土石坝工程的病险评价和加固决策

中国水利水电科学研究院防洪减灾研究所

二零零四年五月

项目编号：WH-2004-2-003

项目名称：土石坝工程的病险评价和加固决策

委托单位：中国水利水电科学研究院

承担单位：中国水利水电科学研究院防洪减灾所

报告审定：程晓陶

报告审核：丁留谦

报告校核：陆吉康

项目负责：吴兴征

主要参加人：丁留谦 孙东亚 张金接 赵进勇 黄永健 王艳艳 熊焕淮

报告编写：吴兴征 丁留谦

摘　要

首先对对国内外土石坝工程的可靠性设计与结构风险评估的研究现状和发展趋势作简要述评。

基于可靠性理论，建立典型斜墙式防洪土石坝漫顶、渗透稳定、边坡滑动稳定的极限状态方程，采用蒙特卡洛（Monte Carlo）法计算相应的可靠性指标。进而通过变动土石坝几何参数（高程、顶宽和坡比）和土工参数，探讨了坝高与漫顶、土石坝几何参数的变化对坝基渗透稳定、坡率对边坡滑动稳定的影响。采用现行规范的校准法，初步讨论了土石坝工程不同失稳模式的目标可靠度。

基于结构可靠性分析模型，考虑土石坝工程的初期修建费、养护费、因坝体失稳破坏造成的维修费用及坝体漫顶等产生的保护区经济损失费用，以使用期限内的土石坝结构所需的总费用现值作为可靠性优化的目标函数，将坝体的部分几何参数作为设计变量，采用复形调优法计算土石坝的最优设计可靠度。

以某典型斜墙式防洪土石坝为算例，采用所建议的目标可靠度和风险分析方法，研究其在不同级高洪水位安全指标（安全系数、可靠度指标、安全度和风险度）与水位之间的关系。并对土石坝工程出现的险情及其影响因素进行了总结分析。

最终指出，综合采用常规定值安全评估模型和基于可靠性理论的风险评估模型是建立土石坝工程多指标病险评价体系的一种新途径。

关键词：土石坝 可靠性 优化 失稳 目标可靠度 斜墙

目 录

第一章 前 言 1
1.1 课题提出的意义 1
1.2 课题国内外研究现状述评 2
1.2.1 国外研究进展 2
1.2.2 国内研究进展 4
1.3 完成的主要研究工作 5
第二章 可靠性原理及土石坝结构失稳机制 7
2.1 可靠性计算原理 7
2.1.1 可靠性定义 7
2.1.2 极限状态与极限状态方程 7
2.1.3 干涉理论与失稳概率 8
2.1.4 可靠性指标 9
2.2 结构可靠性分析方法 9
2.2.1 一次二阶矩法 9
2.2.1.1 中心点法 10
2.2.1.2 验算点法 10
2.2.2 Monte Carlo 法 13
2.3 各失稳机制的极限状态方程 14
2.3.1 漫顶 15
2.3.2 管涌 16
2.3.3 边坡整体滑动 17
第三章 土石坝的可靠度分析 19
3.1 引言 19
3.2 漫顶 21
3.3 管涌 21
3.3.1 粘土层厚度 21
3.3.2 前滩地宽度 22

3.3.3 土石坝坡率 22
3.3.4 坝顶宽度 22
3.3.5 压盖厚度 23
3.3.6 压盖宽度 23
3.4 堤坡稳定 24
第四章 经济分析法求土石坝的优化可靠度 26
4.1 引言 26
4.2 漫顶设计的优化可靠度 27
4.2.1 费用模型 27
4.2.1.1 初期修建费 27
4.2.1.2 保护区经济损失费 27
4.2.1.3 维修费用 28
4.2.1.4 残值 28
4.2.2 优化模型 28
4.3 边坡稳定设计的优化可靠度 29
4.3.1 费用模型 29
4.3.2 优化模型 30
4.4 管涌设计的优化可靠度 30
4.4.1 费用模型 30
4.4.2 优化模型 31
4.5 优化求解及设计过程 31
4.5.1 优化求解方法 31
4.5.2 优化设计过程 32
第五章 算例分析 34
5.1 输入参数 34
5.2 土石坝设计变量的优化计算结果与分析 35
5.2.1 高度 35
5.2.2 坡率 39
5.2.3 滩地宽度 41
5.2.4 压盖宽度 44

5.2.5 最优目标可靠度的讨论 47
5.2.6 总体优化计算结果及分析 48
5.3 结论 48
第六章 防洪土石坝的病险评价及加固决策 50
6.1 风险评价模型 50
6.2 多级洪水位下防洪土石坝的安全评价 52
6.2.1 边坡滑动稳定 52
6.2.2 管涌 53
6.3 加固决策及软件系统 55
6.3.1 安全等级的分类 55
6.3.2 加固预案的设定 55
6.3.3 安全评估软件的开发及功能介绍 56
第七章 结论与建议 58
7.1 结论 58
7.2 建议 59
主要参考文献 61

第一章 前 言

1.1 课题提出的意义

在我国已建大坝中 90%以上为土石坝，且多建成于二十世纪五、六十年代。随着运行时间的增长，这些土石坝存在着不同程度的渗流破坏、滑坡、防洪标准不够、地震液化等问题，因而出现了许多病险库，使工程不能充分发挥效益，甚至发生溃决，给人民生命和财产带来严重的损失和灾难。比如，1975 年我国板桥水库洪水漫顶决口溃坝，1995 年青海的沟后砂砾石坝失事，美国 Teton 宽心墙土坝管涌破坏等。这些事故看起来象是突然发生的，实际上却是由多环节事件失事所酿成。为了掌握失事规律和控制事故的发展，必须将传统经验型的土石坝安全评价和管理方法转变为预测型的风险管理体系，通过较为合理的计算模型和分析方法找出潜在危险点和事故生成途径，对土石坝工程存在的险情类别、出险条件、事故后果进行风险预测与评价。

同时，溃坝的重大事故再次提醒水利工程学者必须重视对岩土工程结构设计方法的研究。长期以来，水利科技工作者试图建立合理、科学和有效的土石坝安全性设计与评价方法。起初，一直以安全系数作为水利工程的评价指标。然而，安全系数只是一个由确定的信息得到的一个定值，它未能考虑设计变量中客观存在的变异性。如地质条件愈复杂，荷载和土体参数的变异性愈大，那么安全储备就越小[1]。可见，安全系数的大小并不能完全确切地表征工程的安全程度。因此，国内权威人士指出[2]：“如果不考虑设计参数的不确定性，结构的精确分析所能取得的效益将被粗略的经验性安全指标所淹没”。因此，考虑土石坝工程中的土层分布及土工参数、荷载、几何尺寸、计算模型等不确定性因素，加强可靠性计算和风险分析的研究尤为必要。

从理论上讲，防洪工程保护着我们的家园，但这种保护绝不是 100%安全的，问题在于多大的风险是可以接受的，或者什么样的风险是不可接受的，这是历来需要工程技术人员回答的一个问题，事实上绝对的安全并不存在。在一定程度上，我们保护自身不受洪水侵害要综合权衡社会经济条件、资金投入及预期收益。

可见，为有效缓解抗洪抢险的紧张程度，改变传统经验型的安全管理和评估体系，

应采用全新的理论和计算方法，合理考虑输入参数和荷载的变异性随机性，减少人为经验假定的引入，综合考虑经济因素，尤其是所保护区的经济特征，把安全和经济的矛盾统一起来，是目前国内外研究目标可靠度较为先进的方法。这可为安全经济的土石坝结构型式以及加固工程措施的科学决策提供参考依据。这不仅具有重要的学术意义，而且具有很大的工程实用价值和指导意义。

1.2 课题国内外研究现状述评

采用概率途径方法并不意味着否定常规的方法，它是常规确定性方法的发展和补充。在充分借鉴危及公众健康和安全的航空、航天、核电等重大领域已有成果的基础上，以概率理论为基础的可靠性设计和安全评价方法在国内外均得到较快的发展，这为土工构筑物的设计和评估开辟了新的领域。由于土体材料的复杂性，岩工工程可靠度的研究发展落后于结构可靠度，国内外均如此。

1.2.1 国外研究进展

从 1972 年开始，每四年一届召开统计学和概率论在土工和结构工程方面应用的国际学术会议，在这个会议的论文集上发表了不少研究成果。由国际标准化组织岩土工程技术委员会主持编制的国际标准（草案）中规定采用极限状态设计原则和分项系数方法，并对各级岩土工程提出了可靠性指标的建议值，这是岩土工程中可靠性研究进入实用阶段的标志。

在 1989 年国际水利学协会大会和讨论会上，土石坝的风险问题成为与会者颇为关注的一个热点。1991 年召开的国际水利学研究协会大会上专门召开关于可靠性和风险分析讨论会，极大地促进了这一领域的研究发展。2000 年国际大坝会议论文集中的 76 专题中有较详细的论述[3]，并发布了国际大坝委员会大坝安全专业委员会公报——风险评估在大坝安全管理中的应用[4]。

由于特殊的地理和地形条件，荷兰防洪系统的研究和管理处于国际前沿。1979 年，荷兰防洪设施技术咨询委员会（TAW）专门设立了从事“概率方法”研究的工作组[5]，针对防洪建筑物失事概率、经济损失评估方法及其影响因素和防范对策，根据风险（概率×损失）最小的原则，提出基于可靠性和优化理论的概率设计方法，使传统的设计理论得到发展。该设计方法以保护区可以接受的洪灾概率为基础，以防洪体系中每个结构

物和各个堤防断面为研究对象，考虑同一结构物的多种失稳模式，提出整个防洪系统失事概率的计算方法，并应用于其设计导则中[6, 7]。在此基础上，从 1992 年开始，政府资助 Delft 技术联营体发起了一个旨在采用风险理论全面评估堤防圈的计划[8, 9]。该项目的投资巨大，最终实现由超频洪水法向洪灾概率法过渡（超频洪水法通常假定堤坝结构自身是足够坚固的；洪灾概率法可以考虑由于其他原因的破坏，比如护岸工程破坏、边坡滑动、坝身渗透破坏或坝基管涌、穿堤建筑物的破坏等）。洪灾概率法的最新研究进展是值得关注的研究方向。

荷兰的研究经验表明，堤坝工程安全性评价不是一个静态事件，而是一个连续的动态过程。荷兰的国家法律要求每 5 年进行一次详细的堤防检查和安全性评价，政府每 5 年颁布与安全标准有关的水力边界条件[10]。荷兰学者 Vrijling 建议了可接受风险的洪水风险水平[9, 11]。

澳大利亚的土石坝的设计导则中提出了概率设计和风险分析方法[12, 13]。国内学者介绍了澳大利亚在大坝风险评价方面的法规与指南情况，如风险人口分析、溃坝影响评价、风险准则、群坝风险分析等[14]。1995 年 Salmon 和 Hartford 提出了大坝安全风险评估的要点[15]，指出了风险评估应提供的成果，对公众可接受的风险标准进行了研究。但没有指出进行风险评估时不确定性因素的处理方法和失事概率的计算方法。Salmon 等在回顾了传统的大坝安全分类方法的基础上，着重介绍了加拿大的大坝安全准则和 B. C. Hydro 公司的容许风险标准及其风险分析过程，并以此论述了风险在大坝安全监测和管理中的作用[16]。Foster 等人采用事件树方法计算了土石坝的管涌失稳概率[17]。一些学者研究了大坝发生液化的风险[18, 19]。

此外，风险分析技术在一些实际工程的设计和加固中得到了应用。比如，Ale 给出荷兰在重大灾害处置方面风险管理的发展历史和应用现状[20]。Bowles 等人给出采用投资风险评价方法应用于美国 17 座大坝的加固规划[21]。Krenzer 也给出风险分析技术用于大坝决策的实例[22]。Nederend 报道了将复杂的拦潮闸系统分解为多个子系统研究了启闭及失效的概率，用于指导工程设计[23]。

针对多个堤段的分析，在不断研究和完善区域堤防工程风险管理理论的基础上，荷兰已经提出了用于堤防圈可靠性分析的程序系统 PC-Ring[3, 24]。它考虑了堤防圈内所有结构物的主要堤防破坏模式。新的计算方法和软件系统已成功应用于四个堤防圈的安全评估中找到了每个堤防圈的险情控制因素和最薄弱的结构物[25, 26]，后继的几年中将陆续完成所有堤防圈（53 个）的安全评估。

1.2.2 国内研究进展

20 世纪九十年代，中国在结构可靠度的研究与应用方面做了大量工作并取得了卓越的成效。1994 年制定和颁布了《水利水电工程结构可靠度设计统一标准》，其后按此标准修订了《水工混凝土结构设计规范》、《水工建筑物抗震设计规范》、《水工建筑物荷载设计规范》，所有这些工作为今后在水库大坝安全管理领域中开展和推广风险评估技术奠定了良好的基础。

中国力学学会岩土力学专业委员会于 1983 年初在同济大学举行了《概率论与统计学在岩土工程的应用》专题学术座谈会，并于同年夏在长春召开了岩土力学参数的分析与解释讨论会，推动了这项研究的开展[27]。已有的研究内容涉及地基承载力、土坡稳定、地基沉降和桩基等多个方面，文献[1]就这几个专题全面介绍了我国岩土工程可靠度可行性研究攻关组的研究成果。

针对防洪堤坝的结构风险研究，文献[28, 29]就防洪工程风险决策和可靠性基本问题进行了探索，是国内较早开展这方面研究的。学者们的研究多是针对堤坝的单一失稳模式进行的，比如漫顶风险[30, 31, 32, 33, 34, 35, 36]和堤坡的滑动失稳概率计算[37, 38, 39, 40, 41]。1999 年，章志强、王卓甫、杨高升等对影响长江南京段防洪堤结构稳定不确定性作了初步分析，提出了考虑多种失稳模式的防洪堤工程失稳风险计算的数学模型，选择典型概化断面计算了长江南京段防洪堤结构失稳风险的大小[42]。王卓甫等研究了均质防洪堤堤坡稳定和渗透稳定的结构风险计算模型[43]。吴兴征等结合二元堤基上的斜墙式堤坝给出了考虑多种失稳机制的概率设计方法[44]。并通过变动设计参数探讨了土工统计参数和堤坝几何形状对漫顶、渗透稳定、岸坡稳定可靠度指标或失稳风险的影响[45]。依据现行堤防设计和安全管理规范[46, 47]，采用常规定值安全系数法和可靠性方法，以可视化开发语言，基于数据库后台支持，开发图形化界面的堤坝安全评价系统[48, 49]。结合长江干堤某典型堤段，初步给出了全堤段安全复核与风险评价的计算结果[50]。土石坝风险评估和险情预测是一项涉及多学科的工程设计工作，一些算法，如边坡稳定和渗流分析及与之相关的可靠性分析要给定土工参数和边界条件，需由专业的技术人员方可完成。相关软件系统的开发将会促进专业模型的推广与普及，同时可使设计人员将更多的时间和精力用于方案比选。

朱勇华等采用一次二阶矩方法，推导了不透水堤基均质土堤、透水堤基均质土堤和双层地基均质土堤渗透破坏风险率的计算公式，建立了边坡失稳破坏风险率的计算模

型，综合考虑了防洪堤的漫顶破坏风险、渗透破坏风险和滑动失稳破坏风险率[51]。李青云针对堤顶高程和断面基本一致的单元堤段视为基本单元堤段，考虑了堤防工程的多种破坏形式、失稳概率，并初步进行了堤防工程失事后果相结合的风险分析[52]。

姜树海等讨论了大坝的允许风险概念及防洪允许风险范围[53]。在阐述大坝风险率和生命损失评估方法的基础上，介绍了运用允许风险进行大坝防洪安全决策的方法。

在求得堤坝失稳概率和工程失事后果进行估算的基础上，引入社会经济影响因子，结合保护区的重要程度，李雷等提出一种评价土石坝综合安全度的初步方法[54]，可动态反映出病险水库除险加固的必要性，这对有关主管部门决策具有参考价值。阎维明等应用最优控制理论，提出了城市防洪堤坝适时适度维护的经济决策模型[55]。张俊芝等讨论了堤防工程加高加固的三类加固决策模型[56]。杨庆等人在进行边坡二维渐进性破坏可靠性分析的基础上，把经济决策理论引入边坡的经济分析中，结合边坡工程的具体特点对边坡进行了投资—效益风险性分析[57]。

1.3 完成的主要研究工作

本课题紧跟国际该学科的研究前沿，以典型斜墙式土石坝为例，在对其进行边坡稳定性、渗透稳定性、漫顶等失稳模式的可靠性分析的基础上，通过经济优化方法求解最优几何设计参数，提出合理的加固维护方案。针对土石坝在不同洪水位下发生多种失稳形式的风险度进行预测，为险情危害程度的判别和加固决策提供依据。主要完成的研究工作如下：

（1）建立描述土石坝的结构失稳极限状态方程，运用基于中心极限定理的 Monte Carlo 随机模拟方法计算结构的失效概率。

（2）通过随机参数的敏感性分析探讨土石坝结构几何设计参数、土工参数对结构可靠度指标的影响。

（3）结合现有设计规范，通过对传统确定性设计方法的校准，得到土石坝的目标可靠度。建立土石坝使用年限内的经济评价模式，将土石坝的费用现值作为目标函数并将结构几何参数作为设计变量，采用考虑经济因素的优化求解方法，计算土石坝的优化可靠度。提出土石坝概率设计方法的基本步骤。

