = 18 \text{kN/m}^3$ ； H_d 为填土高度， $H_d = 2.0 \text{m}$ 。

2) 作用于侧墙的水平分布土压力强度 q_{t3} 、 q_{t4} 及侧墙分布荷载强度总和 q_3 、 q_4 计算。

按式 (5-4) 计算作用于侧墙顶部 (相应于顶板底面处) 的分布土压力 q_{t3} 为：

$$\begin{aligned} q_{t3} &= \gamma(H_d + d_2) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \\ &= 18 \times (2.0 + 0.2) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) \\ &= 13.2 (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

按式 (5-5) 计算作用于侧墙底部 (相应于底板顶面处) 的分布土压力 q_{t4} 为：

$$\begin{aligned} q_{t4} &= \gamma(H_d + d_2 + H) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \\ &= 18 \times (2.0 + 0.2 + 2.0) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) \\ &= 25.2 (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

作用于侧墙的分布荷载总和为水平分布土压力、内水压力、外水压力之和，本例内水压力及外水压力均为 0，则：

$$q_3 = q_{t3} = 13.2 (\text{kN/m})$$

$$q_4 = q_{t4} = 25.2 (\text{kN/m})$$

各式中符号意义同前。

3) 作用于顶板的垂直均布荷载总和 q_2 计算。

$$q_2 = q_{t2} + \gamma_c d_2 = 40.68 + 25 \times 0.2 = 45.68 (\text{kN/m})$$

式中： d_2 为顶板厚， $d_2 = 0.2 \text{m}$ ； γ_c 为钢筋混凝土重度， $\gamma_c = 25 \text{kN/m}^3$ 。

4) 作用于底板底面的垂直均布荷载总和 q_1 计算。

$$\begin{aligned}
 q_1 &= q_2 + \frac{2\gamma d_3 H}{B_1} \\
 &= 45.68 + \frac{2 \times 22 \times 0.6 \times 2.2}{3.2} \\
 &= 63.83(\text{kN/m})
 \end{aligned}$$

式中： γ 为浆砌石砌体重度， $\gamma = 22\text{kN/m}^3$ ； H 为侧墙总高， $H = 2.2\text{m}$ ；其余符号意义同前。

(2) 侧墙浆砌石结构计算。

1) 侧墙内力计算。作用于墙底截面的各垂直力 P 及轴向力总和 ΣN 为：

$$P_1 = \frac{1}{2}q_2 B = \frac{1}{2} \times 45.68 \times 2 = 45.68(\text{kN})$$

$$P_2 = q_{12}d_3 = 40.68 \times 0.6 = 24.41(\text{kN})$$

$$P_3 = \gamma H d_3 = 22 \times 2.2 \times 0.6 = 29.04(\text{kN})$$

$$\Sigma N = P_1 + P_2 + P_3 = 45.68 + 24.41 + 29.04 = 99.13(\text{kN})$$

作用于墙底截面的弯矩总和 ΣM 为：

$$\Sigma M = M_{\text{BC}} + P_1 e = 9.8 + 45.68 \times 0.15 = 16.65(\text{kN} \cdot \text{m})$$

式中： P_1 为由盖板传递给侧墙的洞顶土压力； P_2 为直接作用于墙顶的土压力； P_3 为侧墙自重力； e 为 P_1 力作用点对截面中心的偏心距， $e = \frac{d_3}{2} - \frac{0.3}{2} = 0.15(\text{m})$ ； M_{BC} 为侧向水平荷载作用的弯矩，其值按式 (7-3) 计算如下；其余符号意义同前。

$$\begin{aligned}
 M_{\text{BC}} &= \frac{(7q_3 + 8q_1)l_3^2}{120} \\
 &= \frac{(7 \times 13.2 + 8 \times 25.2) \times 2.0^2}{120} \\
 &= 9.8(\text{kN} \cdot \text{m})
 \end{aligned}$$

2) 侧墙截面应力验算。按式 (7-27) 计算偏心距为：

$$e_0 = \frac{\Sigma M}{\Sigma N} = \frac{16.65}{99.13} = 0.168(\text{m})$$

按式 (7-26) 计算塑性影响系数为：

$$K = 1 + 1.5 \frac{e_0}{y} = 1 + 1.5 \times \frac{0.168}{\frac{0.6}{2}} = 1.84$$

计算 K 值大于 1.5, 采用 $K = 1.5$ 。

按式 (7-24) 计算墙底截面的弯曲压应力为:

$$\sigma_a = \frac{\sum M}{W} + \frac{\sum N}{A} = \frac{16.65}{\frac{1 \times 0.6^2}{6}} + \frac{99.13}{1 \times 0.6} = 442.72 (\text{kN/m}^2)$$

由表 7-1 查得砂浆强标号为 M7.5 时的浆砌块石砌体的容许轴心受压应力为 $[\sigma_a] = 2.4 \text{MPa} = 2400 \text{kN/m}^2$ 。

计算结果 $\sigma_a = 442.72 \text{kN/m}^2 < K[\sigma_a] = 1.5 \times 2400 = 3600 \text{kN/m}^2$, 截面受压满足要求。

按式 (7-25) 计算墙底截面的弯曲拉应力为:

$$\sigma_{wL} = \frac{\sum M}{W} - \frac{\sum N}{A} = \frac{16.65}{\frac{1 \times 0.6^2}{6}} - \frac{99.13}{1 \times 0.6} = 112.28 (\text{kN/m}^2)$$

由表 7-2 查得砂浆强标号为 M7.5 时的浆砌块石砌体容许弯曲抗拉应力为:

$$[\sigma_{wL}] = 0.25 \text{MPa} = 250 (\text{kN/m}^2)$$

计算结果 $\sigma_{wL} = 112.28 \text{kN/m}^2 < [\sigma_{wL}] = 250 \text{kN/m}^2$, 截面受拉满足要求。

上述截面应力验算表明, 由于浆砌石盖板涵洞规模及荷载均较小, 弯曲压应力计算值远小于容许值, 因此在验算拉应力计算值满足要求的情况下, 可不必再进行压应力验算。

3) 侧墙稳定验算。侧墙按顶端简支底端固定的杆件计算, 稳定验算的计算长度 l_0 按表 7-5 计算为:

$$l_0 = 0.7l = 0.7 \times 2.0 = 1.4 (\text{m})$$

弯矩作用平面的截面高度 (即侧墙厚度) $b = 0.6 \text{m}$, 根据比值 $\frac{l_0}{b} = \frac{1.4}{0.6} = 2.3$, 由表 7-4 查得纵向弯曲系数为 $\varphi = 1.0$ 。

按式 (7-28) 计算侧墙压应力为:

$$\sigma'_a = \frac{\sum N}{\varphi A} = \frac{99.13}{1.0 \times 1.0 \times 0.6} = 165.2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

计算结果 $\sigma'_a = 165.2 \text{ kN/m}^2 < [\sigma_a] = 2400 \text{ kN/m}^2$ ，侧墙受压稳定满足要求。

稳定验算表明，由于浆砌石盖板涵洞规模、荷载和比值 l_0/b 均较小，纵向弯曲系数 φ 值多为 1.0，按稳定验算的压应力计算值远小于容许值，因此一般可不必再进行受压稳定验算。

(3) 底板浆砌石结构计算。

1) 底板内力计算。底板端弯矩 M_{BA} 为：

$$M_{BA} = M_{BC} + P_1 e = 9.8 + 45.68 \times 0.15 = 16.65 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

因侧墙较厚，刚度较大，底板计算跨径 l_1 可近似采用等于洞身净宽，即：

$$l_1 = B = 2.0 \text{ (m)}$$

则底板跨中最大弯矩 M_{\max} 为：

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{1}{8} q_1 l_1^2 - M_{BA} \\ &= \frac{1}{8} \times 63.83 \times 2.0^2 - 16.65 \\ &= 15.27 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

底板轴向力按下式计算为：

$$\begin{aligned} \sum N &= \frac{(9q_3 + 16q_4) l_3}{40} \\ &= \frac{(9 \times 13.2 + 16 \times 25.2) \times 2.0}{40} \\ &= 26.1 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

2) 底板截面应力验算。按式 (7-25) 计算底板跨中截面的弯曲拉应力为：

$$\sigma_{wL} = \frac{\sum M}{W} - \frac{\sum N}{A} = \frac{15.27}{\frac{1 \times 0.7^2}{6}} - \frac{26.1}{0.7} = 149.7 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

计算结果 $\sigma_{wL} = 149.7 \text{ kN/m}^2 < [\sigma_{wL}] = 250 \text{ kN/m}^2$ ，截面受

拉满足要求。

四、侧墙与底板为分离式结构的单孔盖板涵洞计算

当洞顶填土厚度较小，地基允许承载力较大时，有时也采用侧墙与底板为分离式的结构型式。在这种情况下；钢筋混凝土盖板的计算方法仍同侧墙与底板为整体式结构的计算；因侧墙与底板为分离式结构，地基压力为均匀分布时，底板不产生弯矩，可根据构造要求采用较小的厚度；侧墙按两端分别支承于盖板及底板的简支梁结构，同时考虑洞顶土压力作用，按偏心受压构件计算。

侧墙结构计算的控制截面为跨间最大弯矩截面，其截面位置距墙顶（盖板底面）的距离 x_0 按式（7-29）计算。

$$x_0 = \frac{\sqrt{\frac{\left(\frac{q_3}{q_4}\right)^2 + \frac{q_3}{q_4} + 1}{3}} - \frac{q_3}{q_4}}{1 - \frac{q_3}{q_4}} l_3 \quad (7-29)$$

由侧向土压力作用的跨间最大弯矩按式（7-30）计算。

$$M_{\max} = \frac{q_4 l_3^2}{6} \times \frac{2 \times \left[\frac{\left(\frac{q_3}{q_4}\right)^2 + \frac{q_3}{q_4} + 1}{3} \right]^{3/2} - \left(\frac{q_3}{q_4}\right) \left(1 + \frac{q_3}{q_4}\right)}{\left(1 - \frac{q_3}{q_4}\right)^2} \quad (7-30)$$

跨间最大弯矩截面的弯矩总和为：

$$\sum M = M_{\max} - P_1 e \quad (\text{侧墙为等厚时}) \quad (7-31)$$

作用于最大弯矩截面的轴向力总和按式（7-32）计算

$$\sum N = P_1 + P_2 + P_3 \quad (7-32)$$

式中： P_1 为由盖板传递给侧墙的洞顶土压力，kN； P_2 为直接作用于墙顶的土压力，kN； P_3 为侧墙自重力，kN； e 为 P_1 力作用点对截面中心的偏心距；其余符号意义同前。

【例 7-4】 某单孔无压盖板涵洞，盖板顶面至填土顶面的最大填土高度 $H_d = 2.0\text{m}$ ，填土内摩擦角 $\phi = 30^\circ$ ，洞身净宽 $B =$

2.0m, 净高 $H = 2.0\text{m}$ 。盖板为 C20 钢筋混凝土结构, 厚 $d_2 = 0.2\text{m}$, 每端在侧墙顶面的支承宽度为 0.3m 。侧墙与底板为分离式连接的浆砌石结构, 砌体石料标号为 40 号块石, 砂浆标号为 M7.5。底板厚 $d_1 = 0.50\text{m}$, 侧墙为等厚 $d_3 = 0.60\text{m}$, 墙基础宽 1.0m (墙底前后趾各宽 0.2m), 厚 0.5m 。地基为密实砂类土, 地下水位低于洞底。无地面荷载。洞身横剖面结构尺寸如图 7-5 所示。本涵洞的过水流量为 $5.5\text{m}^3/\text{s}$, 按 GB 50228—99 规定, 相应建筑物级别为 4 级。试进行盖板钢筋混凝土结构计算及侧墙与底板的浆砌石结构计算。

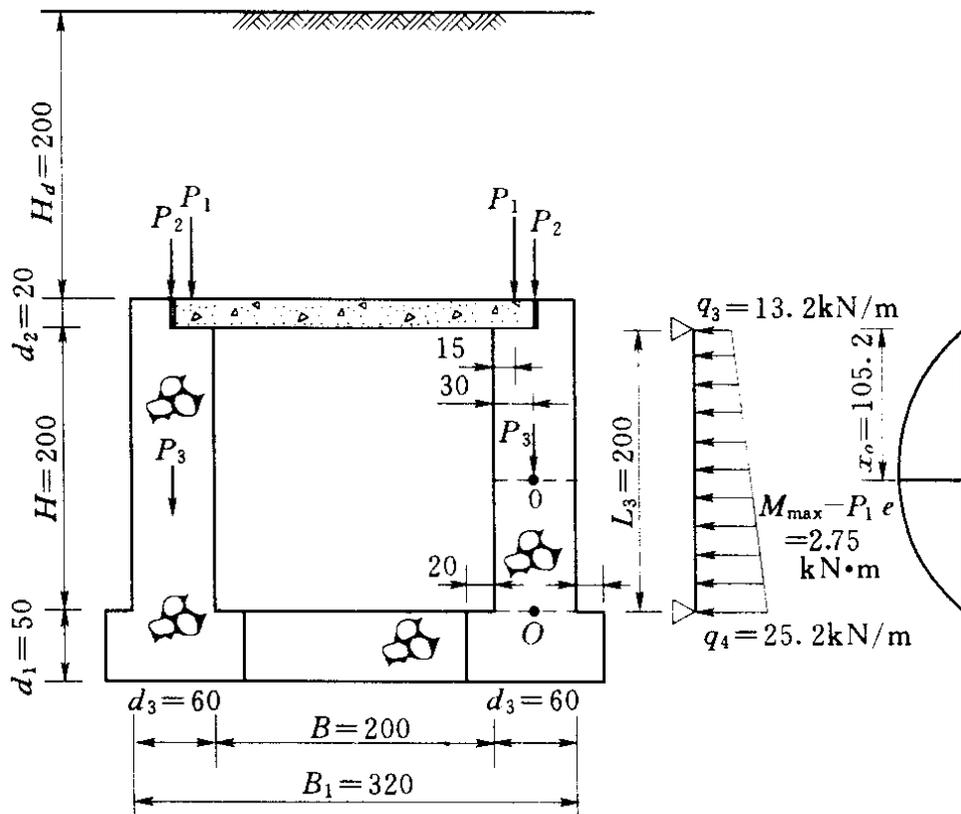


图 7-5 洞身结构尺寸图 (单位: cm)

解 本例除侧墙与底板为分离式连接的浆砌石结构及底板厚度减薄外、其余结构尺寸及填土高度以及各部位作用荷载均与例 7-3 相同, 盖板的钢筋混凝土结构计算也同例 7-3, 因底板与侧墙分离, 底板不需计算, 在此仅介绍侧墙的浆砌石结构计算。

侧墙结构计算的控制截面为跨间最大弯矩截面, 按式 (7-29) 计算跨间最大弯矩截面距墙顶的距离 x_0 为:

$$\begin{aligned}
 x_0 &= \frac{\sqrt{\frac{\left(\frac{q_3}{q_4}\right)^2 + \frac{q_3}{q_4} + 1}{3}} - \frac{q_3}{q_4}}{1 - \frac{q_3}{q_4}} l_3 \\
 &= \frac{\sqrt{\frac{\left(\frac{13.2}{25.2}\right)^2 + \frac{13.2}{25.2} + 1}{3}} - \frac{13.2}{25.2}}{1 - \frac{13.2}{25.2}} \times 2.0 \\
 &= 1.052(\text{m})
 \end{aligned}$$

按式 (7-30) 计算由侧向土压力作用的侧墙跨间最大弯矩 M_{\max} 为

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \frac{q_4 l_3^2}{6} \times \frac{2 \times \left[\frac{\left(\frac{q_3}{q_4}\right)^2 + \frac{q_3}{q_4} + 1}{3} \right]^{3/2} - \left(\frac{q_3}{q_4}\right) \left(1 + \frac{q_3}{q_4}\right)}{\left(1 - \frac{q_3}{q_4}\right)^2} \\
 &= \frac{25.2 \times 2^2}{6} \times \frac{2 \times \left[\frac{\left(\frac{13.2}{25.2}\right)^2 + \frac{13.2}{25.2} + 1}{3} \right]^{3/2} - \left(\frac{13.2}{25.2}\right) \left(1 + \frac{13.2}{25.2}\right)}{\left(1 - \frac{13.2}{25.2}\right)^2} \\
 &= 9.6(\text{kN} \cdot \text{m})
 \end{aligned}$$

式中: q_3 、 q_4 值同例 7-3。

按式 (7-31) 计算跨间最大弯矩 ΣM 总和为:

$$\Sigma M = M_{\max} - P_1 e = 9.6 - 45.68 \times 0.15 = 2.75 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

按式 (7-32) 计算作用于最大弯矩截面的轴向力 ΣN 总和为:

$$\Sigma N = P_1 + P_2 + P_3 = 45.68 + 24.41 + 16.17 = 86.26 (\text{kN})$$

式中: P_1 为由盖板传递给侧墙的洞顶土压力; P_2 为直接作用于

墙顶的土压力； P_1 、 P_2 值同例 7-3； P_3 为最大弯矩截面的侧墙自重力， P_3 为：

$$P_3 = \gamma(x_0 + d_2)d_3 = 22 \times (1.025 + 0.2) \times 0.6 = 16.17(\text{kN})$$

式中：符号意义同前。

按式 (7-25) 计算侧墙最大弯矩截面的弯曲拉应力为：

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{\sum M}{W} - \frac{\sum N}{A} = \frac{2.75}{\frac{1 \times 0.6^2}{6}} - \frac{86.26}{1 \times 0.6} \\ &= 45.83 - 143.77 = -97.97(\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

计算弯曲拉应力为负值，即为压应力，截面受拉满足要求。

第二节 多孔盖板涵洞的结构计算

当设计流量较大时，盖板涵洞也采用双孔或三孔一联的布置型式，侧墙与底板可为整体式连接，也可为分离式连接。侧墙的计算方法与单孔盖板涵洞相同。盖板可每孔分开设置，也可各孔采用整体相连的盖板，前者为简支板，计算方法与单孔盖板涵洞相同；后者按连续板计算。侧墙与底板为整体式连接时，底板也按连续板计算。本节仅简要介绍侧墙与底板为整体式连接的双孔及三孔一联盖板涵洞的底板及整体相连盖板的内力计算。有关各部位的钢筋混凝土及浆砌石结构计算等内容则与单孔盖板涵洞相同，不再重复。

一、侧墙与底板整体式连接的双孔盖板涵洞的盖板及底板内力计算

1. 盖板内力计算

盖板各部位控制弯矩按式 (7-33) ~ 式 (7-35) 计算 (图 7-6)。

$$M_{\max} = 0.07q_2 l_2^2 \quad (7-33)$$

$$M_B = -0.125q_2 l_2^2 \quad (7-34)$$

$$l_2 = 1.1l_0 \quad (7-35)$$

式中： M_{\max} 为盖板跨间最大弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； M_B 为支座B（中隔墙）处的弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ；其余符号意义同前。

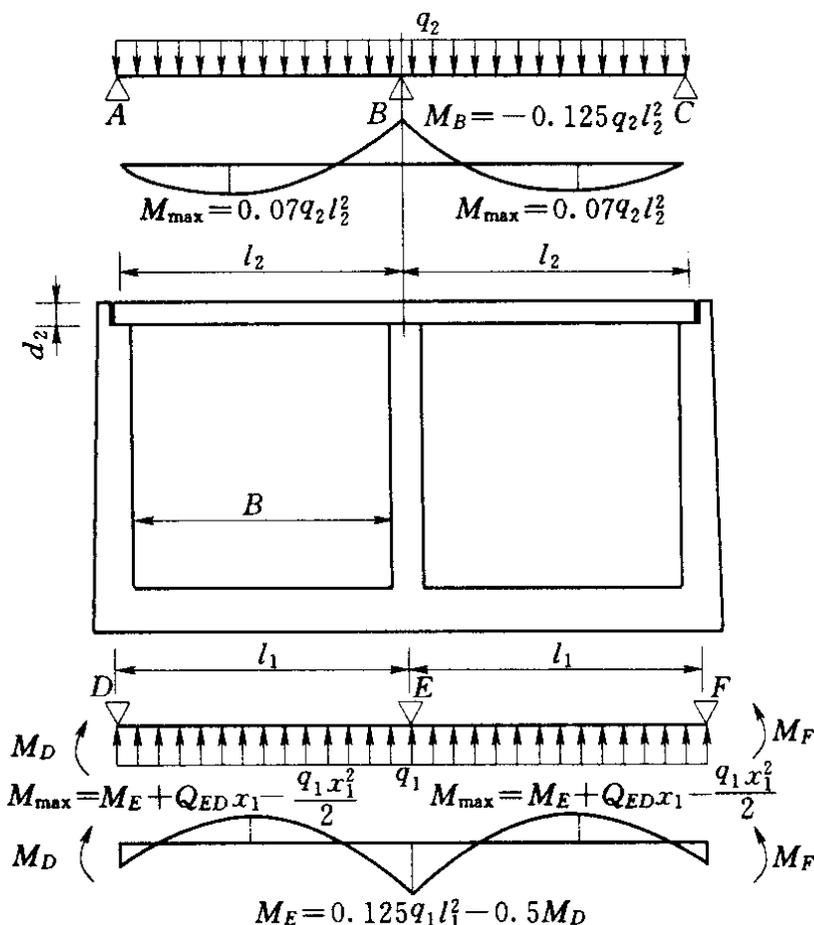


图 7-6 双孔盖板涵洞计算简图

2. 底板内力计算

底板各部位控制弯矩按式 (7-36) ~ 式 (7-40) 计算 (见图 7-6)。

$$M_E = 0.125q_1l_1^2 - 0.5M_D \quad (7-36)$$

$$M_{\max} = M_E + Q_{ED}x_1 - \frac{q_1x_1^2}{2} \quad (7-37)$$

$$Q_{ED} = \frac{q_1l_1}{2} - \frac{M_E + M_D}{l_1} \quad (7-38)$$

$$x_1 = \frac{Q_{ED}}{q_1} \quad (7-39)$$

$$l_1 = 1.1l_0 \quad (7-40)$$

式中： M_E 为支座 E（中隔墙）处的弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； M_{\max} 为跨间最大弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； M_D 为底板端弯矩，其值等于侧墙底部弯矩（见单孔盖板结构计算部分）， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； Q_{ED} 为支座 E（中隔墙）左侧剪力， kN ； x_1 为跨间最大弯矩截面位置距支座 E 的距离， m ；其余符号意义同前。

二、侧墙与底板整体式连接的三孔盖板涵洞的盖板及底板内力计算

1. 盖板内力计算

盖板各部位控制弯矩按式（7-41）～式（7-44）计算（见图 7-7）。

$$M_1 = 0.08q_2l_2^2 \quad (7-41)$$

$$M_2 = 0.025q_2l_2^2 \quad (7-42)$$

$$M_B = M_C = -0.1q_2l_2^2 \quad (7-43)$$

$$l_2 = 1.1l_0 \quad (7-44)$$

式中： M_1 为边跨跨间最大弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； M_2 为中跨跨间最大弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； M_B 及 M_C 为中支座（中隔墙）处的弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ；其余符号意义同前。

2. 底板内力计算

底板各部位控制弯矩按式（7-45）～式（7-52）计算（图 7-7）：

$$M_F = M_G = 0.1q_1l_1^2 - 0.2M_E \quad (7-45)$$

$$M_3 = M_F + Q_{FE}x_3 - \frac{q_1x_3^2}{2} \quad (7-46)$$

$$M_4 = M_G + Q_{GF}x_1 - \frac{q_1x_1^2}{2} \quad (7-47)$$

$$Q_{FE} = \frac{q_1l_1}{2} - \frac{M_F + M_E}{l_1} \quad (7-48)$$

$$Q_{GF} = \frac{q_1l_1}{2} - \frac{M_G + M_F}{l_1} \quad (7-49)$$

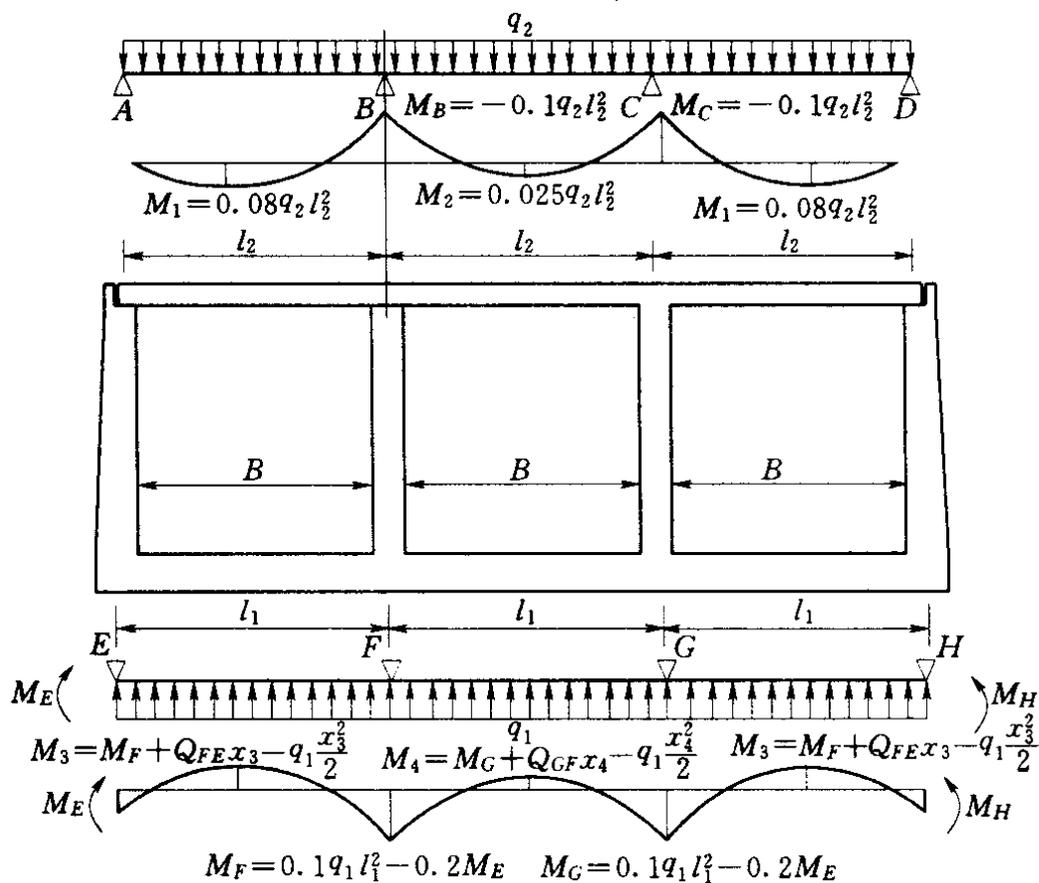


图 7-7 三孔盖板涵洞计算简图

$$x_3 = \frac{Q_{FE}}{q_1} \quad (7-50)$$

$$x_4 = l_1/2 \quad (7-51)$$

$$l_1 = 1.1l_0 \quad (7-52)$$

式中： M_F 及 M_G 为中支座（中隔墙）处的弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； M_3 为边跨跨间最大弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； M_4 为中跨跨间最大弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； M_E 为底板端弯矩，其值等于侧墙底部弯矩（见单孔盖板结构计算部分）， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； Q_{FE} 为支座 F 左侧剪力， kN ； Q_{GF} 为支座 G 左侧剪力， kN ； x_3 为边跨跨间最大弯矩截面位置距支座 F 的距离， m ； x_4 为中跨跨间最大弯矩截面位置距支座 G 的距离， m ；其余符号意义同前。

