

混凝土 | 面板堆石坝

Structure Analysis and Optimization Design

结构分析与优化设计

of Concrete-faced Rock-fill Dam

蔡新 著



中国水利水电出版社
www.waterpub.com.cn

作者简介



蔡新 博士。南京水利科学研究院教授级高级工程师。河海大学教授，江苏省地质学会理事，江苏省注册咨询专家，江苏省“333新世纪科学技术带头人培养工程”培养对象。

从事高等教育和科学研究20年。撰写教学研究论文10余篇。主讲过《工程力学》、《材料力学》、《结构力学》、《结构优化设计》、《现代设计方法》等本科生、硕士生、博士生课程。多次获全国、江苏省、河海大学讲课竞赛奖。获河海大学优秀青年骨干教师称号。先后负责和为主参加国家攻关、基金、横向科研及设计、施工、监理项目50多项。主要从事复杂土木、水利工程结构（包括水库大坝、水闸、船闸、码头、边坡、洞室、桥梁、房屋、堤防等）的现代设计理论与方法应用研究。

编写科研报告近40篇，公开发表论文50余篇。参与编撰著作和教材10本。获交通部科技进步一等奖1项，电力工业部科技进步二等奖1项，河海大学科技进步一等奖1项，河海大学优秀教材一等奖1项，国家教委、江苏省、南京市论文奖、教学奖多次。已独立指导硕士生8名，协助指导硕士生、博士生10名。

历任河海大学结构优化设计与CAD研究室主任，工程力学研究所副所长，工程力学学科主任，土木工程学院副院长，国家工科力学教学基地领导小组副组长，全国中文核心期刊《地震工程与工程振动》副主编，南京水利科学研究院江苏南水士建工程公司总经理，材料结构研究所副所长等职。

ISBN 7-5084-3415-3



9 787508 434155 >

ISBN 7-5084-3415-3

定价：13.80 元

南京水利科学研究院出版基金资助

混凝土面板堆石坝 结构分析与优化设计

蔡新 著



中国水利水电出版社
www.waterpub.com.cn

内 容 提 要

本书在介绍国内外混凝土面板堆石坝的发展以及设计研究现状的基础上,重点阐述了混凝土面板堆石坝确定性结构分析和优化设计的理论和方法、位移反分析及信息化施工预报的方法、不确定性稳定分析和不确定性优化设计的理论和方法,并进行了工程实例的分析和研究。

本书可供从事水利水电工程设计、施工和运行管理的工程技术人员参考,也可作为高等学校水利、土木、工程力学等专业本科生、研究生的教学参考书。

图书在版编目 (CIP) 数据

混凝土面板堆石坝结构分析与优化设计 / 蔡新著.

北京:中国水利水电出版社,2005

ISBN 7-5084-3415-3

I. 混... II. 蔡... III. ①混凝土面板堆石坝—结构分析②混凝土面板堆石坝 设计—最佳化
IV. TV641.4

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2005) 第 135891 号

书 名	混凝土面板堆石坝结构分析与优化设计
作 者	蔡新 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 4.375 印张 118 千字
版 次	2005 年 12 月第 1 版 2005 年 12 月第 1 次印刷
印 数	0001—3000 册
定 价	13.80 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

前 言

混凝土面板堆石坝是土工结构中的重要坝型之一。作为当地材料坝，因其具有的众多优点而受到广泛关注，特别在近 30 年来发展较快、应用较广，并逐渐成为有较强竞争力和发展前景的坝型。全世界已建成的该类坝型大多运行状态良好。我国自“七五”以来，以西北口混凝土面板堆石坝为例，进行了混凝土面板堆石坝的研究和实践，取得了一定的工程经验，但也有该坝型溃坝及严重破坏、不能正常运行的沉痛教训。总体上，混凝土面板堆石坝的设计尚处于理论研究的初级阶段和实践的探索阶段。为提高设计质量、设计水平和设计效率，更好地挖掘潜力，节省材料，并实现设计自动化，首先必须了解大坝在各种情况下的工作性态，其次对如何求得安全可靠、经济合理的设计方案进行研究。

本书在系统阐述混凝土面板堆石坝的发展过程和设计研究现状的基础上，针对其本身的结构特点、受力特点及工程安全、经济、适用的要求，着重研究了以下几个方面的问题：

(1) 混凝土面板堆石坝的确定性分析与优化。系统介绍了混凝土面板堆石坝稳定分析和有限元静动力分析方法，建立了合适的优化设计数学模型，引入区间数学方法进行优化设计研究，并和数学规划方法研究成果进行了对比分析，取得了很好的效果。

(2) 混凝土面板堆石坝的反分析与信息化施工。首先对混凝土面板堆石坝材料参数进行敏感性分析，在此基础上根据实测的位移资料，建立混凝土面板堆石坝反演分析模型，并进行大坝施工期和运行期工作性态的信息化预报，从而指导施工填筑和蓄水运行，确保工程安全。

(3) 混凝土面板堆石坝的不确定性稳定分析。探讨了混凝土面板堆石坝结构设计中存在的不确定性因素，阐述了广义可靠性的概念和结构模糊随机可靠性分析的理论与方法，将模糊随机可靠性分析理论应用于混凝土面板堆石坝的稳定分析中，建立了混凝土面板堆石坝坝坡稳定的模糊随机可靠性分析的数学模型。根据模型的特点，引入遗传优化新算法寻找最小可靠指标。

(4) 混凝土面板堆石坝的不确定性优化设计。根据混凝土面板堆石坝结构设计问题中目标函数和约束条件所具有的不确定性性质，阐述了结构模糊随机优化设计的理论和方法。将模糊随机优化设计理论引入到混凝土面板堆石坝结构设计中，建立了混凝土面板堆石坝模糊随机优化设计的数学模型，并采用满足度法求解，得出了安全可靠和经济合理的设计方案。

(5) 对梅溪覆盖层地基上混凝土面板堆石坝和成屏一级混凝土面板堆石坝工程实例进行了分析和优化设计研究，得到了具有重要参考价值的合理可信的研究成果。

本书是在笔者的博士导师吴中如院士和王德信教授的悉心指导下完成的，是笔者 10 多年来研究混凝土面板堆石坝项目的部分科研成果的总结。参加本书研究工作的还有郭兴文、杨建贵、方忠强等，胡群革、张媛也给予了大力支持和协助，在此对他们的工作表示衷心的感谢。同时，还要感谢南京水利科学研究院沈珠江院士、河海大学顾淦臣教授、殷宗泽教授在笔者学习、研究过程中给予的指导和帮助。

本书在定稿出版过程中得到国家级名师、清华大学博士生导师范钦珊教授以及河海大学博士生导师顾冲时教授的关心和帮助，特此致谢。

限于作者水平及研究的深度，书中难免存在不妥和谬误之处，恳请读者批评指正。

蔡 新

2005 年 6 月于南京

目 录

前言

第一章 绪论	1
第一节 国内外混凝土面板堆石坝的发展	1
第二节 混凝土面板堆石坝的设计研究现状	4
第三节 技术路线与主要内容	9
第二章 混凝土面板堆石坝确定性分析与优化设计	13
第一节 混凝土面板堆石坝的稳定分析	13
第二节 混凝土面板堆石坝的有限元分析	17
第三节 混凝土面板堆石坝的优化设计	38
第四节 梅溪混凝土面板堆石坝区间优化设计	49
第五节 小结	54
第三章 混凝土面板堆石坝反分析及信息化预报	55
第一节 混凝土面板堆石坝材料参数的敏感性分析	55
第二节 混凝土面板堆石坝的位移反分析与信息化施工	57
第三节 成屏混凝土面板堆石坝的反分析及信息化预报	63
第四节 小结	71
第四章 混凝土面板堆石坝不确定性稳定分析	72
第一节 混凝土面板堆石坝设计中的不确定性因素	72
第二节 广义可靠度的概念	77
第三节 结构的可靠度	81
第四节 结构的模糊随机可靠度	83
第五节 混凝土面板堆石坝稳定模糊随机可靠性分析	89
第六节 加速遗传算法寻找最小可靠指标	95

第七节	成屏混凝土面板堆石坝不确定性稳定分析	98
第八节	小结	103
第五章	混凝土面板堆石坝不确定性优化设计	104
第一节	普通模糊约束的结构优化设计	104
第二节	模糊荷载作用下的结构优化设计	106
第三节	混凝土面板堆石坝广义模糊优化设计	107
第四节	成屏混凝土面板堆石坝不确定性优化设计	112
第五节	小结	118
第六章	总结与展望	119
第一节	总结	119
第二节	展望	121
主要参考文献		123

第一章 绪 论

第一节 国内外混凝土面板堆石坝的发展

混凝土面板堆石坝是以堆石为受力主体、上游混凝土面板为防渗主体的一种堆石坝，常简称为面板堆石坝或面板坝。现代混凝土面板堆石坝具有断面小、安全性能好、对地基要求低、可简化导流、施工方便、工期短、受气候影响较小、造价低等诸多优点，日益受到坝工界的重视，并成为有较强竞争力的坝型。

混凝土面板堆石坝的发展大致经历了三个阶段：①早期（1870~1940年），抛填堆石阶段；②过渡期（1940~1970年），由抛填堆石向碾压堆石发展；③现代阶段（1970年后），以碾压堆石为主体特征，同时在坝体结构及施工技术上有很大改进，并向高坝发展。

堆石坝是在1870~1900年间于美国加利福尼亚发展起来的。在加利福尼亚塞拉山的水力淘金矿山上需要蓄水备淘金使用，而当地适于筑坝的材料是岩石和树木，从而促使抛填堆石坝的兴起。塞拉山上第一座坝为木面板抛填堆石坝，后来逐渐过渡到采用混凝土作防渗面板，并于1895年在加利福尼亚修建了第一座采用混凝土面板的堆石坝。1900年后，混凝土面板坝基本上成为一种典型的堆石坝。1925年，美国肯塔基建成高84m的Dix River坝；1931年，美国加利福尼亚建成高100m的Salt Spring坝。因当时堆石的施工方法均采用抛石填筑，辅以高压水枪充实的简单压实工艺，堆石体的密实度很差，变形模量较低，因而沉降量和水平位移均较大。施工期坝体沉降量一般为坝高的5%，竣工后在水荷载作用下的沉降量可达坝高的1%~2%。这样大

的变形使得混凝土面板开裂,引起渗漏。

20 世纪 40 年代,随着筑坝高度的增加,刚性混凝土面板不能适应抛填堆石体的大变形而开裂,从而导致较大渗漏量的问题日益严重,因此,混凝土面板堆石坝未能推广普及。后来设计者把研究和实践的重点转移到以土料作为防渗体的堆石坝上来。土料具有很好的柔性,能适应堆石的变形。随着土力学理论、心墙施工及地基处理技术的发展,使抛填堆石的土心墙坝和土斜墙坝获得发展,并逐渐代替了抛填的混凝土面板堆石坝。土质防渗体在堆石坝中的应用,使土坝施工中的薄层碾压技术逐步应用到堆石坝施工中。如 1958 年建成的 Quoich 坝,坝高 38m,堆石体每层厚度 60cm,先用 10t 平碾压平,后用 3.5t 振动碾振动压实的方式填筑,其后观测到的施工期最大沉降仅 1.9cm,表现出良好的性态。

20 世纪 60 年代以后,随着大型振动碾的出现和应用,以及对土质心墙坝中碾压堆石低压缩量的认识的提高,混凝土面板堆石坝出现了转机。1964 年在爱丁堡召开的国际大坝会议上讨论了高堆石坝专题,并发表了介绍塞尼斯山、高阿斯旺等十几座心墙堆石坝的论文,这些堆石坝通常采用推土机或气胎碾压实,较新的坝开始使用 10t 振动碾,并正式设计碾压式混凝土面板堆石坝。讨论得出的结论是:振动平碾压实的堆石使高混凝土面板堆石坝成为可行。采用振动碾薄层碾压堆石,使堆石坝对填筑料的要求放宽,而堆石坝体的密实度和变形模量却大大增加。坝体变形进一步减小,面板工作状况大为改善。新埃克斯切克坝作为最后一座抛填混凝土面板堆石坝,结束了抛填堆石坝的历史。60 年代后期出现了一批混凝土面板堆石坝,如卡宾溪坝(1966)、彼特拉斯坝(1967)、法台斯坝(1967)、袋鼠溪坝(1968)、平达利坝(1969)及塞沙那坝(1971)等。彼特拉斯坝开始对每一条块面板进行连续浇筑,袋鼠溪坝开始有了使用软岩石的经验,塞沙那坝的一些设计特性以后成为标准的实践模式。随后,1980 年巴西建成高 160m 的阿利亚(Areia)坝,1985 年哥伦比亚建

成高 148m 的萨尔瓦金娜 (Salvajina) 坝, 1993 年墨西哥建成高 187m 的阿瓜密尔帕 (Aguamilpa) 坝。目前面板坝已发展到 200m 级, 如马来西亚的巴昆坝 (205m)、菲律宾的阿布鲁坝 (234m)、老挝的南俄 III 坝 (220m) 等。

我国面板坝的建设起步较晚, 最早的抛填式混凝土面板堆石坝是猫跳河二级百花水电站大坝, 坝高 48.7m, 1966 年建成。以后还修建过南山、三渡溪等这种类型坝, 坝高均不超过 50m, 但没有得到发展。1982 年建成的新疆柯柯亚坝, 坝高 41.5m, 是混凝土面板砂砾石坝。

1985 年, 我国开始建设现代碾压式混凝土面板堆石坝。最早开工建设的是西北口水库大坝, 坝高 95m。最早建成的是关门山水库大坝, 坝高 58.5m, 1988 年建成, 运行情况良好。到 1992 年底, 已建成 18 座 (坝高在 50m 以上的 10 座)。其中, 浙江成屏一级水电站面板坝坝高 74.6m, 于 1989 年建成, 目前运行情况良好。设计时曾就三种坝型进行过比较, 面板坝方案比混凝土重力坝节省约 16.1%, 且工期短。在此期间进行了大量的试验研究和分析研究工作, 积累了较为丰富的实践经验, 制定了设计导则和施工技术规范, 在全国积极推广。1992 年底正在施工的有 19 座, 其中坝高 50m 以上的有 14 座, 最高的天生桥一级大坝高达 178m。还有一些面板坝, 如洪家渡坝 (高 182.3m)、乌鲁瓦提坝 (高 135m)、紫坪铺坝 (高 159m) 等已完成最终设计并动工兴建。正在规划设计的超过 200m 级的坝有水布垭坝 (高 234m) 等。目前, 在规划、设计、施工、运行管理等方面, 均取得了长足的进步。

现代面板坝的发展呈现了以下几个方面的特点: ①堆石体采用振动碾薄层碾压填筑, 从而提高了坝体的密实度, 减小了变形, 且现场开挖料和料场开采石料、爆破料、砂砾石均可上坝; ②面板垫层及其材料的粒径、级配优选, 碾压和保护得到很好的研究, 为面板提供了良好的支撑; ③混凝土面板的厚度趋于减薄, 一般采用 $d = 0.3 + 0.003H$ (H 为坝高, 单位为 m); ④重