（4）建立考虑上游洪水位的结构失稳风险分析模型。结合典型土石坝工程，得到不同级高洪水位下的安全指标，进而对土石坝工程出现的险情及其影响因素进行预测。

应该指出，堤防和土石坝是防洪体系中十分重要的土工构筑物，它们之间主要的差别在于：（1）堤防工程是线形构筑物，而土石坝多受到峡谷区坝肩三维地形效应的影响。（2）由于堤防地基多为天然地基，堤身难以像土坝那样经过规范设计与施工。土层分布及土工参数变异性大，使得堤防的安全评价成为一个难度较大的问题。（3）水流对堤防边坡的影响多是侧流，而土石坝则是顶冲作用。（4）汛期堤防多在水位波动频繁的条件下，堤身内多形成非稳定渗流。（5）土工构筑物的地震液化问题，土石坝工程因其保护区范围内的经济价值通常较大，需要更高的抗震安全等级。（6）对于土石坝而言，往往涉及区域或流域内群坝风险分析的问题；对于堤防而言，则是整个堤段安全评估和加固决策的方法，二者均涉及流域内各种防洪构筑物（堤防、土石坝、水闸和溢洪闸等）的体系可靠度问题。考虑它们的共性，以下的论述中计算模型和分析均针对斜墙式防洪土石坝展开，对于实际的土石坝或堤防工程是可以适用的。

第二章 可靠性原理及土石坝结构失稳机制

2.1 可靠性计算原理

2.1.1 可靠性定义

按照可靠性理论的定义，可靠度就是在规定的条件下和规定的时间内完成预定功能的概率。从定量的角度讲，可靠度又可定义为在规定的条件作用下和规定的使用期限内，安全系数或安全储备大于或等于某一规定值的概率。

规定的作用条件是指设计所预计的环境条件、指定的施工条件和正常使用条件。在规定的条件中包括不可控因素和可控因素。前者属于预测精度问题，后者属于控制能力问题。由于边坡用途不同、形成过程不同，要求控制的因素也不同。为了合理地规定这些条件，必须严格遵守有关规范进行设计，并作出切实的风险估计，切忌设计、施工、使用过程中的随意性。

规定的使用期限是指土石坝工程的有效服务期。可靠度与时间有着密切的关系，没有时间概念就无所谓可靠度。规定的时间通常是工程要求的、能在预计的可靠度指标下工作的时间。在可靠度计算中，根据土石坝的不同使用期限和重要程度，选定极端条件的再现期、估计其发生概率。因此，超过了规定时间就等于超过了规定的条件。此外，就同一土石坝而言，随着时间加长，结构可靠度降低，其失稳概率必将逐渐加大，甚至超过原设计给定的允许值。

2.1.2 极限状态与极限状态方程

以边坡稳定为例，其稳定状态受到许多因素或变量的控制，如边坡岩体结构、破坏机理、强度与变形特性、潜在破坏面的几何形态、地下水压力、地震与爆破震动的动力效应等。这些变量都具有不确定性，即所谓随机变量。我们可以用这些随机变量来构造函数模型，用以描述边坡状态：$Z = g(X) = g(X_1, X_2, ..., X_n)$。

函数 $g(X)$ 反映边坡的状态或性能，称为状态函数或功能函数，X 称为基本状态变

量。

边坡工程所要完成的最基本功能是安全性功能，因此，边坡状态是以安全极限状态作为衡量它是否破坏的评判准则，于是可得极限状态方程：$Z = g(X_1, X_2, ..., X_n) = 0$。

极限状态方程表示一个 n 维曲面，可成为极限状态曲面。它把系统划分出三种状态，即 $Z = g(X) > 0$ 为安全状态；$Z = g(X)$=0 为极限状态；$Z = g(X) < 0$ 为破坏状态。

最简单的例子是由相互独立基本变量 R 和 S 组成的二维状态，即所谓极限状态的 $R - S$ 模型，即 $Z = g(R,S) = R - S = 0$。即把安全储备函数表达为抗滑力和滑动力的函数，显然极限状态面为一条 45° 直线。

2.1.3 干涉理论与失稳概率

设 R 和 S 为两个连续随机变量，依据联合分布的定义，有

$$F(r,s) = p(R < r, S < s) = \int_0^r \int_0^s f(r,s)\,\mathrm{d}r\,\mathrm{d}s \tag{2-1}$$

式中：$f(r,s)$ 为随机变量 R 和 S 的联合密度函数，若 R 和 S 相互独立，则 $f(r,s) = f(r)f(s)$。

概率元素 $f(r,s)\,\mathrm{d}r\,\mathrm{d}s = p(r < R \le r + \mathrm{d}r; s < S \le s + \mathrm{d}s)$，而

$$F(+\infty,-\infty) = \int_0^\infty \int f(r)f(s)\,\mathrm{d}r\,\mathrm{d}s = 1 \tag{2-2}$$

将 S 轴沿反时针方向作 90° 旋转，使其与 R 轴重合，则重叠部分即干涉区，若荷载大于强度，则结构破坏，其失稳概率为 $p_\mathrm{f} = p(R < S)$。

相应的可靠度为 $p_\mathrm{s} = p(R > S)$。

由于 $(R < S)$ 和 $(R > S)$ 是互逆事件，故 $p_\mathrm{f} = 1 - p_\mathrm{s}$。若 R 和 S 相互独立则得

$$p_\mathrm{f} = \int_0^\infty f_s(s)F_R(s)\,\mathrm{d}s \tag{2-3}$$

式中：$F_R(s) = p(R < S)$。

若有 n 个随机变量，则极限状态方程为 $Z = g(X_1, X_2, ... X_n) = 0$，其分布函数可由多重积分求得：

$$g(X_1, X_2, ... X_n) = \iint_D f(x_1, x_2, ... x_n)\,\mathrm{d}x_1\,\mathrm{d}x_2 ... \mathrm{d}x_n \tag{2-4}$$

此处积分域D若为$g(X_1, X_2, \dots X_n) > 0$，则为可靠度；若$D$为$g(X_1, X_2, \dots X_n) < 0$，则为失稳概率。式中$f(x_1, x_2, \dots x_n)$ 为联合概率密度函数，若$X_i (i = 1, 2, \dots n)$相互独立，则$f(x_1, x_2, \dots x_n) = f(x_1) f(x_2) \dots f(x_n)$。

2.1.4 可靠性指标

若$Z = R - S$，因R和S 都是随机变量，则Z也是随机变量。当$Z > 0$则安全，$Z < 0$则破坏。由原点O到均值μ_z的直线距离可以用标准差σ_z来度量，即$\mu_z = \beta\sigma_z$，显然，β与p_{f}之间存在一一对应的关系，β愈小，p_{f}愈大；反之，β愈大，p_{f}愈小。因此，β与p_{f}一样，可作为衡量边坡可靠性的一个指标，称为可靠性指标，即

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \tag{2-5}$$

对于某一确定的$f_Z(Z)$来说，则有失稳概率$P_{\mathrm{f}} = P(Z < 0) = \int_{-\infty}^{0} f_Z(Z)\,\mathrm{d}Z$，若$R$和$S$为正态变量，则$Z$也是正态变量，且

$$p_{\mathrm{f}} = 1 - \phi(\frac{\mu_Z}{\sigma_Z}) = 1 - \phi(\beta) = \phi(-\beta) \tag{2-6}$$

进而式（2-5）可写成$\beta = \dfrac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \dfrac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}$。

2.2 结构可靠性分析方法

工程结构可靠性常用的计算方法，主要有一次二阶矩法、改进一次二阶矩法、JC法、Monte Carlo 法等[58, 59]。其中：一次二阶矩法和改进一次二阶矩法对变量的分布型式要求十分苛刻，分布型式只有为正态分布时，才能得到精确的结果，否则只能得到偏差较大的结果；而 JC 法和 Monte Carlo 法则通俗易懂，又不受随机变量分布规律限制，计算精度高，广泛为国内外工程界所采用，两者中 Monte Carlo 法解题思路更为清晰简单，且能求解出非线性极限状态方程的失稳概率和可靠度指标。

2.2.1 一次二阶矩法

在可靠性计算中，当基本变量的概率密度未知，或者在概率密度函数复杂不易求出

其分布参数的积分时，可利用 Taylor 级数展开后忽略两阶及其高阶项，只考虑它们的一阶原点矩和二阶中心矩这两个特征参数，近似地计算状态函数的均值和方差，求得可靠度指标和失稳概率，故也称作一次二阶矩法。对于非线性极限状态方程，涉及到偏导数的赋值问题，如果对状态函数在平均值处用 Taylor 级数展开即用平均值赋值，称之为中心点法。中心点法会带来较大的误差，因为由平均值所确定的坐标点位于安全区，而不是在极限状态曲面上。为此，将 Taylor 展开式的点选在极限状态曲面上，并且只在失稳概率最大的这个点上，这个赋值点称为验算点，经过这样改进后的方法称为验算点法。

一次二阶矩法是一种实用的近似概率设计法，在土木工程和结构工程设计中被认为是代替部分安全系数法的一个有效方法，在一些工程设计中，已开始进入实际应用阶段。由于这种方法概念清楚，计算简便，因此，必将在未来工程实践中广为接受，不断得以完善，发展成为一种富有生命力的方法。

2.2.1.1 中心点法

中心点法的基本思想是：假定状态函数是基本变量的线性函数，在基本变量相互独立、均服从正态分布或对数正态分布情况下，可靠度指标定义为 $\beta=\dfrac{\mu_Z}{\sigma_Z}$，失稳概率为 $p_{\mathrm{f}}=\phi(-\beta)$。

由于在分析时，对状态函数进行线性化处理，采用了 Taylor 级数在平均值处展开，故称中心点法。中心点法的优点是可以直接给出可靠度指标与随机变量统计参数之间的关系，计算简便，对于 $\beta=1\sim2$ 的极限状态可靠度分析尤为适用。中心点法的缺点是不能考虑随机变量的实际分布，因为它是基于正态分布或对数正态分布推导的，对于随机变量为其它分布的则不适用，且计算极限状态方程的均值和方差都是在均值处按 Taylor 级数展开的简化式，因此对非线性极限状态函数，这种方法将引起较大误差。

2.2.1.2 验算点法

在实际工程中，状态函数的基本变量往往多于两个，且不一定都服从正态或对数正态分布。为使理论模型符合客观实际，Rackwitz 和 Fiessler 提出了当量正态变量模型，并把极限状态函数推广到两个以上变量的非线性的情况，这就是验算点法。

（1）两个正态分布的变量

设 R 和 S 相互独立并服从正态分布，则极限状态方程为 $Z=g(R,S)=R-S=0$。

对基本变量 R 和 S 作标准化变换：

$$r=\frac{R-\mu_R}{\sigma_R},\qquad s=\frac{S-\mu_S}{\sigma_S} \tag{2-7}$$

这里，r 和 s 为标准正态变量，在以 r 和 s 分别为横轴、纵轴的坐标系中，极限状态线的倾角不再是 45°，而是 $\arctan(\frac{\sigma_R}{\sigma_S})$。

由式（2-7）可得 $\left.\begin{array}{l}R=\mu_R+r\sigma_R\\S=\mu_S+s\sigma_S\end{array}\right\}$。

则极限状态方程为

$$r\sigma_R-s\sigma_S+\mu_R-\mu_S=0 \tag{2-8}$$

将式（2-8）两端同除以 $(-\sqrt{\sigma_R^2+\sigma_S^2})$，得 $-r\alpha_R+s\alpha_S-\beta=0$，其中 $\alpha_R=\frac{-\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2+\sigma_S^2}}$，$\alpha_S=\frac{\sigma_S}{\sqrt{\sigma_R^2+\sigma_S^2}}$ 。

验算点的坐标为

$$\left.\begin{array}{r}r^*=-\cos\theta_R\beta=-\alpha_R\beta\\s^*=\cos\theta_S\beta=\alpha_S\beta\end{array}\right\} \tag{2-9}$$

在原坐标系中，则得

$$\left.\begin{array}{l}R^*=\mu_R-\alpha_R\beta\sigma_R\\S^*=\mu_S+\alpha_S\beta\sigma_S\end{array}\right\} \tag{2-10}$$

由于验算点在极限状态直线上，故能满足极限状态条件，即

$$Z=g\left(R^*,S^*\right)=R^*-S^*=0 \tag{2-11}$$

（2） 多个正态分布变量

对于多个相互独立的正态变量，极限状态方程为 $Z=g\left(X_1,X_2,\ldots X_n\right)=0$。

引入标准化变量 $x_i=\frac{X_i-\mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}},i=1,2,\ldots n$。

在标准正态空间中，极限状态方程变为

$$Z=g\left(x_1\sigma_{X_1}+\mu_{X_1},x_2\sigma_{X_2}+\mu_{X_2},x_3\sigma_{X_3}+\mu_{X_3}\right)=0 \tag{2-12}$$

将式（2-12）在验算点展开为线性 Taylor 级数：

$$g(X_1, X_2, ..., X_n) \approx g(X_1^*, X_2^*, ... X_n^*) + \sum_1^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i}\right)_* (X_i - X_i^*)$$
$$= g(X_1^*, X_2^*, ...X_n^*) + \sum_1^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i}\right)_* (x_i - x_i^*) \tag{2-13}$$

此即为切于验算点的切平面方程，并以此切平面近似地代替非线性极限状态面，因而，可用极限状态面到原点的最小距离来度量可靠度，即

$$\beta = \frac{g(X_1^*, X_2^*, ... X_n^*) - \sum_1^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i}\right)_* (X_i^* - \mu_{X_i})}{\sqrt{\sum_1^n \left[\left(\frac{\partial g}{\partial X_i}\right)_* \sigma_{X_i}\right]^2}} \tag{2-14}$$

由于验算点在极限状态面上，故

$$\beta = \frac{-\sum_1^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i}\right)_* (X_i^* - \mu_{X_i})}{\sqrt{\sum_1^n \left[\left(\frac{\partial g}{\partial X_i}\right)_* \sigma_{X_i}\right]^2}} \tag{2-15}$$

$$-\alpha_i = \frac{-\left(\frac{\partial g}{\partial X_i}\right)_* \sigma_{X_i}}{\sqrt{\sum_1^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i}\right)_*^2}} \tag{2-16}$$

则验算点坐标为

$$X_i^* = \mu_{X_i} - \alpha_i \beta \sigma_{X_i} \tag{2-17}$$

由于验算点和β都为未知，需用迭代法计算，计算步骤如下：

（1）假设X_i^*的初值，一般取$X_i^* = \mu_{X_i}$；

（2）由式（2-16）计算α_i值；

（3）由式（2-17）得到X_i^*与β的关系式；

（4）由式（2-15）计算β值；

（5）用第 4 步求得的β代入第 3 步中，求出新的X_i^*值；

重复 2～4 步，直至小于允许误差为止，则得所求的可靠度指标。

2.2.2 Monte Carlo 法

Monte Carlo 法对于极限状态函数形式较为复杂的土石坝可靠性分析较为适用。它又被称为随机模拟法或统计试验法，基本原理[60]如下：

（1）随机抽样方法

先在(0,1)区间上产生均匀分布随机数。可采用的方法有乘同余法、混合同余法等，其中混合同余法的递推公式为

$$\begin{aligned} x_i &= (\lambda x_{i-1} + C) \qquad (\mathrm{mod}\, M) \\ r_i &= x_i / M \qquad (i = 1,2,\cdots,n) \end{aligned} \tag{2-18}$$

式中：λ、x_0、C 和 M 为选定的常数。式（2-18）表示 $\lambda x_{i-1} + C$ 除以 M 的余数为 x_i，将其再除以 M 即得(0,1)上均匀分布的随机数 r_i。

将随机数序列 $\{r_i\}$ 转换为 (a,b) 区间上的均匀分布随机数序列 $\{R_i\}$

$$R_i = a + (b-a) r_i \tag{2-19}$$

采用反函数法将均匀分布随机数 $\{r_i\}$ 转换为符合某一指定概率分布的随机数。其前提是经验分布的反函数存在，否则采用随机变量函数法。

设 X 为具有分布函数 $F_X(x)$，且反函数 $F_X^{-1}(x)$ 存在的连续随机变量，r 是均匀分布随机变量 R（分布函数为 $F_R(r)$）的值。若给定累计概率 $F_X(x) = r$，则有

$$x = F_X^{-1}(r) \tag{2-20}$$

若已知 $\{r_i\}$，则可得符合 $F_X(x)$ 的随机数序列：

$$x_i = F_X^{-1}(r_i) \quad (i = 1,2,\cdots,n) \tag{2-21}$$

（2）Monte Carlo 模拟法的基本步骤

统计确定与可靠性分析有关的各基本变量（如材料参数、荷载等）的概型分布及其分布参数；

对所有基本变量按统计特征进行第一次随机采样，将其代入极限状态方程式，获得第一次模拟结果；

重复 n 次独立随机采样，进而估算失稳概率。

（3）Monte Carlo 模拟法的结果和精度

在工程结构可靠性分析中，设极限状态方程式 $Z = g(X_1, X_2, \cdots, X_n)$，其失稳概率为

$$P_{\mathrm{f}} = P(g(X_1, X_2, \cdots, X_n) \le 0) \tag{2-22}$$

式中：X_i 为基本随机变量（如材料性能，结构尺寸及外来荷载的作用），借助随机抽样对基本变量赋值时，计算结果只有 $g(\cdot)>0$ 和 $g(\cdot)\le 0$ 两种可能，故可定义指标函数：

$$I(g(X_1,X_2,\cdots,X_n))=\begin{cases}1, g(\cdot)\le 0\\ 0, g(\cdot)>0\end{cases} \tag{2-23}$$