第八章 拱涵的结构计算

拱涵一般全部为浆砌石结构，有时也采用预制素混凝土拱圈和钢筋混凝土拱圈。拱圈根据其与拱座的连接方式，主要分为无铰拱和双铰拱结构。浆砌石拱圈一般与拱座为整体式砌筑，且拱圈厚度与拱座顶部厚度相近，因此多按无铰拱计算。预制混凝土拱圈施工安装时，拱脚与拱座连接处虽多铺垫水泥砂浆，但主要作用是找平，且拱圈厚度较拱座顶部厚度小得多，因此可不考虑水泥砂浆的粘结强度，按双铰拱计算。拱圈的内力计算一般采用查表法。拱涵的拱座（侧墙）及底板一般均采用浆砌石结构。根据孔径规模及地基条件，拱座（侧墙）与底板可采用整体式连接或分离式连接的布置型式，结构计算方法与侧墙及底板均为浆砌石的盖板涵洞基本相同。拱涵一般多为单孔，流量较大时也采用双孔或三孔的布置型式。在此主要介绍单孔拱涵的结构设计。

第一节 拱圈的结构计算

拱圈内力按力法计算，一般利用力法计算公式推求的各种内力计算系数查表计算。

一、等截面无铰圆拱内力计算

等截面无铰圆拱的各项内力值（图 8-1）根据荷载类型由表 8-1 查算。计算步骤为：首先根据拱顶以上均布垂直荷载、拱背垂直分布荷载、拱背水平均布荷载、拱背三角形水平分布荷载、拱圈自重力等 5 种类型的荷载，分别在表 8-1 中查取各内力的系数及乘数计算相应的内力值；然后将各种类型荷载作用的内力值叠加求得各内力值的总和。

图 8-1 及表 8-1 中： L 为计算跨径， m ； f 为计算矢高，

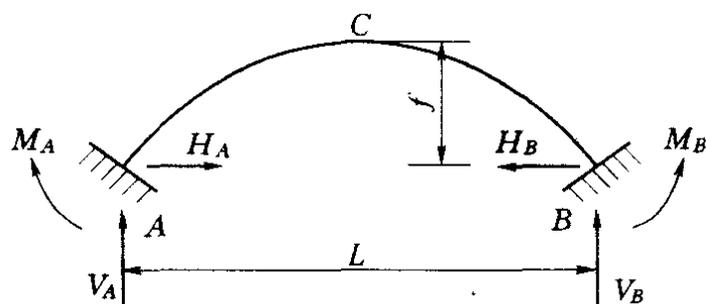
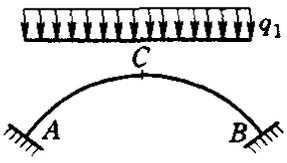
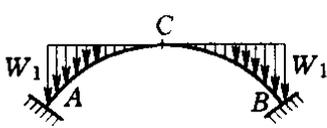


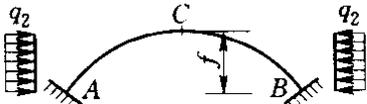
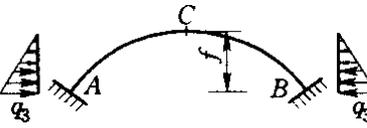
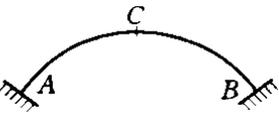
图 8-1 等截面无铰圆拱示意图

m ; V_A 为拱座竖向反力, kN; H_A 为拱座水平反力, kN; M_A 为拱脚截面弯矩, kN·m; M_C 为拱顶截面弯矩, kN·m; N_C 为拱顶截面轴向力, kN; Q_C 为拱顶截面剪力, kN; q_1 为拱顶以上的均布荷载, kN/m; q_2 为作用于拱圈的水平均布荷载, kN/m; q_3 为作用于拱圈的水平三角形分布荷载最大强度, kN/m; W_1 为拱背充填料重力, kN; γ_1 为拱背填筑材料的重度, kN/m³; W 为半跨拱自重力, kN; d 为拱圈厚度, m; γ 为拱圈材料的重度, kN/m³。

表 8-1 等截面无铰圆拱内力系数表

荷载简图	项目	f/L					乘数
		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	
均布垂直荷载  $V_A = V_B; Q_C = 0$ $M_A = M_B; N_C = H_A = H_B$	V_A	0.50000	0.50000	0.50000	0.50000	0.50000	$q_1 L$
	H_A	1.26093	0.63782	0.43421	0.33558	0.27583	$q_1 L$
	M_A	0.00131	0.00414	0.00925	0.01619	0.02467	$q_1 L^2$
	M_C	0.00022	0.00158	0.00399	0.00726	0.01175	$q_1 L^2$
拱背填料重力  $V_A = V_B; Q_C = 0$ $M_A = M_B; N_C = H_A = H_B$	V_A	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	W_1
	H_A	1.09958	0.55637	0.38117	0.29819	0.25308	W_1
	M_A	-0.02641	-0.02206	-0.01419	-0.00397	0.00852	$W_1 L$
	M_C	-0.01070	-0.01030	-0.00972	-0.00833	-0.00599	$W_1 L$
	W_1	0.01640	0.03124	0.04313	0.05090	0.05365	$\gamma_1 L^2$

续表

荷载简图	项目	f/L					乘数
		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	
<p>均布水平荷载</p>  <p>$V_A = V_B; H_A = H_B$ $N_C = H_A + q_2 f; M_A = M_B;$</p>	V_A	0	0	0	0	0	$q_2 f$
	H_A	-0.57184	-0.56746	-0.56888	-0.56350	-0.55300	$q_2 f$
	M_A	-0.01151	-0.02237	-0.03383	-0.04364	-0.05044	$q_2 fL$
	M_C	-0.00433	-0.00888	-0.01317	-0.01824	-0.02394	$q_2 fL$
<p>三角形分布水平荷载</p>  <p>$V_A = V_B; H_A = H_B$ $N_C = H_A + q_2 f; M_A = M_B;$</p>	V_A	0	0	0	0	0	$q_3 f/2$
	H_A	-0.75989	-0.75960	-0.75857	-0.75246	-0.73600	$q_3 f/2$
	M_A	-0.01273	-0.02502	-0.03795	-0.04919	-0.05660	$q_3 fL/2$
	M_C	-0.00372	-0.00699	-0.01038	-0.01488	-0.02193	$q_3 fL/2$
<p>自重力</p>  <p>$V_A = V_B; Q_C = 0$ $M_A = M_B; N_C = H_A = H_B$</p>	V_A	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	W
	H_A	2.48476	1.20645	0.77364	0.54391	0.40147	W
	M_A	0.00186	0.00582	0.01378	0.02200	0.03100	WL
	M_C	-0.00005	0.00198	0.00435	0.00836	0.01330	WL
	W	0.51323	0.55173	0.61248	0.69161	0.78540	γdL

注 本表摘自《水工设计手册》(华东水利学院主编), 第一卷, 表 2-3-34, 荷载符号按本书所介绍作了修改。

二、等截面双铰圆拱内力计算

等截面双铰圆拱的各项内力值(图 8-2)根据荷载类型由表 8-2 查算。计算步骤与等截面无铰圆拱相同。

图 8-2 及表 8-2 中符号意义同前。

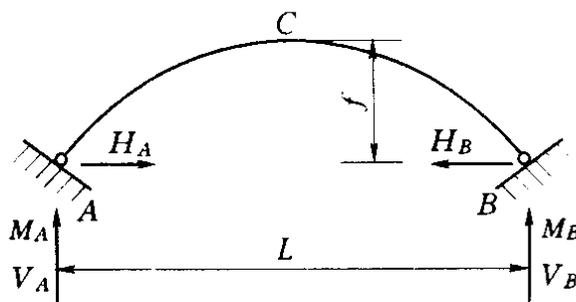
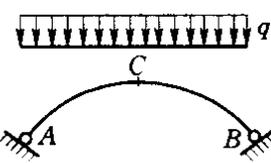
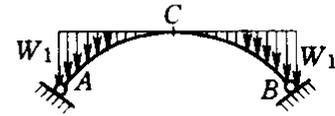
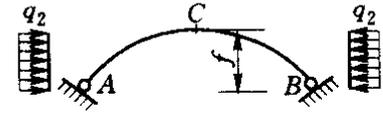
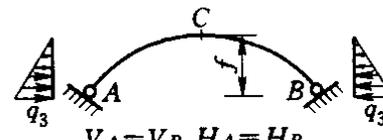
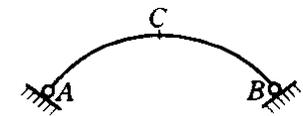


图 8-2 等截面双铰圆拱示意图

表 8-2

等截面双铰圆拱内力系数表

荷载简图	项目	f/L					乘数
		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	
均布垂直荷载  $V_A = V_B \quad Q_C = 0$ $H_A = H_B = N_C$	V_A	0.50000	0.50000	0.50000	0.50000	0.50000	$q_1 L$
	H_A	1.24298	0.61053	0.39464	0.28269	0.21221	$q_1 L$
	M_C	0.00070	0.00289	0.00661	0.01192	0.01890	$q_1 L^2$
拱背填料重力  $V_A = V_B \quad Q_C = 0$ $H_A = H_B = N_C$	V_A	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	W_1
	H_A	1.40393	0.68587	0.43601	0.30750	0.23026	W_1
	M_C	-0.01637	-0.01588	-0.01335	-0.00940	-0.00344	$W_1 L$
	W_1	0.01640	0.03125	0.04313	0.05090	0.05365	$\gamma_1 L^2$
均布水平荷载  $V_A = V_B \quad H_A = H_B$ $N_C = H_A + q_2 f$	V_A	0	0	0	0	0	$q_2 f$
	H_A	-0.42978	-0.42767	-0.42659	-0.42540	-0.42441	$q_2 f$
	M_C	-0.00702	-0.01447	-0.02202	-0.02981	-0.03779	$q_2 f L$
三角形分布水平荷载  $V_A = V_B \quad H_A = H_B$ $N_C = H_A + \frac{q_3 f}{2}$	V_A	0	0	0	0	0	$q_3 f/2$
	H_A	-0.62597	-0.60259	-0.60112	-0.59996	-0.59883	$q_3 f/2$
	M_C	-0.00407	-0.01282	-0.01966	-0.02668	-0.03392	$q_3 f L/2$
	Q_C	0	0	0	0	0	$q_3 f/2$
自重力  $V_A = V_B; Q_C = 0$ $H_A = H_B = N_C$	V_A	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	W
	H_A	2.45835	1.16714	0.71335	0.47213	0.31831	W
	M_C	0.00087	0.00376	0.00843	0.01474	0.02404	$W L$
	W	0.51323	0.55173	0.61248	0.69161	0.78540	$\gamma d L$

注 本表摘自《水工设计手册》(华东水利学院主编, 水利电力出版社, 1992) 第一卷, 表 2-3-30, 荷载符号按本书所介绍作了修改。

三、拱圈截面应力计算

拱圈按偏心受压构件计算，计算控制截面为拱顶截面和拱脚截面。浆砌石拱圈的截面应力验算公式与浆砌石盖板涵洞的式(7-24)~式(7-28)相同。素混凝土拱圈的截面应力按 SL/T 191—96《水工混凝土结构设计规范》(以下简称《规范》)的规定计算。

按《规范》规定，对于没有抗裂要求的构件，当 $e_0 < 0.4y'_c$ 时，可按式(8-1)计算：

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} \varphi f_c b (h - 2e_0) \quad (8-1)$$

式中： N 为轴向力设计值，kN； γ_d 为素混凝土结构的结构系数，由表6-8查取； φ 为素混凝土结构的稳定系数，由表7-4查取； f_c 为混凝土轴心抗压强度设计值，由表6-5查取； b 为截面宽度，取单宽1.0m； h 为截面高度，m； e_0 为轴向力作用点至截面重心的距离，m； y'_c 为截面重心至受压区边缘的距离，m。

第二节 拱座（侧墙）及洞底板的结构计算

一、拱座（侧墙）与底板为整体式连接的计算

拱座（侧墙）与底板整体式连接时，拱座（侧墙）按底端固定、顶端自由的杆件计算(图8-3)。一般按无水工况计算，顶端有拱脚作用的垂直力 V_A 、水平推力 H_A 、 M_A （无铰拱时），外侧有水平分

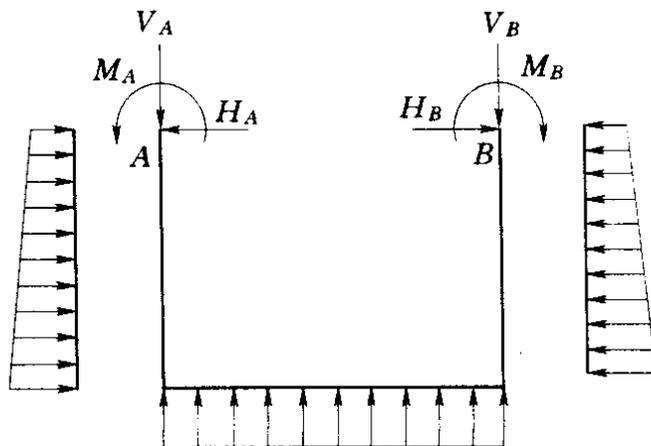


图 8-3 拱座（侧墙）与底板整体式连接的计算简图

布土压力作用。计算控制截面为墙底截面，按式 (7-24) ~ 式 (7-28) 验算截面应力。底板的计算方法与盖板涵洞相同。

二、拱座（侧墙）与底板为分离式连接的计算

拱座（侧墙）与底板为分离式连接时（图 8-4），拱座（侧墙）按一般的重力式墙验算墙身稳定及基底压力，其作用荷载与整体式连接时相同。底板不需计算，厚度可根据构造要求确定。

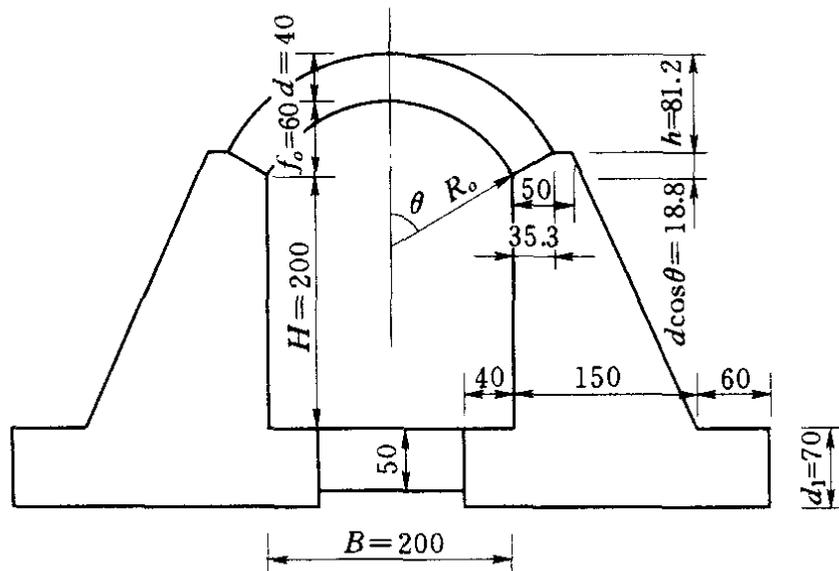


图 8-4 洞身结构尺寸图（单位：cm）

第三节 拱涵算例

【例 8-1】 某穿渠单孔拱涵，拱顶至填土顶面的最大填土高度 $H_d = 10.0\text{m}$ ，填土内摩擦角 $\phi = 30^\circ$ ，洞身净宽 $B = 2.0\text{m}$ ，拱座（侧墙）净高 $H = 2.0\text{m}$ ，拱圈净矢高 $f_0 = 0.6\text{m}$ ，拱圈为与拱座整体连接的浆砌石结构，等厚度 $d = 0.4\text{m}$ 。侧墙与底板为分离式连接的浆砌石结构，侧墙顶宽 0.5m ，底宽 1.5m ，墙基础宽 2.5m （墙底前趾宽 0.4m ，后趾宽 0.6m ），厚 $d_1 = 0.7\text{m}$ 。底板厚 0.5m 。砌体石料标号为 40 号块石，砂浆标号为 M7.5。地基为密实细砂类土，地下水位低于基底持力层，无地面荷载。洞身横剖面结构尺寸如图 8-4 所示。试进行拱圈及拱座（侧墙）的浆砌石结构计算。

解

1. 拱圈结构计算

(1) 拱圈几何尺寸计算。

拱圈内半径 R_0 按下式计算为：

$$R_0 = \frac{B^2 + 4f_0^2}{8f_0} = \frac{2^2 + 4 \times 0.6^2}{8 \times 0.6} = 1.1333(\text{m})$$

半圆心角 θ 按下式计算为：

$$\tan^{-1}\theta = \frac{\frac{B}{2}}{R_0 - f_0} = \frac{\frac{2}{2}}{1.1333 - 0.6} = 1.875$$
$$\theta = 61.93^\circ$$

计算跨径按下式计算为：

$$L = L_0 + d \sin\theta = 2.0 + 0.4 \sin 61.93^\circ = 2.353(\text{m})$$

计算矢高按下式计算为：

$$f = f_0 + \frac{d}{2} - \frac{d}{2} \cos\theta = 0.6 + \frac{0.4}{2} - \frac{0.4}{2} \cos 61.93^\circ = 0.706(\text{m})$$

计算矢跨比为：

$$\frac{f}{L} = \frac{0.706}{2.353} = 0.3$$

外拱圈拱脚至拱顶的垂直高度 h 按下式计算为：

$$h = f_0 + d - d \cos\theta = 0.6 + 0.4 - 0.4 \cos 61.93^\circ = 0.812(\text{m})$$

各式中： B 为洞身净宽，m； L_0 为净跨径，即洞身净宽； d 为拱圈厚度，m；其余符号意义同前。

(2) 拱圈荷载计算。作用于拱圈的荷载根据表 8-1 所示的荷载类型参照第五章介绍的方法计算。

1) 作用于拱圈的均布垂直土压力 q_1 计算。

此涵洞洞顶以上的填土类型为上埋式填土，根据比值 $H_d/B_1 = 10.0/4.0 = 2.5$ （洞身总宽 B_1 近似按平均宽采用 4.0m），由表 5-1 查得填土的垂直压力系数 $K_s = 1.255$ 。按下式计算作用于洞顶的垂直均布土压力 q_1 为：

$$q_1 = K_s \gamma H_d = 1.255 \times 18 \times 10.0 = 225.9(\text{kN/m})$$

2) 作用于拱圈的水平均布荷载 q_2 计算。

$$q_2 = \gamma H_d \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$= 18 \times 10 \times \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 60 (\text{kN/m})$$

3) 作用于拱圈的水平三角形分布荷载最大强度 q_3 计算。

$$q_3 = \gamma h \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$= 18 \times 0.812 \times \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 4.87 (\text{kN/m})$$

各式中： γ 为填土的湿重度， $\gamma=18\text{kN/m}^3$ ； H_d 为洞顶以上的填土高度， $H_d=10.0\text{m}$ ； h 为外拱圈拱脚至拱顶的垂直高度， $h=0.812\text{m}$ 。

4) 作用于拱背的充填料重力 W_1 计算。

$$W_1 = 0.04313\gamma_1 L^2 = 0.04313 \times 18 \times 2.353^2 = 4.30 (\text{kN})$$

式中：0.04313 为由表 8-1 查取的计算系数； γ_1 为拱背填土料湿重度， $\gamma_1=18\text{kN/m}^3$ ；其余符号意义同前。

5) 拱圈自重力 W 计算。

$$W = 0.61248\gamma d L = 0.61248 \times 22 \times 0.4 \times 2.353 = 12.68 (\text{kN})$$

式中：0.61248 为由表 8-1 查取的计算系数； γ 为拱圈浆砌石重度， $\gamma=22\text{kN/m}^3$ ； d 为拱圈厚度， $d=0.4\text{m}$ ；其余符号意义同前。

(3) 拱圈内力计算。由各种荷载产生的拱圈各部位内力按表 8-1 中相应的系数及乘数列表计算如表 8-3。

表 8-3

拱圈内力计算表

内力单位： M 为 $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； N 为 kN

荷载类型及数值	内力名称	系数	乘 数	内力值
均布垂直荷载 $q_1 = 225.9 \text{ kN/m}$	V_A	0.50000	$q_1 L = 225.9 \times 2.353 = 531.54$	265.77
	H_A, N_C	0.43421	$q_1 L = 225.9 \times 2.353 = 531.54$	230.8
	M_A	0.00925	$q_1 L^2 = 225.9 \times 2.353^2 = 1250.72$	11.57
	M_C	0.00399	$q_1 L^2 = 225.9 \times 2.353^2 = 1250.72$	4.99

续表

荷载类型及数值	内力名称	系数	乘 数	内力值
拱背填料重力 $W_1=4.30\text{kN}$	V_A	1.00000	$W_1=4.30$	4.30
	H_A 、 N_C	0.38117	$W_1=4.30$	1.64
	M_A	-0.01419	$W_1L=4.30 \times 2.353=10.12$	-0.14
	M_C	-0.00972	$W_1L=4.30 \times 2.353=10.12$	-0.10
均布水平荷载 $q_2=60\text{kN/m}$	V_A	0	$q_2f=60 \times 0.706=42.36$	0
	H_A	-0.56888	$q_2f=60 \times 0.706=42.36$	-24.1
	M_A	-0.03383	$q_2fL=60 \times 0.706 \times 2.353=99.67$	-3.37
	N_C	$H_A + q_2f = -24.1 + 60 \times 0.706 = 18.26$		
	M_C	-0.01317	$q_2fL=60 \times 0.706 \times 2.353=99.67$	-1.31
三角形分布 水平荷载 $q_3=4.87\text{kN/m}$	V_A	0	$q_3f/2=4.87 \times 0.706/2=1.72$	0
	H_A	-0.75857	$q_3f/2=4.87 \times 0.706/2=1.72$	-1.30
	M_A	-0.03795	$q_3fL/2=4.87 \times 0.706 \times 2.353/2=4.05$	-0.15
	N_C	$H_A + \frac{q_3f}{2} = -1.3 + \frac{4.87 \times 0.706}{2} = 0.42$		
	M_C	-0.01038	$q_3fL/2=4.87 \times 0.706 \times 2.353/2=4.05$	-0.04
自重力 $W=12.68\text{kN}$	V_A	1.00000	$W=12.68$	12.68
	H_A 、 N_C	0.77364	$W=12.68$	9.81
	M_A	0.01378	$WL=12.68 \times 2.353=29.84$	0.41
	M_C	0.00435	$WL=12.68 \times 2.353=29.84$	0.13

各种荷载作用的内力计算成果汇总列于表 8-4。

表 8-4 拱圈内力计算成果汇总表

荷载类型 \ 内力种类	拱顶弯矩 M_C (kN·m)	拱顶轴力 N_C (kN)	拱脚弯矩 M_A (kN·m)	拱脚竖向 反力 V_A (kN)	拱脚水平 反力 H_A (kN)
均布垂直荷载	4.99	230.8	11.57	265.77	230.80
拱背填料重力	-0.10	1.64	-0.14	4.3	1.64
均布水平荷载	-1.31	18.26	-3.37	0	-24.1
三角形分布水平荷载	-0.04	0.42	-0.15	0	-1.30
自重力	0.13	9.81	0.41	12.68	9.81
合计	3.67	260.93	8.32	282.75	216.85