视面板接缝和周边接缝止水结构的设计改进,使接缝能适应较大变形而不漏水;⑤用混凝土趾板作为面板的基座,以平面趾板锚固于岩基,其下进行固结灌浆和帷幕灌浆,使坝顶防浪墙、面板、趾板、灌浆帷幕组成完整、有效的防渗体系;⑥设计工作仍以经验为主,加强了试验研究和原型观测;⑦对特殊自然条件(如寒冷地区、覆盖层基础等)进行研究,取得了这些条件下建造面板坝的经验。

第二节 混凝土面板堆石坝的设计研究现状

近 20 年来,国内外对混凝土面板堆石坝进行了较多的研究和总结。1985 年,美国土木工程师协会举行了该坝型的学术研讨会,研究讨论了各国碾压式混凝土面板堆石坝的设计、施工和运行;1987 年, Cooke 和 Sherard 在 ASCE 专辑上对混凝土面板堆石坝又进行了总结和讨论;1991 年和 1992 年,英国《Water Power and Dam Construction》出版了两期混凝土面板堆石坝专辑,报道了近期修建的面板坝;1993 年,在北京举行的国际高土石坝学术研讨会上,介绍了几乎所有已建主要混凝土面板堆石坝的设计、施工和运行情况;1995 年,中国召开了“中国混凝土面板坝十年”学术研讨会,总结了我国面板坝建设的研究与实践;2000 年,在北京又举行了混凝土面板堆石坝国际学术研讨会。

随着混凝土面板堆石坝的发展和坝工界认识的不断提高,该坝型的设计也在逐步走向成熟,特别是世界上已建成了几座较高的面板堆石坝,如澳大利亚的 Cethana 坝、巴西的 Foz do Areia 坝、哥伦比亚的 Alto Anchicaya 坝等,且运行情况良好,曾使人们对面板堆石坝的认识和设计水平的提高起过重要的作用,也积累了一定的工程经验。但也有该坝型溃坝和严重破坏、不能正常运行的沉痛教训。如哥伦比亚格里拉斯面板坝,由于周边缝止水结构的严重破坏,水库不能正常运行,迫使放空库水进

行修补；中国西北口坝的面板严重开裂；中国沟后砂砾石面板坝溃坝等。所以，该坝型总体上仍处于理论研究的初级阶段和实践的探索阶段。目前对其的研究主要是结构的数值分析、坝料的试验研究、现场试验及原型观测等方面的探讨，尚无成熟的设计理论。

一、试验研究

现代混凝土面板堆石坝，尽管其密实度和变形模量较早期面板坝有很大提高，但变形仍是其主要问题；特别是高坝及直接建造在覆盖层地基上的坝。坝料的试验研究主要是对其变形特性的研究，在满足坝体各部位及整体安全的基础上充分利用各种堆石坝料，并对坝体剖面进行合理分区，降低工程造价与投资。试验大体上包括压缩试验、三轴试验等。如 Sowers G. F. (1965) 和 Fumagalli E. (1969) 等人研究了堆石坝的侧限压缩试验性质，并取得了一些有益的认识。Charles J. A. (1976) 进行了堆石单轴压缩试验，并在此基础上根据弹性理论对堆石坝的变形进行了研究。Marsal R. J. (1973) 对堆石坝在平面应变条件下的变形特性进行了试验研究。Charles J. A. (1980) 和张启岳 (1982) 等人分别进行了堆石三轴试验，均得出了堆石的强度包线不符合摩尔—库仑破坏准则的结论。由于室内试验受粒径限制和现场情况不一致的影响，需进行现场试验。现场试验主要是对坝料的密度、变形模量、渗透性及抗剪强度进行研究，并弥补室内试验很难反映的现场碾压的效果。通过试验研究，了解坝料的物理力学性能，从而最大限度地减小坝体堆石料的变形量，改善面板与周边缝的工作状态，确保大坝安全。

二、数值分析

堆石坝结构数值分析理论和方法的研究主要是进行大坝稳定及应力应变性态等方面的研究。碾压式堆石坝一般不存在整体稳定问题，只有当坝体岩基或覆盖层中存在平缓浅层软弱滑动面或

层间错动带时才像混凝土坝一样作整体抗滑稳定校核。现代面板堆石坝坝坡一般比松散抛填堆石的天然休止角坡比(1:1.3)要缓,且小于碾压堆石抗剪强度 45° ,一般不存在边坡稳定问题。SDJ218—84《碾压式土石坝设计规范》规定采用条分法进行边坡稳定校核,也有学者提出基于坝料不同破坏准则进行稳定分析。

现代面板堆石坝坝体变形、周边缝和面板缝的变位、面板应力变形是设计中必须考虑的重要内容。1967年,Clough R. W. 和 Woodward R. J. 首先用有限元法进行土坝应力应变分析,并模拟了分级加载的施工过程。特别是1968年Wilkins对澳大利亚Cethana坝进行了有限元分析,从此有限元法成为土石坝及现代面板坝应力应变分析的重要手段。数值分析的研究主要集中于对堆石材料、混凝土面板、面板与垫层的接触面、接缝(周边缝、面板缝)等关键因素本构模型的合理反映,以及对施工填筑和蓄水过程的仿真模拟,以尽可能准确地描述该坝型的实际工作性态。目前,国内外许多学者仍致力于以数学、力学模型正确解释坝体的应力应变规律。

三、优化设计研究

工程结构设计是建立结构方案的过程。随着计算机软硬件的飞速发展,借助于计算机,利用数学、力学等方法对工程结构进行最优化设计得到了广泛的应用。结构优化设计与传统设计均遵循相似的设计原则和设计过程,不同的是传统设计缺乏安全经济性等衡量标准,而最优化设计是在明确结构的经济性与安全性等指标的前提下,结合计算机辅助设计,实现分析计算、设计、出图等全过程自动化,提高了设计效率和质量。

面板坝设计经过近40年的发展,已经取得了较多的成功经验和失败教训,如何提高设计效率 and 设计质量、更好地挖掘潜力、节省坝料并实现设计的自动化,目前研究得很少。顾浩、王德信(1994)对岩基上面板堆石坝断面优化设计进行了初步研

究,郭兴文、王德信(1998)对覆盖层地基上面板堆石坝断面进行过优化设计的探讨。此外,尚未见其他类似研究的报道。上述研究基于大坝在各工况条件下的稳定和坝体的应力位移等关键指标,着重于对面板坝的坝坡及坝料的合理分区进行探讨,从而充分利用当地材料,使开挖料等均可上坝,减少料场材料的用量,节约投资。技术路线是:结构分析采用非线性有限元法,堆石材料的本构模型为非线性,并充分模拟大坝分级碾压填筑的施工过程和蓄水过程。目前,工程结构优化设计正处于不断地研究、发展和应用阶段,除了较为成熟的数学规划法和准则法外,近年来又涌现出了具有较好适用性和收敛性的仿生学方法,如模拟退火方法、遗传算法、神经网络算法等,数学工作者还研究应用了区间数学分析的方法。这些方法的出现较好地解决了工程优化问题中需要求全局最优解的问题。

四、反分析研究

在混凝土面板堆石坝断面结构组成中,堆石体(主堆石和次堆石)约占99%,因此堆石体的变形决定了大坝的变形,并直接影响混凝土面板的应力和变形,从而对周边接缝、面板缝的结构型式和设置产生决定作用。由于堆石体材料本身力学特性的复杂性及受试验条件的限制,堆石体材料的应力应变关系很难准确确定;堆石料的力学计算参数由试验获得,试验条件与实际工作状态的差异使得参数具有不确定性。选择合适的计算模型和计算参数是研究了解和准确把握面板坝的稳定及其各部位的应力、位移工作性态的必要依据。因此,研究参数的敏感性并利用实测资料反演实际工作状态下的材料参数有重要的现实意义。它不仅能准确地反映和预报面板坝的真实工作性态,也指导面板坝的分级碾压填筑的信息化施工过程和蓄水过程,并确保工程的安全。

岩土工程反分析就是利用量测到的建筑物信息(如位移、应力、应变、孔压等),通过确定的模型进行材料参数的推求。利用反分析手段,获取地下结构、基坑、边坡、大坝等结构的材料

参数（参数辨识）和本构模型（模型辨识）等。位移是描述物体受力变形状态的一个重要物理量，在工程监测中，岩土体的位移便于测量且精度较高，所以，研究人员开始对由位移测值来反演岩体的各力学性质参数（主要是初始地应力场、弹性模量、泊松比、内摩擦角和凝聚力等）的方法和理论进行探讨，取得了不少有价值的成果，并已应用于工程实践中。因此，岩土工程中的参数识别常用位移构造目标函数的位移反分析法。

岩土工程反分析思想最早可追溯到 Terzaghi 于 1946 年在修建隧道工程中提出的观测设计法。在隧洞修建的早期，反演方法取得了较快的发展。意大利的 Gioda、日本的 Sakurai 和 Kristen 等相继用数值方法和解析方法开展了研究和应用。中国学者在岩土工程的参数和地应力推求方面的应用研究约开始于 20 世纪 80 年代，如杨志法、王建宇、刘允芬、郑颖人等用反分析方法对不同的问题进行了研究。在反分析问题的研究中，数学、力学领域的研究人员主要研究算法，而岩土工程和工程地质领域的研究人员则侧重于模型和边界条件的研究。

位移反分析中应用最多的算法是最优化方法，目前已有许多优化算法可解决非线性规划问题，但尚无一种算法能在各种情况下都使用。适合于岩土工程反分析的优化方法已有：单纯形加速法、Rosenbrock 法、拟梯度法、鲍威尔法、混合罚函数法等。位移反分析主要是为确定实际工程中岩土体材料参数问题而提出来的，弹性问题位移反分析研究较早，方法较完善，且以有限元位移反分析为主。例如，中国科学院地质所杨志法提出了图谱位移反分析法，同济大学提出了用有限元法进行力法位移反分析等。为准确反映工程实际的需要，位移反分析已逐渐发展到弹塑性模型、粘弹性模型。例如，朱维申等用粘弹性理论进行了位移反分析的拟合计算，孙钧等用分步全局优化的方法来反演非线性逆问题的初始地应力场及岩性参数等。目前非线性反分析有了一定的发展，且多为直接法。例如，意大利的 Gioda 首先用单纯形法进行弹性反分析，中国科学院地质所用黄金分割法、抛物线

法、单纯形法进行了直接法位移反分析。在水工结构工程领域的反分析研究还相对较少，本书用直接法位移反分析对面板堆石坝的坝料参数进行研究。

五、不确定性分析研究

事物的内在属性及其表现有其确定性，这是经典数学研究的对象。事物还存在不同程度的不确定性，如随机性和模糊性。由于因果关系的缺陷或不明确形成事物的随机性，由于定义或评定标准不明确造成事物的模糊性，这些不确定性需借助于统计数学和模糊数学理论来研究。

工程结构考虑随机性的可靠度分析和考虑模糊性的分析与设计已有不少开创性的研究成果，这些不确定性及其对工程结构的影响也逐渐被人们认识和接受，但在水工结构领域的研究还较少，特别是在混凝土面板堆石坝设计中考虑不确定因素的研究尚未见报道。和其他工程设计一样，面板坝结构设计中除参数外还存在其他不确定性因素，如设计优劣标准、荷载、计算模型等，它们既具有随机性，又具有模糊性，而这些因素又直接影响着面板坝工程的安全性和经济性。正确处理这些不确定性信息，将为提高工程设计的质量和水平、充分发挥坝料作用、降低工程造价、提高大坝的安全可靠性起到重大的作用。

第三节 技术路线与主要内容

一、技术路线

混凝土面板堆石坝是水工结构中的重要坝型之一。作为当地材料坝，因其具有的众多优点而受到广泛关注，特别是近 30 年来发展较快、应用较广，并逐渐成为有较强竞争力和发展前景的坝型。全世界已建成的该类坝型大多运行状态良好。中国自“七五”以来，以西北口混凝土面板堆石坝为例进行了该坝型的深入

研究和实践,取得了一定的工程经验。但也有该坝型溃坝及严重破坏、不能正常运行的沉痛教训。总体上,混凝土面板堆石坝的设计尚处于经验阶段。根据混凝土面板堆石坝工程安全、经济、适用的要求,目前该坝型在其结构的静动力正反分析、结构的安全可靠性分析和优化设计、结构的不确定性分析与设计等方面难度较大,同时具有重要理论意义与实用价值的课题需要进一步深入研究和总结。本书正是在这种背景下,结合水利部重点项目“高混凝土面板砂砾石坝关键技术研究”和“覆盖层上筑混凝土面板坝关键技术研究”,进行面板堆石坝的结构分析与优化设计的深入研究,提出了该坝型具有重要理论意义和参考应用价值的分析设计理论和方法。

本书全面总结了面板坝结构分析和设计的研究现状,系统阐述了面板坝的稳定分析和应力应变分析确定性分析方法、断面优化设计模型及其数学规划法的求解方法,研究了采用区间数学分析法解决面板堆石坝优化设计问题的理论和方法。优化设计的目的是解决面板坝工程经济方面的要求;然后在确定性分析的基础上研究大坝参数的反分析和信息化施工预报的方法,从而解决面板坝工程安全方面的要求;根据面板坝设计中普遍存在的模糊性、随机性不确定性因素,研究大坝在模糊随机条件下的稳定性及其断面的不确定性优化设计,使设计方案更准确地符合实际情况,挖掘更大的潜力,在保证工程安全的前提下,同时考虑到将来运行维护的要求,使工程达到最经济和最适用。

二、主要内容

本书根据面板坝工程安全、经济和适用的要求,围绕面板坝结构分析与优化设计进行研究。总结了面板坝设计研究的现状,研究了面板坝确定性分析与确定性优化设计、参数反分析与信息化预报,以及不确定性稳定分析与不确定性优化设计。试图在前人研究的基础上,不断提高对该坝型的认识,从而提高设计质量、设计水平和设计效率。

1. 面板坝确定性分析与优化

面板坝确定性分析包括大坝稳定性分析与应力应变分析。分析的目的在于了解大坝在施工期、蓄水期各不同工况条件下整体和边坡的稳定性以及坝体各部位和坝基的应力、变形、应力水平等工作性态。稳定分析采用规范规定的极限平衡法和非线性圆弧法, 应力应变分析采用有限元法。堆石料的本构模型选用非线性弹性模型或弹塑性模型。非线性弹性模型主要为 Duncan 模型, 弹塑性模型主要为沈珠江院士的“南水”模型和殷宗泽教授的双屈服面模型等。

在稳定分析和应力应变分析的基础上, 建立了合适的面板坝结构断面优化设计的数学模型, 探讨分析了优化设计模型的求解方法, 介绍了几种近年来涌现出的仿生学优化算法, 并引入区间数学方法进行大坝的优化设计研究, 取得了很好的效果。

2. 面板坝的反分析与信息化施工

首先对面板坝材料参数进行敏感性分析; 然后根据实测的大坝位移资料, 建立面板坝位移反分析模型, 对敏感参数进行反演分析, 求出实际工作状态下的参数真值; 最后根据大坝分级碾压填筑的施工过程和蓄水过程的观测资料, 进行施工期和运行期大坝工作性态的信息化预报, 从而指导施工填筑和蓄水运行, 确保工程安全。