根据伯努利大数定理及正态分布随机变量的特性得到的失稳概率 P_{f} 为

$$\hat{P}_{\mathrm{f}}=\frac{1}{N}\sum I(g(X_1,X_2,\cdots,X_n)\le 0)=\frac{M}{N} \tag{2-24}$$

式中：M 为次模拟计算中 $g(\cdot)\le 0$ 的总次数。

Monte Carlo 模拟法不仅可按式（2-24）计算失稳概率，还可根据模拟计算结果拟合出功能函数的分布形式，据以估计其一、二阶矩 $\hat{\mu}_x$ 和 $\overline{\sigma}_x^2$。进而按下式近似计算可靠度指标 β

$$\beta=\frac{\overline{\mu}_x}{\overline{\sigma}_x} \tag{2-25}$$

Monte Carlo 模拟法的误差一般可用 $\hat{\mu}_x$ 表示。功能函数值 Z 越离散，误差将越大。当模拟次数充分大时，已经证明由模拟结果样本求得估计值的标准差与模拟次数的平方根成反比。因此，加大模拟次数可望提高模拟精度，特别是当计算得到的失稳概率较小时。一般要求 Monte Carlo 法的样本数必须大于引起一次 $Z\langle 0$ 所需的平均样本数的 100 倍，即 $N\ge 100/P_{\mathrm{f}}$ 次时，可满足精度要求。

随机变量的分布类型可以采用下述分布类型：1）Deterministic（确定性）；2）Uniform（均匀分布）；3）Gauss(Normal)（标准正态分布）；4）Lognormal（对数正态分布或极值 III 型分布）；5）Exponential（指数分布）；6）Gamma（γ 分布）；7）Gumbel-Maximum（极值 I 型分布）；8）Gumbel-Minimum（极值 I 型分布）；9）Frechet-Maximum（极值 II 型分布）；10）Weibull-Minimum（最小威布尔分布）；11）Rayleigh（瑞利分布）；12）Truncated Normal（截尾分布）等。

2.3 各失稳机制的极限状态方程

由于受到坝身断面形状、坝身填土性质、坝基地质、水文、地形和施工条件等诸多因素的影响，土石坝在汛期往往出现漫顶、坝身（基）渗透破坏、坝身滑坡等险情。依据土石坝的设计与使用要求，在使用年限内应充分考虑影响这些险情的因素，以满足渗

透稳定和堤坡滑动稳定的要求。

土石坝失稳概率通常由广义强度 R 小于广义荷载 S 的概率定义。对于土石坝的漫顶而言，“荷载”是土石坝前库水位，“强度”为坝顶高程。在一定的洪水位下，假定土石坝失稳形式为边坡滑动（包括地基）失稳和渗透变形失稳。对于边坡稳定而言，“荷载”为作用于坝体的滑动力矩，“强度”为抗滑力矩。对于渗透稳定而言，“荷载”为渗流比降，“强度”为临界渗透比降。由此，建立各种实效机制的极限状态方程是十分重要的。

2.3.1 漫顶

防洪水位是确定坝顶高程的决定性因素，通常根据工程当地气象资料、断面资料以及土石坝等级，进行水面线的推算，计算风浪爬高、风壅增水高度，确定安全超高，最终进行坝顶高度的安全复核。设防洪堤发生漫顶的极限状态方程 z_1 为

$$z_1 = h_0 - h_{\mathrm{w}} - h_s - e \tag{2-26}$$

式中：h_s——波浪爬高；e——风壅高度。

由于影响坝顶高程的因素很多，如坝基沉降。考虑到施工精度及竣工后固结沉降等因素，为保持设计高程，在设计时需预留沉降量。假定坝顶高程 h_0 服从正态分布，在一定堤段内预留沉降量超过 0.1m 的概率小于 2%，由正态分布的表达式可得

$$\frac{h_{\mathrm{d}} - h_0}{\sigma_{h_0}} = 1.96 \tag{2-27}$$

式中：h_{d} 为土石坝的竣工后高程。由式（2-27）可得

$$\sigma_{h_0} = 0.1/1.96 = 0.051 \tag{2-28}$$

根据通常的经验，最高洪水位 h_{w} 假定服从指数分布。波浪爬高 h_s 假定服从正态分布，并取 $\delta_{h_s} = 0.69$[35]。

根据文献[46]代入蒲田波浪要素公式计算波高的均值 μ_h

$$\frac{g\mu_h}{V^2} = 0.13\mathrm{th}\left[0.7\left\{\frac{gh_{\mathrm{a}}}{V^2}\right\}^{0.7}\right] \times \mathrm{th}\left\{0.0018\left[\frac{\mathrm{g}F}{V^2}\right]^{0.45}\left[0.13\mathrm{th}\left[0.7\frac{gh_{\mathrm{a}}}{V^2}\right]^{0.7}\right]^{-1}\right\} \tag{2-29}$$

式中：μ_h——波高的均值（m）；V——计算风速，取为 18m/s；F——风区长度，取 2000m；h_{a}——水域的平均水深，取为 10.5m。

波浪爬高为

$$\mu_{h_s}=\frac{K_\Delta K_V\sqrt{\mu_h\lambda}}{\sqrt{1+m^2}} \tag{2-30}$$

式中：m 为土石坝的坡率；$K_\Delta=0.75\text{-}1.0$，可取 0.85；$K_V=1.0\text{-}1.3$，可取 1.1；μ_λ 为波长的均值。

$$\mu_\lambda=\frac{g\mu_T^{\ 2}}{2\pi}\mathrm{th}\frac{2\pi h_\mathrm{a}}{\mu_\lambda} \tag{2-31}$$

式中：μ_T 为周期的均值（s），且 $\mu_T=4\sqrt{\mu_h}$。

由上述各式可得：$\mu_{h_s}=0.638$；$\sigma_{h_s}=\delta_{h_s}\cdot\mu_{h_s}=0.69\times0.638=0.4395$。

风壅高度为

$$e=\frac{KV^2F}{2gh_\mathrm{a}}\cos\alpha\approx\frac{KV^2F}{2gh_\mathrm{a}} \tag{2-32}$$

式中：风向夹角 α 取 0^0；K 为综合摩阻系数，取 3.6。

考虑到水文分析中观测资料的有限性，实际工程中根据土石坝的等级要设置一定的安全加高值，本报告未计及。

2.3.2 管涌

当坝身或坝基表层土所承受的渗透力过大时就可能发生渗透变形和破坏，在此统称为管涌破坏。

对于一些防洪土石坝，评价渗透的安全性就需要将土体承受的渗透水力坡降与土层的抗渗强度进行比较得到：

$$F_\mathrm{SP}=J_\mathrm{c}/J \tag{2-33}$$

式中：J_c 为土体的临界渗透坡降；J 为土体的渗透坡降，可由有限单元法或解析法计算得到。当采用有限单元法进行渗流计算时，采用自动剖分方法进行渗流域的剖分，土体采用三角形单元或四边形单元。不同级水位下的初始自由面由出逸点与上游水面线与坝身交点确定，通过压缩或拉伸的方法得到单元结点坐标。只需给定超单元边界类型信息，可自动提取已知的水头或流量边界结点，具体的计算过程可参见文献[61][62]，此不赘述。当采用解析法求解土体的渗透坡降时，对渗流场作某些假定和简化，根据规范[46]建议的方法计算出不同水位下背水侧堤坡的出逸点高度，然后估算渗径，进而计算各

种不同水位下的渗透坡降。水力学解法一般仅能得到渗流截面上平均的渗流要素，但因其计算简便在实际工程中被广泛采用。从精度而言，水力学解法也能满足工程的需要。

根据土力学理论和试验，防洪堤土体的临界渗透坡降与土质颗粒的大小、颗粒级配及结构、孔隙率、容重、施工质量等因素有关，而这些因素均具有不确定性。为了简化分析计算，直接讨论土质临界渗透坡降的不确定性，这里假定土体的临界坡降服从正态分布。

对于斜墙式防洪土石坝，假定斜墙具有很好的防渗性能，土体的渗透破坏多表现为通过透水的砂土地基的集中渗流对土体的冲刷，这里也称为管涌破坏。在汛期高水位长期作用下，粘性土层的薄弱处有可能被承压水顶穿，形成集中出水口。由力学平衡条件，发生管涌的极限状态方程 z_2 为[46]

$$z_2 = \gamma_{\mathrm{nk}} d_{\mathrm{ks}} - \gamma_{\mathrm{w}} h_{\mathrm{ap}} + \gamma_{\mathrm{sb}} t_{\mathrm{sb}} \tag{2-34}$$

式中：h_{ap} 为双层坝基表层弱透水层底板下界面处的剩余水头，可由下式简化计算

$$h_{\mathrm{ap}} = \frac{h_{\mathrm{w}}}{1 + A * L_{\mathrm{k}} + \mathrm{th} A * L_1} e^{-AY} \tag{2-35a}$$

$$A = \sqrt{\frac{k_{\mathrm{c}}}{k_{\mathrm{s}} h_{\mathrm{bc}} h_{\mathrm{bs}}}} \tag{2-35b}$$

式中：A 为越流系数。由于天然或人为因素，致使表层粘性土厚薄不均抗渗强度大小不等，在坝后背水侧往往有土坑形成的水塘、低洼地。因此，假定堤坝水渠下粘土层的有效厚度 d_{ks} 为随机变量，服从正态分布，均值为 3.5m，标准差为 0.7。Y 为距离堤角 E 点的坐标。

2.3.3 边坡整体滑动

对于某一桩号的土石坝边坡稳定分析而言，计算方法多采用基于极限平衡分析的安全系数法，比如简化毕肖普法或瑞典圆弧法。当不计各土条之间条间力的影响时，可推得简化毕肖普法的安全系数公式为：

$$F_{\mathrm{SL}} = M_{\mathrm{r}} / M_{\mathrm{o}} = \frac{\sum \frac{1}{m_{\alpha i}} \left[c_i' b_i + \left(W_i - u_i b_i \right) \tan \varphi_i' \right]}{\sum W_i \sin \alpha_i} \tag{2-36}$$

式中：$m_{\alpha i} = \cos \alpha_i + \frac{\tan \varphi_i' \sin \alpha_i}{F_{\mathrm{SL}}}$。可见，式（2-36）两边均有未知数，采用普通迭代法

求解。根据堤段几何信息，自动给定最危险圆心的搜索范围。并采用最优化方法搜索最危险滑裂面位置（假定切入地基 0.6m）。不同水位条件下坝身的浸润线由渗流分析得到。

则堤坡稳定的极限状态方程为

$$Z_3 = F_{\mathrm{SL}} - 1 \tag{2-37}$$

第三章 土石坝的可靠度分析

3.1 引言

基于给出的各种失效机制的极限状态方程，采用 Monte Carlo 法，以二元结构坝基的斜墙式土石坝为算例，通过变动参数研究土石坝漫顶、渗透稳定、岸坡稳定可靠性指标或失稳风险的影响。应指出，本报告没有给出各失效模式的一次二阶矩法的可靠性分析成果，计算表明两种方法的差异不大。

图 3.1 给出坝基为由表层弱透水粘性土、下卧强透水砂层组成的二元结构的斜墙式土石坝几何组成示意图。表 3.1 中给出计算中采用的土工的强度参数以及洪水位等参数的取值，表中均值一列给出典型土石坝的几何参数取值。计算中将洪水位和土工强度参数及渗透系数，及坝后渠底粘土层厚度等为随机变量。其他参数为定值。在进行下述的变动设计参数分析时，其他参数取表中的典型数值。

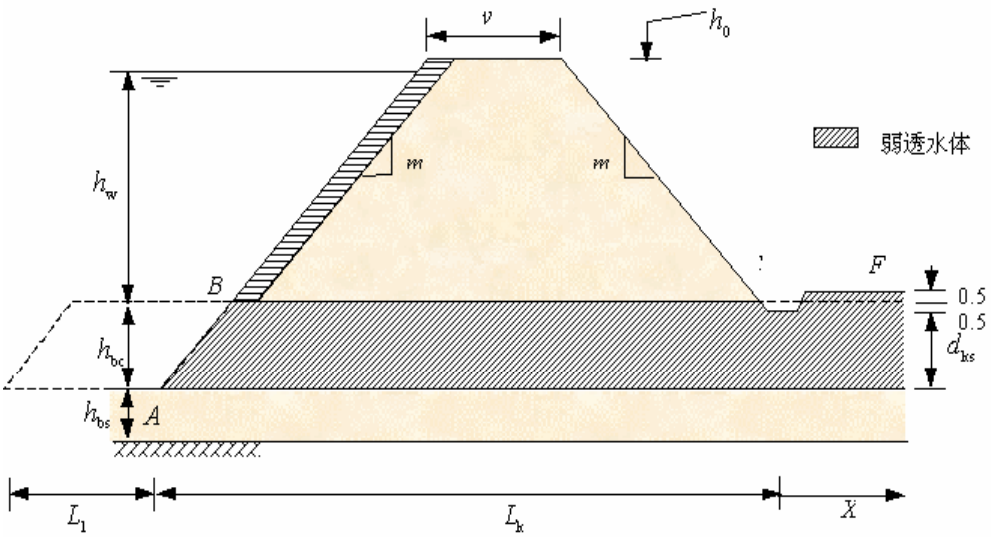

图 3.1 土石坝断面示意图

表 3.1 断面几何参数的取值

符号	名称和单位	单位	类型	均值	标准差
h_f	土石坝填土高度	m	设计变量	11.0	
m	坡率		设计变量	3.0	
L_1	前滩地宽度	m	设计变量	5.0	
L_2	坝后透水压盖宽度	m	设计变量	5.0	
L_k	有效渗径宽度	m	变量	71.0	
h_{bc}	坝基粘土层厚度	m	常量	3.5	
w	坝顶宽度	m	常量	5.0	
t_{sb1}	透水压盖的厚度	m	常量	2.5	
h_{bs}	坝基砂土层厚度	m	常量	2.5	
γ_{nk}	粘土的浮容重	kN/m^2	常量	9.0	
γ_w	水的容重	kN/m^2	常量	10.0	
γ_{sb}	压盖土体的容重	kN/m^2	常量	18.0	
h_R	路面层厚度	m	常量	0.2	
B_R	坝顶道路维修宽度	m	常量	4	
L_{df}	溃口维修长度	m	常量	70	
L_{sf}	边坡失稳维修长度	m	常量	20	
L_{fp}	压盖维修长度	m	常量	10	
t_s	护坡厚度	m	常量	0.1	
d_{ks}	渠底粘土层有效厚度	m	正态	3.5	0.7
h_w	洪水位	m	指数	8.34	0.9
k_c	粘土的渗透系数	m/s	正态	10^{-8}	$2*10^{-8}$
k_s	砂土的渗透系数	m/s	正态	10^{-5}	$0.75*10^{-5}$

3.2 漫顶

最高洪水位 h_{w} 假定服从指数分布，取 $\mu_{h_{\mathrm{w}}}=8.34\mathrm{m}$，$\sigma_{h_{\mathrm{w}}}=0.9$。波浪爬高 h_s 假定服从正态分布，并取其均值为 0.638m，方差为 0.4395。风壅高度为 $e=\dfrac{KV^2F}{2gh_{\mathrm{a}}}\cos\alpha\approx\dfrac{KV^2F}{2gh_{\mathrm{a}}}$。

采用 Monte Carlo 法可求得与坝高 h_0 的平均值 μ_{h_0} 相应的可靠度指标 β_1 的值，如图 3.2 所示。由图可知，μ_{h_0} 取 11.0m 时 β_1 为 2.363，查表可得 P_{f} 为 0.914%。

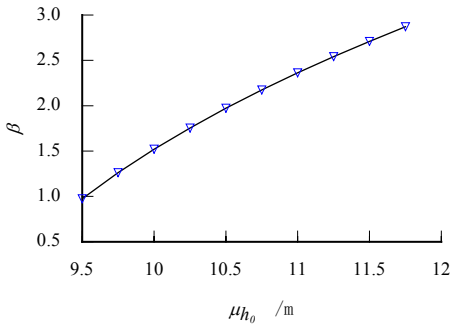

图 3.2 土石坝高度与漫顶可靠度指标的关系

3.3 管涌

由前述的极限状态方程可见，可靠度指标主要与汛期水头、坝身填土性质和密度、坝基土层结构和性质、外滩宽度、坝后透水压盖等参数有关。采用 Monte Carlo 法对这些参数进行敏感性分析。当变化某一参数时，其它参数均取表中的给出的典型值，下同。

3.3.1 粘土层厚度

图 3.3 给出粘土层厚度与渗透稳定的可靠度指标 β_2 的关系。由图可见，粘土层的厚度直接影响坝基的渗透稳定性。随着坝基粘土层厚度的增加，β_2 逐渐增加。

3.3.2 前滩地宽度

随着坝基前滩地宽度的增加，β_2逐渐增加，如图 3.4 所示。原因在于地基渗径宽度的加长，使得表层土体的抗渗能力增强。但就本报告算例而言，当前滩地的宽度增加至 20.0m 以上时，β_2变化不大，这可能与采用的经验公式有关。实际工程设计时，当临水侧有宽且稳定的滩地时，尽可能的利用天然铺盖防渗，这是二元结构地基上进行渗流控制的一种有效方法。