(4) 拱圈应力验算。

1) 拱顶截面应力验算。

按式 (7-27) 计算偏心距为:

$$e_o = \frac{\sum M}{\sum N} = \frac{3.67}{260.93} = 0.014(\text{m})$$

按式 (7-26) 计算塑性影响系数为:

$$K = 1 + 1.5 \frac{e_o}{y} = 1 + 1.5 \times \frac{0.014}{\frac{0.4}{2}} = 1.11$$

按式 (7-24) 计算弯曲压应力为:

$$\sigma_a = \frac{\sum M}{W} + \frac{\sum N}{A} = \frac{3.67}{\frac{1 \times 0.4^2}{6}} + \frac{260.93}{1 \times 0.4} = 789.95(\text{kN/m}^2)$$

由表 7-1 查得砌体的容许轴心受压应力为 $[\sigma_a] = 2.4\text{MPa} = 2400\text{kN/m}^2$ 。

计算结果 $\sigma_a = 789.95\text{kN/m}^2 < K [\sigma_a] = 1.11 \times 2400 = 2664$ (kN/m^2), 截面受压满足要求。

按式 (7-25) 计算弯曲拉应力为:

$$\sigma_{wL} = \frac{\sum M}{W} - \frac{\sum N}{A} = \frac{3.67}{\frac{1 \times 0.4^2}{6}} - \frac{260.93}{1 \times 0.4} = -514.7(\text{kN/m}^2)$$

计算弯曲拉应力为负值, 即拱顶截面全部为压应力, 不出现拉应力。

2) 拱脚截面应力验算。

拱脚截面轴力为:

$$N_A = H_A \cos\theta + V_A \sin\theta = 216.85 \times \cos 61.93^\circ + 282.75 \times \sin 61.93^\circ = 351.53(\text{kN})$$

按式 (7-27) 计算偏心距为:

$$e_o = \frac{\sum M}{\sum N} = \frac{8.32}{351.53} = 0.024(\text{m})$$

按式 (7-26) 计算塑性影响系数为:

$$K = 1 + 1.5 \frac{e_0}{y} = 1 + 1.5 \times \frac{0.024}{\frac{0.4}{2}} = 1.18$$

按式 (7-24) 计算弯曲压应力为:

$$\sigma_a = \frac{\sum M}{W} + \frac{\sum N}{A} = \frac{8.32}{\frac{1 \times 0.4^2}{6}} + \frac{351.53}{1 \times 0.4} = 1190.8 (\text{kN/m}^2)$$

计算结果 $\sigma_a = 1190.8 \text{kN/m}^2 < K [\sigma_a] = 1.18 \times 2400 = 2832$ (kN/m^2), 截面受压满足要求。

按式 (7-25) 计算弯曲拉应力为:

$$\sigma_{wL} = \frac{\sum M}{W} - \frac{\sum N}{A} = \frac{8.32}{\frac{1 \times 0.4^2}{6}} - \frac{351.53}{1 \times 0.4} = -566.8 (\text{kN/m}^2)$$

计算弯曲拉应力为负值, 即拱脚截面全部为压应力, 不出现拉应力。

3) 拱圈稳定验算。

拱圈轴线长为:

$$S = 2 \times \left(R_0 + \frac{d}{2} \right) \theta = 2 \times \left(1.1333 + \frac{0.4}{2} \right) \times \frac{61.93 \times 3.1416}{180} = 2.882 (\text{m})$$

无铰拱稳定验算的计算长度 l_0 按表 7-5 计算为:

$$l_0 = 0.36S = 0.36 \times 2.882 = 1.038 (\text{m})$$

弯矩作用平面的截面高度 (即拱圈厚度) $b = 0.4 \text{m}$, 根据比值 $\frac{l_0}{b} = \frac{1.038}{0.4} = 2.6$, 由表 7-4 查得纵向稳定系数为 $\varphi = 1.0$ 。

按式 (7-28) 计算最大压应力为:

$$\sigma_a = \frac{\sum N}{\varphi A} = \frac{351.53}{1.0 \times 1.0 \times 0.4} = 878.8 (\text{kN/m}^2)$$

计算结果 $\sigma_a = 878.8 \text{kN/m}^2 < [\sigma_a] = 2400 \text{kN/m}^2$, 拱圈受压稳定满足要求。

2. 拱座 (侧墙) 结构计算

因底板与侧墙分离, 底板不需计算, 在此仅介绍拱座 (侧

墙) 的浆砌石结构计算。

(1) 拱座 (侧墙) 荷载计算。

作用于拱座 (侧墙) 的荷载 (图 8-5) 除拱圈传递的垂直力 V_A 、水平推力 H_A 外, 还有直接作用于墙身的垂直土压力和侧向水平土压力等。

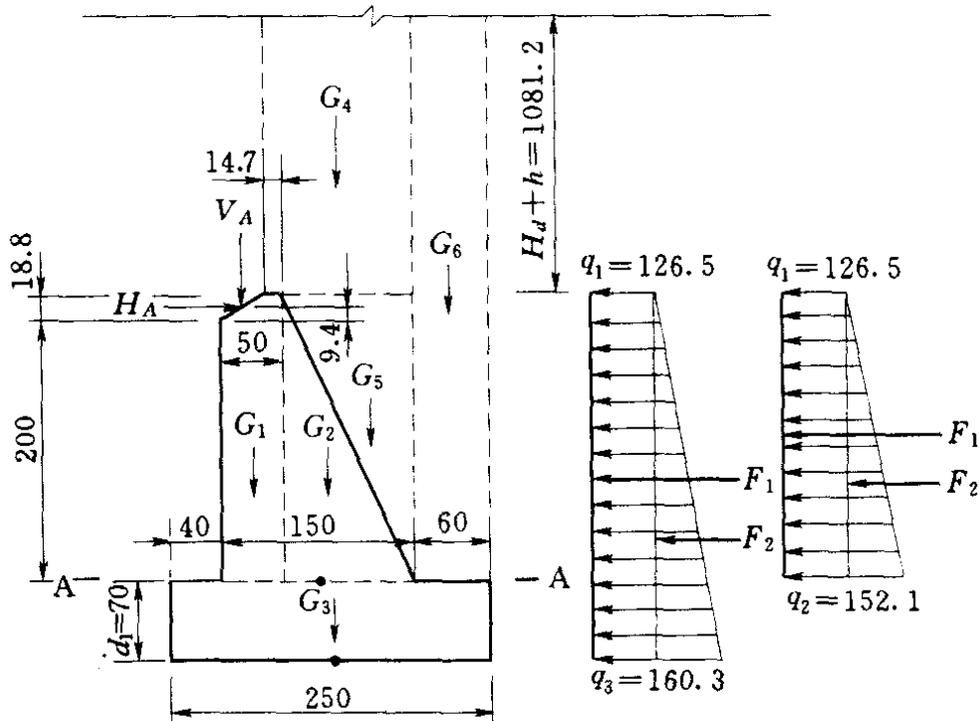


图 8-5 侧墙荷载示意图 (尺寸单位: cm; 荷载单位: kN/m)

作用于拱座 (侧墙) 的侧向水平土压力与一般的重力式挡土墙有所不同, 一般重力式挡土墙土压力按主动土压力公式计算, 而拱涵拱圈作用的推力较大, 拱座 (侧墙) 有向墙背填土方向变位的趋势, 土压力将大于主动土压力, 如仍按主动土压力计算, 要满足地基压力及稳定要求, 所需的断面尺寸明显过大。因此, 结合工程的实践经验, 拱座 (侧墙) 侧向水平土压力可按静止土压力计算, 土压力系数可采用 $K=0.65$ 。墙顶处的水平分布土压力强度 q_1 、墙底处的水平分布土压力强度 q_2 及基底处的水平分布土压力强度 q_3 分别计算如下:

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \gamma(H_d + h)K \\
 &= 18 \times (10 + 0.812) \times 0.65 = 126.5(\text{kN/m})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_2 &= \gamma(H_d + h + d\cos\theta + H)K \\
 &= 18(10 + 0.812 + 0.4 \times \cos 61.93^\circ + 2) \times 0.65 \\
 &= 152.1 (\text{kN/m})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_3 &= \gamma(H_d + h + d\cos\theta + H + d_1)K \\
 &= 18 \times (10 + 0.812 + 0.4 \times \cos 61.93^\circ + 2 + 0.7) \times 0.65 \\
 &= 160.3 (\text{kN/m})
 \end{aligned}$$

式中符号意义同前。

直接作用于墙身的垂直土压及侧墙自重力的计算见表 8-5 和表 8-6。

(2) 墙底 (趾面截面 A—A) 截面应力验算。

墙底 (趾面) 截面作用力及力矩计算列于表 8-5。

表 8-5 墙底 (趾面截面 A—A) 截面作用力及力矩计算表

作用力名称	计算式	垂直力 (kN)	水平力 (kN)	力臂 (m)	力矩 (kN·m)
拱圈作用力	V_A	282.75		-0.574	-162.30
	H_A		216.85	2.094	454.08
自重	$G_1 = 22 \times 2.188 \times 0.5$	24.07		-0.5	-12.04
	$G_2 = 22 \times 2.188 \times 1.0/2$	24.07		0.083	2.0
土重	$G_4 = 1.255 \times 18 \times 10.812 \times 1.147$	280.15		0.177	49.59
	$G_5 = 1.255 \times 18 \times 2.188 \times 1/2$	24.71		0.417	10.30
土压力	$F_1 = q_1 (d\cos\theta + H)$ $= 126.5 \times (0.4 \times \cos 61.93^\circ + 2)$		-276.78	1.094	-302.8
	$F_2 = (q_2 - q_1) (d\cos\theta + H) / 2$ $= (152.1 - 126.5) \times (0.4 \times \cos 61.93^\circ + 2) / 2$		-28.0	0.729	-20.41
合计		635.75	-87.93		18.42

注 矩心为墙底中心点, 垂直力作用点偏向墙后力臂为正, 力矩以向墙后旋转为正, 水平力向墙后为正。

按式 (7-27) 计算偏心距为:

$$e_o = \frac{\sum M}{\sum N} = \frac{18.42}{635.75} = 0.029 (\text{m})$$

按式 (7-26) 计算塑性影响系数为:

$$K = 1 + 1.5 \frac{e_0}{y} = 1 + 1.5 \times \frac{0.029}{\frac{1.5}{2}} = 1.058$$

按式 (7-24) 计算墙底截面的弯曲压应力为:

$$\sigma_a = \frac{\sum M}{W} + \frac{\sum N}{A} = \frac{18.42}{\frac{1 \times 1.5^2}{6}} + \frac{635.75}{1 \times 1.5} = 472.95 (\text{kN/m}^2)$$

由表 7-1 查得浆砌块石砌体的容许轴心受压应力为 $[\sigma_a] = 2.4 \text{MPa} = 2400 \text{kN/m}^2$

计算结果 $\sigma_a = 472.95 \text{kN/m}^2 < K [\sigma_a] = 1.058 \times 2400 = 2539 (\text{kN/m}^2)$, 截面受压满足要求。

按式 (7-25) 计算墙底截面的弯曲拉应力为:

$$\sigma_{wL} = \frac{\sum M}{W} - \frac{\sum N}{A} = \frac{18.42}{\frac{1 \times 1.5^2}{6}} - \frac{635.75}{1 \times 1.5} = -374.71 (\text{kN/m}^2)$$

计算弯曲拉应力为负值, 即为压应力, 截面受拉满足要求。

(3) 基底应力验算。

基底作用力及力矩计算列于表 8-6。

表 8-6 基底作用力及力矩计算表

作用力名称	计算式	垂直力 (kN)	水平力 (kN)	力臂 (m)	力矩 (kN·m)
拱圈作用力	V_A	282.75		-0.674	-190.57
	H_A		216.85	2.794	605.88
自重	$G_1 = 22 \times 2.188 \times 0.5$	24.07		-0.6	-14.44
	$G_2 = 22 \times 2.188 \times 1.0/2$	24.07		-0.017	-0.41
	$G_3 = 22 \times 2.5 \times 0.7$	38.5		0	0
土重	$G_4 = 1.255 \times 18 \times 10.812 \times 1.147$	280.15		0.077	21.57
	$G_5 = 1.255 \times 18 \times 2.188 \times 1/2$	24.71		0.317	7.83
	$G_6 = 1.255 \times 18 \times 13.0 \times 0.6$	176.2		0.95	167.39

续表

作用力名称	计算式	垂直力 (kN)	水平力 (kN)	力臂 (m)	力矩 (kN·m)
土压力	$F_1 = q_1 (d \cos \theta + H + d_1)$ $= 126.5 \times (0.4 \times \cos 61.93^\circ + 2 + 0.7)$		-365.33	1.444	-527.54
	$F_2 = (q_3 - q_1)(d \cos \theta + H + d_1)/2$ $= (160.3 - 126.5)$ $\times (0.4 \times \cos 61.93^\circ + 2 + 0.7)/2$		-48.81	0.963	-47.0
合计		850.45	-197.29		22.71

注 矩心为墙底中心点，垂直力作用点偏向墙后力臂为正，力矩以向墙后旋转为正，水平力向墙后为正。

基底应力按下式计算为：

$$P_{\min}^{\max} = \frac{\sum G}{A} \pm \frac{\sum M}{W} = \frac{850.45}{1 \times 2.5} \pm \frac{22.71}{\frac{1 \times 2.5^2}{6}}$$

$$= 340.18 \pm 21.8 = \begin{matrix} 361.98 \\ 318.38 \end{matrix} (\text{kN/m}^2)$$

地基修正后的容许承载力 $[\sigma]$ 按式 (6-119) 计算。此箱涵的基础底面距填土顶面 13.7m，埋置深度虽然很大，但因侧墙与底板为分离式结构，底板以上相当于临空面，因此与一般的挡土墙相同，地基承载力不考深度的修正。

由表 6-27 查得无地下水时密实细砂类土的地基容许承载力为 $[\sigma_0] = 350 \text{kPa}$ 。

由表 6-38 查得密实细砂类土地基容许承载力随基础宽度的修正系数为 $k_1 = 2.0$ 。

近似采用基底土的天然重度为 $\gamma_1 = 18 \text{kN/m}^3$ 。

则地基土修正后的容许承载力为

$$[\sigma] = [\sigma_0] + k_1 \gamma_1 (b - 2) + k_2 \gamma_2 (h - 3)$$

$$= 350 + 2 \times 18 \times (2.5 - 2) = 368 (\text{kPa})$$

因基底最大应力计算值 $\sigma = 361.98 \text{kPa} < [\sigma] = 368 \text{kPa}$ ，地

基承载力满足要求。

基底应力最大值与最小值之比为：

$$\eta = \frac{361.98}{318.38} = 1.14$$

按 SL 265—2001 《水闸设计规范》规定，土基上基底应力最大值与最小值之比的不应大于表 9-3（见第九章）所列允许值。

按表 9-3 取值，坚实土基上基底应力最大值与最小值之比的允许值为 2.5，上述计算 η 值小于允许值，满足要求。

以上计算表明，拱座（侧墙）有向墙背填土方向变位的趋势，与土压力计算的假定基本相符，因力矩很小，基本处于平衡状态，因此基底压力也比较均匀。

【例 8-2】 某穿渠单孔拱涵结构布置及填土高度等基本资料与例 8-1 相同，仅拱圈改为 C15 素混凝土预制拱圈，等厚为 0.2m，试进行拱圈结构计算。

解

(1) 拱圈几何尺寸计算（图 8-6）。

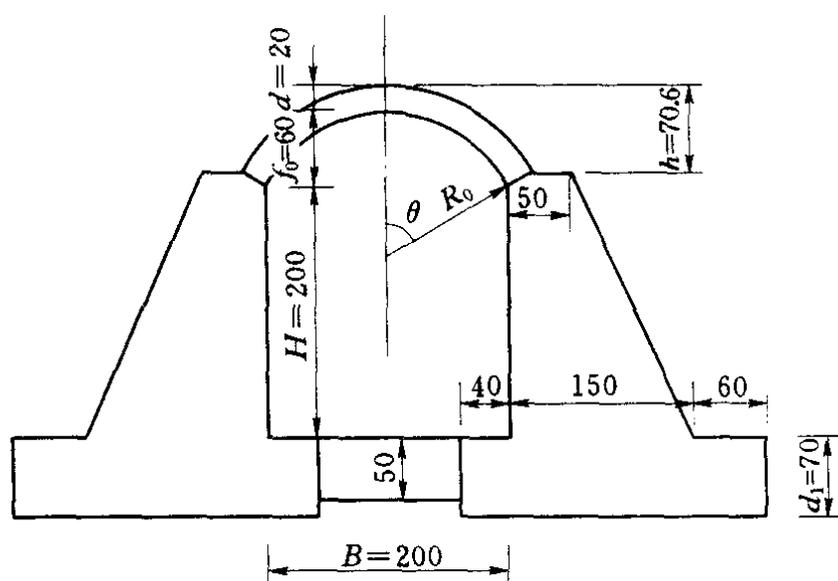


图 8-6 拱圈结构尺寸图（单位：cm）

计算跨径按下式计算为：

$$L = L_0 + d \sin \theta = 2.0 + 0.2 \times \sin 61.93^\circ = 2.176(\text{m})$$

计算矢高按下式计算为：

$$f = f_0 + \frac{d}{2} - \frac{d}{2} \cos \theta = 0.6 + \frac{0.2}{2} - \frac{0.2}{2} \cos 61.93^\circ = 0.653(\text{m})$$

式中半圆心角 θ 同例 8-1 计算为 $\theta = 61.93^\circ$ 。

计算矢跨比为：

$$\frac{f}{L} = \frac{0.653}{2.176} = 0.3$$

外拱圈拱脚至拱顶的垂直高度 h 按下式计算为：

$$h = f_0 + d - d \cos \theta = 0.6 + 0.2 - 0.2 \times \cos 61.93^\circ = 0.706(\text{m})$$

(2) 拱圈荷载计算。

1) 作用于拱圈的均布垂直土压力 q_1 同例 8-1 为 $q_1 = 225.9 \text{ kN/m}$ 。

2) 作用于拱圈的水平均布荷载 q_2 同例 8-1 为 $q_2 = 60 \text{ kN/m}$ 。

3) 作用于拱圈的水平三角形分布荷载最大强度 q_3 计算。

$$\begin{aligned} q_3 &= \gamma h \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \\ &= 18 \times 0.706 \times \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 4.24 (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

4) 作用于拱背的充填料重力 W_1 计算。

$$W_1 = 0.04313 \gamma_1 L^2 = 0.04313 \times 18 \times 2.176^2 = 3.68 (\text{kN})$$

5) 拱圈自重力 W 计算。

$$W = 0.61248 \gamma d L = 0.61248 \times 24 \times 0.2 \times 2.176 = 6.40 (\text{kN})$$

式中： γ 为拱圈浆砌石重度， $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ ； d 为拱圈厚度， $d = 0.2 \text{ m}$ 。

(3) 拱圈内力计算。

由各种荷载产生的拱圈各部位内力按表 8-2 中相应的系数及乘数列表计算，如表 8-7 所示。

各种荷载作用的内力计算成果汇总列于表 8-8。

表 8-7

拱圈内力计算表

内力单位: M 为 $\text{kN}\cdot\text{m}$; N 为 kN

荷载类型及数值	内力名称	系数	乘 数	内力值
均布垂直荷载 $q_1 = 225.9\text{kN/m}$	V_A	0.50000	$q_1 L = 225.9 \times 2.176 = 491.56$	245.78
	H_A, N_C	0.39464	$q_1 L = 225.9 \times 2.176 = 491.56$	193.99
	M_C	0.00661	$q_1 L^2 = 225.9 \times 2.176^2 = 1069.6$	7.07
拱背填料重力 $W_1 = 3.68\text{kN}$	V_A	1.00000	$W_1 = 3.68$	3.68
	H_A, N_C	0.43601	$W_1 = 3.68$	1.61
	M_C	-0.01335	$W_1 L = 3.68 \times 2.176 = 8.01$	-0.11
均布水平荷载 $q_2 = 60\text{kN/m}$	V_A	0	$q_2 f = 60 \times 0.653 = 39.18$	0
	H_A	-0.42659	$q_2 f = 60 \times 0.653 = 39.18$	-16.71
	N_C	$H_A + q_2 f = -16.71 + 60 \times 0.653 = 22.47$		
	M_C	-0.02202	$q_2 f L = 60 \times 0.653 \times 2.176 = 85.26$	-1.88
三角形分布 水平荷载 $q_3 = 4.24\text{kN/m}$	V_A	0	$q_3 f/2 = 4.24 \times 0.653/2 = 1.38$	0
	H_A	-0.60112	$q_3 f/2 = 4.24 \times 0.653/2 = 1.38$	-0.83
	N_C	$H_A + \frac{q_3 f}{2} = -0.83 + \frac{4.24 \times 0.653}{2} = 0.55$		
	M_C	-0.01966	$q_3 f L/2 = 4.24 \times 0.653 \times 2.176/2 = 3.01$	-0.06
自重力 $W = 6.40\text{kN}$	V_A	1.00000	$W = 6.4$	6.4
	H_A, N_C	0.71335	$W = 6.4$	4.57
	M_C	0.00843	$W L = 6.4 \times 2.176 = 13.93$	0.12

表 8-8

拱圈内力计算成果汇总表

荷载类型 \ 内力种类	拱顶弯矩 M_C ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	拱顶轴力 N_C (kN)	拱脚竖向 反力 V_A (kN)	拱脚水平 反力 H_A (kN)
均布垂直荷载	7.07	193.99	245.78	193.99
拱背填料重力	-0.11	1.61	3.68	1.61
均布水平荷载	-1.88	22.47	0	-16.71
三角形分布水平荷载	-0.06	0.55	0	-0.83
自重力	0.12	4.57	6.4	4.57
合计	5.14	223.19	255.86	182.63

(4) 拱圈应力验算。

1) 拱顶截面应力验算。

拱圈轴线长为：

$$S = 2 \times \left(R_o + \frac{d}{2} \right) \theta = 2 \times \left(1.1333 + \frac{0.2}{2} \right) \\ \times \frac{61.93 \times 3.1416}{180} = 2.666(\text{m})$$

式中拱圈内半径同例 8-1 计算为 $R_o = 0.1333\text{m}$ 。

双铰拱稳定验算的计算长度 l_o 按表 7-5 计算为：

$$l_o = 0.54S = 0.54 \times 2.666 = 1.44(\text{m})$$

弯矩作用平面的截面高度（即拱圈厚度） $b = 0.2\text{m}$ ，根据比

值 $\frac{l_o}{b} = \frac{1.44}{0.2} = 7.2$ ，由表 7-4 查得纵向稳定系数为 $\varphi = 0.93$ 。

轴向力作用点至截面重心的距离 e_o 为：

$$e_o = \frac{M_c}{N_c} = \frac{5.14}{223.19} = 0.023(\text{m})$$

因 $e_o = 0.023\text{m} < 0.4y'_c = 0.4 \times 0.2/2 = 0.04(\text{m})$ ，拱顶截面受压承载能力按式 (8-1) 计算为：

$$\frac{1}{\gamma_d} \varphi f_c b (h - 2e_o) = \frac{1}{1.3} \times 0.93 \times 7.5 \times 1000 \\ \times (0.2 - 2 \times 0.023) = 826.27(\text{kN})$$

式中： γ_d 为素混凝土结构的结构系数，由表 6-8 查取为 $\gamma_d = 1.3$ ； f_c 为混凝土轴心抗压强度设计值，由表 6-5 查取为 $f_c = 7.5\text{MPa}$ 。

计算拱顶轴向力为 223.19kN ，小于截面的承载能力 826.27kN ，满足要求。

2) 拱脚截面应力验算。

拱脚截面轴力为：

$$N_A = H_A \cos\theta + V_A \sin\theta = 182.63 \times \cos 61.93^\circ + 255.86 \\ \times \sin 61.93^\circ = 311.7(\text{kN})$$

拱脚截面 $e_o = 0$ ，拱脚截面受压承载能力按式 (8-1) 计

算为：

$$\frac{1}{\gamma_d} \varphi f_c b (h - 2e_o) = \frac{1}{1.3} \times 0.93 \times 7.5 \times 1000 \times 0.2 = 1073(\text{kN})$$

计算拱脚轴向力为 311.7kN，小于截面的承载能力 1073kN，满足要求。

说明：按《规范》规定，承载能力极限状态计算时的内力设计值为各作用（荷载）标准值乘以分项系数后所产生的效应总和并乘以结构重要性系数 γ_0 和设计状况系数 ψ 后的值。本例因拱圈的实际承载能力较内力计算值大得多，为简化计算，对荷载直接采用了标准值。

第四节 拱涵工程实例

本章第三节的算例表明，拱涵结构的承载能力是较大的，而从已建拱涵工程的设计运用情况看，其承载能力的潜力也较大。土压力实际上难以准确计算，为使设计方案更加经济合理，设计中往往还需结合实际工程类比以确定合理的结构布置型式和尺寸。本节将介绍几个工程的拱涵设计实例，供设计人员进行工程类比时参考。由于一般在取水输水工程中涵洞的数量较多，设计工作量较大，因此在设计中多采用定型设计的方式以减小设计工作量。以下介绍的韶山灌区总干渠等工程的拱涵就是采用的定型设计。