3. 面板坝的不确定性稳定分析

探讨了面板坝结构设计中大量存在的模糊性和随机性不确定性因素, 阐述了广义可靠度的概念和结构模糊随机可靠性分析的理论与方法。将模糊随机可靠度分析理论应用于面板坝的稳定分析中, 建立了面板坝坝坡稳定模糊随机可靠性分析数学模型。根据模型的特点, 引入了具有较好适用性和收敛性的遗传优化新算法来寻找最小可靠指标。

4. 面板坝的不确定性优化设计

根据面板坝结构设计问题中目标函数和约束条件所具有的模糊性和随机性不确定性的性质, 阐述了结构模糊优化设计和模糊

随机优化设计的理论和方法。将模糊随机优化设计理论引入到面板坝结构设计中，建立了面板坝模糊随机优化设计数学模型，并采用满足度法求解。

5. 工程实例的分析与优化

(1) 应用区间优化方法对梅溪覆盖层地基上面板堆石坝进行了优化设计研究，并和数学规划法的研究成果进行对比分析。

(2) 根据成屏一级水电站面板堆石坝位移监测成果，进行了反分析和信息化预报的研究。

(3) 进行了成屏一级面板堆石坝坝坡稳定不确定性分析。

(4) 进行了成屏一级面板堆石坝断面不确定性优化设计研究。

本书主要内容框架如图 1-1 所示。

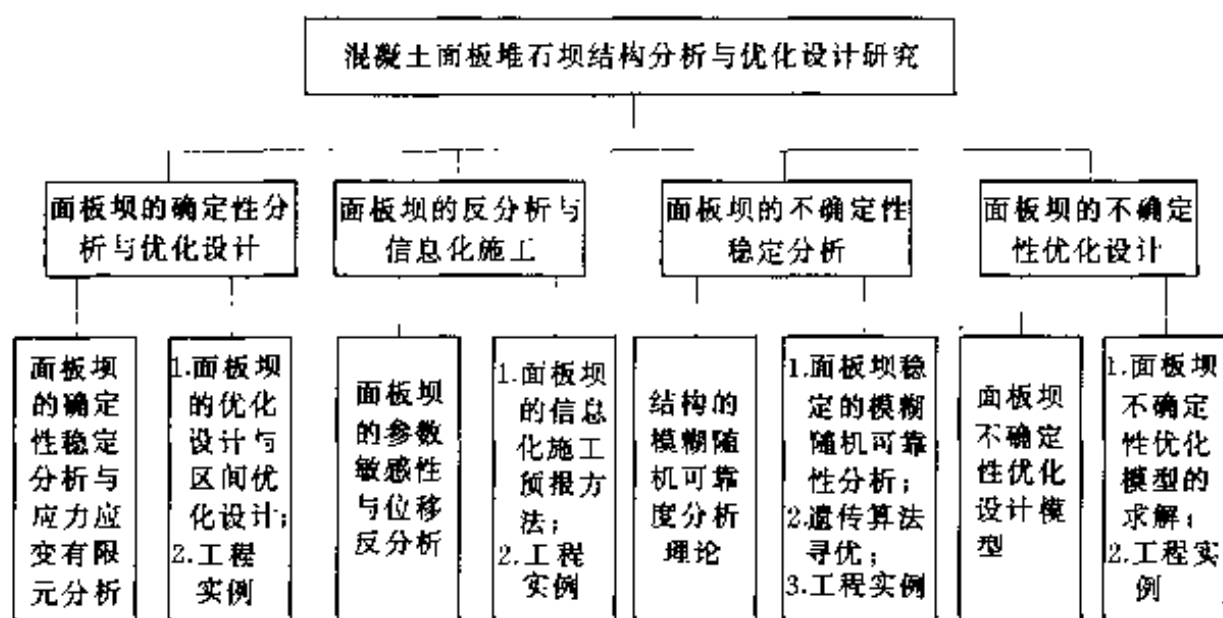


图 1-1 混凝土面板堆石坝结构分析与优化设计研究框图

第二章 混凝土面板堆石坝确定性分析与优化设计

尽管混凝土面板堆石坝近 30 年来得到了迅速发展，但其设计仍然是以经验和判断为基础。随着工程规模日趋增大，不能满足于一般的经验，而要求借助于科学技术的进步，发展技术理论和方法，对工程施工期和运行期的性态作出较为符合实际的预测，并据以采取适当的工程措施。

本章就混凝土面板堆石坝设计中坝坡稳定确定性分析、应力应变确定性分析的计算理论和方法作简要介绍（若防渗体系正常工作，则面板坝无渗流问题，故对渗透稳定计算未作介绍）。在此基础上，对混凝土面板堆石坝进行确定性优化设计研究，着重研究混凝土面板堆石坝区间优化设计方法。

第一节 混凝土面板堆石坝的稳定分析

实践表明，堆石体具有较高的强度，可以维持较陡的边坡，粗颗粒形成的骨架能很好地保持其渗透稳定性。已建面板堆石坝工程尚无整体失稳的实例。DL5016—93《混凝土面板堆石坝设计导则》中规定，坝坡参照已建工程类比选定，并规定当存在下列情况之一时，必须进行相应的稳定分析：①坝基存在砂砾石层或软弱夹层；②施工期堆石坝体过水；③坝址位于强地震区；④坝体内有软岩堆石料区。DL5016—93 还规定，稳定计算的最小安全系数应符合 SDJ218—84《碾压式土石坝设计规范》的规定。

一、坝坡稳定分析的极限平衡法

目前土石坝边坡稳定性分析，一般用极限平衡法分析，尽管是近似的方法，但因其概念清楚、计算简单、基本符合工程实际，因而仍具有实用价值，并得到广泛应用。极限平衡分析法采用了如下的基本概念：

(1) 通过大量的实践、观测，辅以简单的理论分析，归纳出坝坡失稳时可能出现破裂面的形态。如均质边坡破坏面的形状接近圆弧；某些堆石体中常呈现折线状失稳；当坝基中有软弱夹层时，失稳破裂面呈复合形状。结合工程具体情况，拟定一个与真实破坏情况相近的破裂面形态。

(2) 在拟定破裂面形态后，可假定若干个剪切面，分别进行核算，求出安全系数，其中最低安全系数的剪切面，就接近于最危险滑动面（若安全系数小于 1，这个面就可能是一个破坏面）。

(3) 在分析每一个剪切面的安全系数时，必须首先知道剪切面上各材料的强度或强度规律；然后进行试算，即假定一个安全系数 F_s 值，将材料的强度除以 F_s 进行折减，作为计算中采用的强度值；再推算剪切面上的反力，这些反力既要和外荷载维持平衡，又要在剪切面上达到极限平衡状态。对于任意假定的 F_s ，上述两种平衡条件很难同时得到满足，因此必须修改 F_s ，直到这些条件得到满足为止。这样得到的 F_s 才是该剪切面上的安全系数。

从以上基本概念可以看出：

(1) 这个分析是假定材料的强度降低了 F_s 倍，沿剪切面达到极限平衡状态。除非 $F_s = 1$ ，否则，将与现实情况有较大的差别。

(2) 这种分析只能求出 F_s 及剪切面上的反力和某些内力，不能求出真实的内力和反力，更不能求出变形（计算方法已假定材料为刚性体）。

(3) 这种分析只是一种粗糙的综合性分析, 在求解中要采用一些假定, 不同的假定将会有不同的结果。

目前, 土石坝坝坡稳定分析仍采用假定滑动面的方法, 即假定坝体存在一系列滑动面, 将滑动面划分为条块, 计算滑动块上的滑动力和抗滑力, 以抗滑力除以滑动力或以抗滑力矩除以滑动力矩, 即得到稳定安全系数。计算一系列的滑动面, 可求得最小安全系数及相应的最危险滑动面。

对于一般碾压式土石坝, 工程中常用的是瑞典条分法和简化毕肖普法, 其基本原理为假定滑动面为圆柱面以及滑裂体为不变形的刚体, 根据滑块的抗滑力矩和滑动力矩的比值求出坝体稳定安全系数。

圆弧滑动法中确定危险滑弧需要 3 个量, 即圆心坐标 (x, y) 及圆弧的半径。传统的作法是任意假定滑弧圆心和半径, 计算该假想滑动面的稳定安全系数。稳定计算要找出最小安全系数及相应的滑裂面就必须经过多次试算才能找到。本书运用最优化方法, 对坝体及冲积层进行分层自动搜索寻求危险滑弧, 进而求出最危险滑弧及相应的安全系数。在求解过程中, 对滑弧圆心 (x_0, y_0) 及滑出点位置 $A(x, y)$ 三个因素用 0.618 法进行优选, 得出不同土层的滑弧及相应的安全系数。其中最小者即为坝坡的最小稳定安全系数。这种方法效率高, 且不会遗漏危险滑弧。

二、坝坡稳定分析的非线性圆弧法

土石坝稳定分析随不同的基本假定而提出了不少分析方法, 如瑞典圆弧法、简化毕肖普法、詹布法以及滑楔法等。这些方法虽然假定不同, 滑动面不同, 但坝料抗剪强度大多采用莫尔—库仑强度理论, 即 $\tau_f = c + \sigma \tan \varphi$ 。随着高堆石坝的兴建, 若仍采用这些方法分析面板堆石坝的坝坡稳定性, 所得结论与实际观测有较大差别。如对于 1:1.3~1:1.4 的坝坡, 运用上述方法所得安全系数往往不能满足要求, 但大量的工程实践证明这类边坡是

稳定的。关键问题在于强度理论，近年来对粗颗粒料的研究发现，堆石料的内摩擦角随围压的增高而有所降低，即莫尔强度包线呈曲线。

根据试验结果提出的两种非线性强度模式分别为

$$\tau_f = A(\sigma_n)^m \quad (2-1)$$

式中： τ_f 为堆石料的抗剪强度； σ_n 为正应力； A 、 m 为由试验确定的参数。

$$\varphi = \varphi_0 - \Delta\varphi \lg\left(\frac{\sigma_n}{P_0}\right) \quad (2-2)$$

式中： φ 为堆石料的摩擦角； σ_n 为正应力； P_0 为大气压力； $\Delta\varphi$ 为围压增加 P_0 时，堆石料摩擦角降低的数值，由试验确定。

以式 (2-1) 强度理论为基础，堆石坝稳定分析的公式为

$$F_s = \frac{\sum A[(W - Q')\cos\beta - Q\sin\beta]^m \cos^{m-1}\beta}{\sum \left[(W' - Q')\sin\beta - \frac{1}{2}Qh/R + Q\cos\beta \right]} \quad (2-3)$$

式中： A 、 m 为由试验确定的参数； W 为计算抗滑力时的条块重（浸润线以下与坡外水位以上坝体用浮重）； W' 为计算滑动力时的条块重（浸润线以下与坡外水位以上坝体用饱和重）； Q 为水平地震力（向坡外为正）； Q' 为垂直地震力（向下为正）； β 为条块底面中心点切线与水平线的夹角； h 为条块高度； R 为滑弧半径。

若不考虑地震作用，则安全系数为

$$F_s = \frac{\sum AW^m \cos^{(2m-1)}\beta}{\sum W' \sin\beta} \quad (2-4)$$

当采用式 (2-2) 进行分析时，需要先计算出每一土条底部正应力 σ_n ，再根据 σ_n 计算 φ ，代入式 (2-3) 或式 (2-4) 即可求出相应的安全系数。

需要指出的是，目前我国规范仍规定，面板坝的坝坡稳定以极限平衡法为依据，如瑞典法和毕肖普法等。而对高面板堆石坝，采用非线性强度模式的坝坡稳定分析成果更符合实际，但其与规范方法成果的比照，尚没有很好地解决。

第二节 混凝土面板堆石坝的有限元分析

面板堆石坝的主要工程问题是坝体变形以及随之而来的接缝损坏和面板断裂而导致的渗漏,因此,变形问题已成为面板堆石坝设计的核心问题之一。为提高面板堆石坝设计、施工和运行的水平,预测坝体的变形分布、面板的应力和变形,以及接缝的位移分布等有重要意义,为此需采用有限元数值分析方法和土工模型试验方法。平面和空间有限元分析,可基本解决各种复杂问题。例如,估算在施工期、运行期各种加载与卸载条件下堆石体应力分布与变形的大小、面板的应力分布与变形的大小及分布、周边缝的变位、材料强度发挥的程度等,从而判断坝体的稳定性,为堆石体坝料分区、断面优化、施工进度安排、运行性态预测提供了依据,而堆石模型试验特别是大粒径块石的模型试验尚不成熟。

一、混凝土面板堆石坝的静力分析

(一) 堆石料本构模型

堆石体是面板堆石坝结构的主体,其变形性态的合理模拟决定了对整个结构变形性态预测的可靠性。近30年来,人们对土石料的应力应变关系进行了广泛的研究,提出了众多的计算模型。归纳起来主要有两大类:①非线性弹性模型;②弹塑性模型。当计入时间效应时,人们研究了流变模型。

1. 非线性弹性模型

非线性弹性模型是用变化弹性常数的方法反映材料的非线性特性。弹性力学广义虎克定律为

$$\{\sigma\} = [D]\{\epsilon\} \quad (2-5)$$

式中: $[D]$ 为弹性矩阵。

对于弹性材料,材料常数 E 、 μ 为常量,应力应变关系为线性弹性关系。如果假定 E 、 μ 随应力状态而变,则应力应变关系

呈非线性弹性关系；式 (2-5) 变为

$$\{\sigma\} = [D(\sigma)]\{\epsilon\} \quad (2-6)$$

式 (2-6) 即为非线性弹性模型。

用于面板堆石坝结构分析的非线性弹性模型主要有邓肯 $E-\mu$ 模型、邓肯 $E-B$ 模型、广义邓肯 $E-B$ 模型和 $K-G$ 模型等。

(1) 邓肯 $E-\mu$ 模型。邓肯和张根据康德 (Konder) 关于土料三轴试验的偏应力与轴向应变近似呈双曲线的假定，推导出切线弹性模量为

$$E_t = KP_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n (1 - R_f S)^2 \quad (2-7)$$

式中： K 为切线模量基数； n 为切线模量指数； P_a 为单位大气压力； R_f 为破坏比，是材料参数； S 为应力水平，反映材料强度发挥程度，其表达式为

$$S = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \quad (2-8)$$

式 (2-8) 中， $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 为破坏时的偏应力，由摩尔-库仑 (Mohr-Coulomb) 破坏准则得到

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cos \varphi - 2\sigma_3 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (2-9)$$

式中： c 为材料凝聚力； φ 为材料内摩擦角。

对于卸载情况，采用回弹模量 E_w 进行计算，计算式为

$$E_w = K_w P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^{n_w} \quad (2-10)$$

式中： K_w 为卸荷模量基数； n_w 为卸荷模量指数。

常用的加载卸载准则有两种形式：

1) 根据邓肯加载函数 F_1 确定。

$$F_1 = S \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^{0.25} \quad (2-11)$$

设某单元历史的最大加载函数为 $F_{1\max}$ ，则当 $F_1 \geq F_{1\max}$ 时，切线弹性模量按式 (2-7) 确定；当 $F_1 \leq 0.75F_{1\max}$ 时，切线弹性

模量按式 (2-10) 确定; 当 $F_{1\max} > F_1 > 0.75F_{1\max}$ 时, 切线弹性模量按下式计算

$$E_t' = E_t + (E_w - E_t) \frac{F_1 - 0.75F_{1\max}}{0.25F_{1\max}} \quad (2-12)$$