3.3.3 土石坝坡率

由图 3.5 可见，随着土石坝上下游坡率的同时增加，β_2逐渐增加。

3.3.4 坝顶宽度

由图 3.6 可见，随着土石坝顶宽的增加，β_2基本呈线性增加。由于坡率和坝顶宽度的增加延长了渗径，显然会增加土石坝的渗透稳定性，但这会显著地增加土石坝建设费用。引入经济分析的概念权衡土石坝建设成本和预期洪灾损失之间的关系是值得深入研究的问题。

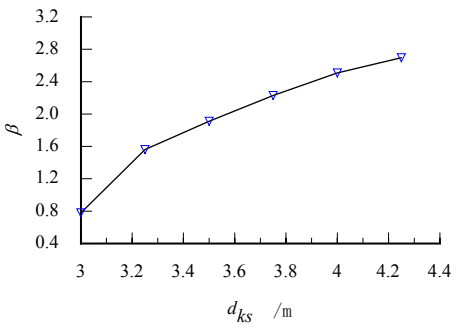

图 3.3 粘土层厚度

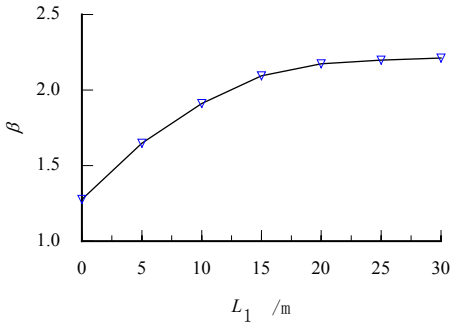

图 3.4 前滩地宽度

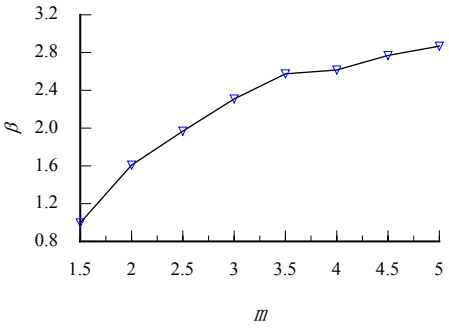

图 3.5 土石坝坡率

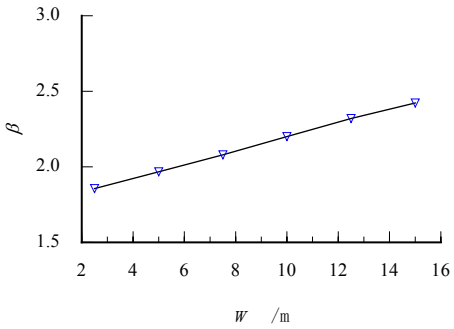

图 3.6 土石坝的坝顶宽度

3.3.5 压盖厚度

当土石坝背水侧有天然铺盖时，压渗盖重的厚度应使盖重末端的剩余水头小于允许值，并使各处的渗透坡降不致引起渗透变形和隆起。由图 3.7 可见，随着压盖厚度的增加，β_2 显著增加，因此采用压盖等措施是可行的。这样坝基粘土层厚度可以适当小些，并通过出口压重（压盖的厚度）控制。

3.3.6 压盖宽度

图 3.8 给出压盖宽度与 β_2 之间的关系。由图可见，随着压盖宽度的增大，β_2 大致呈线性增加。坝后压盖宽度的增加，实质上使天然覆盖层的有效渗径延长。压盖宽度应根据具体地形地质条件和土石坝的重要程度选用。当表层土和透水层均较厚的坝基，可考虑垂直防渗等其它渗流控制措施。

上述的计算分析表明，就本报告的算例而言，取表 3.1 中给出的典型值时可以达到渗透稳定性的要求。进行土石坝的渗透稳定设计时，应充分考虑这些因素的影响，并结合工程实际选取合适的参数。比如，当坝基粘土层的厚度较小或现场不易得到粘性填土时，可以考虑采取增加堤宽、坡率等措施。

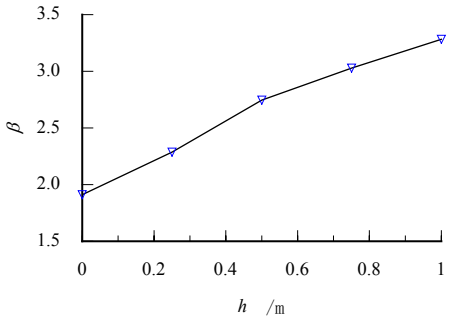

图 3.7 压盖厚度

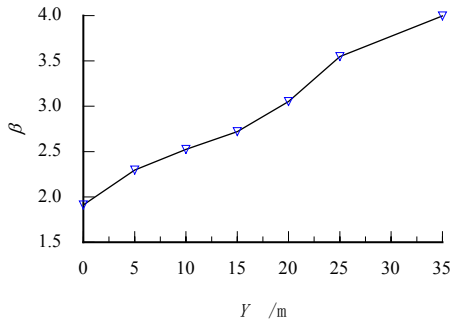

图 3.8 压盖宽度

3.4 堤坡稳定

土工参数的统计特征如表 3.2 所列（假定粘土斜墙与粘土地基的土工参数一致）。图 3.9 给出土石坝坡率与堤坡稳定可靠度指标 β_3 之间的关系。由图可见，当坡率取为 2.5 时，β_3 为 2.756，相应的失效概率仅为 0.289%，能够满足设计要求。还可看出，相对于漫顶和管涌等失稳形式而言，由于外边坡粘土层的存在，土石坝发生边坡失稳的概率较低。此外，图 3.9 还给出不同坡率下的安全系数值。假定采用的最小临界安全系数 K_0 为 1.5，可得相应的可靠度指标值为 $\beta_3 = 2.63$。

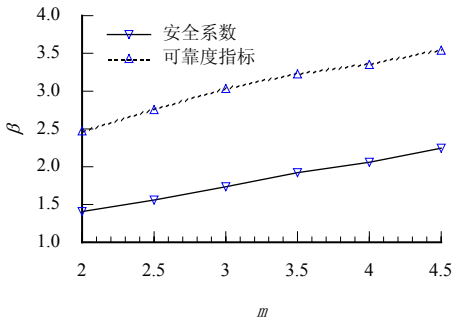

图 3.9 坡率对岸坡稳定性的影响

表 3.2 土工参数的统计特征

土类	符号	单位	分布	均值	标准差
砂土	ϕ	°	正态	35.0	3.5
粘土	c	kPa	正态	10.0	2.0
	ϕ	°	正态	20.0	4.0

上述关于斜墙式土石坝的几何设计参数和土体渗透系数对土石坝可靠度的敏感性分析表明：随着坝高的增加，土石坝漫顶的可靠性指标逐渐增大；土石坝坡率、坝顶宽度、坝基粘土层厚度、前滩地宽度、坝后压盖厚度和宽度等变量的增大，坝基渗透稳定的可靠性指标增大；坝基粘土层和砂土层渗透系数的增加，坝基渗透稳定可靠性指标减小；土石坝上下游坡率的增加，堤坡稳定可靠性指标增加。

与已有相关文献的对比分析表明，计算模型和计算程序是可行的。

第四章 经济分析法求土石坝的优化可靠度

4.1 引言

基于可靠性的优化设计理论在国内外均得到较快的发展，并广泛地应用于航天、海洋平台、高架桥及水工结构等领域。在土石坝工程方面，国内学者高大钊等人提出引入工程造价及失稳损失费用模型进行土工构筑物的优化设计[27]；王选仓等探讨了路堤结构的目标可靠度[63]；倪万科探讨了边坡的优化设计[64]；一些学者给出了多种型式海堤的可靠性优化设计方法[65]。

针对防洪堤坝的可靠性设计与评估模型，王卓甫等给出了防洪堤堤坡稳定和渗透稳定的结构风险计算模型[43]；我们曾结合二元坝基上的斜墙式堤坝给出了考虑多种失稳机制的概率设计方法[44]，通过变动设计参数探讨了土工统计参数和几何形状对漫顶、渗透稳定、岸坡稳定可靠度指标或失稳风险的影响。

但这些有关土石坝安全性评价理论与方法方面的研究均缺乏系统性，较少考虑经济因素，尤其是所保护区的经济特征。将安全和经济的矛盾统一起来，是目前国内外研究目标可靠度较为先进的方法。结合防洪堤的结构特征与材料组成特点，综合考虑多种失稳因素，提出可行的可靠性设计方法是值得深入探讨的课题。

采用可靠性及优化理论，以二元结构坝基的斜墙式典型土石坝为算例，考虑土石坝工程使用期限内的初期修建费、养护费、因坝体失稳破坏造成的维修费用及坝体漫顶等产生的保护区经济损失费用，并以土石坝结构考察使用期内所需的总费用现值作为可靠性优化的目标函数，以坝体的部分几何参数作为约束条件，建立土石坝结构可靠性优化设计方法。这将有助于完善现有土石坝设计规范，最终与穿堤建筑物、防渗墙和防浪墙等可靠性研究共同实现土石坝工程系统设计方法向概率型转变。

这里考虑三种主要的失稳形式，即漫顶、边坡稳定和管涌，分别给出进行可靠性计算的极限状态方程[44, 49]。同时假定下游保护区仅当漫顶险情时才会发生洪水，其他险情不会带来洪水。

4.2 漫顶设计的优化可靠度

4.2.1 费用模型

在土石坝优化设计时将根据其使用性能考虑相应的费用。对于漫顶设计，计入土石坝溢流造成溃堤或溃口所需的维修费用、洪水所造成的下游保护区经济损失。对于稳定设计，考虑坝身初建费、边坡养护费、因失稳造成维修费。对于管涌设计，考虑因渗透失稳造成维修费用。各失稳模式的费用具体如下：

4.2.1.1 初期修建费

主要包括填土土方费、填土边坡防护费，如下式

$$IC_{\mathrm{O}} = (L_{\mathrm{d}}(w + mh_{\mathrm{f}})h_{\mathrm{f}})C_{\mathrm{F1}} + (L_{\mathrm{d}}h_{\mathrm{f}}\sqrt{1+m^2}t_{\mathrm{s}})C_{\mathrm{F2}} \tag{4-1}$$

式中：L_{d} 为所考察的堤防长度；w 为坝顶设计宽度（m）；m 为边坡坡率；h_{f} 为填土高度（m）；C_{F1} 为土方单价（元/m^3）；t_{s} 为护坡厚度；C_{F2} 为边坡防护单价（元/m^3），由不同的防护措施决定。计算中取用的单价为：边坡防护单价，干砌时为 70元/m^3，浆砌时为 120元/m^3；水泥混凝土护坡单价为 300元/m^3，土方单价为 16元/m^3。

4.2.1.2 保护区经济损失费

如果洪水发生，土石坝保护区将蒙受破坏和损失。假定其仅依赖于洪水深度和低洼地的面积大小与种类，这里将保护区域划分为居住、农业、工业。假定漫顶发生的概率即为淹没致灾概率 P_{fO}，土石坝预计使用年限为 N_{y}，贴现率为 i_{R}。则保护区的总损失费用现值为[25]

$$L_{\mathrm{P}} = \left[A_{\mathrm{P}} \sum_{i=1}^{3} \alpha_i s_i c_i(d) \right] P_{\mathrm{fO}} \tag{4-2}$$

这里，A_{P} 是保护区域的总面积；α_i 是各类区域所占的比例系数：居住区（i=1），农业区（i=2），工业区（i=3）；s_i 是第 i 类的最大可能损失量；$c_i(d)$ 是与淹没深度有关的第 i 类区域的损失系数，假定水深为 3.5m 时为 1.0，其余水深的值由线性插值求得。这里为了简化，没有考虑洪水历时和淹没深度对土石坝保护区域经济损失的影响。

4.2.1.3 维修费用

维修费用大小取决于当年结构失稳概率，主要由于因土石坝漫顶而造成溃堤或溃口使坝顶道路和边坡防护工程需要重修，整个土石坝在其使用期限内因失稳破坏而需要的维修费用的贴现值可表示为

$$RC_{\mathrm{O}} = \int_0^t [RC \cdot p_{\mathrm{fF}}(t)/(1+i_{\mathrm{R}})^t]\mathrm{d}t \tag{4-3}$$

式中：RC 为因土石坝漫顶而造成溃堤所需的维修费用，其大小取决于维修方式；$p_{\mathrm{fF}}(t)$ 为结构失稳的概率密度函数。

为简化计算，假设 $p_{\mathrm{fF}}(t)$ 是时间 t 的线性函数，则式（4-3）可简化为

$$RC_{\mathrm{O}} = RC \cdot \frac{P_{\mathrm{fO}}}{N_{\mathrm{y}}} \cdot upw \tag{4-4}$$

式中：P_{fO} 为漫顶失稳的概率；upw 为等额支付现金系数，$upw = \dfrac{(1+i_{\mathrm{R}})^{N_{\mathrm{y}}} - 1}{i_{\mathrm{R}}(1+i_{\mathrm{R}})^{N_{\mathrm{y}}}}$。且有

$$RC = (w + mh_{\mathrm{f}})h_{\mathrm{f}} L_{\mathrm{df}} C_{\mathrm{F1}} + h_{\mathrm{f}}\sqrt{1+m^2}\, t_{\mathrm{s}} L_{\mathrm{df}} C_{\mathrm{F2}} \tag{4-5}$$

式中：L_{df} 为溃口长度。

4.2.1.4 残值

假定工程费用的 50%为残值 SV，考虑到土石坝结构在使用期内稳定性较好，待重修或大修时利用率较高，故其残值略为提高。

4.2.2 优化模型

4.2.2.1 设计变量

为简化，在进行土石坝工程的漫顶可靠性优化设计时，仅取 h_{f} 为设计变量。

4.2.2.2 目标函数

土石坝坝顶高程标准定得合适与否，关系到投资的多少和使用效益，以各种坝顶高程的全堤长总投资与其相应的洪水造成的经济损失，使其二者相对损失之和最小为最合理坝顶高程，以此来确定坝顶高程的设计标准做制定规范的依据。

则考虑漫顶的可靠性优化目标函数为

$$\min f_{\mathrm{O}}(h_{\mathrm{f}}) = IC_{\mathrm{O}} + \sum_{t=0}^{N_{\mathrm{y}}} \frac{1}{(1+i_R)^t}(L_{\mathrm{P}} + RC_{\mathrm{O}}) - SV \tag{4-6}$$

4.2.2.3 约束条件

考虑到土石坝实际尺寸的要求，这里规定土石坝填土高度的最小值和最大值分别取为 h_{fmin} 和 h_{fmax}。且 $P_{\mathrm{fO}} \le P_{\mathrm{fOmax}}$。

4.3 边坡稳定设计的优化可靠度

4.3.1 费用模型

4.3.1.1 初期修建费

边坡稳定分析的初期修建费同样包括填土土方费、边坡防护费等，同上。

4.3.1.2 边坡养护费和因失稳造成维修费

根据土石坝工程等级、自然环境条件、边坡防护类型及坝高等因素，边坡的养护费不同。各年的养护费用可视为等额拨款，利用等额支付现值系数 upw 将其转换为现值，故

$$MC_{\mathrm{F}} = upw \cdot C_{\mathrm{F3}} \tag{4-7}$$

式中：C_{F3} 为坡面每年日常养护费用（元/年·公里）。

维修费用主要由于土石坝边坡失稳破坏造成边坡滑坍使坝顶道路和边坡防护工程需要重修，同样整个土石坝在其使用期限内因失稳破坏而需要的维修费用的贴现值可简化为

$$RC_{\mathrm{F}} = CR \cdot \frac{P_{\mathrm{fF}}}{N_{\mathrm{y}}} \cdot upw \tag{4-8}$$

式中：P_{fF} 为边坡滑动失稳的概率。CR 包括因失稳破坏所造成坝顶路面结构破坏重修费用及边坡防护工程维修费用，由下式计算

$$CR = L_{\mathrm{sf}} h_{\mathrm{R}} B_{\mathrm{R}} CC_{\mathrm{R}} + L_{\mathrm{sf}} h_{\mathrm{f}} \sqrt{1+m^2}\, t_{\mathrm{s}} \cdot C_{\mathrm{F2}} + 0.5 L_{\mathrm{sf}} (w + m h_{\mathrm{f}}) h_{\mathrm{f}}) \cdot C_{\mathrm{F1}} \tag{4-9}$$

式中：L_{sf} 为边坡维修长度（m）；h_{R} 为路面结构层厚度（m）；CC_{R} 为路面结构层材料单价（元/m^3）；B_{R} 为破坏引起的坝顶道路修筑宽度（m）。

4.3.2 优化模型

4.3.2.1 设计变量

取坡率 m 为设计变量。

4.3.2.2 目标函数

堤坡稳定的可靠性优化目标函数为

$$\min f_{\mathrm{F}}(m) = IC_{\mathrm{F}} + \sum_{t=0}^{N_{\mathrm{y}}} \frac{1}{(1+i_R)^t}(MC_{\mathrm{F}} + RC_{\mathrm{F}}) - \frac{1}{\left(1+i_{\mathrm{R}}\right)^{N_{\mathrm{y}}}} SV \tag{4-10}$$