一、湖南省韶山灌区的拱涵工程

韶山灌区按地基条件的不同编制拱涵的定型设计，分别介绍如下。

1. 土基上的拱涵

按填土高度 6.0m、地基允许承载力 $300\text{kN}/\text{m}^2$ 设计。根据设计流量大小、孔数分为单孔和双孔两种。断面尺寸（宽×高）分为 $3.0\text{m} \times 2.5\text{m}$ 、 $2.5\text{m} \times 2.1\text{m}$ 、 $2.0\text{m} \times 1.7\text{m}$ 、 $1.8\text{m} \times 1.5\text{m}$ 、 $1.5\text{m} \times 1.25\text{m}$ ，共 5 种。拱圈分为浆砌块石拱圈及素混

凝土拱圈两种。浆砌块石采用 1 : 2 : 9 水泥石灰砂浆砌筑，素混凝土拱圈标号为 100 号。各部位结构尺寸详见图 8-7 及表 8-9。

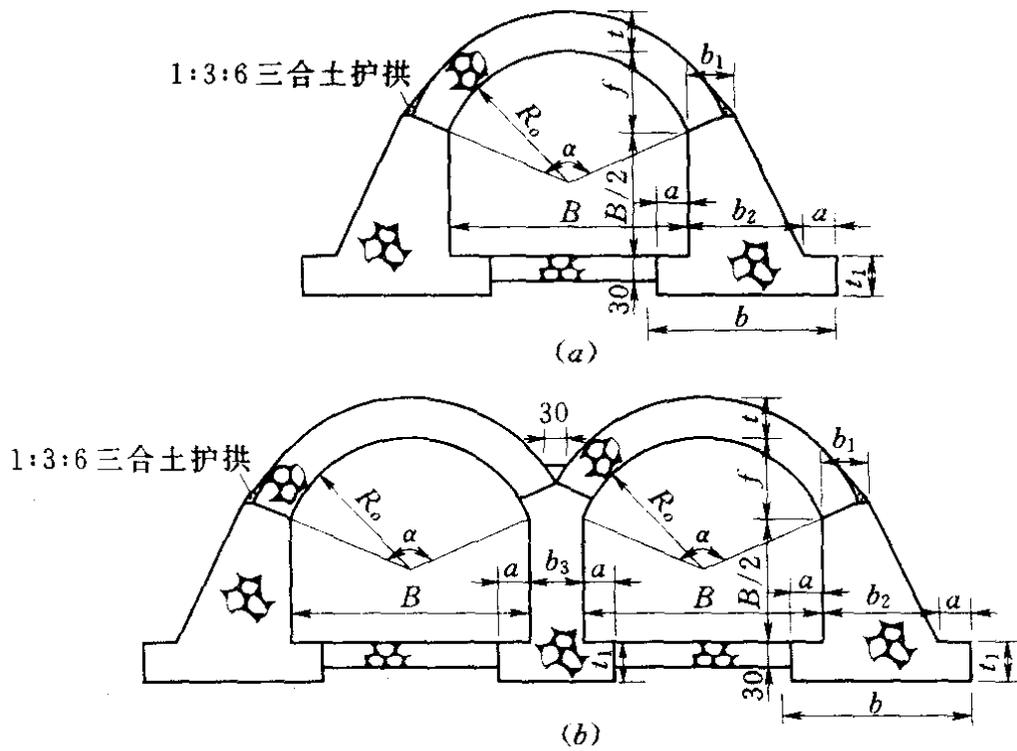


图 8-7 韶山灌区拱涵（土基）横剖面结构图（单位：cm）
 (a) 单孔结构；(b) 双孔结构

表 8-9 韶山灌区拱涵（土基）结构尺寸表

洞宽 B (m)		1.5	1.8	2.0	2.5	3.0
矢高 f (cm)		50	60	70	85	100
拱圈内半径 R_0 (cm)		81.3	97.4	106.4	133.6	162.4
拱圈圆心角 α (度)		$134^{\circ}44'$	$134^{\circ}44'$	140°	$136^{\circ}56'$	$134^{\circ}43'$
拱圈厚 t (cm)	浆砌石拱	30	35	40	45	50
	素混凝土拱	22	25	28	35	40
侧墙顶宽 b_1 (cm)		40	45	50	55	60
侧墙底宽 b_2 (cm)		77.5	90	100	117.5	135
侧墙基底宽 b (cm)		127.5	140	160	187.5	215
侧墙基底趾宽 a (cm)		25	25	30	35	40
中墙厚 b_3 (cm)		40	45	55	60	70
边墙及中墙基底厚 t_1 (cm)		30	30	40	45	50

2. 岩基上的拱涵

分别按填土高度 6.0m、8.0m 及 10.0m 设计。根据设计流量大小，孔数分为单孔和双孔两种。断面尺寸（宽×高）分为 3.0m×2.5m、2.5m×2.1m、2.0m×1.7m、1.8m×1.5m、1.5m×1.25m，共 5 种。拱圈分为浆砌石拱圈及素混凝土拱圈两种。浆砌块石采用 1:2:9 水泥石灰砂浆砌筑，素混凝土拱圈及护底标号为 100 号。各部位结构尺寸详见图 8-8、表 8-10 及表 8-11。

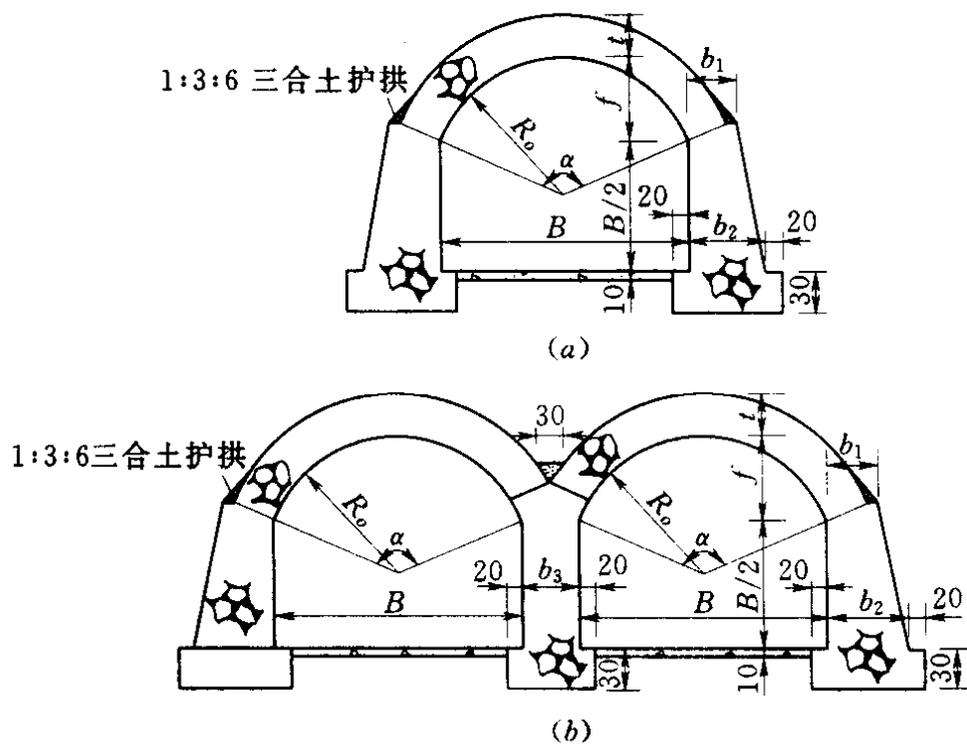


图 8-8 韶山灌区拱涵（岩基）

横剖面结构图（单位：cm）

(a) 单孔结构；(b) 双孔结构

二、河南省陆浑灌区的拱涵工程

河南省陆浑灌区东一干渠有 80 余座拱涵，洞顶上填土高度多在 10m 以上，有 18 座填土高度大于 20m，最大填土高度达 32m。地质结构主要为土夹钙结核及重粉质壤土。洞身均为单孔，拱圈及下部结构均为 80 号浆砌块石。按定型设计，断面尺寸（宽×高）为 1.0m×1.0m 至 3.5m×3.5m 不等。孔宽小于

表 8-10 韶山灌区拱涵（浆砌石拱圈、岩基）结构尺寸表

填土高度 (m)	洞宽 B (m)	矢高 f (cm)	拱圈内半径 R_0 (cm)	拱圈圆心角 α ($^\circ$)	拱圈厚度 t (cm)	侧墙顶宽 b_1 (cm)	侧墙底宽 b_2 (cm)	中墙厚 b_3 (cm)
6.0	1.5	50	81.3	134°44'	30	40	50	40
	1.8	60	97.4	134°44'	35	45	55	45
	2.0	70	106.4	140°	40	50	60	55
	2.5	85	133.6	136°56'	45	55	75	60
	3.0	100	162.4	134°48'	50	60	90	70
8.0	1.5	50	81.3	134°44'	35	45	60	45
	1.8	60	97.4	134°44'	40	50	70	55
	2.0	70	106.4	140°	45	55	70	60
	2.5	85	133.6	136°56'	50	60	85	70
	3.0	100	162.4	134°48'	55	65	100	75
10.0	1.5	50	81.3	134°44'	40	55	70	55
	1.8	60	97.4	134°44'	50	60	80	70
	2.0	70	106.4	140°	50	60	80	70
	2.5	85	133.6	136°56'	55	65	90	75
	3.0	100	162.4	134°48'	60	70	105	80

表 8-11 韶山灌区拱涵（素混凝土拱圈、岩基）结构尺寸表

填土高度 (m)	洞宽 B (m)	矢高 f (cm)	拱圈内半径 R_0 (cm)	拱圈圆心角 α ($^\circ$)	拱圈厚度 t (cm)	侧墙顶宽 b_1 (cm)	侧墙底宽 b_2 (cm)	中墙厚 b_3 (cm)
6.0	1.5	50	81.3	134°44'	22	30	40	35
	1.8	60	97.4	134°44'	25	35	45	40
	2.0	70	106.4	140°	28	35	55	40
	2.5	85	133.6	136°56'	35	40	70	45
	3.0	100	162.4	134°48'	40	45	85	50
8.0	1.5	50	81.3	134°44'	28	35	45	40
	1.8	60	97.4	134°44'	30	50	50	40
	2.0	70	106.4	140°	32	40	60	40
	2.5	85	133.6	136°56'	33	45	75	50
	3.0	100	162.4	134°48'	38	50	90	55

续表

填土高度 (m)	洞宽 B (m)	矢高 f (cm)	拱圈内半径 R_0 (cm)	拱圈圆心角 α ($^\circ$)	拱圈厚度 t (cm)	侧墙顶宽 b_1 (cm)	侧墙底宽 b_2 (cm)	中墙厚 b_3 (cm)
10.0	1.5	50	81.3	134°44'	30	40	50	40
	1.8	60	97.4	134°44'	35	45	60	45
	2.0	70	106.4	140°	35	45	70	45
	2.5	85	133.6	136°56'	40	50	80	50
	3.0	100	162.4	134°48'	45	55	95	60

2.0m 的洞底采用分离式平底板，孔宽大于或等于 2.0m 的洞底采用整体式反拱底板。各部位结构尺寸详见图 8-9 及表 8-12。

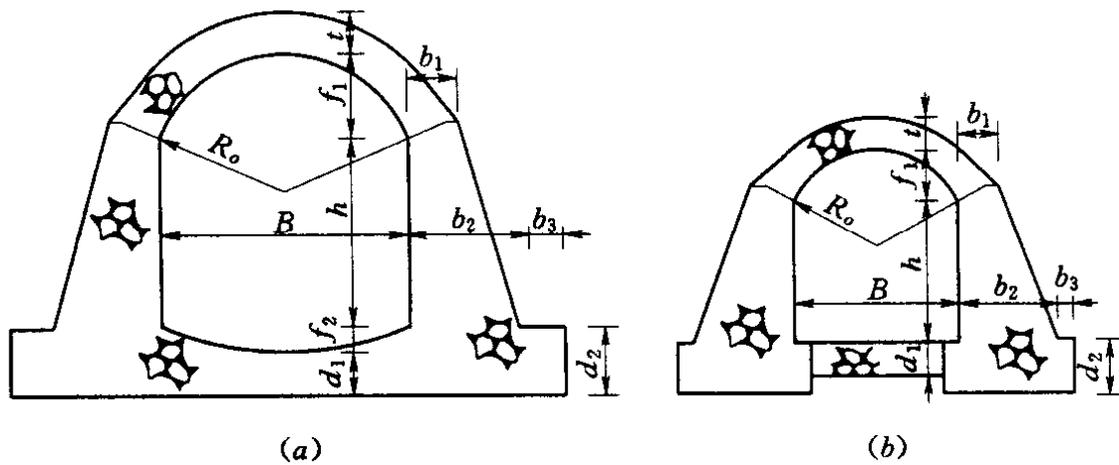


图 8-9 陆浑灌区拱涵横剖面结构图

(a) $B \geq 2.0\text{m}$; (b) $B < 2.0\text{m}$

表 8-12 陆浑灌区浆砌石拱涵结构尺寸表

洞宽 B (m)	侧墙高度 h (cm)	拱圈矢高 f_1 (cm)	反拱矢高 f_2 (cm)	拱圈内半径 R_0 (cm)	拱圈厚度 t (cm)	侧墙顶宽 b_1 (cm)	侧墙底宽 b_2 (cm)	侧墙后趾宽 b_3 (cm)	侧墙后趾厚 d_2 (cm)	底板厚度 d_1 (cm)
1.0	70	30		56.6	30	40	60	20	40	30
1.0	120	30		56.6	30	40	80	20	40	30
1.5	100	50		81.2	30	40	80	20	40	30
1.5	150	50		81.2	30	40	100	20	40	30

续表

洞宽 B (m)	侧墙 高度 h (cm)	拱圈 矢高 f_1 (cm)	反拱 矢高 f_2 (cm)	拱圈内 半径 R_0 (cm)	拱圈 厚度 t (cm)	侧墙 顶宽 b_1 (cm)	侧墙 底宽 b_2 (cm)	侧墙后 趾宽 b_3 (cm)	侧墙后 趾厚 d_2 (cm)	底板 厚度 d_1 (cm)
2.0	120	60	20	113.0	40	50	100	20	60	40
2.0	170	60	20	113.0	40	50	120	20	60	40
2.5	150	75	25	142.0	40	50	110	20	65	40
2.5	200	75	25	142.0	40	50	130	20	65	40
3.0	170	100	30	162.5	50	60	130	40	80	50
3.0	220	100	30	162.5	50	60	150	40	80	50
3.5	200	115	35	191.0	50	60	140	40	85	50

三、中国援尼泊尔博克拉水利工程的拱涵工程

中国对尼泊尔王国的援建项目博克拉水利工程，干渠设计流量 $11.0 \sim 9.0 \text{ m}^3/\text{s}$ 。在经过城区深挖方段有多段拱涵结构型式的暗渠，总长约 1400m。拱顶以上的填土高度为 $3.5 \sim 9.0 \text{ m}$ ，有汽车荷载。地质结构为砾石土，地基容许承载力为 600 kPa 。根据各渠段的比降及设计流量，洞宽分别采用 2.2 m 、 3.0 m 、 3.7 m 。拱圈多为 150 号素混凝土预制拱圈，少数为 150 号钢筋混凝土预

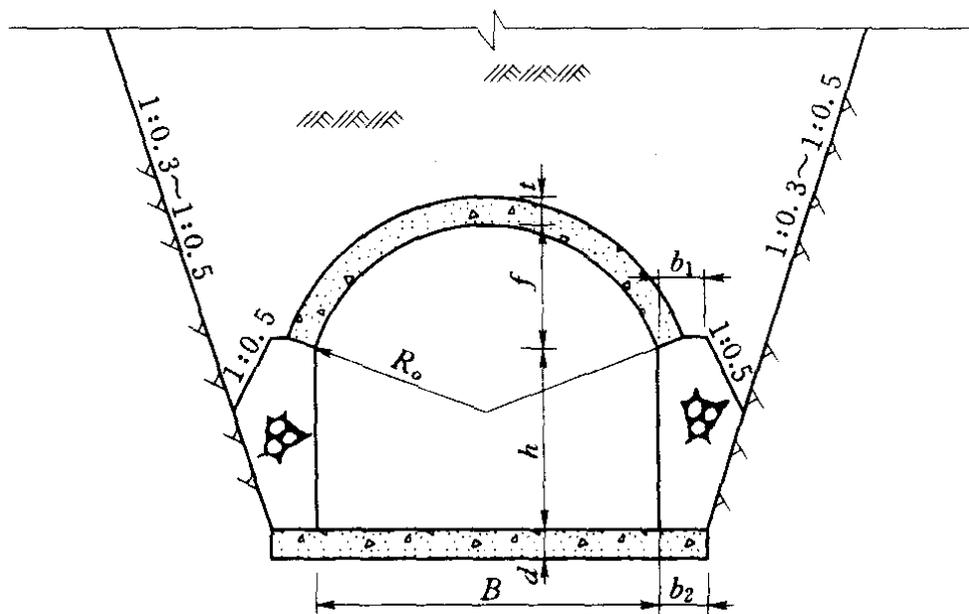


图 8-10 博克拉水利工程拱涵横剖面结构图

制拱圈，拱座（侧墙）为 80 号浆砌块石，墙基及洞底板为 150 号现浇素混凝土。该拱涵为沟埋式结构，沟槽开挖底宽采用与洞底设计总宽相等，开挖边坡 1 : 0.3 ~ 1 : 0.5，浆砌石拱座（侧墙）紧贴开挖坡面砌筑，既减少了开挖工程量，也增加了拱座的抗滑能力，减小变位。各部位结构尺寸详见图 8-10 及表 8-13。

表 8-13 博克拉水利工程拱涵结构尺寸表

洞宽 B (m)	侧墙 高度 h (cm)	拱圈矢 高 f (cm)	拱圈内 半径 R_0 (cm)	拱圈 厚度 t (cm)	侧墙 顶宽 b_1 (cm)	侧墙 底宽 b_2 (cm)	底板 厚度 d (cm)	拱圈材料
2.2	150	55	137.5	20	50	70	30	150 号素混凝土
3.0	190	100	162.5	30	50	60	30	150 号素混凝土
3.0	194	100	162.5	20	50	50	30	150 号钢筋混凝土
3.7	190	130	196.6	30	50	50	30	150 号素混凝土

第九章 涵洞进出口挡土建筑物设计

涵洞进出口连接上下游沟渠的挡土建筑物是涵洞工程的组成之一，也是涵洞工程设计的主要内容之一。涵洞进出口连接段的结构布置型式见第二章，按取水输水工程的涵洞规模，其进出口连接段的挡土建筑物属中低高度，一般多采用重力式或半重力式挡土墙。重力式挡土墙一般墙身和底板全部为浆砌石，或墙身为浆砌石、底板为混凝土，如图 9-1 所示，其特点是就地取材，施工简单。半重力式挡土墙一般全部为素混凝土结构，为满足抗滑稳定要求，其墙底宽度与重力式挡土墙基本相同，但墙身上部结构尺寸较小，墙背为 2~3 级斜坡的折线形布置，如图 9-2 所示，其特点是断面尺寸较小，施工也比较简单，工程质量也更有保证。

挡土墙设计的合理性和安全性与墙后回填土性质及施工质量有很大关系。如有可能，墙后应尽可能回填砂性土，其内摩擦角 ϕ 值较大。如采用黏性土，应考虑粘聚力 c 的作用，否则由于黏性土的

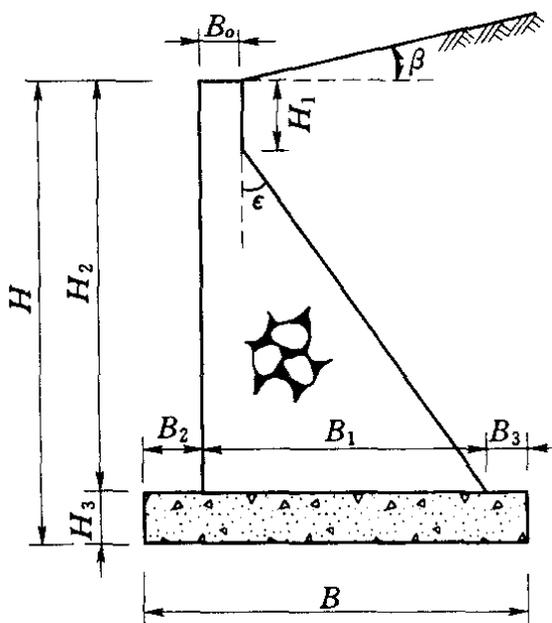


图 9-1 重力式挡土墙断面图

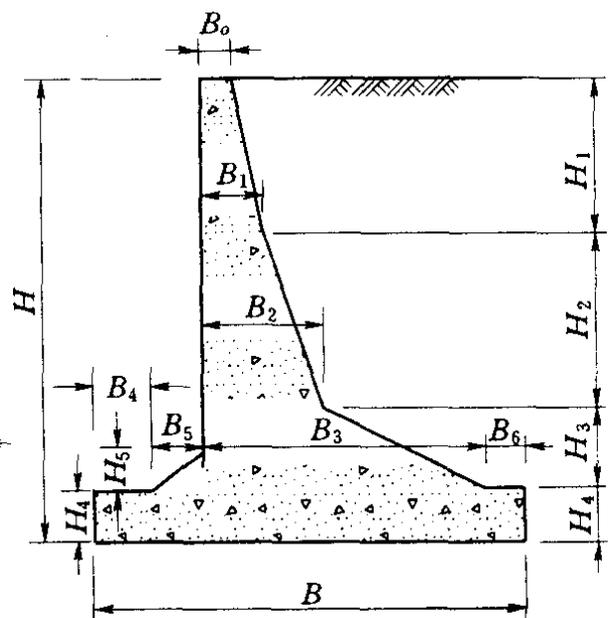


图 9-2 半重力式挡土墙断面图

内摩擦角 ϕ 值较小,使土压力计算值偏大而不经济。回填土的 ϕ 、 c 值和实际土压力与回填的密实度有关,回填得越密实, ϕ 、 c 值越大,实际土压力越小,挡土墙的实际安全程度也越大。因此,墙后回填土必须严格要求分层夯压密实,且应在满足施工要求,保证施工安全的情况下,尽可能少开挖、少回填,以减小土压力。

挡土墙的设计包括:土压力计算、抗滑及抗倾(岩基)稳定验算、基底应力、截面应力验算等。各项计算均按 SL 265—2001《水闸设计规范》的规定,采用单一安全系数法。

第一节 挡土墙的土压力计算

一、土压力计算公式的采用

按 DL 5077—1997《水工建筑物荷载设计规范》及 SL 265—2001《水闸设计规范》规定,计算挡土墙的土压力时,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。在 SL 265—2001《水闸设计规范》的条文说明中指出,实际上完全静止不动的挡土结构是不存在的,在土压力及其他荷载作用下总要产生一定的移动或转动,只不过移动量和转动量很小,结构所受的土压力与静止土压力相近而已。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,绝大多数是按主动土压力计算其墙后土压力的。由于墙后填土的作用,岸墙翼墙往往产生离开填土方向的移动和转动,其位移量足以达到形成主动土压力的数量级,特别是挡土墙抗滑稳定及基底应力最不利的工况为墙前无水或水深较小时,必然要产生向外侧转动,因此,应按主动土压力计算。

按 SL 265—2001《水闸设计规范》规定,对于重力式或半重力式挡土墙,当墙后填土为均质无黏性土时,主动土压力宜按库伦公式计算;对于扶壁式或空箱式挡土墙,当墙后回填土为砂性土,且填土表面水平时,主动土压力宜按朗肯公式计算。由于

库伦土压力公式比较复杂而朗肯土压力公式比较简单，在设计中也常采用朗肯公式计算重力式及半重力式挡土墙的土压力，且实际运用情况表明大多是安全可靠的。特别值得注意的是，按库伦公式计算时，回填土与墙背间的外摩擦角 δ 值对土压力的垂直分力及水平分力计算值影响较大， δ 值越小，则水平压力越大，垂直压力越小，对稳定越不利。按库伦公式计算时必须考虑回填土与墙背间的外摩擦角 δ 值，根据对库伦和朗肯两个公式实际计算成果的分析比较（见本章算例），笔者认为按库伦公式计算时的 δ 值不宜小于 0.7ϕ （ ϕ 为回填土内摩擦角），否则按库伦公式计算的土压力的水平分力将比按朗肯公式计算的土压力大得多，可能使设计的墙身断面尺寸偏大而不经济。此外，从朗肯公式及库伦公式各自的假定条件及公式形式看，也都有一定的使用范围。朗肯公式主要适用于墙顶填土面为水平的情况，当墙后填土为斜坡面时，就不能用朗肯公式计算；库伦公式主要适用于墙背有一个斜面的重力式挡土墙，对于有 2 级或 3 级斜面的半重力式挡土墙，用库伦公式计算就更复杂。

综上所述，对重力式及半重力式挡土墙的土压力计算可作如下建议：

(1) 重力式挡土墙后填土表面为水平时，墙后土压力可按库伦主动土压力公式或朗肯主动土压力公式计算，按库伦主动土压力公式计算时，要合理采用回填土与墙背间的外摩擦角 δ 值， δ 值不宜小于 0.7ϕ （ ϕ 为回填土内摩擦角）。