2) 根据应力水平和偏应力规定同时满足式 (2-13) 条件时采用卸荷模量。

$$\begin{cases} S_i \leq 0.95S_{i-1} \\ (\sigma_1 - \sigma_3)_i \leq (\sigma_1 - \sigma_3)_{i-1} \end{cases} \quad (2-13)$$

模型的泊松比由库哈威 (Kulhaway) 和邓肯 1969 年提出的从三轴试验资料求切线泊松比的方法得到, 其表达式为

$$\mu_t = \frac{G - F \lg\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)}{(1 - A)^2} \quad (2-14)$$

$$A = \frac{D(\sigma_1 - \sigma_3)}{KP_a\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n(1 - R_t S)} \quad (2-15)$$

式中: G 为 σ_3 等于单位大气压力时的初始切线泊松比; F 为反映泊松比随 σ_3 增加而减小的参数; D 为侧向应变 ϵ_r 与轴向应变 ϵ_a 关系曲线上渐近值的倒数。

(2) 邓肯 $E-B$ 模型。该模型以切线弹性模量 E_t 和切线体积模量 B_t 为计算参数。

$E-B$ 模型切线弹性模量 E_t 和回弹模量 E_w 同式 (2-7)、式 (2-10)。切线体积变形模量为

$$B_t = K_b P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^m \quad (2-16)$$

式中: K_b 为体积模量基数; m 为体积模量指数。

模型同时还考虑粗粒料内摩擦角 φ 随围压 σ_3 的变化, 即

$$\varphi = \varphi_0 - \Delta\varphi \lg\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right) \quad (2-17)$$

式中: φ_0 为 σ_3 等于单位大气压力时的 φ 值; $\Delta\varphi$ 为反映 φ 随 σ_3 降低的一个参数。

参数 c 、 φ 、 K 、 n 、 R_f 、 G 、 F 、 D 、 K_w 、 n_w 、 K_b 、 m 、 $\Delta\varphi$ 由常规三轴试验得到。

(3) 广义邓肯 $E-B$ 模型。邓肯模型中没有考虑中主应力 σ_2 对弹性模量的影响，顾淦臣教授对邓肯 $E-B$ 模型进行修正，用广义应力近似考虑中主应力 σ_2 的影响，并用于面板堆石坝的分析中。相应计算公式为

$$E_t = KP_a \left(\frac{p}{P_a} \right)^n (1 - R_f S)^2 \quad (2-18)$$

$$E_w = K_w P_a \left(\frac{p}{P_a} \right)^{n_w} \quad (2-19)$$

$$B_t = K_b P_a \left(\frac{p}{P_a} \right)^m \quad (2-20)$$

$$\varphi = \varphi_0 - \Delta\varphi \lg \left(\frac{p}{P_a} \right) \quad (2-21)$$

$$S = \frac{(\sqrt{3} \cos \theta_\sigma + \sin \theta_\sigma \sin \varphi) q}{3p \sin \varphi + 3c \cos \varphi} \quad (2-22)$$

$$p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

$$\theta_\sigma = \lg^{-1} \left(-\frac{1}{\sqrt{3}} \mu_\sigma \right)$$

$$\mu_\sigma = \frac{\sigma_1 - 2\sigma_2 + \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}$$

式中： p 为平均主应力； q 为广义剪应力； θ_σ 为洛德应力角； μ_σ 为洛德应力参数。

(4) $K-G$ 模型。 $K-G$ 模型是利用体积变形模量 K 和剪切模量 G 建立的非线性弹性模型。奈勒 (Naylor) 提出的 $K-G$ 模型认为体积变形模量 K 随平均法向应力增加而加大，剪切模量亦随平均法向应力增加而加大，随广义剪应力增大而减小。 K 、 G 的表达式为

$$K = K_1 + \alpha_k \sigma_1 \quad (2-23)$$

$$G = G_i + \alpha_G \sigma_s + \beta_G \sigma_d \quad (2-24)$$

$$\sigma_s = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)/3$$

$$\sigma_d = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)}$$

式中: σ_s 为平均有效应力; σ_d 为广义剪应力; α_k 、 α_G 、 β_G 为试验常数; K_i 为初始体积变形模量; G_i 为初始剪切模量。

2. 弹塑性本构模型

理论上弹塑性模型较非线性弹性模型能更好地反映土石料的实际变形特性。目前, 土石料的弹塑性模型已较多, 但应用于面板堆石坝结构分析并经实践检验的比较成熟的模型还较少。殷宗泽教授通过对三轴试验资料的分析, 在修正剑桥模型的基础上提出的双屈服面模型已逐步得到应用。沈珠江院士等探讨了堆石体变形机理, 指出堆石体变形的 4 个主要特性为: 压硬性、非线性、剪缩性、应力引起的各向异性, 在此基础上, 提出了一个双屈服面模型, 该模型在面板堆石坝结构分析中得到较多的应用。

双屈服面由椭圆函数和幂函数组成, 如图 2-1 所示。

$$\begin{cases} f_1 = p^2 + r^2 q^2 \\ f_2 = \frac{q^s}{p} \end{cases} \quad (2-25)$$

式中: r 、 s 为屈服面参数, 一般取 $r=s=2$; p 为八面体正应力; q 为八面体剪应力。

弹塑性应力应变关系的表达式为

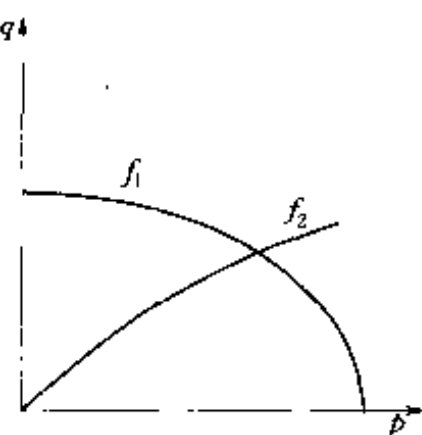


图 2-1 双屈服面

$$\{\Delta \epsilon\} = [D]^{-1} \{\Delta \sigma\} + A_1 \Delta f_1 \frac{\partial f_1}{\partial \sigma_y} + A_2 \Delta f_2 \frac{\partial f_2}{\partial \sigma_y} \quad (2-26)$$

$$A_1 = \frac{q \left(\frac{9}{E_i} - \frac{3\nu_i}{E_i} - \frac{3}{G} \right) + \sqrt{2} s p \left(\frac{3\nu_i}{E_i} - \frac{1}{K} \right)}{4\sqrt{2} (p + \sqrt{2} r^2 q) (r^2 q^2 + s p^2)} \quad (2-27)$$

$$A_2 = \frac{p^4 q^2 \left[p \left(\frac{9}{E_t} - \frac{3\nu_t}{E_t} - \frac{3}{G} \right) - \sqrt{2} r^2 q \left(\frac{3\nu_t}{E_t} - \frac{1}{K} \right) \right]}{\sqrt{2} q^2 (\sqrt{2} sp - q) (sp^2 + r^2 q^2)} \quad (2-28)$$

式中: $[D]$ 为弹性矩阵; A_1 、 A_2 为塑性系数, 且都是非负数; E_t 为切线弹性模量, 同邓肯模型; K 为回弹体积变形模量; G 为回弹剪切模量; ν_t 为体积泊松比。

在三轴试验条件下, $\sigma_1 - \sigma_3$ 与 ϵ_1 的关系仍采用双曲线, 切线模量 E_t 仍按式 (2-7) 确定, 但采用抛物线拟合 ϵ_v 与 ϵ_1 的关系曲线。定义体积泊松比 $\nu_t = \Delta\epsilon_v / \Delta\epsilon_1$, 代替 Duncan 模型中的切线泊松比 μ_t , 表达式为

$$\nu_t = \frac{\Delta\epsilon_v}{\Delta\epsilon_1} = 2c_d \left(\frac{\sigma_3}{P_u} \right)^{n_d} \frac{E_i R_s}{\sigma_1 - \sigma_3} \frac{1 - R_d}{R_d} \left(1 - \frac{R_s}{1 - R_s} \frac{1 - R_d}{R_d} \right) \quad (2-29)$$

$$R_s = R_f S$$

式中: E_i 为初始加荷模量, 同邓肯模型; R_f 、 S 意义同邓肯模型; c_d 为 σ_3 等于单位大气压力时的最大收缩体应变; n_d 为收缩体应变随 σ_3 的增加而增加的幂次; R_d 为发生最大收缩时的 $(\sigma_1 - \sigma_3)_d$ 与偏应力的渐近值 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ 之比。

回弹体积变形模量和回弹剪切模量由卸荷模量 E_w 通过下式确定

$$\begin{cases} K = \frac{E_w}{3(1 - 2\mu)} \\ G = \frac{E_w}{2(1 + \mu)} \end{cases} \quad (2-30)$$

式中: μ 为弹性泊松比, 可取 0.3; E_w 为卸荷模量, 按式 (2-10) 确定。

加卸荷可根据下述准则确定:

如果屈服函数 f_1 的历史最大值为 $f_{1\max}$, 屈服函数 f_2 的历史最大值为 $f_{2\max}$, 则有: 当 $f_1 > f_{1\max}$ 且 $f_2 > f_{2\max}$ 时, 有 $A_1 > 0$ 和 $A_2 > 0$, 为全加载; 当 $f_1 \leq f_{1\max}$ 且 $f_2 \leq f_{2\max}$ 时, 有 $A_1 =$

0 和 $A_2 = 0$, 为全卸载; 当 $f_1 \leq f_{1\max}$ 或 $f_2 \leq f_{2\max}$ 时, 有 $A_1 = 0$ 或 $A_2 = 0$, 为部分加载。

将式 (2-27)、式 (2-28) 代入式 (2-26), 求逆可得到增量形式的弹塑性应力应变关系式, 即

$$\{\Delta\sigma\} = [D]_p \{\Delta\epsilon\} \quad (2-31)$$

式中: $[D]_p$ 为弹塑性劲度矩阵, 是对称的满阵。

3. 流变模型

弹性非线性有限元法和弹塑性有限元法用于面板堆石坝的结构分析, 计算结果在较大程度上反映该结构的工作性态。然而, 原型观测表明, 大多数情况下堆石的流变在现场观测中都比较明显, 这种附加变形必然会对防渗系统的应力、变形状态带来较大的影响。因此, 进行计入时间效应的应力应变分析, 无论从理论上, 还是实践上都非常必要。

描述材料流变性的主要方法有: ①采用流变模型; ②采用试验结果拟合的经验曲线。面板堆石坝实测资料表明, 堆石坝的变形大多在建成后若干年逐渐趋于稳定, 因此反映堆石料的流变特性以选用随时间衰减的流变模型或曲线较为适宜。

沈珠江院士对西北口垫层料进行了流变试验, 并用具有衰减特性的指数曲线进行拟合 (沈珠江等, 1991)

$$\epsilon(t) = \epsilon_f (1 - e^{-ct})$$

相应的应变速率为

$$\dot{\epsilon} = c\epsilon_f e^{-ct} \quad (2-32)$$

式 (2-32) 中, ϵ_f 相当于 $t \rightarrow \infty$ 时的最终流变量, c 相当于 $t=0$ 时流变量占 ϵ_f 的比值。

最终流变量 ϵ_f 与应力状态有关。对堆石料而言, 体积流变与剪切流变有不同的规律。沈珠江院士根据试验研究结果, 对体积流变与剪切流变分别建议了如下关系式

$$\epsilon_{vf} = b \frac{\sigma_3}{P_a} \quad (2-33)$$

$$\epsilon_{sf} = d \frac{S_L}{1 - S_L} \quad (2-34)$$

式中: b 为参数, 相当于 $\sigma_3 = P_a$ 时的最终体积流变量; d 为应力水平 $S_L = 0.5$ 时的最终剪切流变量。

破坏时, $S_L = 1.0$, $\epsilon_{sf} \rightarrow \infty$, 若 $S_L \geq 1.0$, 可限定 $S_L = 0.95$ 。式 (2-33) 是低围压条件下得到的结果, 比较适用于低坝。对于高坝, 其相应的 σ_3 比低坝的 σ_3 要大得多, 这样必然导致体积流变的线性增大, 这与实际情况是不太相符的。建议将式 (2-33) 修正为

$$\epsilon_{sf} = b \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^{0.5} \quad (2-35)$$

假定堆石料的体积流变与剪切流变都可用式 (2-32) 描述, 由式 (2-32) 得体积变形率和剪切变形率为

$$\begin{cases} \dot{\epsilon}_v = c \epsilon_{sf} e^{-c \epsilon_{sf}} \\ \dot{\epsilon}_s = c \epsilon_{sf} e^{-c \epsilon_{sf}} \end{cases} \quad (2-36)$$

采用 Prandtl-Reuss 流动法则, 应变张量的流变速率可以写为

$$[\dot{\epsilon}] = \frac{1}{3} \dot{\epsilon}_v [I] + \frac{1}{2} \frac{\dot{\epsilon}_s}{q} [S] \quad (2-37)$$

式中: $[\dot{\epsilon}]$ 为应变率张量; $[I]$ 为单位张量; $[S]$ 为偏应力张量; q 为广义剪应力。

以上就是修正的三参数 (b 、 c 、 d) 模型。

(二) 接触面计算模型

面板堆石坝中混凝土面板与垫层堆石料的刚度差异较大, 大坝在荷载作用下, 此接触面常会发生剪切滑移。为反映两材料间的相互作用, 进行有限元分析时, 一般采用 Goodman R. E. 等人 (1986) 提出的无厚度接触面单元或 Desai (1984) 提出的薄层单元加以模拟。

1. Goodman 单元

Goodman 单元是一种无厚度单元, 以两边对应结点相对位移作为变量, 分析时不考虑接触面法向应力和剪应力与法向相对位移和切向相对位移之间的耦合作用。Goodman 单元能较好

地模拟接触面上的错动滑移或张开,且能考虑接触面变形的非线性特性。其缺点是单元厚度为0,有时会使两侧单元重叠。为防止出现这种现象,一般在受压时采用较大的法向劲度系数。

2. 薄层单元

薄层单元是一种有厚度的界面单元。避免了无厚度单元可能造成的两侧单元的重叠,但单元厚度 t 的选择直接影响着接触面的特性。

研究表明(沈珠江,1992),面板堆石坝的有限元分析中,在接触面上设置 Goodman 单元或薄层单元后,都能在一定程度上反映接触面的特性。Goodman 建议接触面上的应力和相对位移关系为

$$[\sigma] = [K_0][w] \quad (2-38)$$

克拉夫和邓肯应用直剪仪对土与其他材料接触面上的摩擦特性进行了试验研究,结果表明,接触面剪应力 τ 与接触面相对位移 w 呈非线性关系,可近似表示成双曲线形式,即

$$\tau = \frac{w_s}{a + bw_s} \quad (2-39)$$

通过试验确定相应的参数后,由式(2-40)得到切线剪切劲度系数表达式

$$K_u = \frac{\partial \tau}{\partial w_s} = K_1 \gamma_w \left(\frac{\sigma_n}{P_a} \right)^n \left(1 - \frac{R'_f \tau}{\sigma_n \tan \delta} \right)^2 \quad (2-40)$$