4.3.2.3 约束条件

边坡坡率 m 是影响稳定的重要控制因素，为保证路堤结构稳定性要求，应有 $m_{\min} \geq m \leq m_{\max}$。且 $P_{\mathrm{fF}} \leq P_{\mathrm{fFmax}}$。

4.4 管涌设计的优化可靠度

4.4.1 费用模型

4.4.1.1 初期修建费

主要考虑因防止渗透破坏需增加土方的填土费用，当设置一定的前滩地宽度或坝后透水压盖宽度时，则有：

$$IC_{\mathrm{P}} = L_d \cdot \left(L_1 \cdot t_{\mathrm{sb1}} \cdot C_{\mathrm{P2}} + L_2 \cdot t_{\mathrm{sb2}} \cdot C_{\mathrm{P3}}\right) \tag{4-11}$$

式中：L_1 和 t_{sb1} 分别为前滩地宽度和厚度，L_2 和 t_{sb2} 为坝后透水压盖宽度和厚度。C_{P2} 为前滩地单价（元/m^3），C_{P3} 为压盖单价（元/m^3）。

4.4.1.2 维修费用

因渗透变形破坏，造成损失费用较高，需要修复前滩地或坝后压盖：

$$MC_{\mathrm{P}} = L_{\mathrm{fp}} \cdot \left(L_1 \cdot t_{\mathrm{sb1}} \cdot C_{\mathrm{P2}} + L_2 \cdot t_{\mathrm{sb2}} \cdot C_{\mathrm{P3}}\right) \cdot \frac{P_{\mathrm{fP}}}{N_{\mathrm{y}}} \cdot upw \tag{4-12}$$

式中：P_{fP} 为发生管涌的失稳概率。假定其破坏的长度 L_{fp} 为 10.0m。

4.4.2 优化模型

4.4.2.1 设计变量

为简化，将前滩地宽度L_1或坝后透水压盖宽度L_2作为设计变量。

4.4.2.2 目标函数

考虑以上各项费用分析，不考虑残值的因素，可建立考虑渗透稳定的可靠性优化目标函数为

$$\min f_{\mathrm{P}}(L_1, L_2) = IC_{\mathrm{P}} + \sum_{t=0}^{N_{\mathrm{y}}} \frac{1}{(1+i_R)^t} MC_{\mathrm{P}} \tag{4-13}$$

4.4.2.3 约束条件

应有$L_1 \le L_{1\max}$，$L_2 \le L_{2\max}$。且$P_{\mathrm{fP}} \le P_{\mathrm{fPmax}}$。

4.5 优化求解及设计过程

4.5.1 优化求解方法

基于上述讨论，目标函数与设计变量之间是n维约束的非线性数学规划问题，采用求约束条件下n维极值的复形调优法求解优化模型[66]。该方法主要思路是在非线性约束的n维设计空间内，取$2n$个顶点构成复形，然后对复形的个顶点函数值逐一进行比较，不断地丢掉最坏点，代之以既能使目标函数有所改变，又满足约束条件的新点，逐步调向最优点。

复形调优法求目标函数$f(X)$的极小值点的迭代过程如下：

复形共有$2n$个顶点，假设给定初始复形中的第一个顶点坐标：$X(1) = (X_{11}, X_{21}, \ldots, X_{n1})$。且此顶点坐标满足$n$个常数约束条件及$K$个函数约束条件。

（1）在n维变量空间中确定出初始复形的其余$2n-1$个顶点。其方法如下：

利用伪随机数按常量约束条件产生第j个顶点$X(j) = (X_{1j}, X_{2j}, \ldots, X_{nj})$（$j = 1,2,\ldots 2n-1$）中的各分量值$X_{ij}$（$i = 1,2,\ldots,n$），即$X_{ij} = a_i + RN(b_i - a_i)$，其中$(i = 1,2,\ldots,n; j = 1,2,\ldots,2n-1)$；$RN$为$[0,1]$之间的一个随机数。

虽然，由上述方法产生的初始复形的各顶点满足常量约束条件。然后再检查是否符

合函数约束条件，如果不符合，则需作调整，直到全部复合函数约束条件及常量约束条件为止。调整的原则为：假设前 j 个顶点已满足所有的约束条件，而第 $j+1$ 个顶点不满足约束条件，作如下调整变换: $X(j+1)=(X(j+1)+T)/2$，并有 $(j=1,2,\ldots,2n-1)$；且 $T=\frac{1}{j}\sum_{i=1}^{j}X(1)$。这个过程一直做到满足所有约束条件为止。

初始复形的 $2n$ 个顶点确定以后，计算各顶点处的目标函数值：$f(j)=f(X(j))$，$j=1,2,\ldots,2n$。

（2）确定：$f(R)=f(X(R))=\max_{1\le i\le 2n}f(i)$；$f(G)=f(X(G))=\max_{1\le i\le 2n}f(i)$，$(i\ne R)$。其中 $X(R)$ 称为破坏点。

（3）计算最坏点 $X(R)$ 的对称点

$X_F=(1+\alpha)X_F-\alpha X(R)$

其中：$X_F=\frac{1}{2n-1}\sum_{i=1}^{2n}X(i)$，$(i\ne R)$。$\alpha$ 称为反射系数，一般取 1.3 左右。

（4）确定一个新的顶点替代最坏点 $X(R)$ 构成新的复形。其方法如下：

如果 $f(X_T)>f(G)$，则用 $X_T=(X_F+X_T)/2$ 修改 X_T，直到 $f(X_T)\le f(G)$ 为止。

然后检查 X_T 是否满足所有约束条件。如果对于某个分量不满足常量约束条件，即如如果 $X_T(j)<a_j$ 或 $X_T(j)>b_j$，则令：$X_T(j)=a_j+\delta$ 或 $X_T(j)=b_j-\delta$。其中 δ 为一很小的常数，一般取 $\delta=10^{-6}$。然后重复（4）。

如果 X_T 不满足函数约束条件，则用 $X_T=(X_F+X_T)/2$ 修改 X_T。然后重复（4）。

直到 $f(X_T)\le f(G)$ 且 X_T 满足所有的约束条件为止，此时令 $X(R)=X_T$，$f(R)=f(X_T)$，重复（2）至（4），直到变形中各顶点距离小于预先给定的精度为止。

4.5.2 优化设计过程

基于上述的理论分析，可将土石坝概率优化设计的方法总结如下：

1）根据土石坝保护区可以接受的洪水风险的概率，通过对洪水及风浪资料的计算分析初步确定坝顶高程；

2）由堤坡稳定性初步确定填土的强度特性并验算堤坡的稳定性；同时对设计变量进行优化计算，尤其是边坡坡率。首先计算失稳概率 $P\{Z_i<0\}$；然后计算包括初始修建费用、经济损失和维修费用的总费用现值；进而结合规范规定的校准法，以给定的可靠

度作为控制标准，确定设计变量的最优取值。

3）由管涌特性初步确定土石坝的粘土层厚度、土石坝坡率、坝顶宽度、前滩地宽度、压盖宽度和厚度、填土的渗透特性等，在坝顶宽度的设计时应考虑防汛抢险时的交通需要；同样对这些几何设计变量进行优化分析。

4）根据实际需要设置护坡和坡面排水及防渗与排水设施。

第五章 算例分析

5.1 输入参数

以前述章节某典型斜墙式防洪堤的概率设计为例。表 5.1 给出与费用计算相关的系数取值。表 5.2 给出约束条件变量取值。其他参数的取值参见表 3.1。

表 5.1 费用计算相关的系数取值

符号	名称和单位	单位	类型	均值
C_{F1}	坝身土方单价	元/m^3	常量	16
C_{F2}	边坡防护单价	元/m^3	常量	300
C_{F3}	坡面每年日常养护费用	元/年 km	常量	500
A_P	被保护区域面积	km^2	常量	0.5
α_1	居民居住区比例		常量	0.06
α_2	农田区比例		常量	0.93
α_3	工业区比例		常量	0.01
s_1	单位面积居民区最大损失	元/m^2	常量	500
s_2	单位面积农田区最大损失	元/m^2	常量	50
s_3	单位面积工业区最大损失	元/m^2	常量	1000
N_y	土石坝设计使用年限	年	常量	50
i_R	贴现率		常量	0.08
CC_{R1}	路面层材料单价	元/m^3	常量	240
C_{P2}	前滩地单价	元/m^3	常量	300
C_{P3}	压盖单价	元/m^3	常量	300
L_d	所考察的土石坝长度	km	常量	1.0

表 5.2 约束条件变量

符号	名称和单位	单位	类型	均值
$m_{\min}$	最小坡率		常量	2.5
$m_{\max}$	最大坡率		常量	4.5
$L_{1\max}$	前滩地宽度最大值	m	常量	100
$L_{2\max}$	透水压盖宽度最大值	m	常量	100
h_{fmin}	坝身最小填土高度	m	常量	9
h_{fmax}	坝身最大填土高度	m	常量	13

5.2 土石坝设计变量的优化计算结果与分析

5.2.1 高度

图 5.1 给出土石坝高度 h_{f} 与目标函数 $f_{\mathrm{O}}(h_{\mathrm{f}})$ 之间的关系曲线。可以看出，随着土石坝高度的增加，初始修建费用增加，保护区发生淹没损失的费用在逐渐减少，由于漫顶引发溃堤而致的维修费用也有所降低。在土石坝高度为 11.85m 时，计算得到的目标函数最小，为 1336 万元，相应的土石坝发生漫顶失事的概率为 0.0005。

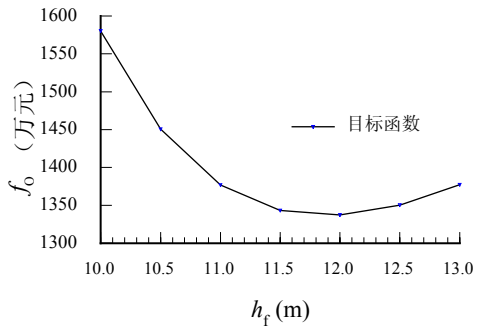

图 5.1 土石坝高度与目标函数的关系

图 5.2 给出土石坝高度 h_f 与失稳概率的关系。由图可见，随着土石坝高度的增加，发生漫顶失稳的概率在降低。图 5.3 给出土石坝高度与可靠度指标的关系。随着土石坝高度的增加，可靠度指标在增加。当高度为 11.85m 时，可靠度指标为 3.295。

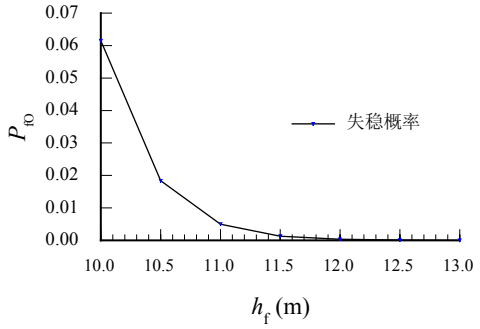

图 5.2 土石坝高度与失稳概率的关系

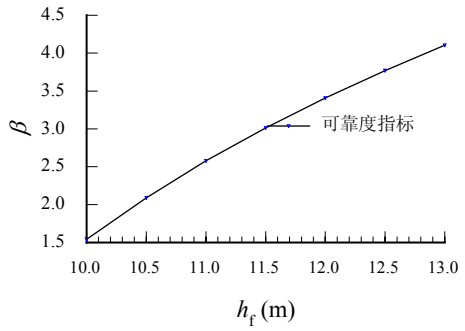

图 5.3 土石坝高度与可靠度指标的关系

图 5.4、图 5.5 和图 5.6 分别给出土石坝高度与初始修建费用、维修费用及保护区经济损失之间的关系曲线。由图可见，随着高度的增加，初始修建费用明显增加，但由于发生漫顶失稳的概率降低，使得计算得到的维修费用和保护区的经济损失降低。

上述的讨论可以看出，土石坝的最优高度与土石坝保护区的范围和经济发展水平密切相关。图 5.7 和图 5.8 分别给出不同保护区面积下计算得到最优土石坝高度和功能函数的取值。可见确定一个堤段的防洪标准是一个复杂的系统工程，需要综合考虑结构稳定及经济发展等多种因素，并通过优化计算得到其平衡点。

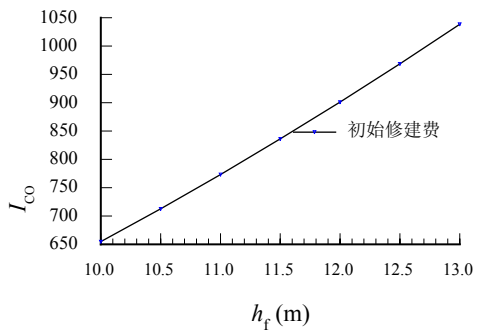

图 5.4 土石坝高度与初始修建费用的关系

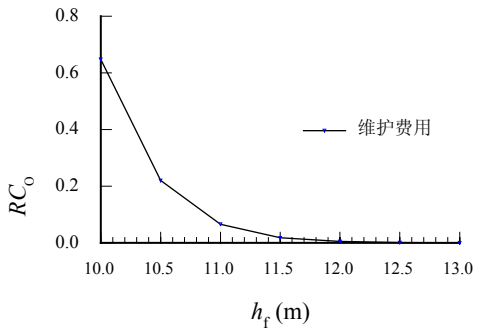

图 5.5 土石坝高度与维护费用的关系

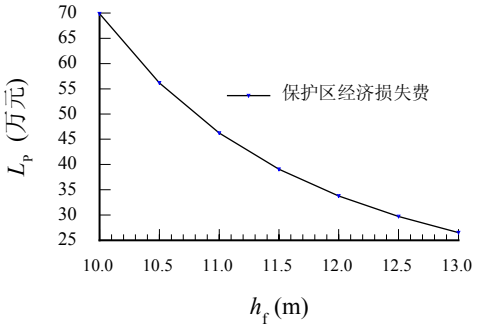

图 5.6 土石坝高度与保护区经济损失的关系

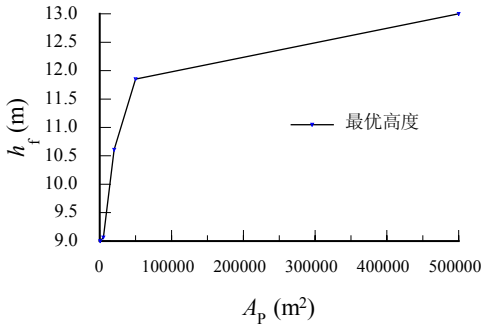

图 5.7 保护区面积与最优土石坝高度的关系

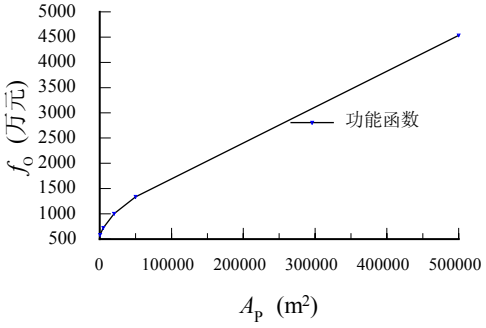

图 5.8 保护区面积与功能函数的关系

5.2.2 坡率

图 5.9 给出土石坝坡率与目标函数之间的关系。由图可以看出，随着土石坝坡率的增加，与堤坡滑动相关的目标函数值增大。

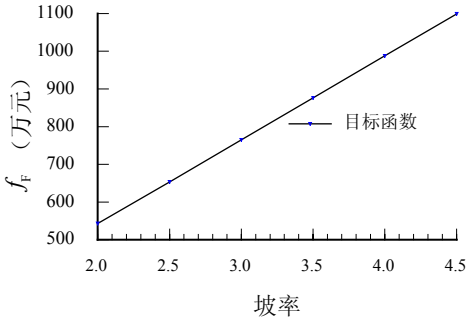

图 5.9 土石坝坡率与目标函数的关系

图 5.10 给出土石坝坡率与失稳概率的关系曲线。可见随着坡率的增大，其安全度逐步增加。

此外，图 5.11 给出土石坝坡率与上游坡边坡滑动安全系数的关系。可见，随着边坡坡率的增加，安全系数逐步增加。当边坡坡率为 3.0 时，相应的安全系数为 1.326。相应的可靠度指标为 2.167，如图 5.12 所示。根据土石坝设计概率取安全系数为 1.1 时，相应的最优可靠度指标为 1.92。

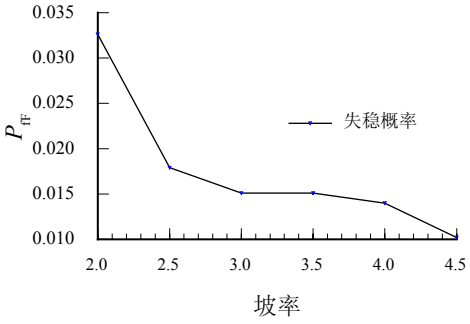

图 5.10 土石坝坡率与失稳概率的关系

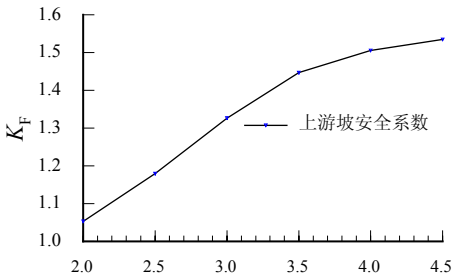

图 5.11 土石坝坡率与安全系数的关系

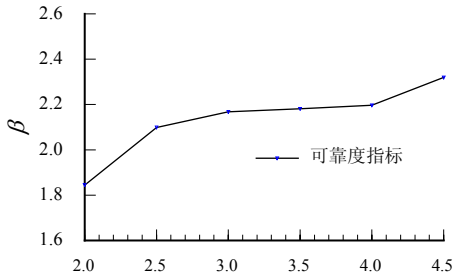

图 5.12 土石坝坡率与可靠度指标的关系

图 5.13 给出土石坝坡率与初始修建费用的关系。初始施工费用随着坡率的增大几乎线性增加。但由于边坡失稳所需维修费用少于由于边坡坡率变化使得其断面积增加而致的养护费用增加量，因此总体的维修费用呈增加趋势，参见图 5.14 所示。