(2) 重力式挡土墙墙后填土表面为斜坡时，墙后土压力按库伦主动土压力公式计算。

(3) 半重力式挡土墙的墙后土压力按朗肯主动土压力公式计算。

二、库伦主动土压力公式

库伦主动土压力公式如下：

$$F = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (9-1)$$

$$F_H = F \cos(\epsilon + \delta) \quad (9-2)$$

$$F_V = F \sin(\epsilon + \delta) \quad (9-3)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \epsilon)}{\cos^2 \epsilon \cos(\epsilon + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\epsilon + \delta) \cos(\epsilon - \beta)}} \right]^2} \quad (9-4)$$

式中： F 为作用于墙背的主动土压力，其作用点为距墙底 $1/3$ 墙高处，作用方向与水平面成 $(\epsilon + \delta)$ 夹角， kN/m ； γ 为墙后回填土重度，地下水位以下取浮重度， kN/m^3 ； H 为墙高， m ； K_a 为主动土压力系数； ϕ 为墙后回填土的内摩擦角，度； δ 为墙后回填土与墙背间的外摩擦角，度； ϵ 为墙背与铅直面的夹角，度； β 为墙后回填土表面与水平面的夹角，度。

墙后回填土的内摩擦角 ϕ 值一般应通过试验资料确定，当试验资料不足时，可根据DL 5077—1997《水工建筑物荷载设计规范》，参照表5-3及表5-4采用。

墙后回填土与墙背间的外摩擦角 δ 值，按DL 5077—1997《水工建筑物荷载设计规范》及SL 265—2001《水闸设计规范》规定，墙背粗糙且排水良好时，可采用 $\delta = (0.33 \sim 0.5) \phi$ ；墙背很粗糙且排水良好时，可采用 $\delta = (0.5 \sim 0.67) \phi$ ；墙背与填土之间不能滑动时，可采用 $\delta = (0.67 \sim 1.0) \phi$ 。从设计的经济合理角度考虑，对于浆砌石挡土墙，应要求施工时尽可能保持墙后粗糙，可采用 δ 值等于或略小于 ϕ 值。

当墙后有地下水时，土压力需分段计算。地下水位以上墙背土压力为三角形分布，其底边土压力强度为 $\gamma_1 H_1 K_a$ ， γ_1 为回填土湿重度， H_1 为地下水位以上的墙高。地下水位以下墙背土压力为梯形分布，其顶边土压力强度为 $\gamma_1 H_1 K_a$ ，底边土压力强度为 $(\gamma_1 H_1 K_a + \gamma_2 H_2 K_a)$ ， γ_2 为回填土浮重度， H_2 为地下水位以下的墙高。

按DL 5077—1997《水工建筑物荷载设计规范》表B1，回填压实砂土的湿重度为 $\gamma_1 = 18 \text{kN/m}^3$ 。浮重度 γ_2 可按式(9-5)

计算。

$$\gamma_2 = \frac{10(G-1)}{1+e} \quad (9-5)$$

式中： e 为回填土的孔隙比； G 为土粒比重，可采用2.7。

三、朗肯主动土压力公式

按朗肯公式计算时，计算所得土压力即为水平土压力，垂直土压力则按墙背及后趾以上的土重计算。

郎肯主动土压力公式如下：

$$F = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (9-6)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (9-7)$$

式中： F 为作用于墙背的水平向主动土压力，其作用点为距墙底1/3墙高处，kN/m；其余符号意义同前。

当墙后有地下水时，土压力也同样分段计算。

四、墙后回填土表面有均布荷载及汽车荷载时的土压力

当墙后回填土表面有均布荷载 q 时，可将均布荷载换算成等效的填土高度 h ，其值为 $h = \frac{q}{\gamma}$ ， γ 为回填土重度。这时墙顶的土压力强度不再为0，而是 $K_a h$ ， K_a 为主动土压力系数。

当墙后回填土表面有汽车荷载时，按JTGD 60—2004《公路桥涵设计通用规范》规定，按式(9-8)、式(9-9)计算汽车荷载作用于挡土墙计算长度范围内的总土压力：

$$F_{\text{汽车}} = BK_a \gamma h H \quad (9-8)$$

$$h = \frac{\sum G}{Bl_0 \gamma} \quad (9-9)$$

式中： $F_{\text{汽车}}$ 为汽车荷载作用于挡土墙计算长度范围内的总土压力，kN； h 为由汽车的车辆荷载换算成的等代均布土层高度，m； H 为墙高，m； $\sum G$ 为布置在 $B \times l_0$ 面积内的车轮总重力，kN，车辆荷载的横向布置如图9-3所示，车辆外侧车轮中线距墙顶内侧0.5m； l_0 为墙后破坏棱柱体长度，m，对于墙顶以上有填土

的路堤式挡土墙， l_0 为破坏棱体范围内的路基宽度部分； γ 为回填土重度， kN/m^3 ； B 为挡土墙的计算长度， m 。

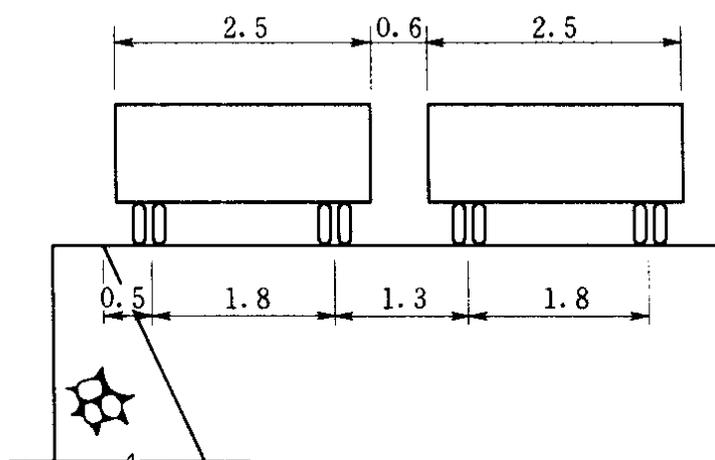


图 9-3 车辆荷载横向布置图 (单位: m)

挡土墙的计算长度 B 值可按式 (9-10) 计算，但不应超过挡土墙的分段长度。

$$B = 13 + H \tan 30^\circ \quad (9-10)$$

式中： H 为挡土墙高度， m ，对墙顶以上有填土的挡土墙，为两倍墙顶填土厚度加墙高。当挡土墙分段长度小于 13m 时， B 取分段长度，并在该长度内按不利情况布置轮重。

汽车荷载土压力作用点距墙底的距离按式 (9-11) 计算：

$$C = \frac{H}{3} \frac{H + 3H}{H + 2h} \quad (9-11)$$

式中： C 为汽车荷载土压力作用点距墙底的距离， m ；其余符号意义同前。

按朗肯公式计算时，汽车荷载土压力为水平力；按库伦公式计算时，汽车荷载土压力作用方向与水平面成 $(\epsilon + \delta)$ 夹角。

五、墙后回填土为黏性土时的土压力

当墙后回填土为黏性土时，应考虑粘聚力的作用，这时可采用等值内摩擦角法计算主动土压力。按 SL 265—2001《水闸设计规范》规定，等值内摩擦角可根据挡土墙的高度、墙后回填黏

性土的性质及浸水情况等因素，参照已建工程实践经验确定。挡土墙高度在 6m 以下，地下水位以上部分的等值内摩擦角可采用 $28^\circ \sim 30^\circ$ ，地下水位以下部分的等值内摩擦角可采用 $25^\circ \sim 28^\circ$ ；挡土墙高度在 6m 以上，等值内摩擦角应随挡土墙高度的加大而相应降低。等值内摩擦角也可按式 (9-12) 计算 [该公式摘自《水工设计手册》(华东水利学院主编，水利电力出版社，1992) 第七卷式 (36-2-14)]，式中等号右侧为已知值，求出其相应的正切反三角函数值后，即可算得等值内摩擦角 ϕ_d 值。

$$\tan\left(45^\circ - \frac{\phi_d}{2}\right) = \sqrt{\frac{\gamma H^2 \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) - 4cH \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) + \frac{4c^2}{\gamma}}{\gamma H^2}} \quad (9-12)$$

式中： ϕ_d 为等值内摩擦角，度； H 为墙高，m； c 为土的粘聚力， kN/m^2 ；其余符号意义同前。

第二节 挡土墙的稳定验算

挡土墙的稳定验算主要为抗滑稳定验算及抗倾（岩基时）稳定验算。抗滑稳定验算一般是验算墙底与地基接触面的抗滑稳定安全系数。土基在抗滑稳定满足要求的情况下，抗倾稳定一般均能满足要求。

一、抗滑稳定验算

抗滑稳定安全系数按式 (9-13) 计算。

$$K_c = \frac{f \sum G}{\sum H} \quad (9-13)$$

式中： f 为基底与地基之间的摩擦系数，按 SL 265—2001，可根据地基类别由表 9-1 查取； $\sum G$ 为所有垂直荷载之和， kN ； $\sum H$ 为所有水平荷载之和， kN 。

抗滑稳定安全系数应大于允许值，按 SL 265—2001，挡土墙的抗滑稳定安全系数允许值列于表 9-2。

表 9-1 墙基底与地基之间的摩擦系数 f 值表

地基类别		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 地基岩土分类由 SL 265—2001 《水闸设计规范》附录 F 确定。

表 9-2 土基上挡土墙沿基底面抗滑安全系数的允许值表

挡土墙级别	1	2	3	4、5
安全系数	1.35	1.3	1.25	1.2

二、抗倾稳定验算

岩基上挡土墙抗倾稳定安全系数按式 (9-14) 计算。

$$K_o = \frac{\sum M_V}{\sum M_H} \quad (9-14)$$

$$\sum M_V = \frac{B \sum G_{\text{下}}}{2} - \sum M_{V\text{下}} + M_{\text{水前}} \quad (9-15)$$

$$\sum M_H = \frac{B \sum G_{\text{上}}}{2} - \sum M_{V\text{上}} + \sum M_{\text{后}} \quad (9-16)$$

式中： K_0 为抗倾安全系数； $\sum M_V$ 为对墙前趾的稳定力矩总和， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； $\sum M_H$ 为对墙前趾的倾覆力矩总和， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； $\sum G_F$ 为向下作用的垂直力总和， kN ； M_{V_F} 为向下作用垂直力对墙底中心点力矩总和， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； $M_{水前}$ 为墙前水压力作用的弯矩（取正值）， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； $\sum G_U$ 为向上作用的垂直力总和， kN ； M_{V_U} 为向上作用垂直力对墙底中心点力矩总和（垂直力作用点偏向墙后取负值）， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； $M_{后}$ 为墙后土压力及水压力作用的力矩总和， $\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

抗倾稳定安全系数应大于允许值，按 SL 265—2001 规定，在基本荷载组合条件下，岩基上挡土墙的抗倾稳定安全系数不应小于 1.5；在特殊荷载组合条件下，岩基上挡土墙的抗倾稳定安全系数不应小于 1.3。

第三节 挡土墙的基底应力及截面应力验算

一、基底应力验算

基底应力按式 (9-17) 计算。

$$P_{\min}^{\max} = \frac{\sum G}{A} \pm \frac{\sum M}{W} = \frac{\sum G}{B} \pm \frac{6 \sum M}{B^2} \quad (9-17)$$

式中： P_{\max} 及 P_{\min} 分别为基底最大及最小应力， kN/m^2 ； $\sum M$ 为所有作用力矩之和， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； B 为墙底宽， m ； W 为基底的截面矩， m^3 ；其余符号意义同前。

按 SL 265—2001 规定，平均基底应力应小于地基允许承载力，最大基底应力应小于地基允许承载力的 1.2 倍。

按 SL 265—2001 规定，土基上基底应力最大值与最小值之比的允许值列于表 9-3。

表 9-3 土基上基底应力最大值与最小值之比的允许值表

地基土质	松软	中等坚实	坚实
允许值	1.5	2.0	2.5

二、截面应力验算

对于素混凝土半重力式挡土墙，需验算墙身变截面处、墙底及墙趾等控制截面的拉应力。按 SL 265—2001 规定，截面应力按 SDJ 20—78 《水工钢筋混凝土结构设计规范》验算。对于墙身变截面处及墙底截面为偏心受压构件，按式 (9-18) 计算截面边缘拉应力；对于前趾根部截面为受弯构件，按式 (9-19) 计算截面边缘拉应力。强度安全系数按式 (9-20) 计算。

对于采用素混凝土底板的重力式挡土墙，也需按式 (9-19) 验算前趾根部截面应力。

$$\sigma = \frac{6M}{h^2} - \frac{N}{h} \quad (9-18)$$

$$\sigma = \frac{6M}{h^2} \quad (9-19)$$

$$K = \frac{\gamma R_t}{\sigma} \quad (9-20)$$

式中：计算截面采用单宽 $B = 1.0\text{m}$ ； σ 为截面边缘拉应力， kN/m^2 ； M 为弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； N 为垂直力， kN ； h 为截面厚度， m ； R_t 为混凝土抗拉设计强， kN/m^2 ； γ 为截面抵抗矩的塑性系数，采用 1.55； K 为强度安全系数，对于 2、3 级建筑物，基本荷载组合时，素混凝土结构构件要求的受拉强度安全系数为 2.65。

第四节 重力式挡土墙计算

本节将以 5 个算例介绍不同计算条件的重力式挡土墙计算。

【例 9-1】 某涵洞进出口连接段重力式挡土墙墙身为 M7.5 浆砌石，墙底板为 C15 混凝土，墙高（自墙底面算起）为 $H = 4.5\text{m}$ ，各部位结构尺寸见图 9-4。墙前及墙后均无水。地基为密实的砂壤土，按表 9-1，相应基底与地基之间的摩擦系数 f 为 0.35~0.40，采用 $f = 0.37$ 。墙后回填砂壤土，按表 5-3，中密状态砂类土的内摩擦角 ϕ 为 $30^\circ \sim 35^\circ$ ，采用 $\phi = 30^\circ$ 。墙后回填土与墙背间的外摩擦角采用 $\delta = 25^\circ$ 。墙顶填土面为水平，

$\beta=0$ 。按 DL 5077—1997 表 B1, 采用回填压实砂土的湿重度为 $\gamma_1 = 18\text{kN/m}^3$, 混凝土重度为 24kN/m^3 , 浆砌石重度为 22kN/m^3 。该涵洞过水流量 $25\text{m}^3/\text{s}$, 按 GB 50288—99 表 2.0.6, 建筑级别为 3 级。分别按库伦公式及朗肯公式进行墙身稳定及基底应力验算。

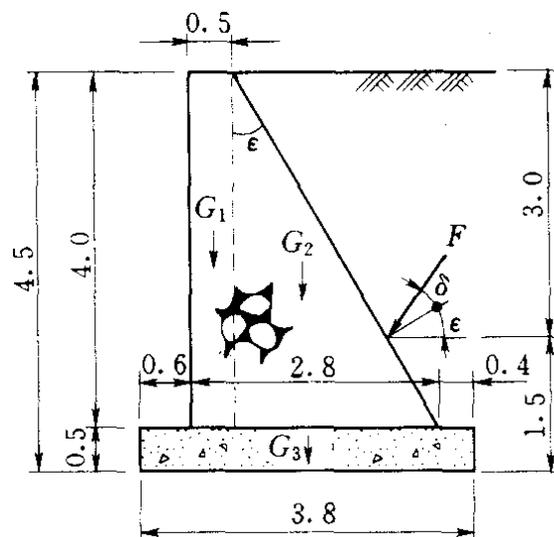


图 9-4 重力式挡土墙按库伦公式计算时的土压力作用分布图
(单位: m)

解

1. 库伦公式计算

按库伦公式计算时的土压力作用分布见图 9-4。

(1) 主动土压力系数。

墙背面与铅直面的夹角为:

$$\epsilon = \tan^{-1} \left(\frac{2.3}{4.0} \right) = 29.9^\circ$$

按式 (9-4) 计算主动土压力系数 K_a 为:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \epsilon)}{\cos^2 \epsilon \cos(\epsilon + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\epsilon + \delta) \cos(\epsilon - \beta)}} \right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(30^\circ - 29.9^\circ)}{\cos^2 29.9^\circ \cos(29.9^\circ + 25^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30^\circ + 25^\circ) \sin(30^\circ - 0)}{\cos(29.9^\circ + 25^\circ) \cos(29.9^\circ - 0)}} \right]^2}$$

$$= 0.637$$

(2) 抗滑稳定验算。

土压力及其他各作用力与力矩的计算列于表 9-4。表中土压力水平分力 F_H 及垂直分力 F_V 计算式中乘数 0.575 及 0.818 分别为 $\cos(\epsilon + \delta) = \cos(29.9^\circ + 25^\circ)$ 及 $\sin(\epsilon + \delta) = \sin(29.9^\circ + 25^\circ)$ 之值。

由表 9-4 得所有垂直荷载之和为 $\Sigma G = 285.76\text{kN}$, 所有水

平荷载之和为 $\Sigma H = 66.75\text{kN}$ ，按式 (9-13) 计算抗滑稳定安全系数为：

$$K_c = \frac{f \Sigma G}{\Sigma H} = \frac{0.37 \times 285.76}{66.75} = 1.58$$

按表 9-2，3 级建筑物的抗滑稳定安全系数的允许值为 1.25，计算抗滑稳定安全系数满足要求。

本例为土基，按 SL 265—2001《水闸设计规范》规定，不需再进行抗倾稳定验算。

表 9-4 按库伦公式计算时作用力及力矩计算表

作用力名称	计算式	垂直力 (kN)	水平力 (kN)	力臂 (m)	力矩 (kN·m)
自重	$G_1 = 4.0 \times 0.5 \times 22$	44.0		1.05	46.2
	$G_2 = 0.5 \times 4.0 \times 2.3 \times 22$	101.2		0.0333	3.37
	$G_3 = 3.8 \times 0.5 \times 24$	45.6		0	0
土压力	$F_H = 0.5 \times 0.637 \times 4.5^2 \times 18 \times 0.575$		66.75	1.5	100.13
	$F_V = 0.5 \times 0.637 \times 4.5^2 \times 18 \times 0.818$	94.96		-0.925	-87.84
合计		285.76	66.75		61.86

注 矩心为墙底中心点，垂直力作用点偏向墙前力臂为正，力矩以向墙前旋转为正。

(3) 基底应力验算。

墙底宽度为 $B = 3.8\text{m}$ ，由表 9-4 得所有作用力矩之和为 $\Sigma M = 61.86\text{kN} \cdot \text{m}$ ，按式 (9-17) 计算基底最大应力及最小应力为：

$$P_{\min}^{\max} = \frac{\Sigma G}{B} \pm \frac{6 \Sigma M}{B^2} = \frac{285.76}{3.8} \pm \frac{6 \times 61.86}{3.8^2} = \frac{100.9}{49.5} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

由表 6-27 查得（按水下密实粉砂项）地基允许承载力为 $[\sigma_0] = 200\text{kN/m}^2$ ，计算基底应力值满足规范规定的下述要求：平均基底应力应小于地基允许承载力及最大基底应力应小于地基允许承载力的 1.2 倍。（因 $[\sigma_0]$ 值已满足地基承载力要求，在此不再计算修正后的允许承载力）。

基底应力最大值与最小值之比为：

$$\eta = \frac{100.9}{49.5} = 2.04$$

按表 9-3，坚实土基上基底应力最大值与最小值之比的允许值为 2.5，上述计算 η 值小于允许值，满足要求。

(4) 墙前趾根部截面应力验算。

近似以前趾端部最大地基应力 100.9kN/m^2 作为均布荷载计算前趾根部的弯矩为：

$$M = \frac{100.9 \times 0.6^2}{2} - \frac{0.5 \times 24 \times 0.6^2}{2} = 16.0(\text{kN} \cdot \text{m})$$

按式 (9-19) 计算前趾根部下缘拉应力为：

$$\sigma = \frac{6M}{h^2} = \frac{6 \times 16.0}{0.5^2} = 384(\text{kN/m}^2)$$

按式 (9-20) 计算强度安全系数为：

$$K = \frac{\gamma R_t}{\sigma} = \frac{1.55 \times 1050}{384} = 4.24$$

式中： M 为前趾根部弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； h 为底板截面厚度， m ； R_t 为混凝土抗拉设计强度，C15 混凝土为 1050kN/m^2 ； γ 为截面抵抗矩的塑性系数，采用 1.55。

对于 3 级建筑物，基本荷载组合时，素混凝土结构构件要求的受拉强度安全系数为 2.65，计算强度安全系数大于要求值，前趾满足强度要求。

2. 按朗肯公式计算

按朗肯公式计算时的土压力作用分布见图 9-5。

(1) 主动土压力系数及土压力分布强度。

按式 (9-7) 计算主动土压力系数 K_a 为：

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 0.3333$$

三角形分布的底边土压力的强度 p 为：

$$p = \gamma H K_a = 18 \times 4.5 \times 0.3333 = 27.0(\text{kN/m}^2)$$

(2) 抗滑稳定验算。

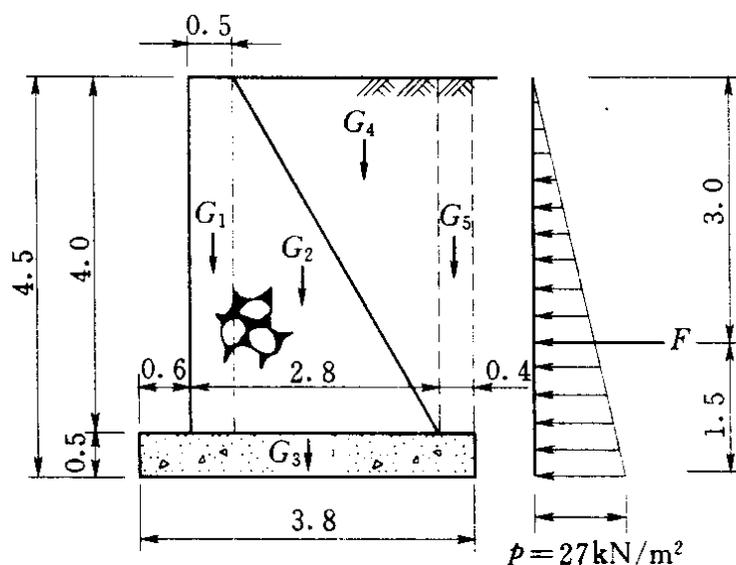


图 9-5 重力式挡土墙按朗肯公式计算时的土压力作用分布图 (单位: m)

土压力及其他各作用力与力矩的计算列于表 9-5。

表 9-5 重力式挡土墙按朗肯公式计算时作用力及力矩计算表

作用力名称	计算式	垂直力 (kN)	水平力 (kN)	力臂 (m)	力矩 (kN·m)
自重	$G_1 = 4.0 \times 0.5 \times 22$	44.0		1.05	46.2
	$G_2 = 0.5 \times 4.0 \times 2.3 \times 22$	101.2		0.0333	3.37
	$G_3 = 3.8 \times 0.5 \times 24$	45.6		0	0
土重	$G_4 = 0.5 \times 2.3 \times 4 \times 18$	82.8		-0.733	-60.69
	$G_5 = 0.4 \times 4 \times 18$	28.8		-1.7	-48.96
土压力	$F = 0.5 \times 4.5 \times 27$		60.75	1.5	91.13
合计		302.4	60.75		31.05

注 矩心为墙底中心点, 垂直力作用点偏向墙前力臂为正, 力矩以向墙前旋转为正。

由表 9-5 得所有垂直荷载之和为 $\sum G = 302.4 \text{ kN}$, 所有水平荷载之和为 $\sum H = 60.75 \text{ kN}$, 按式 (6-10) 计算抗滑稳定安全系数为:

$$K_c = \frac{f \sum G}{\sum H} = \frac{0.37 \times 302.4}{60.75} = 1.84$$

计算抗滑稳定安全系数大于允许值 1.25，抗滑稳定满足要求。

(3) 基底应力验算。

由表 9-5 得所有作用力矩之和为 $\sum M = 31.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ，按式 (9-17) 计算基底最大应力及最小应力为：

$$P_{\min}^{\max} = \frac{\sum G}{B} \pm \frac{6 \sum M}{B^2} = \frac{302.4}{3.8} \pm \frac{6 \times 31.05}{3.8^2} = \frac{92.48}{66.68} (\text{kN/m}^2)$$

地基允许承载力为 $[\sigma_0] = 200 \text{ kN/m}^2$ ，计算基底应力值满足规范规定的下述要求：平均基底应力应小于地基允许承载力及最大基底应力应小于地基允许承载力的 1.2 倍。

基底应力最大值与最小值之比为：

$$\eta = \frac{92.48}{66.68} = 1.39$$

计算 η 值小于允许值 2.5，满足规范要求。

(4) 墙前趾根部截面应力验算。

近似以前趾端部最大地基应力 92.48 kN/m^2 作为均布荷载计算前趾根部的弯矩为：

$$M = \frac{92.48 \times 0.6^2}{2} - \frac{0.5 \times 24 \times 0.6^2}{2} = 14.49 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

按式 (9-19) 计算前趾根部下缘拉应力为：

$$\sigma = \frac{6M}{h^2} = \frac{6 \times 14.49}{0.5^2} = 347.76 (\text{kN/m}^2)$$