式中: K_1 、 n 、 R'_f 为试验确定指标; δ 为接触面上材料的外摩擦角; γ_w 为水的容重; P_a 为大气压力。

当接触面受压时,模拟单元不会在接触面处重叠,法向劲度系数 K_n 取较大值(如 $K_n = 10^8 \text{ kN/m}^3$);当接触面受拉时,界面材料可脱离, K_n 取较小值(如 $K_n = 10 \text{ kN/m}^3$)。

(三) 接缝计算模型

面板缝(面板与面板之间的接缝)以及周边缝(面板与趾板之间的接缝)中设有各种止水材料,将其相互连接起来以防止漏

水,并允许一定的相对变形。常用的止水材料有铜片、塑料、不锈钢片及各种嵌缝填料。接缝模型主要有3种。

1. 自由面模型

考虑施工中面板之间、面板与趾板之间均留有一定缝宽,而止水材料比较容易变形,将接缝界面作为自由边界处理。

2. 低模量薄单元模型

施工设计缝宽采用低模量薄层单元(通常厚度为1~2cm)模拟接缝止水作用。这种低模量薄层单元位移模式与一般混凝土单元相同,只是假定单元受拉时的模量为混凝土模量的万分之一,受压时的模量同混凝土。

3. 无厚度接缝连接单元模型

该单元类似于 Goodman 单元。分析时不考虑接触面法向应力和剪应力与法向相对位移和切向相对位移之间的耦合作用,相应方向的劲度由接缝止水材料通过试验确定。河海大学、四川联合大学等对止水铜片、止水塑料、不锈钢波纹片等进行了一系列的试验研究,提出了用于连接单元分析的力与相对位移的关系式。

(四) 混凝土材料本构模型

混凝土面板一般处于三向受力状态。研究表明,混凝土材料在复杂应力状态下的应力应变关系不是直线关系,在抗压强度的30%~50%范围内,应力应变关系可视为直线,在低应力时塑性应变在总变形中所占的比例很小,当应力水平超过0.5时,塑性应变比例增大。殷宗泽教授等(1994)根据混凝土三轴试验资料提出混凝土材料在低应力下的弹性模量随 σ_3 变化的线性模型,以及在高应力水平下的弹模双屈服模型,并通过实例分析,指出当混凝土材料中应力不接近破坏状态时,两者之间无大的差别。在面板坝分析中,混凝土面板、混凝土趾板多采用线弹性模型。顾淦臣教授等(1993)的研究认为,混凝土面板变形比较大,对混凝土面板采用分段线性模型。

(五) 平衡方程及求解方法

堆石坝体的施工是经过分层碾压填筑的, 其荷载分级施加; 堆石体和砂土的变形与加载的方式有关, 相同的应力水平、不同的应力路径, 变形不同。由于应力应变关系的非线性, 将导致结构平衡方程的非线性。在堆石坝的分析中采用中点增量法是适宜的, 其计算结果可以比较合理地反映出施工过程影响及结构性态变化。

(六) 流变增量分析

面板堆石坝施工是分层填筑的, 蓄水过程是逐渐完成的, 因此, 在面板堆石坝的不同施工及蓄水阶段, 不同单元的流变时间不同。采用统一时间, 将使时间记录过程复杂化, 为此, 对时间的计算技术进行改造, 采用相对时间进行流变分析。

将式 (2-36) 相应改写为

$$\begin{cases} \dot{\epsilon} = c \epsilon_{vf} \left(1 - \frac{\epsilon_{vt}}{\epsilon_{vf}} \right) \\ \dot{\epsilon}_s = c \epsilon_{sf} \left(1 - \frac{\epsilon_{st}}{\epsilon_{sf}} \right) \end{cases} \quad (2-41)$$

式中: ϵ_{vt} 、 ϵ_{st} 分别为 t 时段已累计的体积变形和剪切变形, 可以用下式计算

$$\begin{cases} \epsilon_{vt} = \sum \dot{\epsilon}_v \Delta t \\ \epsilon_{st} = \sum \dot{\epsilon}_s \Delta t \end{cases} \quad (2-42)$$

相应 Δt 时段内的体积和剪切流变应变增量为

$$\begin{cases} \Delta \epsilon_{vt} = \dot{\epsilon}_v \Delta t \\ \Delta \epsilon_{st} = \dot{\epsilon}_s \Delta t \end{cases} \quad (2-43)$$

应变分量的流变增量可以写为

$$[\Delta \epsilon] = \frac{1}{3} \dot{\epsilon}_v \Delta t [I] + \frac{1}{2} \frac{\dot{\epsilon}_s \Delta t}{q} [s] \quad (2-44)$$

式中: $[\Delta \epsilon]$ 为应变增量张量; $[I]$ 为单位张量; $[s]$ 为偏应力张量; q 为广义剪应力。

通过上述变换, 可使所有计算中只用到时间增量 Δt , 而不

用总时间 t ，非常方便。

有限元分析步骤如下：

(1) 根据施工及蓄水过程，对相应荷载级先计算其瞬时弹性变形或弹塑性变形，得本级末的单元应力及应力水平。

(2) 根据施工进度安排，确定该级加荷所经历的时间 T_i ，将该段时间分为若干时段 Δt 。

(3) 假定 Δt 时段内应力不变，按式 (2-34)、式 (2-35) 计算对应的剪切流变 ϵ_{sf} 和体积应变 ϵ_{vf} ，按式 (2-41) 计算应变速率，按式 (2-42) 计算累计流变量，按式 (2-44) 得到相应流变增量。

(4) 按初应变法进行有限元分析，得到相应的位移增量、应力增量，累计得到总位移，总应力。

(5) 对加荷时间进行判断，如该加荷级时间结束，则回到步骤 (1) 循环，否则回到步骤 (3) 循环。

二、混凝土面板堆石坝的动力分析

混凝土面板堆石坝动力反应分析，主要是确定在地震荷载作用时结构任意时刻的动位移、速度、加速度和动应力等反应量，用以评估大坝结构的动力性态，也为地震永久变形分析提供计算条件。混凝土面板堆石坝的动力分析以静力分析为基础，一般采用有限元法。

(一) 堆石料动力本构模型

对土、砂料的动应力应变关系模型已有一定研究，但对堆石料的动应力应变关系的研究较少。在目前的动力分析中，一般多采用等效线性模式。最常用的是 Hardin - Drnevich 模型。该模型用等效剪切模量 G 和等效阻尼比 λ 来反映堆石料动应力 - 动应变关系的非线性与滞后性的基本特性。

动剪切模量

$$G = \frac{G_{\max}}{1 + \gamma / \gamma_r} \quad (2-45)$$

$$\gamma_r = \tau_{\max} / G_{\max}$$

阻尼比

$$\lambda = \lambda_{\max} \left(1 - \frac{G}{G_{\max}} \right) \quad (2-46)$$

式中： γ 为动剪应变； γ_r 为参考剪应变，由动力剪切试验确定； τ_{\max} 为抗剪强度； λ_{\max} 为最大阻尼比； G_{\max} 为最大剪切模量，由下式确定

$$G_{\max} = A(\sigma'_m)^n \quad (2-47)$$

式中： n 为试验常数，一般取 0.5； A 为堆石料动力性质常数，随堆石料的孔隙比、剪应变等因素而变化； σ'_m 为平均有效正应力。

(二) 接触面动力计算模型

面板与堆石体接触面的动力特性是一个非常复杂而又十分重要的问题，有关这方面的工作做得极少。根据吴军帅、姜朴等（1993）的试验资料，混凝土与垫层料接触面的剪切劲度与相对位移呈双曲线关系，接触面切向劲度为

$$K_t = \frac{K_{\max}}{1 + \frac{K_{\max} u_r}{\tau_f}} \quad (2-48)$$

$$\tau_f = \sigma_n \tan \delta \quad (2-49)$$

$$K_{\max} = K_2' (\sigma_n)^{0.7} \quad (2-50)$$

式中： u_r 为接触面的相对位移； τ_f 为接触面的破坏剪应力； K_{\max} 为初始剪切劲度模量； δ 为接触材料的摩擦角； σ_n 为接触面上的法向应力； K_2' 为试验参数，一般取 22.0。

为模拟面板紧贴在堆石体上（尤其是在库水压力下，面板一般不会脱开）和坝体一起运动，当接触面受压时，法向劲度系数取一大值（如 $K_n = 10^8 \text{ kPa/m}$ ）；当接触面受拉时，法向劲度系数取一小值（如 $K_n = 10^3 \text{ kPa/m}$ ）。

对于接触面的阻尼比，吴军帅、姜朴（1993）推荐的公式为

$$\lambda = \left(1 - \frac{K_t}{K_{\max}} \right) \lambda_{\max} \quad (2-51)$$

式中： λ_{\max} 为最大阻尼比。

(三) 混凝土面板动力计算模型

混凝土或钢筋混凝土的弹性模量和动强度随着加荷速度而改变，也就是随着应力速度而改变。当应力速度达到 $1 \times 10^{11} \text{ Pa/s}$ 时，动弹性模量与静弹性模量的比值达到 2.0 以上，动强度与静强度达到 2.2 以上，其关系呈非线性变化。地震过程中，混凝土面板中的应力迅速地正负变化，其应力速度很快，故在动力计算过程中，混凝土面板的弹性模量应随着应力速度而改变。在面板堆石坝分析中，一般采用中国科学院工程力学研究所的试验成果，建立混凝土动弹性模量与应力速度的关系（顾淦臣，1989）。

(四) 接缝连接单元动力模型

把止水片置于振动拉压剪切试验仪上，测定振动情况下受力与相对位移的关系，可以确定动剪切模量与振动相对位移的关系，但目前尚无这方面的试验成果，因此，在计算中仍采用静力试验成果，相应的阻尼则通过瑞利假定确定。

(五) 坝—水相互作用

水库蓄水后，地震将引起动水压力，应考虑坝—水相互作用，将水体和坝体一起划分有限单元，或将水体采用无限元处理，并在水与坝体表面处设置接触单元进行计算。傅作新教授（1981）的研究表明，由于水库底淤积，水与边界的摩擦，阻止了弹性波的完全反射，故忽略水体的压缩性是接近实际情况的。根据这一结论，不考虑水体的压缩性，采用附加质量法，把动水压力对坝体地震反应的影响用一等效的附加质量与坝体质量相叠加，然后进行动力分析。

若不考虑水体的压缩性，忽略表面波的压力，则当水体作小振幅运动时，动水压力 p 满足拉普拉斯（Laplace）方程，即

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} = 0 \quad (2-52)$$

在水体自由表面，边界条件为

$$p = 0$$

在与坝体接触面，边界条件为

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \frac{\partial^2 u_n}{\partial t^2} \quad (2-53)$$

式中： u_n 为边界位移法向分量； ρ 为水体密度； n 为接触面法线，以指向水体外界为正。

假定水体单元的压力分布为

$$p = [N]\{p\}^e \quad (2-54)$$

式中： $\{p\}^e$ 为水体单元结点压力列阵； $[N]$ 为压力分布形函数，采用与位移形函数相同的模式。

将考虑的水域划分成单元，应用泛函理论，可推出全域的极值方程

$$[H]\{p\} = \{F\} \quad (2-55)$$

式中： $[H]$ 为动水压力劲度矩阵； $\{F\}$ 为动水压力等效结点荷载。

由式 (2-55) 可求解某一时刻边界条件下的动水压力。由于接触面边界条件随时间而变，为了简化求解，引入附加质量矩阵 M_p 。坝面各结点分别发生单位加速度时的坝面动水压力用影响矩阵 $[E]$ 表示，它的第一列表示第一结点 x 向发生单位地震绝对加速度，而其他方向及各点加速度均为零时，坝面上各点的动水压力；第二列表示第一结点 y 向发生单位地震绝对加速度，而其他方向及各点加速度均为零时，坝面上各点的动水压力。其余类推。由此可写出地震过程任意时刻的坝面各点的动水压力为

$$\{p_u\}_{n \times 1} = [E]_{n \times 3n} \{\ddot{u}_a\}_{3n \times 1} \quad (2-56)$$

式中： n 为坝面结点数； $\{\ddot{u}_a\}$ 为坝面各结点地震反应绝对加速度。

由动水压力推求其等效结点荷载，在单元边界上任意点的动水压力可由式 (2-54) 表示，它作用在库水外法线方向上，分解到与坐标相应方向上的动水压力分量为

$$\{n\}p = \{n\}[N]\{p\}^e \quad (2-57)$$

式中: $\{n\}$ 为库水边界外法线的方向余弦。

将这个作用在边界面上的面力, 按计算面力等效荷载公式, 转化为作用在坝面结点的等效荷载, 即

$$\{R_u\}^e = \iint_s [N'] \{n\} [N] \{p_u\}^e ds = [A]^e \{p_u\}^e \quad (2-58)$$

其中

$$[A]^e = \iint_s [N'] \{n\} [N] ds$$

$$[N'] = [N_1 I \ N_2 I \ \cdots]$$

将 $\{R_u\}^e$ 、 $[A]^e$ 表示到整个上游坝面结点构成的空间中, 对所有与上游面有关的单元集合, 综合得到作用在上游坝面的动水压力等效结点荷载, 即

$$\{R_u\}_{3n \times 1} = [A]_{3n \times n} \{p_u\}_{n \times 1} \quad (2-59)$$

$$[A] = \sum [A]^e$$

式中: $[A]$ 为几何矩阵。

由式 (2-56)、式 (2-59) 得到

$$\{R_u\} = [A][E]\{\ddot{u}_u\} = -[M_p]\{\ddot{u}_u\} \quad (2-60)$$

$$[M_p] = -[A][E]$$

式中: $[M_p]$ 为附加质量矩阵, 反映水体质量对坝体运动的影响。

(六) 动力平衡方程与求解

1. 动力平衡方程

利用最小势能原理, 得到结构整体动力平衡方程为

$$[K]\{\delta\} + [C]\{\dot{\delta}\} + [M]\{\ddot{\delta}\} = -[M]\{\ddot{u}_g\} \quad (2-61)$$

考虑坝—水相互作用, 结构动力平衡方程为

$$[K]\{\delta\} + [C]\{\dot{\delta}\} + ([M] + [M_p])\{\ddot{\delta}\} = -([M] + [M_p])\{\ddot{u}_g\} \quad (2-62)$$

式中: $[M]$ 为整体质量矩阵; $[C]$ 为整体阻尼矩阵; $[K]$ 为整体劲度矩阵; $[M_p]$ 为附加质量矩阵; $\{\delta\}$ 、 $\{\dot{\delta}\}$ 、 $\{\ddot{\delta}\}$ 分别为相对位移、相对速度、相对加速度列阵; $\{\ddot{u}_g\}$ 为基岩地震加速度列阵。

结构自振特征方程为

$$([K] - \omega^2[M])\{\delta_0\} = 0 \quad (2-63)$$

考虑坝—水相互作用，结构自振特征方程为

$$([K] - \omega^2([M] + [M_p]))\{\delta_0\} = 0 \quad (2-64)$$

阻尼矩阵采用瑞利假定，即

$$[C]_e = \alpha[M]_e + \beta[K]_e \quad (2-65)$$

$$\alpha = \lambda\omega$$

$$\beta = \lambda/\omega$$

式中： $[C]_e$ 、 $[M]_e$ 、 $[K]_e$ 分别为单元阻尼矩阵、单元质量矩阵、单元劲度阵； λ 为各单元阻尼比，在计算过程中随剪应变 γ 变化； ω 为结构系统的基频，计算过程中随劲度矩阵 $[K]$ 而变化。