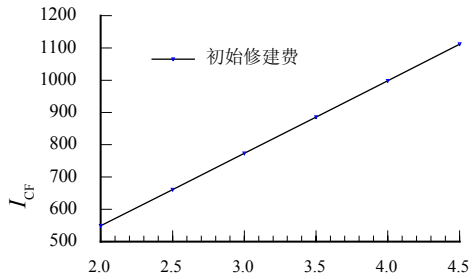

图 5.13 土石坝坡率与初始修建费用的关系

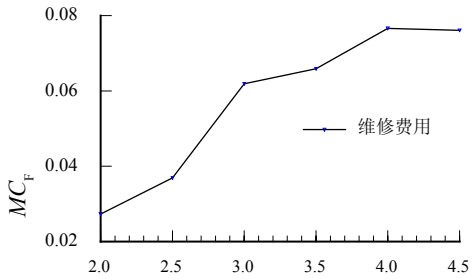

图 5.14 土石坝坡率与维修费用的关系

5.2.3 滩地宽度

图 5.15 给出前滩地宽度 L_1 与目标函数 $f_P(m)$ 之间的关系。由图可见，由于滩地宽度的总费用现值主要由初始施工费用决定，因此，计算得到的目标函数随着滩地宽度呈增加趋势。

图 5.16 和图 5.17 分别给出前滩地宽度与管涌失稳概率和可靠度指标之间的关系。随着坝基前滩地宽度的增加，可靠度指标 β_2 逐渐增加。原因在于地基渗径宽度的加长，使得表层土体的抗渗能力增强。但就本报告算例而言，当前滩地的宽度增加至 20.0m 以上时，β_2 变化不大，这可能与采用的经验公式有关。

图 5.18 给出前滩地宽度与管涌安全系数的关系。可见，当安全系数取值为 2.0 时，相应的可靠度指标为 2.82。

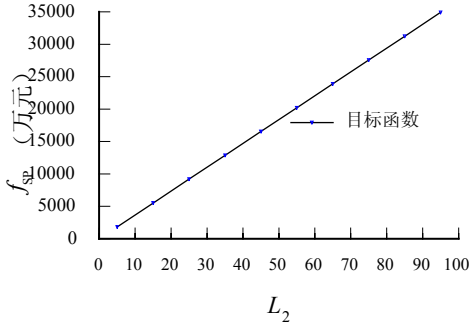

图 5.15 滩地宽度与目标函数的关系

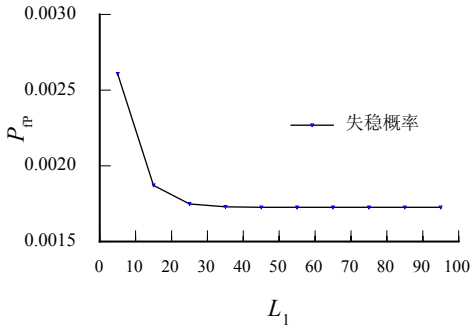

图 5.16 滩地宽度与失稳概率的关系

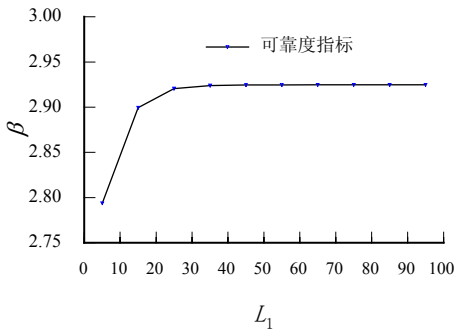

图 5.17 滩地宽度与可靠度指标的关系

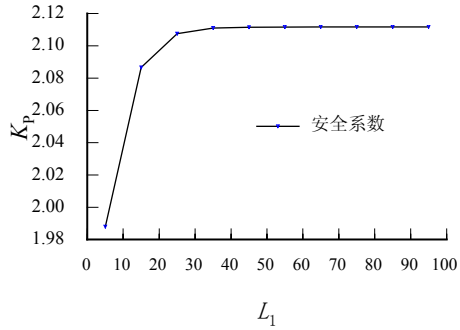

图 5.18 滩地宽度与安全系数的关系

图 5.19 和图 5.20 分别给出滩地宽度与初始施工造价和维护费用的关系。可见，随着滩地宽度的增加，由于管涌失稳而致的维修费用降低。但由于该段土石坝发生管涌失稳的可能性较低，因此计算得到的维护费用相对较小。因此目标函数值主要由前滩地的初始修建费用相关。

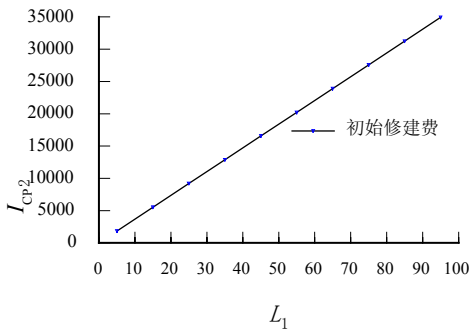

图 5.19 滩地宽度与初始修建费用的关系

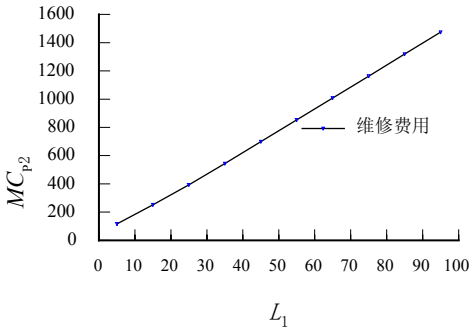

图 5.20 滩地宽度与维修费用的关系

5.2.4 压盖宽度

图 5.21 给出压盖宽度与目标函数的关系。由图可见，随着压盖宽度的增加，总费用现值逐渐增大。原因在于发生管涌的概率较低，使得维修费用较小，其目标函数值主要由初期修建费用决定。

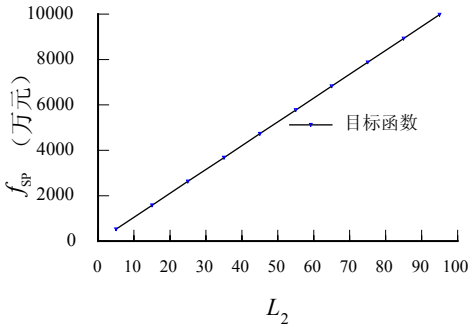

图 5.21 压盖宽度与目标函数的关系

图 5.22 给出压盖宽度与管涌失稳概率的关系。图 5.23 给出压盖宽度与β_2之间的关系。由图可见，随着压盖宽度的增大，β_2增加。坝后压盖宽度的增加，实质上使天然覆盖层的有效渗径延长。压盖宽度应根据具体地形地质条件和土石坝的重要程度选用。当表层土和透水层均较厚的坝基，可考虑垂直防渗等其它渗流控制措施。

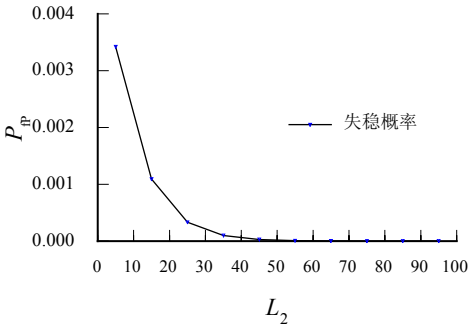

图 5.22 压盖宽度与失稳概率的关系

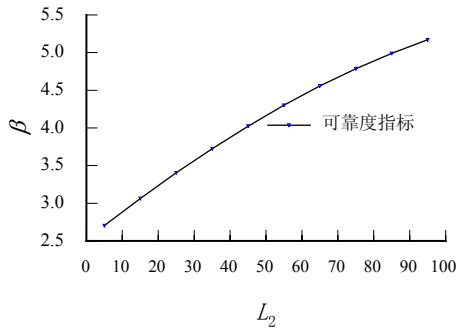

图 5.23 压盖宽度与可靠度指标的关系

图 5.24 给出压盖宽度与安全系数的关系。随着压盖宽度的增加，安全系数呈递增趋势。

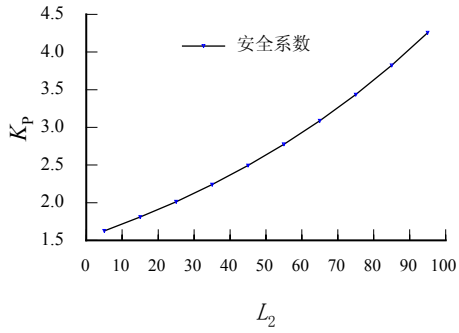

图 5.24 压盖宽度与安全系数的关系

图 5.25 给出压盖宽度与初期修建费之间的关系。由图可见，随着压盖宽度的增加，初始修建费用呈线性增加。由于管涌失稳而致的维修费用降低，如图 5.26 所示。由于该段堤坝发生管涌失稳的可能性较低，因此计算得到的维护费用相对较小。使得目标函数值主要与前滩地的初始修建费用相关。

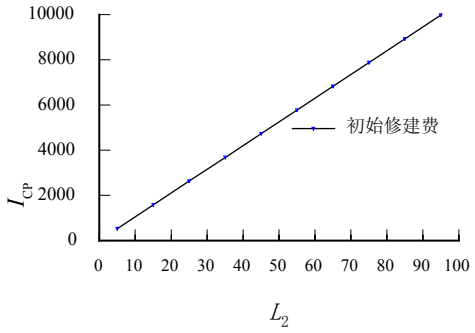

图 5.25 压盖宽度与初始修建费用的关系

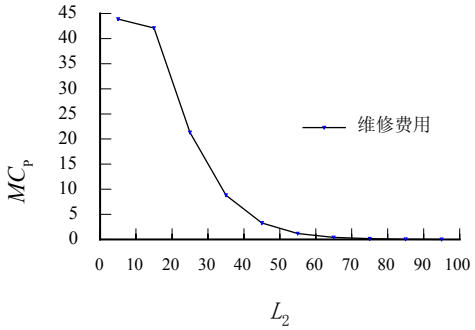

图 5.26 压盖宽度与维修费用的关系

5.2.5 最优目标可靠度的讨论

目标可靠度表示设计所预期达到的可靠度，是保证结构在设计年限内不发生破坏的概率。土石坝结构目标可靠度的确定需综合考虑符合边坡稳定的安全度及满足漫顶及管涌的经济可行性并兼顾土石坝建设费用、保护区经济损失费用最小的原则，其合理值是工程与经济的平衡点。校准法就是通过对现行设计规范或方法安全度的校核，找出隐含于现有结构设计方法相应的可靠程度，经综合分析和调整，据以制定今后设计采用的目标可靠度。这种方法实际上是充分利用工程建设长年积累的实践经验，继承现行设计规范或设计方法规定的结构设计可靠度水准。

如上所述，这里初步利用校准法和经济优化法给出该典型土石坝结构的目标可靠

度。对于边坡稳定，根据现行土石坝设计规范，取允许安全系数为 1.1，相应的目标可靠度指标为 1.92。对于管涌设计，取安全系数为 2.0 时，相应的目标可靠度指标为 2.82。

5.2.6 总体优化计算结果及分析

这里将土石坝高度、边坡坡率及后方压盖宽度为设计变量并同时考虑多种失稳模式，取各种失稳模式下的约束作为多目标优化的总体约束，多种失稳模式下的总体费用现值为目标函数。表 5.3 给出多约束条件下的优化计算结果。

表 5.3 多失稳模式下的总体优化结果

分项目标函数(万元)			可靠度指标			设 计 变 量			说明
漫顶	边坡失稳	管涌	漫顶	边坡失稳	管涌	h_f	m	L_2	
1341.99	603.11	1890.12	1.90	2.09	2.87	10.5	2.5	17.78	多模式优化
1376.66	764.91	525.06	2.57	2.16	2.71	11.85	3.0	5	单模式设计

由表 5.3 可看出，单独考虑失稳模式下的设计变量的计算值与总体的优化结果有差异，单模式下的土石坝最优高度为 11.85。原因在于当保护区经济损失相对整个费用现值较大时，土石坝高度较高时计算得到的漫顶的概率较小，进而其经济损失也小；而在计算多失稳模式的优化土石坝高度时，考虑到单失稳模式下相应最优土石坝高度的漫顶可靠度相对较高，取目标可靠度指标为 1.90，则得到土石坝高度为 10.5m。

综合优化的计算成果表明：最低的失稳概率发生于土石坝最高、坡度最缓的土石坝。可以考虑将边坡坡率或土石坝高度适当减小，而增加后方压盖的宽度。在压盖土料不宜获得的情况下可考虑增加坡率达到延长渗径的目的。具体的优化设计中应该权衡各失稳模式的重要程度，进而采取相应的设计方案。

5.3 结论

以典型土石坝断面为算例，对其漫顶、边坡稳定和管涌的多种失稳模式进行可靠性分析，运用校准法分析现行路堤设计方法的隐含可靠度值，并结合经济分析法，引入费用现值最小的优化模型，研究了土石坝的优化可靠度值。由上述计算及分析可得如下结论：

（1）建立的费用现值优化模型反映了土石坝结构具体特点，较为科学合理，对工程实际中进行土石坝结构经济分析和加固决策有重要意义。初步利用校准法和经济优化法给出典型土石坝结构的目标可靠度。算例计算表明：对于边坡稳定，根据现行土石坝设计规范，取允许安全系数为 1.1，相应的目标可靠度指标为 1.92。对于管涌设计，取安全系数为 2.0 时，相应的目标可靠度指标为 2.82。

（2）考虑漫顶失稳模式下，随着土石坝高度的增加，初始施工费用增加，保护区发生淹没损失的费用在逐渐减少，由于漫顶引发溃堤而致的维修费用也有所降低。在土石坝高度为 11.85m 时，计算得到的目标函数最小，为 1336 万元，相应的土石坝发生漫顶失事的概率为 0.0005。对于边坡滑动和管涌失稳模式，随着变量的增加，总费用现值逐渐增大。原因在于不考虑保护区的经济损失，发生失稳的概率较低，使得维修费用较小，其目标函数值主要由初期修建费用决定。

（3）单独考虑失稳模式下的设计变量的计算值与总体的优化结果有差异，单模式下的土石坝最优高度为 11.85，多失稳模式下可得到土石坝最优高度为 10.5m。进行土石坝设计时应根据结构的重要程度和潜在险情模式采取相应设计。

（4）根据研究成果，提出路堤结构可靠性设计方法的基本框图。

（5）综合考虑多种失稳机制之间的相关性，洪水深度和历时对经济损失和土石坝土体强度影响是值得深入研究的问题。

第六章 防洪土石坝的病险评价及加固决策

6.1 风险评价模型

结构风险有别于水文风险和水流风险，它指防洪土石坝在设计、施工和管理运用过程中由于材料和几何组成等各种危及结构安全的不确定性因素引发的构筑物不能完成预定功能的概率及由此所产生的后果。与其他风险的定义类似，某一防洪土石坝的结构风险可表示为失稳概率及其后果的函数：

$$\overline{R} = f(P_{\mathrm{f}}, C) = \sum_{i=1}^{N} P_{\mathrm{f}i} \cdot (R_{\mathrm{f}i} / P_i) \cdot (L_i + M_i + E_i) \qquad (6\text{-}1)$$

式中：$\overline{R}$ 是风险度；P_{f} 是失稳概率，$P_{\mathrm{f}i}$ 是某种失稳模式的概率，$R_i / P_{\mathrm{f}i}$ 为在相应原因事件发生情况下发生垮坝失事的概率；C 是对应的失稳后果或风险损失，常用相应于失稳概率的损失期望值表示，通常将其分为生命损失 L_i、经济损失 M_i 和环境恶化 E_i 等。N 为垮坝失事的原因事件总数。开展溃坝损失计算更为侧重于细致的资料调查和整理，这里将风险分析的重点放在失稳概率的讨论上。

如前所述，在大多数情况下，土石坝结构破坏分析仅需比较抵抗力 R 和荷载作用 S 这两个值。此时，可靠性函数可表示为 $Z = R - S$。

则

$$\overline{R} = P(R < S) = \iint_{Z<0} f_{R,S}(r,s)\mathrm{d}r\mathrm{d}s \qquad (6\text{-}2)$$