按式 (9-20) 计算强度安全系数为：

$$K = \frac{\gamma R_t}{\sigma} = \frac{1.55 \times 1050}{347.76} = 4.68$$

式中符号意义同前。

对于 3 级建筑物，基本荷载组合时，素混凝土结构构件要求的受拉强度安全系数为 2.65，计算强度安全系数大于要求值，前趾满足强度要求。

3. 计算成果分析比较

(1) 本例按库伦及朗肯两种土压力公式计算的各项指标均满足设计要求。

(2) 从以上两种土压力公式的计算成果可以看出, 在采用相同内摩擦角 ϕ 值, 而按库伦公式计算时墙后回填土与墙背间的外摩擦角采用 $\delta=25^\circ$, 二者的抗滑、抗倾稳定安全系数, 基底应力及基底应力分布不均匀系数等计算值均满足规范要求。而按朗肯公式计算的抗滑、抗倾稳定安全系数大于库伦公式计算值, 按朗肯公式计算的基底应力分布不均匀系数则小于库伦公式计算值。本例采用的外摩擦角是较大的, 其值约相当于 0.83ϕ , 如采用的外摩擦角值偏小 (见例 9-2), 则按库伦公式计算的抗滑稳定安全系数、基底应力及基底应力分布不均匀系数等值均将大于规范允许值, 也就是说, 墙身宽度尺寸需加大。因此, 如按库伦公式计算, 应根据实际结构布置情况, 确定合理的墙后回填土与墙背间的外摩擦角值, 否则可能使设计的墙身断面尺寸偏大而不经济。

【例 9-2】 墙身断面尺寸及各项基本资料均同例 9-1, 仅墙后回填土与墙背间的外摩擦角改为采用 $\delta=12^\circ$ 。按库伦公式进行墙身稳定及基底应力验算。

解

1. 主动土压力系数

墙背面与铅直面的夹角为

$$\epsilon = \tan^{-1} \left(\frac{2.3}{4.0} \right) = 29.9^\circ$$

按式 (9-4) 计算主动土压力系数 K_a 为:

$$\begin{aligned} K_a &= \frac{\cos^2(\phi - \epsilon)}{\cos^2 \epsilon \cos(\epsilon + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\epsilon + \delta) \cos(\epsilon - \beta)}} \right]^2} \\ &= \frac{\cos^2(30^\circ - 29.9^\circ)}{\cos^2 29.9^\circ \cos(29.9^\circ + 12^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30^\circ + 12^\circ) \sin(30^\circ - 0)}{\cos(29.9^\circ + 12^\circ) \cos(29.9^\circ - 0)}} \right]^2} \\ &= 0.605 \end{aligned}$$

2. 抗滑稳定验算

土压力及其他各作用力与力矩的计算列于表 9-6。表中土

压力水平分力 F_H 及垂直分力 F_V 计算式中乘数 0.744 及 0.668 分别为 $\cos(\epsilon + \delta) = \cos(29.9^\circ + 12^\circ)$ 及 $\sin(\epsilon + \delta) = \sin(29.9^\circ + 12^\circ)$ 之值。

表 9-6 按库伦公式计算时作用力及力矩计算表

作用力名称	计算式	垂直力 (kN)	水平力 (kN)	力臂 (m)	力矩 (kN·m)
自重	$G_1 = 4.0 \times 0.5 \times 22$	44.0		1.05	46.2
	$G_2 = 0.5 \times 4.0 \times 2.3 \times 22$	101.2		0.0333	3.37
	$G_3 = 3.8 \times 0.5 \times 24$	45.6		0	0
土压力	$F_H = 0.5 \times 0.605 \times 4.5^2 \times 18 \times 0.744$		82.03	1.5	123.05
	$F_V = 0.5 \times 0.605 \times 4.5^2 \times 18 \times 0.668$	73.65		-0.925	-68.13
合计		264.45	82.03		104.49

注 矩心为墙底中心点，垂直力作用点偏向墙前力臂为正，力矩以向墙前旋转为正。

由表 9-6 得所有垂直荷载之和为 $\sum G = 264.45 \text{ kN}$ ，所有水平荷载之和为 $\sum H = 82.03 \text{ kN}$ ，按式 (9-13) 计算抗滑稳定安全系数为：

$$K_c = \frac{f \sum G}{\sum H} = \frac{0.37 \times 264.45}{82.03} = 1.19$$

按表 9-2，3 级建筑物的抗滑稳定安全系数的允许值为 1.25，计算抗滑稳定安全系数小于安全系数允许值 1.25，抗滑稳定不满足要求。

3. 基底应力验算

墙底宽度为 $B = 3.8 \text{ m}$ ，由表 9-6 得所有作用力矩之和为 $\sum M = 104.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ，按式 (9-17) 计算基底最大应力及最小应力为：

$$P_{\min}^{\max} = \frac{\sum G}{B} \pm \frac{6 \sum M}{B^2} = \frac{264.45}{3.8} \pm \frac{6 \times 104.49}{3.8^2} = \frac{113.01}{26.17} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

地基允许承载力为 $[\sigma_0] = 200 \text{ kN/m}^2$ ，计算基底应力值满足规范规定的下述要求：平均基底应力应小于地基允许承载力及

最大基底应力应小于地基允许承载力的 1.2 倍。

基底应力最大值与最小值之比为：

$$\eta = \frac{113.01}{26.17} = 4.32$$

按表 9-3，坚实土基上基底应力最大值与最小值之比的允许值为 2.5，上述计算 η 值比允许值大很多，不满足规范要求。

4. 墙前趾根部截面应力验算

近似以前趾端部最大地基应力 113.01kN/m^2 作为均布荷载计算前趾根部的弯矩为：

$$M = \frac{113.01 \times 0.6^2}{2} - \frac{0.5 \times 24 \times 0.6^2}{2} = 18.18(\text{kN} \cdot \text{m})$$

按式 (9-19) 计算前趾根部下缘拉应力为：

$$\sigma = \frac{6M}{h^2} = \frac{6 \times 18.18}{0.5^2} = 436.32(\text{kN/m}^2)$$

按式 (9-20) 计算强度安全系数为：

$$K = \frac{\gamma R_t}{\sigma} = \frac{1.55 \times 1050}{436.32} = 3.73$$

对于 3 级建筑物，基本荷载组合时，素混凝土结构构件要求的受拉强度安全系数为 2.65，计算强度安全系数大于要求值，前趾满足强度要求。

5. 计算成果分析比较

本例采用的墙后回填土与墙背间的外摩擦角 δ 值由例 9-1 的 25° 减小为 12° ，其值相当于 0.4ϕ 。与例 9-1 的计算成果比较，抗滑稳定安全系数由 1.58 减小为 1.19，小于规范允许值 1.25，不能满足抗滑稳定要求；基底应力最大值与最小值之比由 2.04 增大为 4.32，大于规范允许值 2.5，也不满足要求。如按此计算成果，墙身断面需适当加大。

【例 9-3】 某涵洞进出口连接段重力式挡土墙墙身为 M7.5 浆砌石，墙底板为 C15 混凝土，墙高（自墙底面算起）为 $H=4.5\text{m}$ ，各部位结构尺寸见图 9-6。墙后地下水位距墙底高 2.0m，墙前水位平渠底，相应水深 0.5m。地基为密实的砂壤

土，按表 9-1，相应基底与地基之间的摩擦系数 f 为 0.35~0.40，采用 $f=0.37$ 。墙后回填砂壤土，按表 5-3，中密状态砂类土的内摩擦角 ϕ 为 $30^\circ\sim 35^\circ$ ，采用 $\phi=30^\circ$ 。墙后回填土与墙背间的外摩擦角采用 $\delta=25^\circ$ 。墙顶填土面为水平， $\beta=0$ 。按 DL 5077—1997 表 B1 查得，采用回填压实砂土的湿重度为 $\gamma_1=18\text{kN/m}^3$ ，采用回填土的浮重度 $\gamma_2=10\text{kN/m}^3$ ，饱和重度 $\gamma_3=20\text{kN/m}^3$ （相应孔隙比 e 为 0.7）。采用混凝土重度为 24kN/m^3 ，浆砌石重度为 22kN/m^3 。该涵洞过水流量 $25\text{m}^3/\text{s}$ ，按 GB 50288—99 表 2.0.6 查得，建筑级别为 3 级。分别按库伦公式及朗肯公式进行墙身稳定及基底应力验算。

解

1. 按库伦公式计算

按库伦公式计算时的土压力作用分布见图 9-6。

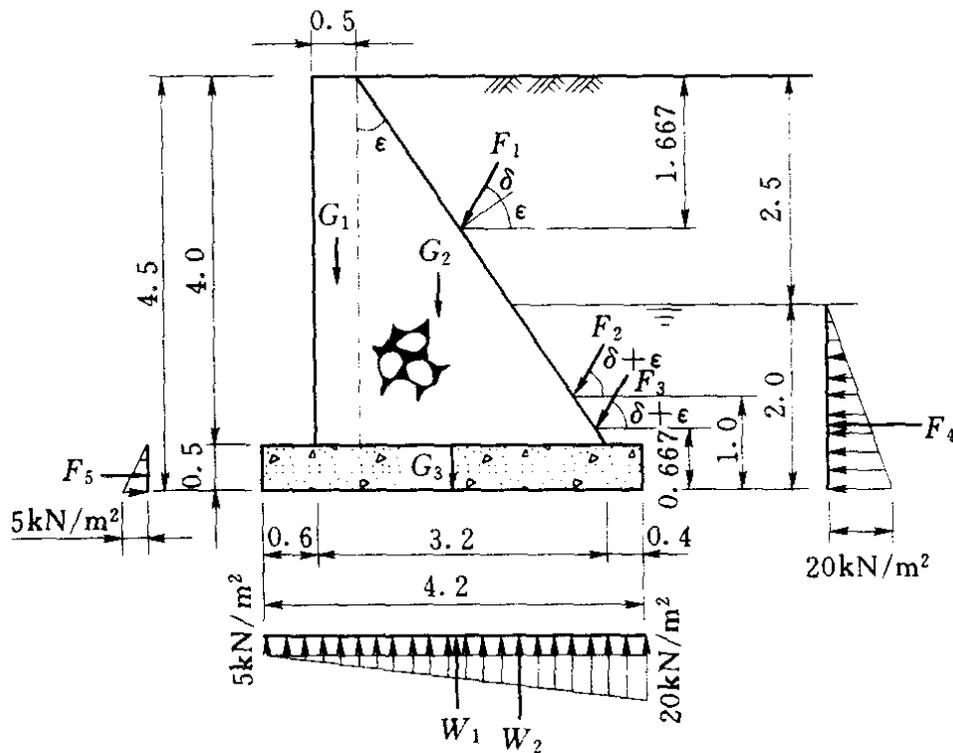


图 9-6 重力式挡土墙按库伦公式计算时的土压力作用分布图（单位：m）

(1) 主动土压力系数。

墙背面与铅直面的夹角为：

$$\epsilon = \tan^{-1} \left(\frac{2.7}{4.0} \right) = 34.02^\circ$$

按式 (9-4) 计算主动土压力系数 K_a 为

$$\begin{aligned} K_a &= \frac{\cos^2(\phi - \epsilon)}{\cos^2 \epsilon \cos(\epsilon + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\epsilon + \delta) \cos(\epsilon - \beta)}} \right]^2} \\ &= \frac{\cos^2(30^\circ - 34.02^\circ)}{\cos^2 34.02^\circ \cos(34.02^\circ + 25^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30^\circ + 25^\circ) \sin(30^\circ - 0)}{\cos(34.02^\circ + 25^\circ) \cos(34.02^\circ - 0)}} \right]^2} \\ &= 0.718 \end{aligned}$$

(2) 墙底扬压力计算。

墙底扬压力由墙后地下水位及墙前水深确定, 梯形分布的后趾端扬压力强度为 $W_2 = 10 \times 2.0 = 20$ (kN/m²), 前趾端扬压力强度为 $W_1 = 10 \times 0.5 = 5$ (kN/m²)。

(3) 抗滑稳定验算。

土压力及其他各作用力与力矩的计算列于表 9-7。表中土压力水平分力 F_H 及垂直分力 F_V 计算式中乘数 0.515 及 0.857 分别为 $\cos(\epsilon + \delta) = \cos(34.02^\circ + 25^\circ)$ 及 $\sin(\epsilon + \delta) = \sin(34.02^\circ + 25^\circ)$ 之值。

由表 9-7 得所有垂直荷载之和为 $\Sigma G = 276.59$ kN, 所有水平荷载之和为 $\Sigma H = 80.224$ kN, 按式 (9-13) 计算抗滑稳定安全系数为:

表 9-7 重力式挡土墙按库伦公式计算时作用力及力矩计算表

作用力名称	计算式	垂直力 (kN)	水平力 (kN)	力臂 (m)	力矩 (kN·m)
自重	$G_1 = 4.0 \times 0.5 \times 22$	44.0		1.25	55.0
	$G_2 = 0.5 \times 4.0 \times 2.7 \times 22$	118.8		0.1	11.88
	$G_3 = 4.2 \times 0.5 \times 24$	50.4		0	0
扬压力	$W_1 = 4.2 \times 5$	-21.0		0	0
	$W_2 = 0.5 \times 4.2 \times 15$	-31.5		-0.7	22.05

续表

作用力名称	计算式	垂直力 (kN)	水平力 (kN)	力臂 (m)	力矩 (kN·m)
土压力	$F_{1H}=0.5 \times 0.718 \times 2.5^2 \times 18 \times 0.515$		20.8	2.833	58.93
	$F_{1V}=0.5 \times 0.718 \times 2.5^2 \times 18 \times 0.857$	34.612		-0.125	-4.327
	$F_{2H}=0.718 \times 2.5 \times 2.0 \times 18 \times 0.515$		33.279	1.0	33.279
	$F_{2V}=0.718 \times 2.5 \times 2.0 \times 18 \times 0.857$	55.379		-1.363	-75.48
	$F_{3H}=0.5 \times 0.718 \times 2.0^2 \times 10 \times 0.515$		7.395	0.667	4.93
	$F_{3V}=0.5 \times 0.718 \times 2.0^2 \times 10 \times 0.857$	12.307		-1.587	-19.53
水压力	$F_4=0.5 \times 2.0^2 \times 10$		20.0	0.667	13.34
	$F_5=0.5 \times 0.5^2 \times 10$		-1.25	0.167	-0.208
水重	$1.5 \times 0.4 \times 10$	6.0		-1.9	-11.4
	$0.5 \times 1.5 \times 1.0125 \times 10$	7.594		-1.363	-10.35
合计		276.59	80.224		78.11

- 注 1. 地下水位以下土压力按浮重度计算，作用于墙背的水重另计。
 2. 垂直力以向下为正；水平力以作用于墙背为正。
 3. 矩心为墙底中心点，垂直力作用点偏向墙前为正；力矩以向墙前旋转为正。

$$K_c = \frac{f \sum G}{\sum H} = \frac{0.37 \times 276.59}{80.224} = 1.28$$

按表 9-2，3 级建筑物的抗滑稳定安全系数的允许值为 1.25，计算抗滑稳定安全系数满足要求。

(4) 基底应力验算。

墙底宽度为 $B=4.2\text{m}$ ，由表 9-7 得所有作用力矩之和为 $\sum M=78.11\text{kN}\cdot\text{m}$ ，按式 (9-17) 计算基底最大应力及最小应力为：

$$P_{\min}^{\max} = \frac{\sum G}{B} \pm \frac{6 \sum M}{B^2} = \frac{276.59}{4.2} \pm \frac{6 \times 78.11}{4.2^2} = \frac{92.42}{39.29} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基底应力最大值与最小值之比为：

$$\eta = \frac{92.42}{39.29} = 2.35$$

地基允许承载力为 $[\sigma_0] = 200\text{kN/m}^2$ ，计算基底应力值满

足规范要求。

按表 9-4, 坚实土基上基底应力最大值于最小值之比的允许值为 2.5, 上述计算 η 值小于允许值, 满足要求。

2. 按朗肯公式计算

按朗肯公式计算时的土压力作用分布见图 9-7。

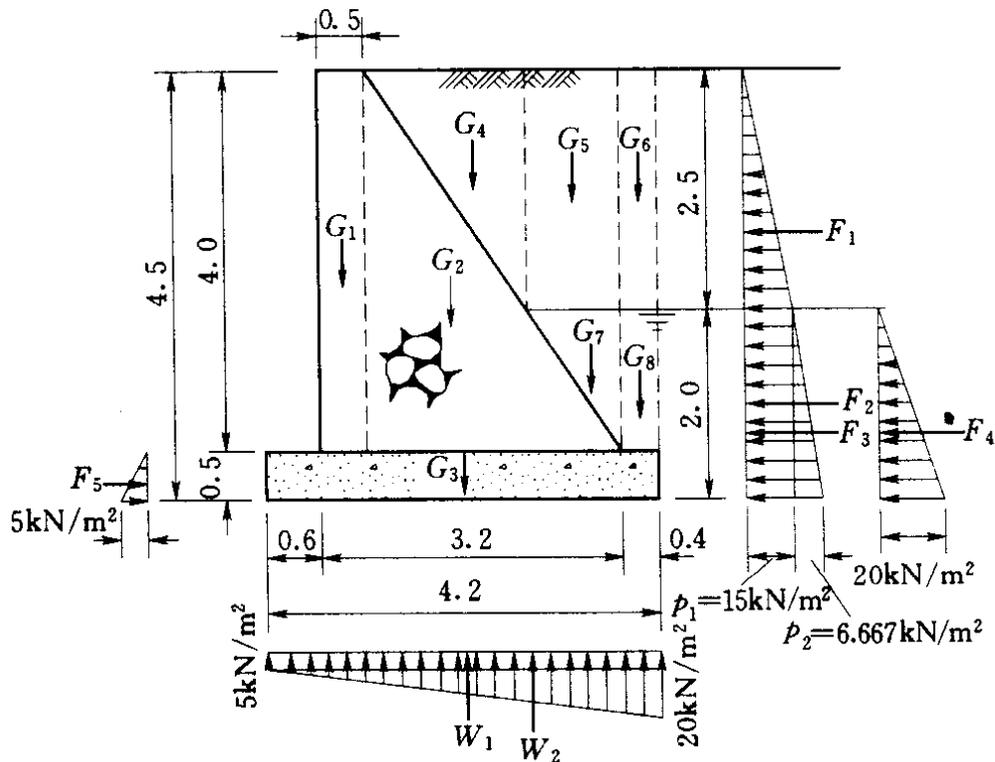


图 9-7 重力式挡土墙按朗肯公式计算时的土压力作用分布图 (单位: m)

(1) 主动土压力系数及土压力分布强度。

按式 (9-7) 计算主动土压力系数 K_a 为:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 0.3333$$

地下水位以上三角形分布的底边土压力及地下水位以下均布土压力的强度 p_1 为:

$$p_1 = \gamma_1 h_1 K_a = 18 \times 2.5 \times 0.3333 = 15.0 (\text{kN/m}^2)$$

地下水位以下三角形分布的底边土压力强度 p_2 为:

$$p_2 = \gamma_2 h_2 K_2 = 10 \times 2.0 \times 0.3333 = 6.667 (\text{kN/m}^2)$$

(2) 墙底扬压力值同前。

(3) 抗滑稳定验算。土压力及其他各作用力与力矩的计算列于表 9-8。

表 9-8 重力式挡土墙按朗肯公式计算时作用力及力矩计算表

作用力名称	计算式	垂直力 (kN)	水平力 (kN)	力臂 (m)	力矩 (kN·m)
自重	$G_1 = 4.0 \times 0.5 \times 22$	44.0		1.25	55.0
	$G_2 = 0.5 \times 4.0 \times 2.7 \times 22$	118.8		0.1	11.88
	$G_3 = 4.2 \times 0.5 \times 24$	50.4		0	0
土重	$G_4 = 0.5 \times 1.688 \times 2.5 \times 18$	37.98		-0.125	-4.748
	$G_5 = 1.012 \times 2.5 \times 18$	45.54		-1.194	-54.375
	$G_6 = 2.5 \times 0.4 \times 18$	18		-1.9	-34.2
	$G_7 = 0.5 \times 1.0125 \times 1.5 \times 20$	15.188		-1.363	-20.701
	$G_8 = 0.4 \times 1.5 \times 20$	12		-1.9	-22.8
扬压力	$W_1 = 4.2 \times 5$	-21.0		0	0
	$W_2 = 0.5 \times 4.2 \times 15$	-31.5		-0.7	22.05
土压力	$F_1 = 0.5 \times 2.5 \times 15$		18.75	2.833	53.119
	$F_2 = 2.0 \times 15$		30.0	1.0	30.0
	$F_3 = 0.5 \times 6.667 \times 2.0$		6.667	0.667	4.446
水压力	$F_4 = 0.5 \times 2.0^2 \times 10$		20	0.667	13.34
	$F_5 = 0.5 \times 0.5^2 \times 10$		-1.25	0.167	-0.208
合计		289.4	74.17		52.803

- 注 1. 地下水位以下土重按饱和重度计算。
 2. 垂直力以向下为正；水平力以作用于墙背为正。
 3. 矩心为墙底中心点，垂直力作用点偏向墙前为正；力矩以向墙前旋转为正。

由表 9-8 得所有垂直荷载之和为 $\sum G = 289.4 \text{ kN}$ ，所有水平荷载之和为 $\sum H = 74.167 \text{ kN}$ ，按式 (9-13) 计算抗滑稳定安全系数为：

$$K_c = \frac{f \sum G}{\sum H} = \frac{0.37 \times 289.4}{74.167} = 1.44$$

计算抗滑稳定安全系数大于允许值 1.25，抗滑稳定满足

要求。

(4) 基底应力验算。由表 9-8 得所有作用力矩之和为 $\Sigma M = 52.803 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ，按式 (9-17) 计算基底最大应力及最小应力为：

$$P_{\min}^{\max} = \frac{\Sigma G}{B} \pm \frac{6 \Sigma M}{B^2} = \frac{289.4}{4.2} \pm \frac{6 \times 52.803}{4.2^2} = \frac{86.86}{50.94} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

计算基底应力值满足规范要求。

基底应力最大值与最小值之比为：

$$\eta = \frac{86.86}{50.94} = 1.71$$

计算 η 值小于允许值 2.5，满足规范要求。

3. 计算成果分析比较

本例墙高及其他有关基本资料与例 9-1 相同，仅增加墙后地下水深 2.0m 及墙前水深 0.5m，相应墙底宽增加 0.4m，按库伦及朗肯两种土压力公式计算的各项指标均满足设计要求。

【例 9-4】 某涵洞进出口连接段重力式挡土墙墙身断面尺寸及各项基本资料均同例 9-1，不同的是墙顶填土面与水平面呈 20° 夹角。按库伦公式进行墙身稳定及基底应力验算。

解 土压力作用分布见图 9-8。

1. 主动土压力系数

墙背面与铅直面的夹角为：

$$\epsilon = \tan^{-1} \left(\frac{2.3}{4.0} \right) = 29.9^\circ$$

按式 (9-4) 计算主动土压力系数 K_a 为：

$$\begin{aligned} K_a &= \frac{\cos^2(\phi - \epsilon)}{\cos^2 \epsilon \cos(\epsilon + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\epsilon + \delta) \cos(\epsilon - \beta)}} \right]^2} \\ &= \frac{\cos^2(30^\circ - 29.9^\circ)}{\cos^2 29.9^\circ \cos(29.9^\circ + 25^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30^\circ + 25^\circ) \sin(30^\circ - 20^\circ)}{\cos(29.9^\circ + 25^\circ) \cos(29.9^\circ - 20^\circ)}} \right]^2} \\ &= 1.027 \end{aligned}$$

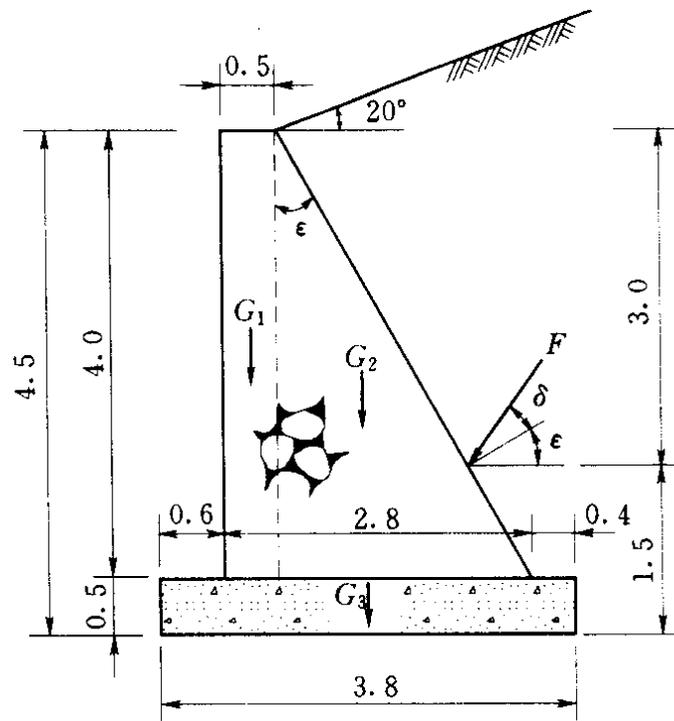


图 9-8 重力式挡土墙按库伦公式计算时的土压力作用分布图 (单位: m)

2. 抗滑稳定验算

土压力及其他各作用力与力矩的计算列于表 9-9。表中土压力水平分力 F_H 及垂直分力 F_V 计算式中乘数 0.575 及 0.818 分别为 $\cos(\epsilon + \delta) = \cos(29.9^\circ + 25^\circ)$ 及 $\sin(\epsilon + \delta) = \sin(29.9^\circ + 25^\circ)$ 之值。