2. 求解动力平衡方程

动力平衡方程的求解采用 Wilson- θ 法逐步数值积分求解，该方法已被证明是一种无条件稳定的积分方法。将地震加速度过程线分为若干时段（每时段约 1s），每时段分为 $50\Delta t \sim 100\Delta t$ 时间步长（ $\Delta t = 0.01 \sim 0.02s$ ），在时段内进行迭代。先假定 G 、 λ ，计算出这一时段的剪应变过程线，求得平均剪应变，然后确定 G 、 λ ，据此计算基频 ω ，满足精度要求后，将 G 、 λ 、 ω 及其所形成的 $[K]$ 、 $[C]$ 作为下一时段的初值进行逐步积分迭代，直到地震历时终了为止。

（七）面板堆石坝地震液化验算

建造在覆盖层地基上的面板堆石坝，如果覆盖层内存在相对密度小、密实度差的饱和砂层，则在受到地震振动时，砂土层内的孔隙水压力就上升。当孔隙水压力上升到一定值时，砂的抗剪强度骤然降低或者完全丧失的现象，称为砂的液化现象。同样，当坝体以砂砾石为主要筑坝材料时，如果砂砾石料中细料偏多，在受到地震振动时处于浸水饱和的部位亦会产生振动孔隙水压力。因此，地震液化验算是某些特定情况下混凝土面板堆石坝地震分析的一个重要内容。

根据有效应力原理， $\sigma = \sigma' + u$ ，其中 σ' 为有效应力， σ 为上覆土总压力， u 为孔隙水压力。如果 $\sigma = u$ ，则 $\sigma' = 0$ ，在这种情

况下,砂土就不再具有抗剪强度,而处于液化状态。对砂土的液化现象已有很多研究,但没有一个很有效的计算方法。

影响液化的因素,除地震烈度和地震历时外,还取决于土料种类、颗粒组成、相对紧密度、饱和度以及上覆压力等。地震烈度越高,振动历时越长,则越容易产生液化。坝体填筑所有砂砾料中,砾石含量如果超过 60%,则对减少液化有显著效果;如果小于 40%,则液化性质仍与细砂相似。一般细砂较粗砂易液化。 $d_{50} < 0.5\text{mm}$ 时容易液化,均匀的土料比级配良好的土料更易液化。另外当上覆压力较大时,不容易发生液化。

因此要判断砂壳坝体或砂土地基在振动过程中是否液化,主要需计算地震过程中动孔隙水压力 U_d 的增长。目前通常有两种计算方法:①顾淦臣教授提出的动孔压比法(1989);②徐志英教授和沈珠江院士提出的增量解析式法(1981)。

1. 动孔压比法

此法由振动试验曲线成果推求,因孔隙水压力随振动强度和振动次数的增加而增大,随固结比和渗透系数的增加而减小,由试验可绘制在某一相对密度和振动次数的 $\sigma_d(\tau_{df}/\sigma_{df})-K_r(\sigma_1/\sigma_3)-U_d/\sigma_3$ 的关系曲线,其中, τ_{df} 为破坏面上的动剪应力, σ_{df} 为破坏面上的固结应力。同样可以绘制不同振动次数 n 的一系列 $a_d-K_r-U_d/\sigma_3$ 的关系曲线,然后根据等效振动次数 n_w 求解孔隙水压力。再查相应曲线得各单元的 U_d/σ'_3 , 如 $U_d/\sigma'_3 \geq 1$, 则液化;否则,不发生液化。

2. 增量解析式法

Seed 与 Martin 等通过不排水单剪液化试验认为,动孔压 U_d 与循环次数 N 有如下关系

$$\frac{U_d}{\sigma_0} = \frac{2}{\pi} \arcsin \left(\frac{N}{N_L} \right)^{\frac{1}{2\theta}} \quad (2-66)$$

式中: θ 为由土石料类型及试验条件决定的经验常数, Seed 建议取 0.7; σ_0 为平均固结有效应力; N 为 t 时刻累积等效振动周数; N_L 为液化周数,可根据某时段单元平均剪应力 $\tau_w = 0.65\tau_{\max}$ 与

σ'_0 的比值, 由下式计算

$$N_L = 10 \frac{b - \frac{\tau_{av}}{\sigma_0}}{a}$$

式中: a 、 b 为试验常数, 与砂土抗液化能力有关。

由于砂土循环抗剪强度与固结应力比 α 有关, 徐志英教授和沈珠江院士提出了如下改进公式

$$\frac{U_d}{\sigma_0} = (1 - m\alpha) \frac{2}{\pi} \arcsin \left(\frac{N}{N_L} \right)^{\frac{1}{2\theta}}$$

写成增量式为

$$\Delta U_d = \frac{\sigma_0 (1 - m\alpha) \left(\frac{N}{N_L} \right)^{\frac{1}{2\theta} - 1} \Delta N}{\pi \theta N_L \sqrt{1 - \left(\frac{N}{N_L} \right)^{\frac{1}{\theta}}}} \quad (2-67)$$

式中: m 为动孔压随固结应力比 α 递减的常数, 由试验确定; ΔN 为 Δt 时段内等效振动周数, 可根据地震加速度强弱加权平均, 较合理地分配 ΔN 的大小。计算时段与以前各时段 ΔN 累加, 则为该时刻的累计等效振动周数。总的等效振动周数可采用 Seed 等的研究成果 (表 2-1)。

表 2-1 等效振动周数、地震历时与震级关系

地震震级	5.5~6.0	6.5	7.0	7.5	8.0
等效周数	5	8	12	20	30
地震历时 (s)	8	14	20	40	60

据式 (2-67) 可求得某时段各单元的孔隙水压力增量, 然后累加可得出 t 时段末的地震孔隙水压力。将所求得的动孔隙水压力 U_d 除以 σ_0 得液化度, 当液化度大于或等于 1 时, 单元液化, 否则不发生液化。

(八) 面板堆石坝地震永久变形分析

1. 地震永久变形分析

在地震作用下, 混凝土面板堆石坝会产生不可恢复的永久变

形。这种附加变形对面板堆石坝的防渗结构体系带来的不利影响应予以重视。混凝土面板堆石坝地震永久变形的合理预测,将为判断大坝的安全性,并为抗震预留坝高提供依据。因此,永久变形的计算是面板堆石坝抗震设计中的一个很重要的问题。

永久变形的计算方法大致可分为3类:①以纽马克(Newmark)提出的刚体滑动面假设和屈服加速度为基础建立的滑块位移计算方法;②基于应变势概念或等价结点力为基础建立的整体计算方法;③利用弹塑性模型直接求出塑性变形,即所谓的真非线性分析方法。真非线性分析方法无论在计算方法还是弹塑性模型建立以及参数的确定等方面,尚不够成熟,因此,目前应用较多的仍然是前两类方法。

(1) 滑动体变形分析方法。1965年,美国学者纽马克基于极限平衡理论,提出了一个用于评价堆石坝永久变形的分析方法,其基本出发点是:当土体内某一点加速度超过材料的屈服加速度时,沿破坏面就会发生滑动,假设永久变形是由于滑动体沿着最危险滑动面在地震荷载作用下发生瞬态失稳时滑动位移所产生。

所谓屈服加速度,即土体中预期滑动体开始滑动时作用在该滑动体上的临界加速度,其值可由拟静力法求得。

在纽马克法的基础上,陈生水教授和沈珠江院士对该方法作了改进(1990)。

(2) 整体变形分析方法。整体变形分析的基本假定是将土体的变形作为连续介质处理,本构关系选用粘弹塑性模型,并采用有限元法进行计算,是结合试验研究而发展起来的一类方法。从永久变形的产生机理看,主要有修正模量法和等效结点力法。

1) 修正模量法。认为永久变形是由于地震作用下静剪切模量降低面引起的,地震永久变形等于按降低的剪切模量所得的静变形与地震前的静变形之差。这类方法主要有线性修正模量法、非线性修正模量法等。

2) 等效结点力法。在地震作用下,如果坝体没有破坏,则震动的结果是引起坝体各单元一定程度的应变,这种应变可用单元

应变势来表示。应变势由动力反应分析和振动三轴试验确定。由于没有考虑相邻单元的影响,这种应变势并非各单元的实际应变,为了求得与应变势引起的应变相同的实际应变,可以设法在单元各结点上施加一种等效结点力,作为静荷载,按静力法计算坝体实际的变形,即为永久变形。当前主要有两种计算模式:①只考虑残余剪切应变;②同时考虑残余体积应变和残余剪切应变。

2. 地震永久变形计算模型

混凝土面板堆石坝的永久变形计算,到目前为止尚未形成一个比较统一的模式。工程界对永久变形预测中是否同时计入残余体积应变存有异议。若不考虑残余体积应变引起的永久变形,则其相应的计算结果是地震后下游坝坡大量向外鼓出,坝顶的沉降小于水平位移。这样的结果基本上不符合已建坝的实测资料。例如,墨西哥英菲尔尼罗坝,震后坝顶沉陷和水平位移分别为13.0cm和4.5cm;中国陡河水库大坝在唐山地震中的相应值分别为164.0cm和51.0cm,均为水平位移显著小于坝顶沉降(沈珠江等,1996)。考虑到上述情况,一般采用能同时考虑残余体积应变与残余剪应变的计算模型。

沈珠江院士等对新疆吉林台坝料(试样的母岩为灰岩)进行了坝料为浸水饱和状态,在不排水条件下进行动应力与残余应变的试验,给出了残余体应变与残余剪应变随振次的增量关系。

$$\Delta \varepsilon_{pv} = c_1 \gamma_d^2 \exp(-c_3 S_1^2) \frac{\Delta N}{1 + N} \quad (2-68)$$

$$\Delta \gamma_p = c_4 \gamma_d^2 S_1^2 \frac{\Delta N}{1 + N} \quad (2-69)$$

$$S_1 = \tau / \tau_f$$

式中: $\Delta \varepsilon_{pv}$ 为残余体应变增量; $\Delta \gamma_p$ 为残余剪应变增量; γ_d 为动应变幅值; S_1 为剪应力比; N 、 ΔN 分别为振动次数和振动次数增量; c_1 、 c_2 、 c_3 、 c_4 、 c_5 为试验参数。

中国水利水电科学研究院在“八五”期间对紫坪铺坝料进行了饱和料在固结不排水条件下的动应力与残余剪应变以及残余体

应变关系的试验,也提出了残余体应变与动应力关系式。

3. 地震永久变形求解

通过静力及动力分析和循环三轴试验,计算出坝体各单元在地震过程中的残余应变增量后,将残余应变增量换算成直角坐标系下的应变。换算的原则是,残余应变主轴与静力状态应力主轴方向一致,即永久变形沿最大剪应力面发展。在此假定下,得到相应的转换关系为

$$\{\Delta\epsilon_p\} = \begin{Bmatrix} \Delta\epsilon_x \\ \Delta\epsilon_y \\ \Delta\epsilon_z \\ \Delta\gamma_{xy} \\ \Delta\gamma_{yz} \\ \Delta\gamma_{zx} \end{Bmatrix} = \frac{1}{3}\Delta\epsilon_{vp} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} + \frac{1}{2} \frac{\Delta\gamma_p}{\tau_{oct}} \begin{Bmatrix} \sigma_x - p \\ \sigma_y - p \\ \sigma_z - p \\ 2\tau_{xy} \\ 2\tau_{yz} \\ 2\tau_{zx} \end{Bmatrix} \quad (2-70)$$

式中: τ_{oct} 为八面体剪应力; p 为平均主应力。

得到直角坐标系下的残余应变增量后,则等效结点力为

$$\{\Delta F\} = \iiint_V [B]^T [D] \{\Delta\epsilon_p\} dV \quad (2-71)$$

式中: $[B]$ 为应变转换矩阵; $[D]$ 为弹性矩阵; $\{\Delta\epsilon_p\}$ 为直角坐标系下的残余应变增量。

求出等效静结点力,重新进行静力分析,得地震引起的永久变形增量。直到地震结束,则累计位移就是坝体的永久变形。

第三节 混凝土面板堆石坝的优化设计

面板坝的传统断面设计,是先根据工程地质条件,参照已有工程经验,拟定初步方案,然后对方案进行各工况下的安全校核分析,不断修改方案,直到满足要求。由于结构的复杂性以及工程设计人员的经验限制,使得设计人员对各种设计指标所做调整只依靠直观的判别;而且校核工作松散,效率很低,对方案只能进行有限次的修改。因此,最终确定的方案,只是一种满足要求

的可行方案，而非设计人员所追求的特定目标下的最优方案。

面板坝断面最优化设计是在结构类型、材料已定的条件下，根据某一目标（如用料最省或造价最低等），在满足规范要求的前提下，利用数学手段从众多可行方案中通过自动寻优技术，获得结构断面的最优尺寸，实现对断面布局的优化设计。优化设计与传统设计有相同的设计过程，即拟定初始方案、校核（是否满足规范）、修改设计、再校核，反复进行，直到找到最佳方案为止。优化设计与传统设计采用相同的结构分析理论，遵守同样的规范、施工和构造要求，因而具有相同的安全度。从这些角度来说，两者是完全一样的。所不同的是，优化设计按一定的数学模式将特定的目标与校核关系紧密地联系在一起，即将设计问题转化为严格的数学规划问题求解，利用计算机连续、快速地作出方案的比较，从可行方案中找出最优设计方案。

一、结构优化设计数学模型的一般描述

结构优化的首要问题是把一个工程结构的设计问题描述成数学表达式，即建立数学模型。优化设计的一般数学表达式为

求设计变量 $X = [x_1 \ x_2 \ x_3 \ \cdots \ x_n]^T$

使目标函数 $f(X) \longrightarrow \min$

满足于
$$\begin{cases} a_i \leq x_i \leq b_i & i = 1, 2, \dots, n \\ g_j(X) \leq 0 & j = 1, 2, \dots, m \\ h_k(X) = 0 & k = 1, 2, \dots, p \end{cases} \quad (2-72)$$