式中：$f_{R,S}(r,s)$ 是荷载 S 和强度 R 的联合概率密度函数。显然，直接采用式（6-2）计算失事概率是极为困难的。考虑到荷载 S 主要由上游水位的不确定性所决定，而强度 R 主要由土石坝土体的物理力学特性所决定，所以可以认为两者是相互独立的随机变量。式（6-2）可写为

$$P\{Z < 0\} = \int_{-\infty}^{\infty} \left(\int_0^s f_R(r)\mathrm{d}r \right) f_S(s)\mathrm{d}s = \int_{-\infty}^{\infty} F_R(s) f_S(s)\mathrm{d}s \qquad (6\text{-}3)$$

式中：$f_R(r)$ 和 $f_S(s)$ 分别为 R 和 S 的概率密度函数。$f_R(r) f_S(s)\mathrm{d}r\mathrm{d}s$ 则是 R 位于 r 和

$r+\mathrm{d}r$ 之间，同时 S 位于 s 和 $s+\mathrm{d}s$ 之间的概率。

由分部积分，公式（6-2）中的双重积分可被简化为单重积分

$$P\{Z<0\}=\int_0^{\infty}\left\{\int_0^{s} f_R(r)\mathrm{d}r\right\}f_S(s)\mathrm{d}s=\int_0^{\infty}F_R(s)f_S(s)\mathrm{d}s \tag{6-4}$$

式中：$F_R(s)$ 是抗力 R 的累积分布函数。

利用概率组合的方法可以间接估算 $\overline{R}$ 。设荷载 S 与上游水位 H 的联合概率密度函数为：

$$f_{H,S}(s,h)=f(s\mid h)f_0(h) \tag{6-6}$$

式中：$f(s\mid h)$——给定某一水位 h 下荷载 s 的条件概率密度函数；

$f_0(h)$——土石坝上游水位概率密度函数。

于是利用全概率公式即可得荷载的概率密度函数为：

$$f(s)=\int_{-\infty}^{\infty}f(s\mid h)f_0(h)\mathrm{d}h \tag{6-7}$$

上式中，从理论上看，H 在 $-\infty$ 到 ∞ 之间变化，实际上，土石坝的上游水位 $H>0$，即应为正值，而且有一定变化幅度。将（6-7）代入式（6-3）加以整理可得：

$$\overline{R}=P(S>R)=\int_r^{\infty}\left[\int_{-\infty}^{\infty}f(s\mid h)f_0(h)\mathrm{d}h\right]\mathrm{d}s=\int_0^{\infty}\left[\int_r^{\infty}f(s\mid h)f_0(h)\mathrm{d}h\right]\mathrm{d}s \tag{6-8}$$

令 $F_s(h)=\int_r^{\infty}f(s\mid h)\mathrm{d}s$，则有

$$\overline{R}=P(S>R)=\int_{h_1}^{h_2}F_s(h)f_0(h)\mathrm{d}h \tag{6-9}$$

式中：h_1——计算土石坝失稳风险时规定的最低水位值；

h_2——计算土石坝失稳风险时规定的最高水位值。

式（6-9）即为土石坝的失稳风险模型。为避免对该式直接积分求解的困难。可采用离散化数值积分的方法求解。把荷载概率密度曲线上 $S\le h_2$ 的部分分成 N 段，则有：

$$\begin{aligned}\overline{R}&=P(S>R)=\int_{h_1}^{h_2}F_s(h)f_0(h)\mathrm{d}h\\&=\sum_{i=1}^{N}\Delta F_0(\overline{h}_i)\overline{F}_s(h_i)\end{aligned} \tag{6-10}$$

式中：$\Delta F_0(\overline{h}_i)$ 是洪水位频率曲线第 i 段区间概率；N 是洪水位频率曲线计算段数。$F_s(h)$ 是相应于某一水位 h 的荷载大于强度的概率；$\overline{F}_S(h_i)$ 是第 i 段区间内荷载大于强度

的概率均值。因为 $F_s(h)=\int_r^{\infty} f(s\,|\,h)\mathrm{d}s$ 中的 $f(s\,|\,h)$ 是一极其复杂的函数。根据可靠性理论，经过分析对比现有的计算失稳概率的方法，选用前述的 Monte Carlo 方法求解。

假定失稳事件是相互独立的，则可将土石坝边坡失稳风险度 R_{SL} 和渗透变形失稳风险度 R_{SP} 分别讨论，然后计算土石坝总体失稳风险度 $\overline{R}$ 。即

$$\overline{R}=R_{\mathrm{SL}}+R_{\mathrm{SP}} \tag{6-11}$$

6.2 多级洪水位下防洪土石坝的安全评价

针对高洪水位下堤段发生险情的类别，从坝顶高程以下每隔 0.5m 为一级，共计算 9 级水位，进而讨论安全指标与水位之间的关系。有关漫顶失稳模式下不同水位下的可靠性指标及失稳概率的情况，已在前述章节中给出。显见，通过加高土石坝高度是减少土石坝漫顶风险的有效措施。

考虑洪水位的随机变化规律，每级洪水位的发生频率如图 6.1 所示。

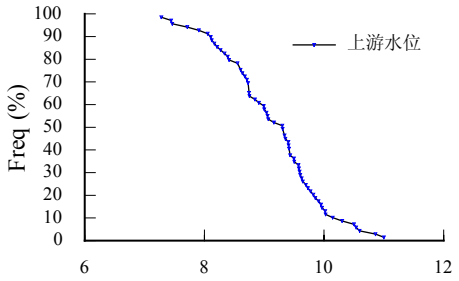

图 6.1 洪水位频率曲线

6.2.1 边坡滑动稳定

图 6.2、图 6.3、图 6.4 和图 6.5 分别给出土石坝在各级水位下上游和下游堤坡稳定分析得到的安全系数、可靠度指标、安全度和失稳风险度。由图可见，随着水位的逐级升高，使得坝身浸润线升高，进而影响滑动面的位置，堤坡的安全系数、可靠度指标和安全度大致呈线性降低，而失稳概率则逐步升高。但因高水位出现的频率较小，因此计算得到的风险度先略有升高然后降低。且由于上游水荷载及下游坡压盖等因素的影响，土石坝上游坡的安全性指标比下游坡的明显要小。

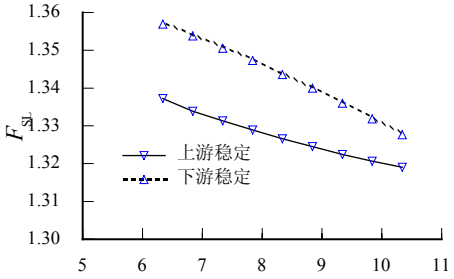

图 6.2 各级水位下的边坡稳定安全系数

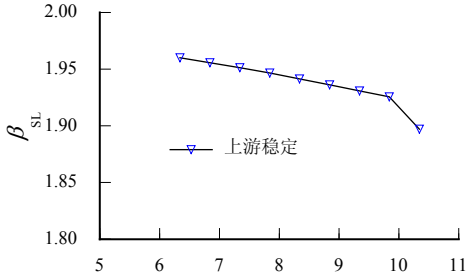

图 6.3 各级水位下的边坡稳定可靠度指标

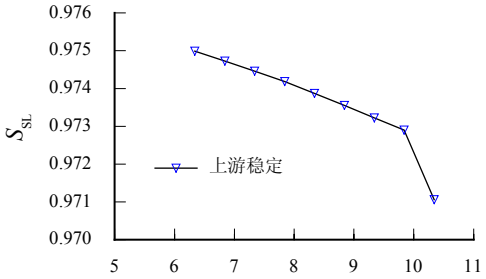

图 6.4 各级水位下的边坡稳定安全度

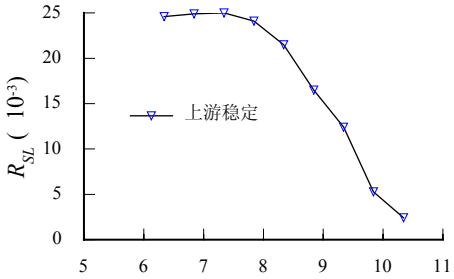

图 6.5 各级水位下的边坡失稳风险度

6.2.2 管涌

图 6.6、图 6.7、图 6.8 和图 6.9 分别给出土石坝在各级水位下坝身渗透稳定的安全系数、可靠度指标、安全度和失稳风险度。可见，随着水位的逐级升高，坝身的渗透坡降增大，相应的安全系数、可靠度指标和安全度减小明显，由于受到水位发生频率的影响，失稳风险度先升后降。

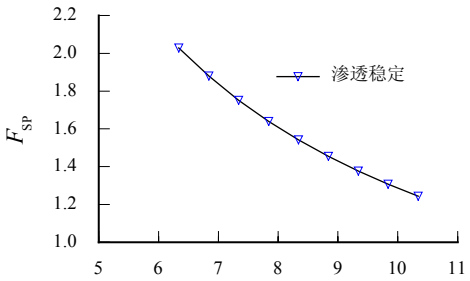

图 6.6 各级水位下的渗透稳定安全系数

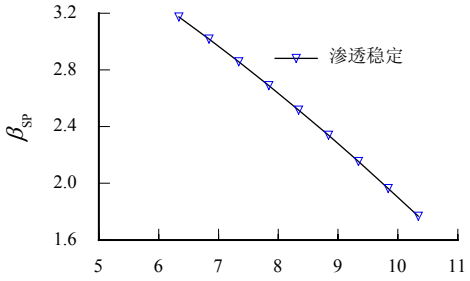

图 6.7 各级水位下的渗透稳定可靠度指标

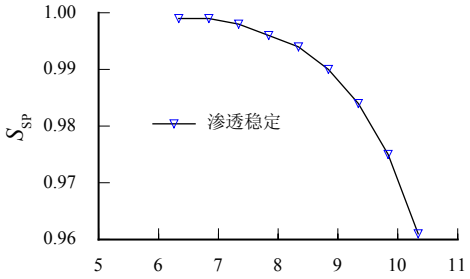

图 6.8 各级水位下的渗透稳定安全度

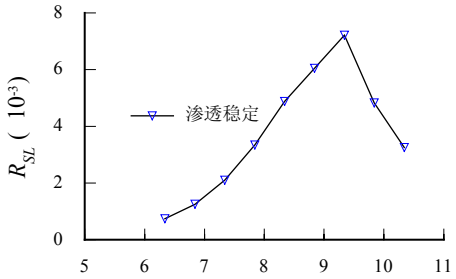

图 6.9 各级水位下的渗透失稳风险度

在设计水位下，上游边坡失稳的安全系数为 1.33、可靠度指标为 1.94，安全度为 0.974，风险度为 2.15×10^{-2}；而在第一级水位下，边坡稳定的安全度为 0.971，水位每降低 0.5m，安全度平均降低 0.051%。在设计水位下，渗透失稳的安全系数为 1.542，可靠度指标为 2.52，安全度为 0.994，风险度为 4.88×10^{-3}；而在第一级水位下，渗透稳定的安全度为 0.961，水位每降低 0.5m，安全度平均降低 0.485%。可以得到洪水位由 6.34m 至 10.34m 时的典型堤防断面的边坡失稳的风险度为 15.7%。管涌失稳的风险度为 3.37%。

由此可见，典型土石坝断面的各项评估指标均能达到设计规范的要求，出现险情的风险度较低。堤坝按一定的标准进行加高培厚或防渗加固后，合理地修订防汛特征水位是可行的。进一步研究应该集中在提高特征水位带来的风险与减少防汛投入之间的关系，从而得到最优的防汛特征水位。

6.3 加固决策及软件系统

6.3.1 安全等级的分类

对某典型堤段在特定洪水位下可得到多种安全评价指标，即多种计算模式（上游边坡稳定、下游边坡稳定、堤段渗透稳定、漫顶稳定）及其相应的安全性指标（安全系数、可靠度指标、风险度）。表 6.6 列出了每种失效模式的不同等级的特别技术准则。这些准则可结合当地的一些评估原则进行适当调整。

表 6.6 安全评估的技术标准

分类	定义	边坡滑动			管涌			漫顶	
		SF	RI	PI	SF	RI	PI	RI	PI
A	安全	>1.5	>3.8	<1.0E-5	>3.0	>3.8	<1.0E-5	>3.8	<1.0E-5
B	基本安全	1.3~1.5	3.0~3.8	1.0E-5 ~1.0E-3	2.0~3.0	3.0~3.8	1.0E-5 ~1.0E-3	3.0~3.8	1.0E-5 ~1.0E-3
C	不安全	<1.3	<3.0	>1.0E-3	<2.0	<3.0	>1.0E-3	<3.0	>1.0E-3

备注：SF---安全系数；RI---可靠度指标；PI---致灾概率

参照水库大坝安全评价导则[47]，综合考虑各专项安全指标进行土石坝安全评价，安全等级划分采用如下标准和规则。安全性指标均达到 A 级的，安全等级为 A 级；安全性指标达到 A 级和 B 级的，安全等级为 B 级；安全性指标中有一项（含一项）以上是 C 级的，安全等级为 C 级。各项安全性指标中有一至二项是 B 级，其余的均达到 A 级，且土石坝的工程质量及运行管理优良的，可考虑将其定义为 A 级土石坝。用户可根据工程实际确定等级划分标准。

6.3.2 加固预案的设定

水灾一旦发生，无疑使建筑物——人类活动的场所遭受损坏或破坏。受灾害破坏后长期以来仅凭经验主管地判断修复加固的方法。加固或修复以后常常有三种效果：一是措施得当，满足要求；二是措施过头，造成浪费，并有可能影响建筑物的使用功能或使用时间；三是措施不足，致使受损构件承载能力仍然不足，留下安全隐患。如何科学地诊断灾后结构的受损程度，确定其残余承载力和合理地加以修复加固，目前已成为有关工程技术人员所关心的问题。

当土石坝安全等级为 B 级和 C 级时，系统会自动根据计算结果从预案库中找出相应

的加固预案。目前，系统中的预案主要有：

预案一：加强江水位、坝身沉降及河床冲淤变化的观测，土石坝上游坡及护岸进行加固。预案二：修建堤脚平台，加强盖重防护。预案三：加强管涌观察或减压井观测，对坝基进行防渗加固。

6.3.3 安全评估软件的开发及功能介绍

根据设计要求和计算理论，依据堤坝安全评价的工作流程，Visual Basic 作为开发语言，利用 Win32API 调用辅助编程，开发图形化界面的多指标体系的堤坝结构风险评价系统。其功能模块主要有数据库设计与实现、计算模型的选择和方法实现、计算工况与边界条件的处理等。依据现行堤坝设计和安全管理规范，前述概率途径方法并不意味着否定常规的方法，它是确定性方法的发展和补充。因此，系统开发中综合采用了常规定值安全评估模型和基于可靠性理论的风险评估模型。应用实践表明，这是建立土石坝工程多指标病险评价体系的一种新途径。

对于某一典型堤段而言，系统以图形方式显示以下内容：1）在不同水位下由边坡稳定分析得到的最危险滑裂面位置。2）网格剖分后节点和单元编号情况，并以不同颜色标识坝体不同材料分区。3）由渗流计算得到的某洪水位下的浸润线和等势线情况，当给定该堤段的水位降落曲线后，还可进行非稳定渗流计算。4）可靠性分析的参数输入和结果显示，如图 6.7 所示。5）不同级水位下的安全评价指标（安全系数、可靠度指标和风险度）变化曲线，如图 6.8 所示。

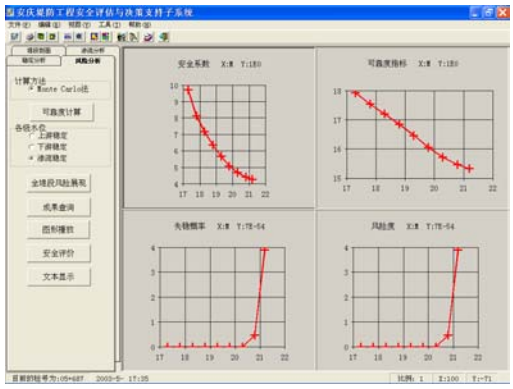

图 6.7 堤段可靠性分析的参数输入和结果显示　图 6.8 堤段各级水位下的安全评价指标变化曲线

对于堤段的安全评价与展现形式，除某一典型堤段的横向展示外，可在 GIS 电子地图上进行全堤段的平面展示。图 6.9 给出江堤多个典型断面的全堤段安全评价情况，可选择按照安全等级或计算数值进行展示与查询。图 6.10 给出全堤段安全评价各项指标的统计饼图。根据安全评价的成果，按照一定的标准和规则将堤坝工程的区段划分为不同的安全等级[47]，从已有的预案库中提出相应的加固整治措施或防范对策。

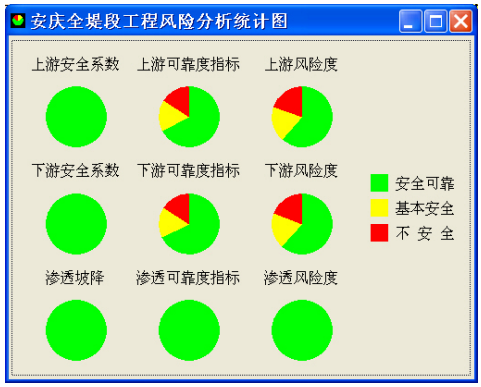

图 6.9 全堤段安全评价情况　　**图 6.10 全堤段安全评价成果统计饼图**

此外，数据报表模块完成原始数据查询报表输出和计算结果数据查询报表输出，各种报表已制成标准格式，如图 6.11 所示，可方便地调用系统的内部函数进行某堤段评估成果的统计分析（如最大值、最小值、平均值、标准差及变异系数等）。系统可通过修改堤坝土工参数和边界条件等输入数据进行不同加固方案的比较分析。