表 9-9 按库伦公式计算时作用力及力矩计算表

作用力名称	计算式	垂直力 (kN)	水平力 (kN)	力臂 (m)	力矩 (kN·m)
自重	$G_1 = 4.0 \times 0.5 \times 22$	44.0		1.05	46.2
	$G_2 = 0.5 \times 4.0 \times 2.3 \times 22$	101.2		0.0333	3.37
	$G_3 = 3.8 \times 0.5 \times 24$	45.6		0	0
土压力	$F_H = 0.5 \times 1.027 \times 4.5^2 \times 18 \times 0.575$		107.62	1.5	161.43
	$F_V = 0.5 \times 1.027 \times 4.5^2 \times 18 \times 0.818$	153.11		-0.925	-141.63
合计		343.91	107.62		69.37

注 矩心为墙底中心点, 垂直力作用点偏向墙前力臂为正, 力矩以向墙前旋转为正。

由表 9-9 得所有垂直荷载之和为 $\Sigma G=343.91\text{kN}$ ，所有水平荷载之和为 $\Sigma H=107.62\text{kN}$ ，按式 (9-13) 计算抗滑稳定安全系数为：

$$K_c = \frac{f\Sigma G}{\Sigma H} = \frac{0.37 \times 343.91}{107.62} = 1.18$$

按表 9-2，3 级建筑物的抗滑稳定安全系数的允许值为 1.25，计算抗滑稳定安全系数小于允许值，抗滑稳定不满足要求。

3. 基底应力验算

墙底宽度为 $B=3.8\text{m}$ ，由表 9-9 得所有作用力矩之和为 $\Sigma M=69.37\text{kN}\cdot\text{m}$ ，按式 (9-17) 计算基底最大应力及最小应力为：

$$P_{\min}^{\max} = \frac{\Sigma G}{B} \pm \frac{6\Sigma M}{B^2} = \frac{343.91}{3.8} \pm \frac{6 \times 69.37}{3.8^2} = \frac{119.33}{61.68} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

地基允许承载力为 $[\sigma_0]=200\text{kN/m}^2$ ，计算基底应力值满足规范规定的下述要求：平均基底应力应小于地基允许承载力及最大基底应力应小于地基允许承载力的 1.2 倍。

基底应力最大值与最小值之比为：

$$\eta = \frac{119.33}{61.68} = 1.93$$

按表 9-3，坚实土基上基底应力最大值与最小值之比的允许值为 2.5，计算 η 值小于允许值，满足要求。

4. 墙前趾根部截面应力验算

近似以前趾端部最大地基应力 119.33kN/m^2 作为均布荷载计算前趾根部的弯矩为：

$$M = \frac{119.33 \times 0.6^2}{2} - \frac{0.5 \times 24 \times 0.6^2}{2} = 19.32 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

按式 (9-19) 计算前趾根部下缘拉应力为：

$$\sigma = \frac{6M}{h^2} = \frac{6 \times 19.32}{0.5^2} = 463.68 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

按式 (9-20) 计算强度安全系数为：

$$K = \frac{\gamma R_t}{\sigma} = \frac{1.55 \times 1050}{463.68} = 3.51$$

式中： M 为前趾根部弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； h 为底板截面厚度， m ； R_t 为混凝土抗拉设计强度，C15 混凝土为 1050kN/m^2 ； γ 为截面抵抗矩的塑性系数，采用 1.55。

对于 3 级建筑物，基本荷载组合时，素混凝土结构构件要求的受拉强度安全系数为 2.65，计算强度安全系数大于要求值，前趾满足强度要求。

5. 计算成果分析比较

本例墙身断面尺寸及各项基本资料均同例 9-1，不同的是本例墙顶填土面与水平面呈 20° 夹角，由于墙后增加了斜坡土荷载，计算抗滑安全系数由 1.58 减为 1.18，计算基底应力最大值与最小值之比则略有改善，由 2.04 减为 1.93。

【例 9-5】 某涵洞进出口连接段重力式挡土墙墙身为 M7.5 浆砌石，墙底板为 C15 混凝土，墙高（自墙底面算起）为 $H=4.5\text{m}$ ，各部位结构尺寸见图 9-4。墙前及墙后均无水。地基为坚硬黏土，查表 9-1，相应基底与地基之间的摩擦系数 f 为 0.35~0.45，采用 $f=0.37$ 。墙后回填细粒土，按表 5-4，采用回填土内摩擦角 $\phi=15^\circ$ ，凝聚力 $c=9\text{kN/m}^2$ 。墙后回填土与墙背间的外摩擦角采用 $\delta=12^\circ$ 。墙顶填土面为水平， $\beta=0$ 。按 DL 5077—1997 表 B1，采用回填压实土的湿重度为 $\gamma_1=18\text{kN/m}^3$ ，混凝土重度为 24kN/m^3 ，浆砌石重度为 22kN/m^3 。该涵洞过水流量 $25\text{m}^3/\text{s}$ ，按 GB 50288—99 表 2.0.6 规定，建筑级别为 3 级。分别按库伦公式及朗肯公式进行墙身稳定及基底应力验算。

解

1. 计算等值内摩擦角 ϕ_d

由式 (9-12) 得：

$$\operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\phi_d}{2}\right) = \sqrt{\frac{\gamma H^2 \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) - 4cH \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) + \frac{4c^2}{\gamma}}{\gamma H^2}}$$

$$= \sqrt{\frac{18 \times 4.5^2 \times \tan^2\left(45^\circ - \frac{15^\circ}{2}\right) - 4 \times 9 \times 4.5 \times \tan\left(45^\circ - \frac{15^\circ}{2}\right) + \frac{4 \times 9^2}{18}}{18 \times 4.5^2}}$$

$$= 0.545$$

则 $45^\circ - \frac{\phi_d}{2} = 28.59^\circ$

$$\phi_d = 2 \times (45^\circ - 28.59^\circ) = 32.82^\circ$$

式中符号意义同前。

2. 库伦公式计算

按库伦公式计算时的土压力作用分布见图 9-4。

(1) 主动土压力系数。

墙背面与铅直面的夹角为：

$$\epsilon = \tan^{-1}\left(\frac{2.3}{4.0}\right) = 29.9^\circ$$

按式 (9-4) 计算主动土压力系数 K_a 为：

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \epsilon)}{\cos^2 \epsilon \cos(\epsilon + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\epsilon + \delta) \cos(\epsilon - \beta)}} \right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(32.82^\circ - 29.9^\circ)}{\cos^2 29.9^\circ \cos(29.9^\circ + 12^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(32.82^\circ + 12^\circ) \sin(32.82^\circ - 0)}{\cos(29.9^\circ + 12^\circ) \cos(29.9^\circ - 0)}} \right]^2}$$

$$= 0.569$$

(2) 抗滑稳定验算。

土压力及其他各作用力与力矩的计算列于表 9-10。表中土压力水平分力 F_H 及垂直分力 F_V 计算式中乘数 0.744 及 0.668 分别为 $\cos(\epsilon + \delta) = \cos(29.9^\circ + 12^\circ)$ 及 $\sin(\epsilon + \delta) = \sin(29.9^\circ + 12^\circ)$ 之值。

由表 9-10 得所有垂直荷载之和为 $\Sigma G = 260.07 \text{ kN}$ ，所有水平荷载之和为 $\Sigma H = 77.15 \text{ kN}$ ，按式 (9-13) 计算抗滑稳定安全系数为：

$$K_c = \frac{f \Sigma G}{\Sigma H} = \frac{0.37 \times 260.07}{77.15} = 1.25$$

表 9-10 按库伦公式计算时作用力及力矩计算表

作用力名称	计 算 式	垂直力 (kN)	水平力 (kN)	力臂 (m)	力矩 (kN·m)
自重	$G_1 = 4.0 \times 0.5 \times 22$	44.0		1.05	46.2
	$G_2 = 0.5 \times 4.0 \times 2.3 \times 22$	101.2		0.0333	3.37
	$G_3 = 3.8 \times 0.5 \times 24$	45.6		0	0
土压力	$F_H = 0.5 \times 0.569 \times 4.5^2 \times 18 \times 0.744$		77.15	1.5	115.73
	$F_V = 0.5 \times 0.569 \times 4.5^2 \times 18 \times 0.668$	69.27		-0.925	-64.07
合计		260.07	77.15		101.23

注 矩心为墙底中心点，垂直力作用点偏向墙前力臂为正，力矩以向墙前旋转为正。

查表 9-2，3 级建筑物的抗滑稳定安全系数的允许值为 1.25，抗滑稳定安全系数计算值等于允许值，抗滑稳定满足要求。

(3) 基底应力验算。

墙底宽度为 $B = 3.8\text{m}$ ，由表 9-10 得所有作用力矩之和为 $\sum M = 101.23\text{kN}\cdot\text{m}$ ，按式 (9-17) 计算基底最大应力及最小应力为：

$$\begin{aligned}
 P_{\min}^{\max} &= \frac{\sum G}{B} \pm \frac{6 \sum M}{B^2} = \frac{260.07}{3.8} \pm \frac{6 \times 101.23}{3.8^2} \\
 &= \frac{110.50}{26.38} \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

由表 6-25 采用地基允许承载力为 $[\sigma_0] = 180\text{kN/m}^2$ ，计算基底应力值满足规范规定的下述要求：平均基底应力应小于地基允许承载力及最大基底应力应小于地基允许承载力的 1.2 倍。

基底应力最大值与最小值之比为：

$$\eta = \frac{110.50}{26.38} = 4.19$$

按表 9-3，坚实土基上基底应力最大值与最小值之比的允许值为 2.5，上述计算 η 值大于允许值，不满足要求。

(4) 墙前趾根部截面应力验算。

近似以前趾端部最大地基应力 110.50kN/m^2 作为均布荷载计算前趾根部的弯矩为：

$$M = \frac{110.50 \times 0.6^2}{2} - \frac{0.5 \times 24 \times 0.6^2}{2} = 17.73(\text{kN} \cdot \text{m})$$

按式 (9-19) 计算前趾根部下缘拉应力为：

$$\sigma = \frac{6M}{h^2} = \frac{6 \times 17.73}{0.5^2} = 425.52(\text{kN/m}^2)$$

按式 (9-20) 计算强度安全系数为：

$$K = \frac{\gamma R_t}{\sigma} = \frac{1.55 \times 1050}{425.52} = 3.82$$

式中： M 为前趾根部弯矩， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ； h 为底板截面厚度， m ； R_t 为混凝土抗拉设计强度，C15 混凝土为 1050kN/m^2 ； γ 为截面抵抗矩的塑性系数，采用 1.55。

对于 3 级建筑物，基本荷载组合时，素混凝土结构构件要求的受拉强度安全系数为 2.65，计算强度安全系数大于要求值，前趾满足强度要求。

3. 按朗肯公式计算

按朗肯公式计算时的土压力作用分布见图 9-5。

(1) 主动土压力系数及土压力分布强度。

按式 (9-7) 计算主动土压力系数 K_a 为：

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{32.82^\circ}{2} \right) = 0.297$$

三角形分布的底边土压力的强度 p 为

$$p = \gamma H K_a = 18 \times 4.5 \times 0.297 = 24.06(\text{kN/m}^2)$$

(2) 抗滑稳定验算。

土压力及其他各作用力与力矩的计算列于表 9-11。

由表 9-11 得所有垂直荷载之和为 $\Sigma G = 302.4\text{kN}$ ，所有水平荷载之和为 $\Sigma H = 54.15\text{kN}$ ，按式 (9-13) 计算抗滑稳定安全系数为：

$$K_c = \frac{f \sum G}{\sum H} = \frac{0.37 \times 302.4}{54.15} = 2.07$$

计算抗滑稳定安全系数大于允许值 1.25，抗滑稳定满足要求。

表 9-11 重力式挡土墙按朗肯公式计算时作用力及力矩计算表

作用力名称	计算式	垂直力 (kN)	水平力 (kN)	力臂 (m)	力矩 (kN·m)
自重	$G_1 = 4.0 \times 0.5 \times 22$	44.0		1.05	46.2
	$G_2 = 0.5 \times 4.0 \times 2.3 \times 22$	101.2		0.0333	3.37
	$G_3 = 3.8 \times 0.5 \times 24$	45.6		0	0
土重	$G_4 = 0.5 \times 2.3 \times 4 \times 18$	82.8		-0.733	-60.69
	$G_5 = 0.4 \times 4 \times 18$	28.8		-1.7	-48.96
土压力	$F = 0.5 \times 4.5 \times 24.06$		54.14	1.5	81.21
合计		302.4	54.15		21.13

注 矩心为墙底中心点，垂直力作用点偏向墙前力臂为正，力矩以向墙前旋转为正

(3) 基底应力验算。

由表 9-11 得所有作用力矩之和为 $\sum M = 21.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ，按式 (9-17) 计算基底最大应力及最小应力为：

$$P_{\min}^{\max} = \frac{\sum G}{B} \pm \frac{6 \sum M}{B^2} = \frac{302.4}{3.8} \pm \frac{6 \times 21.13}{3.8^2} = \frac{88.36}{70.8} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

参照表 6-35，采用地基允许承载力为 $[\sigma_0] = 180 \text{ kN/m}^2$ ，计算基底应力值满足规范规定的下述要求：平均基底应力应小于地基允许承载力及最大基底应力应小于地基允许承载力的 1.2 倍。

基底应力最大值与最小值之比为：

$$\eta = \frac{88.36}{70.8} = 1.25$$

计算 η 值小于允许值 2.5，满足规范要求。

(4) 墙前趾根部截面应力验算。

近似以前趾根部最大地基应力 88.36 kN/m^2 作为均布荷载计

算前趾根部的弯矩为：

$$M = \frac{88.36 \times 0.6^2}{2} - \frac{0.5 \times 24 \times 0.6^2}{2} = 13.74(\text{kN} \cdot \text{m})$$

按式 (9-19) 计算前趾根部下缘拉应力为：

$$\sigma = \frac{6M}{h^2} = \frac{6 \times 13.74}{0.5^2} = 329.76(\text{kN}/\text{m}^2)$$

按式 (9-20) 计算强度安全系数为：

$$K = \frac{\gamma R_t}{\sigma} = \frac{1.55 \times 1050}{329.76} = 4.94$$

式中符号意义同前。

对于 3 级建筑物，基本荷载组合时，素混凝土结构构件要求的受拉强度安全系数为 2.65，计算强度安全系数大于要求值，前趾满足强度要求。

4. 计算成果分析比较

本例墙身断面尺寸及各项基本资料均同例 9-1，不同的是本例墙后回填土改为内摩擦角 $\phi = 15^\circ$ ，凝聚力 $c = 9\text{kN}/\text{m}^2$ 的细粒土，相应墙后回填土与墙背间的外摩擦角由 $\delta = 25^\circ$ 减为 $\delta = 12^\circ$ 。细粒土的内摩擦角 ϕ 虽较小，但考虑凝聚力 c 后的等值内摩擦角可提高为 32.82° ，按朗肯公式计算的各项指标均能满足规范要求。由于墙后回填土与墙背间的外摩擦角减小，按库伦公式计算的抗滑安全系数相应减小，但仍能满足要求，只是计算基底应力最大值与最小值之比较大，不满足规范要求。

第五节 半重力式挡土墙计算

【例 9-6】 某涵洞进出口连接段两侧半重力式挡土墙，墙身全部为 C15 混凝土，墙高（自墙底面算起为 4.5m）及墙底宽（3.8m）与例 9-1 重力式挡土墙相同，其余各部位结构尺寸见图 9-9。混凝土抗拉设计强度 $R_t = 1050\text{kN}/\text{m}^2$ ，混凝土重度采用为 $24\text{kN}/\text{m}^3$ ，其余各项基本资料均同例 9-1。按朗肯公式进行抗滑稳定及基底应力验算。

解 土压力作用分布见图 9-9。

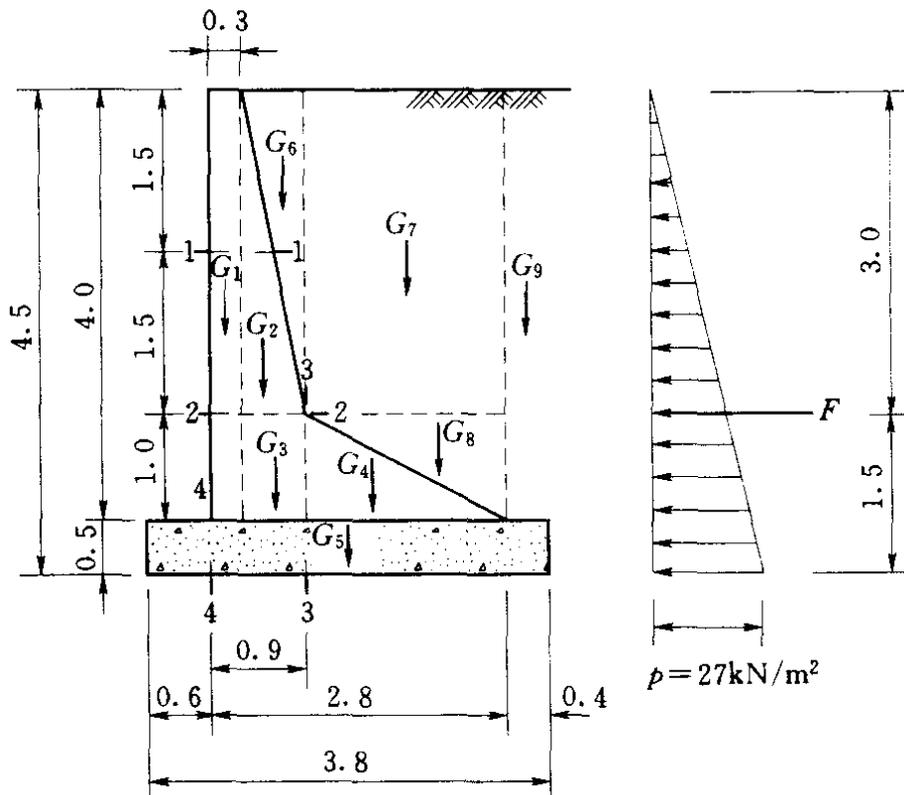


图 9-9 半重力式挡土墙按朗肯公式计算时的土压力作用分布图 (单位: m)

1. 主动土压力系数及土压力分布强度

按式 (9-7) 计算主动土压力系数 K_a 为:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 0.3333$$

三角形分布的底边土压力的强度 p 为:

$$p = \gamma H K_a = 18 \times 4.5 \times 0.3333 = 27.0 (\text{kN/m}^2)$$

2. 抗滑稳定验算

土压力及其他各作用力与力矩的计算列于表 9-12。

由表 9-12 得所有垂直荷载之和为 $\sum G = 297.9 \text{kN}$, 所有水平荷载之和为 $\sum H = 60.75 \text{kN}$, 按式 (9-13) 计算抗滑稳定安全系数为:

$$K_c = \frac{f \sum G}{\sum H} = \frac{0.37 \times 297.9}{60.75} = 1.81$$

计算抗滑稳定安全系数大于允许值 1.25，抗滑稳定满足要求。

表 9-12 半重力式挡土墙作用力及力矩计算表

作用力名称	计算式	垂直力 (kN)	水平力 (kN)	力臂 (m)	力矩 (kN·m)
自重	$G_1 = 4.0 \times 0.3 \times 24$	28.8		1.15	33.12
	$G_2 = 0.5 \times 0.6 \times 3.0 \times 24$	21.6		0.8	17.28
	$G_3 = 1.0 \times 0.6 \times 24$	14.4		0.7	10.08
	$G_4 = 0.5 \times 1.0 \times 1.9 \times 24$	22.8		-0.233	-5.312
	$G_5 = 0.5 \times 3.8 \times 24$	45.6		0	0
土重	$G_6 = 0.5 \times 0.6 \times 3.0 \times 18$	16.2		0.6	9.72
	$G_7 = 3.0 \times 1.9 \times 18$	102.6		-0.55	-56.43
	$G_8 = 0.5 \times 1.0 \times 1.9 \times 18$	17.1		-0.867	-14.826
	$G_9 = 0.4 \times 4 \times 18$	28.8		-1.7	-48.96
土压力	$F_1 = 0.5 \times 4.5 \times 27$		60.75	1.5	91.125
合计		297.9	60.75		35.797

注 矩心为墙底中心点，垂直力作用点偏向墙前力臂为正，力矩以向墙前旋转为正。

3. 基底应力验算

由表 9-12 得所有作用力矩之和为 $\sum M = 35.797 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ，按式 (9-17) 计算基底最大应力及最小应力为：

$$P_{\min}^{\max} = \frac{\sum G}{B} \pm \frac{6 \sum M}{B^2} = \frac{297.9}{3.8} \pm \frac{6 \times 35.797}{3.8^2} = \begin{matrix} 93.27 \\ 63.52 \end{matrix} (\text{kN}/\text{m}^2)$$

计算基底应力值满足规范要求。

基底应力最大值与最小值之比为：

$$\eta = \frac{93.27}{63.52} = 1.47$$

计算 η 值小于允许值 2.0，满足规范要求。

4. 墙身控制截面应力验算

(1) 各控制截面作用力及力矩计算列于表 9-13。截面 1—1

及截面 2—2 分别为墙背第一级斜坡底及第二级斜坡底截面，截面 3—3 为墙背第二级斜坡与第三级斜坡间垂直截面，截面 4—4 为前趾跟部截面。

表 9-13 半重力式挡土墙控制截面作用力及力矩计算表

截面号	作用力名称	计 算 式	垂直力 (kN)	水平力 (kN)	力臂 (m)	力矩 (kN·m)
截面 1—1	自重	$0.3 \times 1.5 \times 24$	10.8		0.15	1.62
		$0.5 \times 0.3 \times 1.5 \times 24$	5.4		-0.1	-0.54
	土重	$0.5 \times 0.3 \times 1.5 \times 18$	4.05		-0.2	-0.81
	土压力	$0.5 \times 18 \times 1.5^2 \times 0.3333$		6.75	0.5	3.375
	合计		20.25			3.645
截面 2—2	自重	$0.3 \times 3.0 \times 24$	21.6		0.3	6.48
		$0.5 \times 3.0 \times 0.6 \times 24$	21.6		-0.05	-1.08
	土重	$0.5 \times 3.0 \times 0.6 \times 18$	16.2		-0.25	-4.05
	土压力	$0.5 \times 18 \times 3.0^2 \times 0.3333$		27.0	1.0	27.0
	合计		59.4			28.35
截面 3—3	自重	$0.5 \times 2.3 \times 24$			1.15	31.74
		$0.5 \times 1.0 \times 1.9 \times 24$			0.633	14.43
	土重	$18 \times 3.0 \times 1.9$			0.95	97.47
		$18 \times 0.5 \times 1.0 \times 1.9$			1.267	21.666
		$18 \times 0.4 \times 4.0$			2.1	60.48
	基底应力	63.52×2.3			1.15	-168.01
		$0.5 \times 18 \times 2.3$			0.767	-15.88
合计					41.9	
截面 4—4	自重	$0.5 \times 0.6 \times 24$			0.3	-2.16
	基底应力	88.57×0.6			0.3	15.98
		$0.5 \times 4.7 \times 0.6$			0.4	0.564
	合计					14.38

注 1. 截面 1—1 及截面 2—2 矩心为该截面中心点，力矩以向墙前旋转为正。
2. 截面 3—3 及截面 4—4 力矩均以顺时针旋转为正。

(2) 根据表 9-13 作用力及作用力矩计算成果, 验算各截面应力。其中截面 1—1 及截面 2—2 按偏心受压构件计算, 截面 3—3 及截面 4—4 按受弯构件计算。

1) 截面 1—1。

边缘 (墙背侧) 拉应力按式 (9-18) 计算。

$$\sigma = \frac{6M}{h^2} - \frac{N}{h} = \frac{6 \times 3.645}{0.6^2} - \frac{20.25}{0.6} = 27.0 (\text{kN/m}^2)$$

强度安全系数按式 (9-20) 计算。

$$K = \frac{\gamma R_t}{\sigma} = \frac{1.55 \times 1050}{27.0} = 60.3$$

式中: M 为弯矩, $\text{kN} \cdot \text{m}$; N 为垂直力, kN ; h 为截面厚度, m ; R_t 为混凝土抗拉设计强度, C15 混凝土为 1050kN/m^2 ; γ 为截面抵抗矩的塑性系数, 采用 1.55 (下同)。

2) 截面 2—2。

边缘 (墙背侧) 拉应力按式 (9-18) 计算。

$$\sigma = \frac{6M}{h^2} - \frac{N}{h} = \frac{6 \times 28.35}{0.9^2} - \frac{59.4}{0.9} = 144.0 (\text{kN/m}^2)$$

强度安全系数按式 (9-20) 计算

$$K = \frac{\gamma R_t}{\sigma} = \frac{1.55 \times 1050}{144} = 11.30$$

3) 截面 3—3。

上缘拉应力按式 (9-19) 计算

$$\sigma = \frac{6M}{h^2} = \frac{6 \times 41.9}{1.5^2} = 111.73 (\text{kN/m}^2)$$

强度安全系数按式 (9-20) 计算。

$$K = \frac{\gamma R_t}{\sigma} = \frac{1.55 \times 1050}{111.73} = 14.57$$

4) 截面 4—4。

下缘拉应力按式 (9-19) 计算。

$$\sigma = \frac{6M}{h^2} = \frac{6 \times 14.38}{0.5^2} = 345.12 (\text{kN/m}^2)$$

强度安全系数按式 (9-20) 计算。

$$K = \frac{\gamma R_t}{\sigma} = \frac{1.55 \times 1050}{345.12} = 4.72$$

对于 3 级建筑物，基本荷载组合时，素混凝土结构构件要求的受拉强度安全系数为 2.65。上述应力验算成果表明，截面 1-1、截面 2-2 及截面 3-3 受拉强度安全系数的计算值大于要求值较多，有较多富余，截面尺寸还可适当减小。

第六节 挡土墙的电算程序

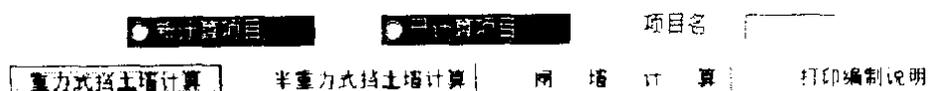
从以上重力式及半重力式挡土墙的算例可以看出，挡土墙的计算方法虽然不复杂，但各项作用力及力矩的计算却较繁琐，尤其是在墙后有水的情况下，计算及校核工作量更大。为了简化计算过程，提高设计效率，也应采用电算。本节将以算例介绍笔者编制的重力式及半重力式挡土墙的电算程序。程序采用 Visual Basic 语言编制，编制使用说明可参见第三章第十二节有关部分，以下是该程序的编制使用说明及各种计算条件时的算例。断面尺寸符号见图 9-1、图 9-2。

(1) 重力式挡土墙基本资料同例 9-1 的算例。电算程序界面如下。

重力式挡土墙及闸墙计算

程序编制说明：

- (1) 本程序适用于重力式及半重力式挡土墙的地基压力、稳定性验算及半重力式挡土墙的墙身应力计算，计算项目包括土压力、地基压力分布及不均匀系数、抗滑及抗倾安全系数、墙身截面应力等；本程序也适用于钢筋混凝土闸墙的压力及配筋计算，计算项目包括土压力、墙底(底板顶面)截面及半增高截面内力以及配筋与抗裂计算等；
- (2) 程序采用的重力式挡土墙为墙背仅有单一斜面(顶部有直段或无直段)的断面型式，前趾及后趾等厚；半重力式挡土墙为墙背有 2-3 级斜面的折线形断面型式，前趾包括等厚及变厚两段(也可无前趾)，后趾为等厚一段(也可无后趾)，标准断面可参见“取水输水建筑物丛书”《隧洞》图 6-7；也可点击“查看尺寸符号图”按钮调出断面图查看；
- (3) 重力式墙后填土为水平面时，土压力分别按朗肯及库伦主动土压公式计算，并分别输出相应两种计算成果供比较采用；重力式墙后填土为斜坡时，土压力仅按库伦主动土压公式计算；半重力式墙及闸墙只考虑墙后填土为水平面情况，土压力按朗肯主动土压公式计算；
- (4) 按朗肯公式计算时，墙背垂直土压按底宽范围内的土重计算；按库伦公式计算时，墙背垂直土压为库伦公式土压力的垂直分力，“基底压力计算成果表”的“土重”项中包括地面均布荷载值；
- (5) 按库伦公式计算时，填土面与墙背的摩擦角 δ 值对土压力的垂直分力及水平分力影响很大， δ 值越小水平压力越大，垂直压力越小。 δ 值与填土性质、墙体材料、墙背的倾角及粗糙程度有关，按《水闸设计规范》SL 265-2001，墙背粗糙及排水良好时，可采用 $\delta=(0.33\sim 0.5)\phi$ ；墙背很粗糙及排水良好时，可采用 $\delta=(0.5\sim 0.67)\phi$ ；墙背与填土间不可能滑动时，可采用 $\delta=(0.67\sim 1.0)\phi$ ； ϕ 为填土内摩擦角；按库伦公式计算时必须考虑填土面与墙背间的摩擦角 δ 值，且不宜小于 0.67ϕ ，否则水平土压力将明显大于按朗肯公式计算的水平土压力，以此确定填土断面尺寸将偏于保守，对于浆砌石挡土墙，施工时应尽可能保持墙背粗糙，可采用 δ 值等于 ϕ 值；
- (6) 程序中的朗肯土压力公式及库伦土压力公式均未考虑填土的凝聚力，如填土凝聚力较大，计算中应考虑凝聚力作用。程序是将填土内摩擦角 ϕ 值改用为计入凝聚力作用的等值内摩擦角 ϕ_e 值(程序根据土壤内摩擦角 ϕ 值及凝聚力值换算等值内摩擦角 ϕ_e 值，据《水工设计手册》及《水闸》等资料介绍，等值内摩擦角不是一个定值，而是随墙高变化，墙高越小，等值内摩擦角越大，对同一等值内摩擦角，高墙偏于不安全，低墙偏于保守，对于高墙，等值内摩擦角的采用值可较计算值减小 $5\sim 10$ 度)；
- (7) 对于地面连续均布荷载 q 的作用，一般按两种方法处理：一是将 q 换算成一个高度为 h_0 、容重与回填土容重相同的等代土层，计算相应的超载土压；二是按此土层厚度 h_0 与增高的比例得一起载系数，再乘以填土面均布荷载的土压力。本程序采用前一方式。重力式挡土墙墙背填土面为斜坡时及闸墙均不考虑有地面连续荷载 q 作用的情况；
- (8) 程序中半重力式挡土墙按素混凝土结构及《水工钢筋混凝土结构设计规范》SDJ 20-78 有关公式计算控制截面的抗拉安全系数，如采用钢筋混凝土结构，可根据弯矩及轴力计算成果另用“钢筋混凝土计算程序”计算；闸墙按钢筋混凝土结构，并根据《水闸设计规范》SL 265-2001 规定，也按《水工钢筋混凝土结构设计规范》进行配筋及抗裂计算，计算采用的混凝土保护层厚度为 7 cm。



重力式挡土墙基本资料

墙身断面尺寸表

单位: m

墙底总宽 B	<input type="text" value="3.8"/>	墙顶宽 $B0$	<input type="text" value="0.5"/>	趾面墙底宽 $B1$	<input type="text" value="2.8"/>
前趾宽 $B2$	<input type="text" value="0.6"/>	后趾宽 $B3$	<input type="text" value="0.4"/>	墙身总高 H	<input type="text" value="4.5"/>
墙上部直段高 $H1$	<input type="text" value="0"/>	墙背斜面段高 $H2$	<input type="text" value="4.0"/>	墙趾高 $H3$	<input type="text" value="0.5"/>

设计参数表

回填土内摩擦角 ϕ (度)	<input type="text" value="30"/>	回填土凝聚力 c (kN/m ²)	<input type="text" value="0"/>
墙底与地基间摩擦系数 f	<input type="text" value="0.37"/>	填土面与水平面夹角 β (度)	<input type="text" value="0"/>
地下水位距墙底高 $h1$ (m)	<input type="text" value="0"/>	墙前水深(从墙底起算) $h2$ (m)	<input type="text" value="0"/>
回填土顶面均布荷载 q (kN/m)	<input type="text" value="0"/>	回填土湿容重 $\gamma1$ (kN/m ³)	<input type="text" value="18"/>
墙背与填土间摩擦角 δ (度)	<input type="text" value="25"/>	回填土浮容重 $\gamma2$ (kN/m ³)	<input type="text" value="10"/>
底板材料容重 (kN/m ³)	<input type="text" value="24"/>	墙身材料容重 (kN/m ³)	<input type="text" value="22"/>
前趾止水距墙底高 d (m)	<input type="text" value="0"/>		

[提示] 选择前趾与铺盖间是否设有止水:

- 墙前趾与铺盖间无止水(墙底扬压力由地下水及墙前水深确定)
- 墙前趾与铺盖间设有止水(墙底扬压力仅由墙后地下水位确定, 产生相当于地下水水头的均布扬压力)

- [提示] 1. 无地下水时 $h1$ 填入 0 值; 不考虑墙前水深时 $h2$ 填入 0 值;
 2. 前趾与铺盖间无止水时, d 填入 0 值;
 3. 填土面无均布荷载时, q 填入 0 值;
 4. 墙底板及上部墙身根据所采用的材料分别填入相应的容重值, 混凝土容重一般采用 24 kN/m³; 浆砌石容重一般采用 22 kN/m³.

显示计算成果

查看尺寸符号图

打印基本资料

基底压力计算成果表

土压力公式	墙身自重 (kN)	土重 (kN)	水重 (kN)	扬压力 (kN)	垂直荷载总和 (kN)	偏心距 (m)	基底压力 (kN/m ²)		不均匀系数
							前缘	后缘	
朗肯	<input type="text" value="190.8"/>	<input type="text" value="111.6"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="302.4"/>	<input type="text" value="1.1"/>	<input type="text" value="92.47"/>	<input type="text" value="66.69"/>	<input type="text" value="1.39"/>
库伦	<input type="text" value="190.8"/>	<input type="text" value="94.93"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="285.73"/>	<input type="text" value="2.2"/>	<input type="text" value="100.89"/>	<input type="text" value="49.5"/>	<input type="text" value="2.04"/>

抗滑及抗倾覆安全系数计算成果表

土压力公式	垂直荷载总和 (kN)	土压力系数 Ea	土侧压力 (kN)	水压力 (kN)	抗倾覆力矩 (kN·m)	倾覆力矩 (kN·m)	抗滑安全系数	抗倾安全系数
朗肯	<input type="text" value="302.4"/>	<input type="text" value="333"/>	<input type="text" value="80.75"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="634.7"/>	<input type="text" value="91.1"/>	<input type="text" value="1.84"/>	<input type="text" value="6.96"/>
库伦	<input type="text" value="285.73"/>	<input type="text" value="637"/>	<input type="text" value="66.72"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="581.13"/>	<input type="text" value="100.1"/>	<input type="text" value="1.58"/>	<input type="text" value="5.81"/>

等值摩擦角 ϕ_1 : 度

返回程序编制说明

返回显示基本资料

打印计算成果

结束

程序计算成果与例 9-1 手算成果完全相同。

(2) 重力式挡土墙基本资料同例 9-3 的算例。电算程序界面如下。

重力式挡土墙基本资料

墙身断面尺寸表

单位: m

墙底总宽 B	4.2	墙顶宽 B_0	5	趾面墙底宽 B_1	3.2
前趾宽 B_2	6	后趾宽 B_3	4	墙身总高 H	4.5
墙上部直段高 H_1	0	墙背斜面段高 H_2	4	墙趾高 H_3	5

设计参数表

回填土内摩擦角 ϕ (度)	30	回填土凝聚力 c (kN/m ²)	0
墙底与地基间摩擦系数 f	0.37	填土面与水平面夹角 β (度)	0
地下水位距墙底高 h_1 (m)	2	墙前水深(从墙底起算) h_2 (m)	0.5
回填土顶面均布荷载 q (kN/m)	0	回填土湿容重 γ_1 (kN/m ³)	18
墙背与填土间摩擦角 δ (度)	25	回填土浮容重 γ_2 (kN/m ³)	10
底板材料容重 (kN/m ³)	24	墙身材料容重 (kN/m ³)	22
前趾止水距墙底高 d (m)	0		

[提示] 选择前趾与铺盖间是否设有止水:

- 墙前趾与铺盖间无止水(墙底扬压力由地下水及墙前水深确定)
- 墙前趾与铺盖间设有止水(墙底扬压力仅由墙后地下水位确定, 产生相当于地下水水头的均布扬压力)

- [提示] 1. 无地下水时 h_1 填入 0 值; 不考虑墙前水深时 h_2 填入 0 值;
 2. 前趾与铺盖间无止水时, d 填入 0 值;
 3. 填土面无均布荷载时, q 填入 0 值;
 4. 墙底板及上部墙身根据所采用的材料分别填入相应的容重值, 混凝土容重一般采用 24 kN/m³; 浆砌石容重一般采用 22 kN/m³。

显示计算成果

查看尺寸符号图

打印基本资料

基底压力计算成果表

土压力公式	墙自重 (kN)	土重 (kN)	水重 (kN)	扬压力 (kN)	垂直荷载总和 (kN)	偏心距 (m)	基底压力 (kN/m ²)		不均匀系数
							前端	后端	
朗肯	213.2	115.13	13.59	52.5	289.42	18	86.87	50.95	1.7
库伦	213.2	102.33	13.59	52.5	276.62	28	92.41	39.32	2.35

抗滑及抗倾覆安全系数计算成果表

土压力公式	垂直荷载总和 (kN)	土压力系数 K_a	土侧压力 (kN)	水压力 (kN)	抗倾覆力矩 (kN·m)	倾覆力矩 (kN·m)	抗滑安全系数	抗倾安全系数
朗肯	289.42	0.333	55.42	18.75	788.2	233.2	1.44	3.38
库伦	276.62	0.718	61.44	18.75	745.58	242.7	1.28	3.07

等值摩擦角 ϕ_s : 30 度

返回程序编制说明

返回显示基本资料

打印计算成果

结束

程序计算成果与例 9-3 手算成果完全相同。

(3) 重力式挡土墙基本资料同例 9-4 的算例。电算程序界面如下。

重力式挡土墙基本资料

墙身断面尺寸表

单位: m

墙底总宽 B	3.8	墙顶宽 B_0	5	趾面墙底宽 B_1	2.8
前趾宽 B_2	6	后趾宽 B_3	4	墙身总高 H	4.5
墙上部直段高 H_1	0	墙背斜面段高 H_2	4	墙趾高 H_3	5

设计参数表

回填土内摩擦角 ϕ (度)	30	回填土凝聚力 c (kN/m ²)	0
墙底与地基间摩擦系数 f	.37	填土面与水平面夹角 β (度)	20
地下水位距墙底高 Δ_1 (m)	0	墙前水深(从墙底起算) Δ_2 (m)	0
回填土顶面均布荷载 q (kN/m)	0	回填土湿容重 γ_1 (kN/m ³)	18
墙背与填土间摩擦角 δ (度)	25	回填土浮容重 γ_2 (kN/m ³)	10
底板材料容重 (kN/m ³)	24	墙身材料容重 (kN/m ³)	22
前趾止水距墙底高 d (m)	0		

[提示] 选择前趾与铺盖间是否设有止水:

墙前趾与铺盖间无止水(墙底扬压力由地下水及墙前水深确定)

墙前趾与铺盖间设有止水(墙底扬压力仅由墙后地下水位确定, 产生相当于地下水水头的均布扬压力)

- [提示] 1. 无地下水时 Δ_1 填入 0 值; 不考虑墙前水深时 Δ_2 填入 0 值;
 2. 前趾与铺盖间无止水时, d 填入 0 值;
 3. 填土面无均布荷载时, q 填入 0 值;
 4. 墙底板及上部墙身根据所采用的材料分别填入相应的容重值, 混凝土容重一般采用 24 kN/m³; 浆砌石容重一般采用 22 kN/m³。

显示计算成果

查看尺寸符号图

打印基本资料

基底压力计算成果表

土压力公式	墙 体 重 (kN)	土 重 (kN)	水 重 (kN)	扬压力 (kN)	垂直荷载总和 (kN)	偏心距 (m)	基底压力 前端 后端 (kN/m ²)		不均匀系数
朗肯	190.8	111.6	0	0	302.4	1	92.47	66.69	1.39
库伦	190.8	153.12	0	0	343.92	2	119.33	61.68	1.93

抗滑及抗倾覆安全系数计算成果表

土压力公式	垂直荷载总和 (kN)	土压力系数 K_a	土侧压力 (kN)	水压力 (kN)	抗 倾 覆 矩 (kN·m)	倾 覆 矩 (kN·m)	抗滑安全系数	抗倾安全系数
朗肯	302.4	.333	60.75	0	634.7	91.1	1.84	6.96
库伦	343.92	1.027	107.62	0	745.52	161.4	1.18	4.62

等值摩擦角 ϕ_1 : 30 度

返回程序编制说明

返回显示基本资料

打印计算成果

结束

程序计算成果与例 9-4 手算成果完全相同。对于墙顶填土面为斜坡的情况，朗肯公式不适用，程序中朗肯公式的计算成果仍相应于墙顶填土为水平面的情况。

(4) 重力式挡土墙基本资料同例 9-5 的算例。电算程序界面如下。

重力式挡土墙基本资料

墙身断面尺寸表

单位: m

墙底总宽 B	3.8	墙顶宽 B_0	5	趾面墙底宽 B_1	2.8
前趾宽 B_2	6	后趾宽 B_3	4	墙身总高 H	4.5
墙上部直段高 H_1	0	墙背斜面段高 H_2	4	墙趾高 H_3	5

设计参数表

回填土内摩擦角 ϕ (度)	15	回填土凝聚力 C (kN/m ²)	9
墙底与地基间摩擦系数 f	37	填土面与水平面夹角 β (度)	0
地下水位距墙底高 h_1 (m)	0	墙前水深(从墙底起算) h_2 (m)	0
回填土顶面均布荷载 q (kN/m)	0	回填土湿容重 γ_1 (kN/m ³)	18
墙背与填土间摩擦角 δ (度)	12	回填土浮容重 γ_2 (kN/m ³)	10
底板材料容重 (kN/m ³)	24	墙身材料容重 (kN/m ³)	22
前趾止水距墙底高 d (m)	0		

[提示] 选择前趾与铺盖间是否设有止水:

- 前趾与铺盖间无止水(墙底扬压力由地下水及墙前水深确定)
- 前趾与铺盖间设有止水(墙底扬压力仅由墙后地下水位确定, 产生相当于地下水水头的均布扬压力)

- [提示] 1. 无地下水时 h_1 填入 0 值; 不考虑墙前水深时 h_2 填入 0 值;
2. 前趾与铺盖间无止水时, d 填入 0 值;
3. 填土面无均布荷载时, q 填入 0 值;
4. 墙底板及上部墙身根据所采用的材料分别填入相应的容重值, 混凝土容重一般采用 24 kN/m³; 浆砌石容重一般采用 22 kN/m³。

显示计算成果

查看尺寸符号图

打印基本资料

基底压力计算成果表

土压力公式	墙目	自重 (kN)	土重 (kN)	水重 (kN)	扬压力 (kN)	总荷载总和 (kN)	偏心距 (m)	基底压力 (kN/m ²)		不均匀系数
朗肯	190.8	111.6	0	0	302.4	07	88.36	70.8	1.25	
库伦	190.8	69.33	0	0	260.13	39	110.57	26.34	4.2	

抗滑及抗倾覆安全系数计算成果表

土压力公式	总荷载总和 (kN)	土压力系数 K_a	土侧压力 (kN)	水压力 (kN)	抗倾覆力 (kN·m)	倾覆力矩 (kN·m)	抗滑安全系数	抗倾安全系数
朗肯	302.4	0.97	54.15	0	634.7	81.2	0.07	7.81
库伦	260.13	0.57	77.27	0	508.79	115.9	1.25	4.36

每值摩擦角 ϕ_r : 32.8100度

返回程序编制说明

返回显示基本资料

打印计算成果

结束

程序计算成果与例 9-5 手算成果完全相同。

(5) 半重力式挡土墙基本资料同例 9-6 的算例。电算程序界面如下。

半重力式挡土墙基本资料

墙身断面尺寸表

单位: m

墙底总宽	B	3.8	前趾等厚段宽	B_4	6	墙背第一级斜面段高	H_1	1.5
墙顶宽	B_0	3	前趾变厚段宽	B_5	0	墙背第二级斜面段高	H_2	1.5
墙背第一级斜面段底宽	B_1	6	后趾宽	B_6	4	墙背第三级斜面段高	H_3	1
墙背第二级斜面段底宽	B_2	9				墙趾高	H_4	5
墙背第三级斜面段底宽	B_3	2.8	墙身总高	H	4.5	前趾变厚段高	H_5	5

设计参数表

回填土内摩擦角 ϕ (度)	30	回填土凝聚力 c (kN/m ²)	0
墙底与地基间摩擦系数 f	37	回填土顶面均布荷载 q (kN/m)	0
地下水位距墙底高 Δ_1 (m)	0	墙前水深(从墙底起算) Δ_2 (m)	0
前趾止水距墙底高 d (m)	0	回填土湿容重 γ_1 (kN/m ³)	18
砼抗拉设计强度 (kN/m ²)	1050	回填土浮容重 γ_2 (kN/m ³)	10

[提示] 选择前趾与铺盖间是否设有止水:

- 墙前趾与铺盖间无止水(墙底扬压力由地下水及墙前水深确定)
- 墙前趾与铺盖间设有止水(墙底扬压力仅由墙后地下水位确定,产生相当于地下水水头的均布扬压力)

- [提示] 1. 墙背只有两级斜面时(见示意图中虚线所示),须将第一级斜面作两级处理,即 B_1 、 H_1 值分别为第一级中部的墙宽及第一级增高之半; B_2 、 H_2 值分别为第一级底部的墙宽及第一级增高之半;
 2. 无前趾变厚段时, B_5 填入 0 值, H_5 值与 H_4 值相同;
 3. 无地下水时 Δ_1 填入 0 值;不考虑墙前水深时 Δ_2 填入 0 值;
 4. 前趾与铺盖间无止水时, d 填入 0 值;
 5. 填土面无均布荷载时, q 填入 0 值。

打印基本资料

查看尺寸符号图

显示计算成果

基底压力计算成果表

土压力公式	墙自重 (kN)	土重 (kN)	水重 (kN)	扬压力 (kN)	垂直荷载总和 (kN)	偏心距 (m)	基底压力前缘 后缘 (kN/m ²)	不均匀系数
明背	133.2	164.7	0	0	297.9	12	93.27 63.52	1.47

抗滑及抗倾覆安全系数计算成果表

土压力公式	垂直荷载总和 (kN)	土压力数 K_e	土侧压力 (kN)	水压力 (kN)	抗力 倾覆矩 (kN·m)	倾力 滑移矩 (kN·m)	抗滑安全系数	抗倾安全系数
明背	297.9	333	60.75	0	621.3	91.1	1.81	6.82

等值摩擦角 ϕ_e : 30 度

墙身控制截面最大拉应力计算成果表

截面号	截面位置	弯矩 (kN·m)	轴向压力 (kN)	截面厚 (m)	最大拉应力 (kN/m ²)	安全系数
1	距墙顶高 H_1 处	3.64	20.25	6	26.94	60.4
2	距墙顶高 H_2 处	28.32	59.4	9	143.8	11.32
3	墙背 2、3 级斜面间	41.9	0	1.5	111.74	14.56
4	前趾根部截面	14.35	0	5	344.32	4.73

返回程序编制说明

返回显示基本资料

打印计算成果

结束

程序计算成果与例 9-6 手算成果完全相同。

参 考 文 献

- 1 华东水利学院译. 水工手册. 北京: 水利出版社, 1957
- 2 华东水利学院主编. 水工设计手册 (第一卷, 第二卷, 第三卷, 第八卷). 北京: 水利电力出版社, 1984
- 3 武汉水电学院水力学教研室. 水力计算手册. 北京: 水利出版社, 1980
- 4 GB 50288—99 灌溉与排水工程设计规范. 北京: 中国计划出版社, 1999
- 5 DL 5077—1977 水工建筑物荷载设计规范. 北京: 中国电力出版社, 1998
- 6 JTJ 024—85 公路桥涵地基与基础设计规范. 北京: 人民交通出版社, 1985
- 7 《建筑结构静力计算手册》编写组. 建筑结构静力计算手册. 北京: 中国建筑工业出版社, 1975
- 8 河南省水利勘测设计院. 河南省中小流域设计暴雨洪水图集. 1984
- 9 周传林. 公路小桥涵设计. 北京: 人民交通出版社, 2003
- 10 刘培文, 周卫, 张君纬, 马杰. 公路小桥涵设计示例. 北京: 人民交通出版社, 2004
- 11 管枫年, 洪仁济. 涵洞 (第二版). 北京: 水利电力出版社, 1983
- 12 湖南省水利电力局. 韶山灌区 (第二分册). 北京: 水利电力出版社, 1976
- 13 武汉水利电力学院河流综合利用规划及水利计算教研组. 径流调节. 北京: 中国工业出版社, 1965
- 14 河南省水利勘测设计院. 河南省陆浑水库灌区东一干渠施工详图设计. 1972
- 15 河南省水利勘测设计院. 尼泊尔王国博克拉水利灌溉工程竣工图. 1983
- 16 U. S. Department of the Interior Bureau of Reclamation. DESIGN OF SMALL DAMS (Second Edition). OXFORD & IBH PUBLISHING CO., 1973

《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 王照瑜
加工编辑 吴娟 李忠良
审稿编辑 陈昊 方平
责任校对 梁晓静
封面设计 王鹏
责任印制 孙长福

 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

Tel: 010-63202266-2506

Images have been losslessly embedded. Information about the original file can be found in PDF attachments. Some stats (more in the PDF attachments):

```
{
  "filename": "5ra15rSeXzExNzI3NTIxLnppcA==",
  "filename_decoded": "\u6db5\u6d1e_11727521.zip",
  "filesize": 20894767,
  "md5": "18fad7952b01c09303a01175bb103601",
  "header_md5": "b4aa57bfd377263e8036fac3beccc98",
  "sha1": "622e745ca07482495308dd224f340a5c01af18ca",
  "sha256": "184255c9caf6a05d2619dab3323f3e612c897202cb18336cf64733f26a7ca26e",
  "crc32": 3652111956,
  "zip_password": "",
  "uncompressed_size": 21641650,
  "pdg_dir_name": "\u2551\u00a1\u2562\u2524_11727521",
  "pdg_main_pages_found": 361,
  "pdg_main_pages_max": 361,
  "total_pages": 374,
  "total_pixels": 1399676032,
  "pdf_generation_missing_pages": false
}
```