工程风险评估简明报表

水位级数：5

上游稳定	安全系数			可靠度指标			风险度		
等级类型	A 级	B 级	C 级	A 级	B 级	C 级	A 级	B 级	C 级
堤段长度 /M	41205	0	0	27665	6970	6570	25137	8026	8042
百分比 /%	100	0	0	67.14	16.92	15.94	61	19.48	19.52

下游稳定	安全系数			可靠度指标			风险度		
等级类型	A 级	B 级	C 级	A 级	B 级	C 级	A 级	B 级	C 级
堤段长度 /M	41205	0	0	27665	6970	6570	25137	8026	8042
百分比 /%	100	0	0	67.14	16.92	15.94	61	19.48	19.52

渗流稳定	安全系数			可靠度指标			风险度		
等级类型	A 级	B 级	C 级	A 级	B 级	C 级	A 级	B 级	C 级
堤段长度 /M	41205	0	0	41205	0	0	41205	0	0
百分比 /%	100	0	0	100	0	0	100	0	0

图 6.11 结构风险评估简明报表

第七章 结论与建议

7.1 结论

结构风险评估是近年来发展起来的新兴研究领域和国际前沿课题，课题组紧跟这一较新的研究领域，在对国内外堤坝工程结构风险评估的研究现状和发展趋势作简要陈述和分析的基础上，针对土石坝结构发生失稳模式：漫顶、上游边坡滑动、下游边坡滑动、管涌，结合现有土石坝设计规范，分别建立了各模式的极限状态方程，提出斜墙式土石坝结构失稳的风险模型及概率优化加固设计模型。该成果是可靠性理论在土石坝工程方面实用化的一次有益尝试，具有广阔的应用前景。系统地给出土石坝结构风险分析计算原理及结合可靠性理论的加固优化设计方法，这有助于将传统经验型的堤防安全评价和管理方法转变为预测型的风险管理体系。主要研究结论如下：

（1）运用基于中心极限定理的 Monte Carlo 随机模拟方法计算结构的结构失稳极限状态方程。实践表明该方法概念鲜明，计算结果可靠，具有直观且易于编程实现的优点。

（2）几何设计参数和土体渗透系数对斜墙式土石坝可靠度的敏感性分析表明：随着坝高的增加，土石坝漫顶的可靠性指标逐渐增大；土石坝坡率、坝顶宽度、坝基粘土层厚度、前滩地宽度、坝后压盖厚度和宽度等变量的增大，坝基渗透稳定的可靠性指标增大；坝基粘土层和砂土层渗透系数的增加，坝基渗透稳定可靠性指标减小；土石坝上下游坡率的增加，堤坡稳定可靠性指标增加。实际土石坝工程的概率设计时应充分考虑这些因素的影响。

（3）初步利用校准法和经济优化法给出典型土石坝结构的目标可靠度。初步讨论了基于概率的堤坝优化设计过程。

（4）在漫顶失稳模式下，随着土石坝高度的增加，初始施工费用增加，保护区发生淹没损失的费用在逐渐减少，由于漫顶引发溃堤而致的维修费用也有所降低。在土石坝高度为 11.85m 时，计算得到的目标函数最小。对于边坡滑动和管涌失稳模式，随着变量的增加，总费用现值逐渐增大。原因在于不考虑保护区的经济损失，发生失稳的概

率较低，使得维修费用较小，其目标函数值主要由初期修建费用决定。

（5）单独考虑失稳模式下的设计变量的计算值与总体的优化结果有差异，单模式下的土石坝最优高度为 11.85，多失稳模式下可得到土石坝最优高度为 10.5m。进行土石坝设计时应根据结构的重要程度和潜在险情模式采取相应设计。

（6）风险评价的结果表明：典型断面的各项安全评价指标均能达到设计规范的要求，出现险情的风险度较低。对于上游边坡滑动稳定而言，水位每降低 0.5m，安全度平均降低 0.051%。渗透渗透稳定的安全度平均降低 0.485%。高洪水位下边坡失稳的风险度为 15.7%，管涌失稳的风险度为 3.37%。土石坝按一定的标准进行加高培厚或防渗加固后，合理地修订防汛特征水位是可行的。基于可靠性理论和常规安全系数法提交防洪土石坝的多种评估指标是进行结构安全评价的合理途径。

7.2 建议

人们往往认为风险越小越好，事实上减少风险是要付出代价的。无论减少危险发生的概率还是采取防范措施使发生造成的损失降到最小，都要投入资金和技术。通常的做法是将风险限定在一个合理的、可接受的水平上，根据影响风险的因素，经过优化，寻求最佳的投资方案，即土石坝的安全要求与溃坝的后果成比例。报告提出的方法是对土石坝工程的风险评价与加固决策方面的一次有益尝试。

应指出，允许风险水平的确定是该项技术难以推广的主要原因所在。其一是其计算得到的风险度量值相当小，通常是-4 到-6 量级，输入参数略有变化，会导致计算结果的较大波动；其二是评估标准与所在地区的政治、经济和文化的发展紧密关联，制定统一的标准尚有困难。本报告尽管给出了一些评估指标，如安全系数、失效概率或风险率等，但对于风险可接受准则值得深入讨论。此外，由于已有传统分析方法已应用多年，全新的风险评估技术在土石坝失稳概率的计算和溃决引起的生命损失估计尚未被完全接受，综合采用常规方法和可靠性理论对堤坝进行全面评估是可行的。本报告的研究是在土石坝结构风险领域一次有益的尝试，在土石坝土工参数的自相关性、土工随机场理论、考虑不同失稳形式相关性分析、对高洪水位或降雨入渗等条件下土石坝边坡的失稳、主要附属建筑物的安全评价模型等研究内容需要深入研究与探讨。

随着计算机技术的发展和数据处理手段的提高，基于 GIS 地理图形图像处理、地理空间分析、综合的统计计算、建模分析等功能，防洪土石坝结构风险评估模型在数据处

理与展示技术方面会得到较好发展。进一步结合一些已有土石坝的设计、运行和勘察资料，进行多座或区域土石坝工程的可靠性分析和风险评价工作，在校核和比选计算模型和求解理论的基础上，逐步完成区域土石坝工程的安全复核，找到防洪堤坝的薄弱点或制约瓶颈，是全面提高堤坝设计、管理、投资决策水平的合理途径。

主要参考文献

1. 包承刚，高大钊，张庆华. 地基工程可靠度分析方法研究[M]. 武汉: 武汉测绘科技大学出版社，1997.
2. 国家自然科学基金委员会. 自然科学学科发展战略调研报告 (水利学科)[R]. 北京: 科学出版社，1994.
3. Robin Fell, David S. Bowles, Loren R. Anderson etc. The status of methods for estimation of the probability of failure of dam for use in quantitative risk assessment[C]. In proceedings of the 20th ICOLD Congress on Lardge Dams, 2000, Beijing, Question 76-R 15 Vol.1, 213-235.
4. ICOLD Bulletin. Risk assessment in dam safety management[R]. http://icold-cigb.net/saf.pdf. 2000.
5. CUR Report 141. Probabilistic design of flood defences[R]. Vergeer, G.J.H., (editor), 1990. ISBN 90 376 00093.
6. Harrie K.T. Kuijper. Pilarczyk K W. Dikes and revetments-design maintenance and safety assessment[M]. Delft: Hydraulic Engineering Division, 1998.
7. KAJJPER H, VRIJLING J. Probabilistic approach and risk analysis[A]. Krystian W. Pilarczyk, Dikes and Revet-ments-Design Maintenance and Safety Assessment[C]. Netherlands: A. A. Balkema, Rotterdam 1998.
8. Center for civil engineering research and codes technical advisory committee on water defences[R]. Probability design of flood defences. ISBN 90 376 0009 3 CUR Pothus 420 2800 A K Gouda, the Netherlands, June 1990.
9. Vrijling, J.K. Probabilistic design of water defence systems in the Netherlands, Reliability Engineering and System safety, 2001, 74, 337-344.
10. Sjaakde Wit. 荷兰筑堤技术的发展[R]. 见: 99 中荷水管理研讨会论文集, 北京, 1999, 408-414.
11. Vrijling, J. K., Hengel, W. van, and Houben, R.J. Acceptable risk as a basis for design. Reliability engineering and system safety. 1998, 141-150.
12. [美]L.德克斯坦, [德] E.J.勃兰特. 水资源工程可靠性与风险[M]. 吴媚玲, 王俊德译. 北京: 水利电力出版社, 1993.
13. DUCKSTEIN L, PLATE E J. Engineering reliability and risk in water resources[M]. London: Martines Nijhoff Publishers, 1987.
14. 匡少涛, 李雷. 澳大利亚大坝风险评价的法规与实践[J]. 水利发展研究, 2002, 2(10): 55-59.
15. Salmon G M, Hartford D N D. Risk analysis for dam safety[J]. International Water Power & Dam Construction. 1995, 47(3): 42-47.
16. Salmon, G.M., Cattanach, J.D., and Hartford, D.N.D.. Measuring and managing the safety at wahleach dam, Proceedings of the Canadian dam safety conference, Canadian dam safety association, 1996, 150-164.
17. Foster M.A. and Fell R. Use of event trees to estimate the probability of failure of embankment dams of piping. ICOLD Congress, Beijing, 2000, Vol 1, 237-260.
18. Hartford, D.N.D. Risk analysis in Geotechnical earthquake engineering, state of the art and practice for embankment dams, Proceedings of the 4th International conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering, 2001, San Diego, University of Missouri-Rolla.
19. Lee, M.K., Lum, K.Y., and Hartford, D.N.D. Calculation of the seismic risk of an earth dam susceptible to liquefaction, Geotechnical special publication, 1998, No. 75, ASCE, Geo Institute, Dakoulas, Yegian and Holts (Eds.), Vol.2, 1451-1460.
20. Ale, B.J.M. Risk assessment practices in the Netherlands. Journal of safety science. Elsevier, 2002, 40: 105-126.
21. Bowles, D.S., Parsons, A.M., Anderson, L.R., and Glover, T.F. Portfolio risk assessment of SA water's Large dams, ANCOLD Bulletin, 1999, No. 112.
22. Krenzer H. The use of risk analysis to support dam safety decision and management[A]. ICOLD. The proceedings of 21th International Congress on Large Dams[C]. Beijing: the International Commission on Large Dams, 2000. 799-801.
23. Nederend, J.M., Probabilistic design of the storm surge barrier in the new waterway, Holland, Proceedings of the 13th

ESREDA seminar, industrial application of structural reliability theory, Paris, France, 1997.
24. Vrijling, J.K, P.H.A.J.M. Van Gelder. Probabilistic design of flood defences [IHE–Lecture Notes], Delft, 2003.
25. TAW (Technical advisory committee for water retaining structures, flooding risks, a study on probabilities and consequences, the Netherlands, 2000.
26. Lassing B.L., Vrouwenvelder A.C.W.M., Waarts P.H. Reliability analysis of flood defence systems in the Netherlands, European Safety and Reliability Conference ESREL 2003, Masstricht, The Netherlands. --- Bedford and Van Gelder (eds), Swets & Zeitlinger, Lisse, ISBN 90 5809 5517. 1005-1013.
27. 高大钊编著. 土力学可靠性原理[M]. 中国建筑工业出版社, 1989.
28. 李清富, 江见鲸. 城市防洪工程风险决策方法[J]. 灾害学, 1995, 10(1): 14-17.
29. 李清富, 江见鲸. 城市防洪系统可靠性基本问题的探讨[J]. 灾害学, 1994, 9(4): 14-18.
30. 梁在潮, 李泰来. 江河堤防防洪能力的风险分析[J]. 长江科学院院报, 2001, 18(2): 7-10.
31. 李国芳, 黄振平, 章志强, 叶松. 长江防洪堤南京段设计洪水位风险分析[J]. 河海大学学报, 1999, 27(2): 23-27
32. 朱元生 长江南京段设计洪水位的风险分析[J]. 水文, 1989, (5): 8-15.
33. 傅湘, 纪昌明. 水库汛期调度的最大洪灾风险率研究[J]. 水电能源科学. 1998, 16(2): 12-15.
34. 李兵. 海堤漫坝风险分析研究[D]. 广西大学硕士学位论文. 2002.
35. 蒋昕晖, 金双彦. 江河防洪堤的概率设计[J]. 华北水利水电学院院报, 2000, 21(2): 11-13, 17.
36. 肖义, 郭生练, 周芬, 熊立华, 王才君. 基于风险分析的大坝设计洪水标准研究[J]. 水力发电, 2003, 29(11): 6-9.
37. 姚耀武, 陈东伟. 土坡可靠度分析[J]. 岩土工程学报, 1994, 16(2): 80-87.
38. 范可旭, 朱勇华. 长江中游典型防洪干堤滑动失稳风险分析[J]. 水利水电快报, 2002, 23(11): 15-17.
39. 王平, 刘东升. 简单土坡稳定可靠度计算方法的研究[J]. 岩土力学, 2001, 22(4): 494-498.
40. 李强, 管昌生. 库岸滑坡稳定可靠性分析中若干规律的探讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(7): 999-1002.
41. 刘玉恒, 麻荣永, 吴彰敦. 土坝滑坡风险计算方法研究[J]. 红水河, 2001, 20(1): 29-32.
42. 章志强, 王卓甫, 杨高升. 长江堤防工程的失稳风险分析[J]. 河海大学学报, 1999, 27(2): 18-21.
43. 王卓甫, 章志强, 杨高升. 防洪堤结构风险计算模型探讨[J]. 水利学报, 1998, (7): 64-67.
44. 吴兴征, 丁留谦, 张金接. 防洪堤的可靠性设计方法探讨[J]. 水利学报. 2003, (4): 87-93.
45. 吴兴征, 丁留谦, 张金接. 蒙特卡罗法在堤防工程中的应用研究[A]. 2002 年防洪抗旱减灾论文选集[C]. 黄河水利出版社, 2002. 215-225.
46. 中华人民共和国水利部国际合作与科技司编. 堤防工程技术标准汇编[M]. 中国水利水电出版社, 2000.
47. 中华人民共和国行业标准 SL258-2000. 水库大坝安全评价导则[M]. 中华人民共和国水利部, 2001.
48. 吴兴征, 丁留谦, 张金接. 堤防安全评估系统的设计与实现[J]. 人民长江, 2003, (6), 55-56.
49. 吴兴征, 丁留谦, 孙东亚. 基于可靠性理论的堤防安全评估系统的开发[J]. 水利水电技术, 2003, V34, (11): 88-90.
50. 吴兴征, 赵进勇. 堤防的结构风险分析理论及其应用[J]. 水利学报, 2003, (8): 79-85.
51. 朱勇华, 郭海晋, 徐高洪. 防洪堤防洪综合风险研究[J]. 中国农村水利水电, 2003, (7): 11-14.
52. 李青云. 长江堤防工程安全评价的理论和方法研究[D]. 清华大学博士学位论文, 2002.
53. 姜树海, 范子武. 大坝的允许风险及其运用研究[J]. 水利水运工程学报, 2003, (3): 7-12.
54. 李雷, 盛金保. 土石坝安全度综合评价方法初探[J]. 大坝观测与土工测试 1999, 23(4): 22-28.
55. 阎维明, 孙峰, 刘季. 城市防洪堤坝适时维护的经济决策方法[J]. 灾害学, 1994, 9(2): 22-26.
56. 张俊芝, 高延红, 王立. 基于可靠度的堤防工程加高加固决策模型[J]. 工程力学, 1999, (增): 661-665.
57. 杨庆, 焦建奎, 栾茂田, 师大寨. 边坡可靠性与经济风险性分析及其应用[J]. 工程地质学报, 2000, 8(1): 86-90.
58. 赵国藩. 工程结构可靠性理论及其应用[M]. 大连理工大学出版社, 1996.
59. 辛军霞. 可靠性分析理论在岩土工程中的应用研究[D]. 大连理工大学学位论文, 2002.

60. 黄克中, 毛善培. 随机方法与模糊数学应用[M]. 上海: 同济大学出版社, 1987.
61. 中国水利水电科学研究院 安庆城市防洪暨堤防管理系统技术开发总报告(WH-2003-2-002) 中国水利水电科学研究院防洪减灾研究所 2003.4
62. 毛昶熙. 渗流计算原理与应用. 中国水利电力出版社. 1990.
63. 王选仓, 王燕平. 王秉纲公路路堤结构可靠性设计方法研究[J]. 中国公路学报, 1997, 10(3): 6-12.
64. 倪万科. 黄土高土坡可靠性分析及优化设计研究[D]. 西安工程学院工学博士论文, 1999.
65. 刘大中 编著. 防波堤的优化设计与可靠度[M]. 人民交通出版社, 1990.
66. 席少霖. 非线性最优化方法[M]. 北京: 高等教育出版社, 1992.
67. Wu Xingzheng, Zhang Jinjie, Ding Liuqian. Structure Risk Analysis with Slope Stability and Seepage of Dike at High Flood Level International Association for XXX IAHR Congress. THESSALONIKI, GREECE, 2003.
68. Wu Xingzheng, Ding Liuqian, Sun Dongya. Research on Probabilistic Design Method of Flood Defences International Association for XXX IAHR Congress. THESSALONIKI, GREECE, 2003.