式中： a_i 、 b_i 分别为第 i 个设计变量的上下限； n 为设计变量的个数； p 为非上下限等式约束的个数； m 为非上下限约束的不等式约束的个数。

二、混凝土面板堆石坝断面优化设计的数学模型

（一）设计变量

对于面板堆石坝断面，坝高、坝顶宽度及上下游水位都是根据工程规划要求确定的不变参数，故一般选取描述面板堆石坝断

面形状的其他一些几何特征量为设计变量，如各料区分界线及上下游倾角等。

对岩基上面板堆石坝（图 2-2），设计变量的取值要求为：

（1）取上、下游坝坡坡角 x_1 、 x_4 为设计变量，以反映整个断面的大小。

（2）取堆石料分界坡角 x_2 、 x_3 为设计变量，以使各种石料得到合理的利用。

（3）取下游坝坡变坡坡角 x_5 、 x_6 以及相应高度 x_7 、 x_8 为设计变量，以反映下游坝坡变坡要求与设置马道的需要。

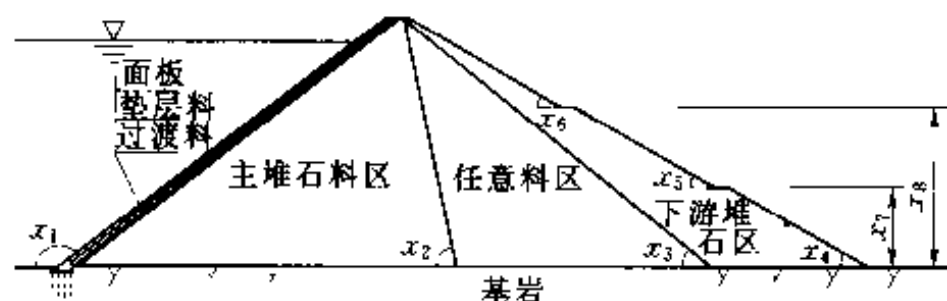


图 2-2 岩基上面板堆石坝典型断面设计变量示意图

从而，岩基上面板堆石坝典型断面的优化设计变量可表示为

$$X = [x_1 \quad x_2 \quad \cdots \quad x_8]^T$$

对覆盖层地基上面板堆石坝（图 2-3），设计变量的取值要求为：

（1）取上下游坝坡坡角 x_1 、 x_2 为设计变量，以反映整个断面的大小。

（2）取堆石料分界坡角 x_3 、 x_4 为设计变量，以使各种石料得到合理的利用。

（3）防渗墙受力复杂，其应力状态与其偏离坝趾的距离密切相关，因而取坝趾到防渗墙的距离（趾板长度） x_5 以及防渗墙的厚度 x_6 作为设计变量，以反映防渗墙的受力与变形。

（4）一般深度不太大的覆盖层地基，防渗墙嵌入岩基，以截断坝基渗流。以防渗墙长度 x_7 作为设计变量，主要考虑深厚覆盖层在满足渗透稳定的条件下，能从水量损失与成墙造价综合比较中确定较为合适的成墙长度。

面板、趾板、垫层及过渡层的厚度虽可在一个小范围内变动,但目前已有较成熟的经验,且趋向等宽布置,可不必取为变量。

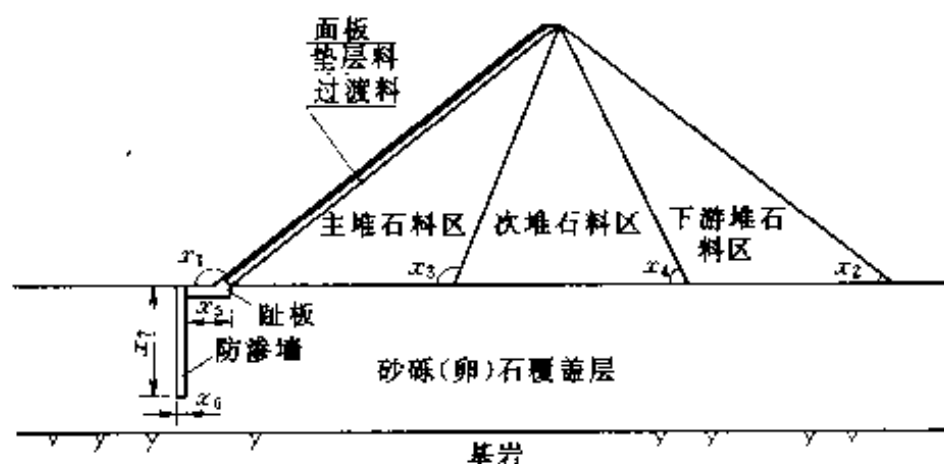


图 2-3 覆盖层地基上混凝土面板堆石坝典型断面示意图

这样,覆盖层上面板堆石坝典型断面的优化设计变量可表示为

$$X = [x_1 \quad x_2 \quad \cdots \quad x_7]^T$$

对上述设计变量,可根据具体工程取舍。

(二) 目标函数

面板堆石坝断面由不同材料分区组成,综合考虑开采、运输及施工等综合因素,可以确定不同材料的方量单价。这样对单位长断面,其目标函数可表示为

$$F = \sum_{\text{料区数}} \text{断面内某种坝料方量单价} \times \text{断面上该坝料区的面积}$$

如果将各料区的单价进行比较,选取某材料的单价为 1.0,则其他材料的单价与它的比值,即为单价比,记为 C_i 。从而目标函数可进一步表示为

$$F = \sum_{\text{料区数}} \text{某种坝料方量单价比 } C_i \times \text{断面上该坝料区的面积 } S_i$$

(三) 约束条件

面板堆石坝断面优化设计约束条件一般有几何约束条件和性态约束条件。

1. 几何约束条件

几何约束条件是设计变量应遵循的取值范围,亦即对设计变量几何尺寸的限制。面板堆石坝优化设计中,一般可根据国内外

已建工程的经验拟定。

(1) 面板堆石坝上下游边坡 $1:1.8 \leq \tan x_i \leq 1:1.3$, x_i 为坝坡倾角。

(2) 趾板长度 (图 2-3) 一般为: $3.0 \leq x_3 \leq \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{5}\right)H$ 。

(3) 防渗墙厚度为: $0.5 \leq x_6 \leq 1.3$ 。

(4) 防渗墙长度为: $S - \Delta \leq x_7 \leq S + \Delta$, S 为由郑秀培 (1988) 推荐的 LANE 统计结果得到的一个长度, Δ 为由具体工程拟定的一个范围。

2. 性态约束

性态约束条件是保证面板堆石坝在各种工况下正常工作、安全运行所要满足的稳定、应力、变形等方面的限制条件, 一般应考虑以下条件:

(1) 渗透稳定条件 (对覆盖层坝基而言)。透水坝基最大渗透坡降 J 小于安全渗透坡降 $[J]$, 最大渗透流量 Q 小于规定渗透流量 $[Q]$, 即

$$J \leq [J]$$

$$Q \leq [Q]$$

(2) 上下游边坡稳定条件。各工况下边坡稳定安全系数 F_s 不小于规范规定的允许稳定安全系数 $[F_s]$, 即

$$F_s \geq [F_s]$$

(3) 最大应力条件。堆石体、混凝土面板、防渗墙的应力 σ 不超过允许值 $[\sigma]$, 即

$$\sigma \leq [\sigma]$$

(4) 最大变位条件。坝体最大沉降或面板最大挠度 δ 、周边接缝张开 T 及错动变位 S 分别小于允许值 $[\delta]$ 、 $[T]$ 和 $[S]$, 即

$$\delta \leq [\delta]$$

(5) 防止塑性剪切破坏条件。堆石体应力水平 S_L 不超过 1.0, 即

$$S_L < 1.0$$

(6) 防止振动液化条件 (对含饱和细砂料的覆盖层坝基或浸水部分的砂砾石坝体)。地震引起的等效周期剪应力 τ_d 不大于液化剪应力 τ_f , 即

$$\tau_d = 0.65\tau_{\max} < \tau_f$$

(7) 最大动位移条件。坝体各部位最大动位移 δ_d 、周边缝动位移 δ_d (张开及错动) 分别小于允许值 $[\delta_d]$, 即

$$\delta_d \leq [\delta_d]$$

(8) 最大动应力条件。堆石体、混凝土面板、防渗墙的动应力 σ_d 分别不超过其允许值 $[\sigma_d]$, 即

$$\sigma_d \leq [\sigma_d]$$

综合上述分析, 针对具体工程, 取定约束条件后, 同目标函数一起构成了相应工程的断面优化设计数学模型。该数学模型具有约束条件非线性程度高, 且多为设计变量的隐函数的特点, 采用常规方法计算时有一定的难度。

三、数学模型的求解方法

(一) 寻优算法的传统方法

结构优化设计的理论和方法传统上可分为两大类: ①准则法。即从结构力学原理出发, 选择使结构达到最优的准则, 如满应力准则、满位移准则、能量准则等; ②数学规划法。从解极值问题的数学原理出发, 运用数学规划等以求得一系列设计参数的最优解。两种方法各有优缺点。准则法的优点是收敛快, 分析次数一般跟变量数目没有多大关系, 适合较大型结构的优化; 缺点是理论依据不足, 得到的解一般不是真正的最优解, 优化的目标也只限于最轻重量等。数学规划法的优点是有着严格的理论基础与较大的适应性; 缺点是求解的规模有时受到限制, 求解的效率有时较低。

(二) 寻优算法的新思路

除了数学规划法和最优准则法外, 优化算法中仿生学方法伴随着计算系统的不断成熟而发展起来。与此同时, 数学规划法和

最优准则法也在不断地被赋予新的内容。人的进化本身就是一个绝妙的优化过程。目前仿生学方法主要有模仿自然界进化的算法与模仿自然界结构的算法。

1. 基因遗传算法

1975年美国的 J. Holland 首先提出以二进制位串为基础的基因模式理论,用二进制位串来表示染色体,依据遗传机制,由父代二进制位串繁殖下代二进制位串来模拟生物群体的进化历程。遗传算法的主要优点是有很强的解题能力和很广的适应性;主要缺点是群体的进化历程冗长,也就是迭代的次数和计算工作量非常庞大。目前对原有的简单遗传算法作了改进,如引用模式理论、积木块假设、更好的编码方式、根据具体问题的启发式知识来帮助搜索。

2. 模拟退火法

退火是使金属中晶体发育完善的一种加工过程,金属熔融后要缓慢冷却,而且加热再冷却的过程要反复多次,如果冷却时间不够长,达不到平衡态,生成的晶体会存在缺陷。1953年有人提出在计算机上对固态或固液态混合物加热后再冷却的退火过程进行模拟。20世纪80年代 S. Kirkpatrick 等将此法加以改进后用于优化问题,主要是解决组合优化问题,如旅商问题。模拟退火法的优点是能处理连续—离散—整数设计变量的非线性规划问题,因不使用梯度和二阶导数阵,故不要求函数可微与连续,能寻求全局最优点;缺点是效率不高。近年来建议过滤模拟退火策略,以筛选那些较差的候选方案。

3. 神经网络算法

人们通过对生物神经网络的模拟,研究出由多个单个神经元组成的人工神经网络,人工神经元一般是一个多输入、单输出的非线性元件。单个人工神经元的结构和功能均很简单而且有限,但由大量具有非线性的神经元连接成网络后,输入信号要在其间反复传递,使网络处在状态不断改变的动态过程中,实际上

通过并行作业实现计算与模拟,其能力惊人。人工神经网络的特性主要取决于网络的拓扑结构、神经元间的连接权重和神经元的特性。网络的一些参数可以根据实际问题的特点确定,也可通过样本学习来确定。由于神经网络算法对目标函数的性态没有严格要求,具有很高的平行处理能力,因而是一种很有前途的工程优化方法。

(三) 优化计算的区间数学方法

工程结构优化设计数学模型一般均较为复杂,可能同时具有非线性、隐函数、难以判定解的存在或是否整体最优的特点,因而给设计人员选择适当的优化方法增加了难度。近年来,数学工作者研究和应用的区间数学方法,因其自身所具备的优点和广泛的适应性,为解决这类复杂优化设计问题提供了有力的工具。

1. 区间数学方法概况

在许多问题中,由于计算误差的积累可能使计算结果失去意义。区间分析数学提供了一种简便方法,与古典数学相比,它打破了常规数值运算的概念,以区间运算代替数值运算,考虑到各种计算误差,得到一个包含精确结果的区间。这就实现了数值分析所希望解决的问题,即能同时算出两个数值:近似值和误差界。

1966年 Moore R. E. 奠定了区间数学的理论基础,提出了区间分析在一些领域中的运用。近年来,区间分析已成为数值分析中一个较为活跃的分支。

区间算法的优点是考虑到各种计算误差,可同时给出近似解及其误差范围。区间方法的重要应用之一是求约束规划问题的全局最优解。

2. 区间分析法求解约束规划问题的全局最优解

区间分析中,如 $\underline{x} \leq x$, 以 \underline{x}, \bar{x} 为端点,则 $X = [\underline{x} \quad \bar{x}]$ 就是一个区间变量,区间 X 的宽度 $\omega(X) = \bar{x} - \underline{x}$

若 f 是 n 个实变数 x_1, x_2, \dots, x_n 的实值函数,如果 n 个区间变量 X_1, X_2, \dots, X_n 的区间值函数 F 满足

$$F(x_1, x_2, \dots, x_n) = f(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad x_i \in X_i, i = 1, 2, \dots, n$$

则 F 是 f 的区间扩张。如果 $X_i \subseteq Y_i (i = 1, 2, \dots, n)$, 有 $F(X_1, X_2, \dots, X_n) \subseteq F(Y_1, Y_2, \dots, Y_n)$, 则 F 具有包含单调性。具有包含单调性的区间扩张 F 必有包含关系

$$\{f(x_1, x_2, \dots, x_n) \mid \forall x_i \in X_i, i = 1, 2, \dots, n\} \\ \subseteq F(X_1, X_2, \dots, X_n)$$

近年来, 人们提出求函数总体极值的优界函数法。 $f(x)$ 的优界函数 $F(x)$, 是指对一切 $x \in [a, b]$, 有 $F(x) \geq f(x)$ 。Shubert 就 $[a, b]$ 上的 Lipschitz 连续函数, 提出了构造 $f(x)$ 的优界函数序列 $F_n(x)$ 的方法, 令

$$a = \max_{x \in [a, b]} f(x)$$

及 $A = \{x \mid x \in [a, b], f(x) = a\}$

从 $[a, b]$ 中顺次取出点列 x_0, x_1, \dots, x_n , 其中 $x_i \in [a, b]$, 设 x_0, x_1, \dots, x_n 已取定, 则取 x_{n+1} 为满足

$$F_{n+1} = M_n \quad n = 1, 2, \dots$$

的点, 其中 $M_n = \max_{x \in [a, b]} F_n(x), F_n(x) = \min_{k=0,1,2,\dots,n} \{f(x_k) + c \mid x - x_k \mid\}$ 。

当 $n \rightarrow \infty$ 时, $f(x_n) \rightarrow \infty, M \rightarrow a$ 。

利用这个思想, Shen Z. 利用区间分析方法就 Lipschitz 连续函数类提出了区间序列法。

考虑求解约束函数极值问题 (以极大值为例)

$$\begin{aligned} \max f &= f(x) \\ \text{s. t. } g(x) &\geq 0, a \leq x \leq b \end{aligned} \quad (2-73)$$

其中 $f(x)$ 为 Lipschitz 函数, $g(x)$ 连续, 并设 $f(x)$ 的 Lipschitz 常数为 C , 构造 $f(x)$ 在 $X \in X_0 (X_0 = [a, b])$ 上的区间扩张, 令

$$F(X) = f[m(X)] + C[X - m(X)]$$

式中: $m(X)$ 为区间中点, $m(X) = \frac{x + \bar{x}}{2}$ 。

由 $f(x)$ 的 Lipschitz 性质, 对任意 $x \in X$, 有 $f(x) \leq \overline{F(x)}$, 且当区间宽度 $\omega(X) \rightarrow 0$ 时, $\overline{F(X)} \rightarrow f[m(X)]$ 。同时考虑 $g(x)$ 的包含单调区间扩张

$$G(X) = [G(X), \overline{G(X)}]$$

于是对任何 $x \in X \subset [a, b]$, 有 $g(x) \in G(X)$ 。

将区间 $[a, b]$ 分为 N 个子区间 $X_k (k = 1, 2, \dots, N)$, 即 $[a, b] = \bigcup_{k=1}^N X_k$ 。这些区间分为两类:

(1) 若 $\exists x_0 \in X_k$, 使 $g(x_0) \geq 0$, 则称 X_k 为问题 (2-73) 的广义可行区间。用 $I(X)$ 表示 $X_0 = [a, b]$ 中一切广义可行区间集。

(2) 若 $\forall x_0 \in X_k$, 都有 $g(x_0) < 0$, 则称 X_k 为非广义可行区间。用 $I^c(X)$ 表示 X_0 中一切非广义可行区间集。

定理: 设求约束函数极值问题 (2-73) 的最优值为 a , 则对任意 $\varepsilon > 0$, 存在足够大的正整数 N , 使得

$$M_N(I) - a < \varepsilon$$

其中

$$\begin{cases} M_N = \max_{X_k \in I(X_0)} \overline{F(X_k)} \\ F(X_k) = f[m(X_k)] + C[X - m(X_k)] \quad k = 1, 2, \dots, N \end{cases}$$

由此可见, 若取 $\{M_N\}$ 为上界函数, 则可在广义可行区间集内逼近约束函数的极大值, 并且可以确定极大值的位置。

(四) 区间优化方法

根据覆盖层地基上面板坝优化设计模型, 基于求有约束规划问题全局最优解的计算思想, 可以推出适于计算机计算的区间优化算法。设计变量为

$$X = \{X_1, X_2, \dots, X_7\} = \{[\underline{x}_1, \bar{x}_1], [\underline{x}_2, \bar{x}_2], \dots, [\underline{x}_7, \bar{x}_7]\}$$

在区间优化中, 利用目标函数的性质, 取 $F(X)$ 为 $f(x)$ 的自然区间扩张, 这就避免了区间求导等复杂运算。

取初始区间向量 $X^{(0)} = \{X_1^{(0)}, X_2^{(0)}, \dots, X_7^{(0)}\}$, 初始区间上、下界就是几何约束范围。 $M = F(X^{(0)})$, 比较各分量的区间宽度, 将最大的一个分量平分 $X_i^{(0)} = X_i^{(1)} \cup X_i^{(2)}$, 其他分量不变, 这样就得到两个子区间向量 $X^{(1)}, X^{(2)}$ 。

不妨设 $M_1 = \min\{M_1, M_2\}$, 若满足 $|M_1 - M| < \varepsilon$, 则取

M_1 为最优值, 相应区间向量 $X^{(1)}$ 为最优解; 若不满足, 则以 M_1 代替 M , 继续平分 $X^{(1)}$ 中区间宽度最大的一个分量, 由 $X^{(1)}$ 得到两个新的子区间向量, 把 $(X^{(k)}, \underline{F(X^{(k)})})$ 放入存贮库 L 中。

每次平分分量形成新的子区间向量后, 都要利用约束条件检验, 随时丢掉非可行区间集中的子区间, 并把形如 $(X^{(k)}, \underline{F(X^{(k)})})$ 的元素按 $\underline{F(X^{(k)})}$ 从小到大排列, 存入 $L = (X^k, \underline{F(X^{(k)})})$ 中, 其中 $X^{(k)} \in I(X^{(k)})$ 。因此, 在 L 中, 最前面的元素具有最小下界, 下一步将平分这个向量中的分量, 形成新的子区间向量, 并检验约束条件。

为减少计算量, 节省贮存单元, 利用函数值判别式, 排除肯定不包含最小值的子区间向量。具体步骤如下:

(1) 设 $X = X^{(0)}, F(X) = f(x), M = \underline{F(X)}$, 存贮库 L 置零。

(2) 平分 X 中宽度最大的分量, 得 $X^{(1)}, X^{(2)}$ 。

(3) 若 $X^{(i)} \in I(X^{(i)}), i = 1, 2$, 则删除。

(4) $M_1 = \min_{i=1,2} \underline{F(X^{(i)})}$, 并设相应向量为 $X^{(1)}$ 。

(5) 若 $|M_1 - M| \geq \epsilon, \epsilon > 0$, 则转入步骤 (7), 否则转入下一步。

(6) 计算 $m(X^{(1)})$ 是否满足约束条件, 若满足, 则取 M_1 作为 $f(x)$ 最优值, $m(X^{(1)})$ 为最优解, 误差范围是区间向量 $X^{(1)}$, 停机, 转入下一步。

(7) 若 $X^{(i)} \in I(X^{(i)}), i = 1, 2$, 则将 $(X^{(1)}, \underline{F(X^{(1)})})$ 、 $(X^{(2)}, \underline{F(X^{(2)})})$ 置入存贮库 L 中适当位置。

(8) 在 X 上应用约束问题的中点排除原则, 从 L 中删去不必要的元素。

(9) 设 L 中第一个元素为 $(X, \underline{F(X)})$, $M = \underline{F(X)}$ 。

(10) 将 L 中第二个元素开始, 所有元素顺次分别前移一个单元。

(11) 返回步骤 (2)。

通过上述步骤, 可求得最优值和最优解, 并同时确定最优值及最优解的误差范围。

第四节 梅溪混凝土面板堆石坝区间优化设计

一、工程概况

梅溪水库面板坝位于宁波鄞县境内，其典型断面如图 2-4 所示，坝高约 40m，坝长 642m。坝基覆盖层在该断面处为 26m 的砂卵石。分上下两层，下层厚 20m 左右，较为密实，上层厚 6m 左右，密实度较下部稍松。上游设计正常水位 32.80m，设计洪水位 50.80m，下游枯水。坝体和坝趾直接建在覆盖层上，坝基防渗采用防渗墙方案。

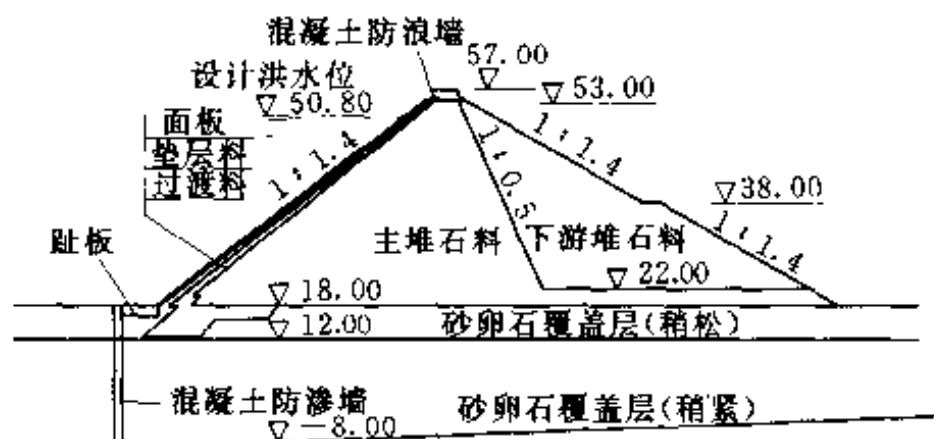


图 2-4 梅溪面板堆石坝典型断面图 (单位: m)

1. 基本资料

允许稳定安全系数为 1.15；防渗系统中混凝土面板、坝趾、防渗墙允许拉应力为 $[\sigma_t] = 1\text{MPa}$ ，允许压应力为 $[\sigma_c] = 10\text{MPa}$ ；防渗墙与趾板接缝及周边缝的允许张开度为 20mm，允许错动为 15mm。坝料的综合比价 C_i 为：下游堆石料：主堆石料：过渡料：垫层料：面板混凝土：趾板混凝土 = 1 : 1.51 : 1.92 : 2.27 : 19.93 : 19.93。

2. 初始设计方案

坝体面板等厚度，厚 0.35m；垫层区水平宽度 1.5m；过渡料区水平宽度 3.5m；趾板厚度 0.58m，长度 6m；防渗墙厚度

0.8m, 且防渗墙打入岩基。在防渗体系正常工作条件下, 对于无渗透问题, 可不作渗流分析。

二、优化设计数学模型

(一) 设计变量

由于防渗墙厚度和长度、趾板厚度、面板厚度等均由设计单位确定为常量, 进行优化设计时, 将断面稍作简化 (即将下游坡取为单坡, 不考虑马道; 不计坝顶防浪墙部分) 后, 设计变量仅有 4 个, 即 $X = [x_1 \ x_2 \ x_3 \ x_4]^T$, x_1 、 x_2 、 x_3 、 x_4 分别为趾板长度、上游坡角、主堆石与下游堆石分区界限坡角、下游坡角, 如图 2-5 所示。

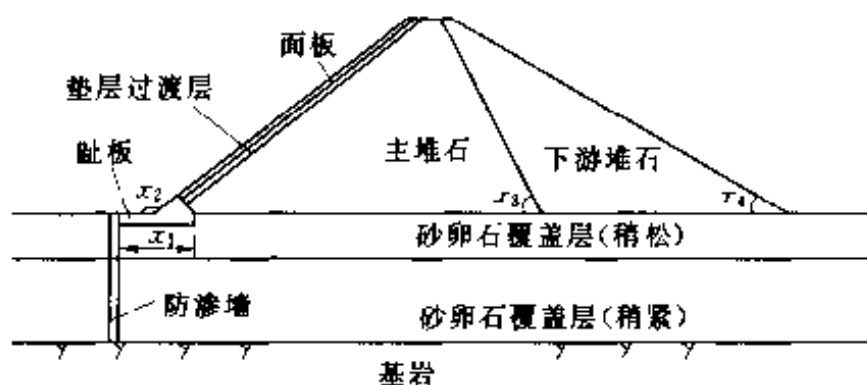


图 2-5 梅溪面板坝优化设计变量示意图

(二) 目标函数

$$\begin{aligned} F(X) &= \sum_{i=1}^6 C_i S_i \\ &= 1072.85 + 612.5(\operatorname{ctg} x_4 - \operatorname{ctg} x_3) \\ &\quad + 924.8[\operatorname{ctg} x_3 + \operatorname{ctg}(\pi - x_2)] + 11.5x_1 \end{aligned}$$

其中 C_i 由“基本资料”给出, S_i 由断面的几何参数确定。

(三) 约束条件

1. 几何约束条件

$$\begin{aligned} 3.0\text{m} &\leq x_1 \leq 10.0\text{m} \\ 2.488\text{rad} &\leq x_2 \leq 2.544\text{rad} \\ x_4 &\leq x_3 \leq x_2 \\ 0.588\text{rad} &\leq x_4 \leq 0.656\text{rad} \end{aligned}$$

2. 性态约束条件

本工程覆盖层为砂卵石，无细砂料，在防渗体系完好的情况下不可能产生渗透破坏或地震液化破坏。大坝基础无不利地质构造，覆盖层上层稍松，摩擦角较小（ $\varphi = 38^\circ$ ），在坝体及库水压力作用下对初设方案作整体稳定校核，得到 $F_s = 6.07 > 2.0$ ，远大于规范要求，故坝体整体稳定性具有很高的安全储备。因此，该工程主要考虑性态约束为：

(1) 防渗墙、面板及趾板主拉应力（面板顺坡向） $\sigma_L \leq 1000\text{kPa}$ 。

(2) 防渗墙、面板及趾板主压应力（面板顺坡向） $\sigma_c \leq 10000\text{kPa}$ 。

(3) 防渗墙与趾板及面板与趾板接缝张开量 $T \leq 20.0\text{mm}$ 。

(4) 防渗墙与趾板及面板与趾板接缝错动量 $S \leq 15.0\text{mm}$ 。

(5) 上下游坝坡静力稳定安全系数 $F_s \geq 1.15$ 。

(6) 坝体应力水平 $S_L \leq 1.0$ 。

可见上述优化问题的数学模型中，目标函数是设计变量的非线性函数，性态约束是设计变量的隐含数。

三、区间优化计算

初始设计方案选定为设计院提供的原设计方案，即

$$X_0 = [6.0 \quad 2.52 \quad 1.107 \quad 0.62]^T$$

利用区间优化方法进行计算时，为建立性态约束条件所必须进行的结构分析包括瑞典条分法坝坡稳定分析和堆石料采用 Duncan 模型的应力应变有限元分析，分级加荷模拟施工过程，防渗墙与覆盖层砂卵石之间、面板与垫层之间均设置 Goodman 单元，以反映相互间的变形特性。防渗墙沿厚度剖分 4 排单元，以反映其偏心拉压受力特性，底部按嵌固处理。蓄水计算工况为上游水位 50.8m，下游枯水。计算参数如表 2-2～表 2-4 所示。取初始区间变量为

$$\{X\}^0 = \{[3, 10] \quad [2.468, 2.554] \quad [0.800, 1.570] \quad [0.588, 0.656]\}$$

根据区间数学方法的思想及区间优化计算的实施办法进行寻优搜索。

表 2-2 覆盖层砂卵石料及坝体堆石料参数

参 数	γ (kN/m ³)	c (kPa)	φ (°)	k	n	R_f	G	F	D	K_{ur}	n_{ur}
深层砂卵石料	20.0	0	39	1200	0.35	0.874	0.47	0.18	3.6	1800	0.35
浅层砂卵石料	20.0	0	38	900	0.35	0.874	0.43	0.18	3.6	1350	0.35
下游堆石料	20.0	0	41	1000	0.10	0.900	0.46	0.16	4.8	1500	0.10
主堆石料	20.0	0	43	1100	0.10	0.900	0.35	0.16	4.8	1650	0.10
过渡料	20.5	0	41	1350	0.24	0.865	0.40	0.20	5.1	1750	0.24
垫层料	20.5	0	40	1500	0.24	0.865	0.40	0.20	5.1	1800	0.24

表 2-3 防渗墙、面板、趾板参数

参 数	E (GPa)	μ	γ (kN/m ³)
防渗墙	18.5	0.167	24.0
面 板	26.0	0.167	24.0
趾 板	26.0	0.167	24.0

表 2-4 接触面参数

参 数	δ (°)	c (kPa)	R_f	K_1	n	K_n (压/拉)
防渗墙与砂卵石料	18	0	0.86	1400	0.66	10 ⁸ /100
面板与垫层料	28	0	0.86	45000	0.65	10 ⁸ /100
面板与趾板及防渗墙与趾板	28	0	0.86	45000	0.65	10 ⁸ /100

区间优化迭代计算后所得最优解、最优值和主要性态指标与郭兴文等 (1998) 的结果比较如表 2-5 所示, 优化方案与初始

设计方案比较如图 2-6 所示。从优化方案满足约束情况看, 稳定约束达到了临界值起控制作用, 其他约束尚有一定余量。混凝土面板、趾板、防渗墙的最大拉应力均不大, 接缝与周边缝的张开与错动位移亦在止水系统允许变位范围内, 堆石坝体的大部分应力水平很低, 说明优化方案大坝处在良好的工作状态。从优化方案的断面形状看, 上下游坝坡变陡, 综合比价较小的下游料区在断面上所占的比重显著增大。趾板长度受防渗墙的工作性态也有明显调整。造价比初始设计节省 7.6% 左右, 因而, 优化方案是安全可靠和经济合理的。

表 2-5 优化方案成果比较

方案与 解答	设计变量				目标函数	性 态 指 标					
	x_1 (m)	x_2 (rad)	x_3 (rad)	x_4 (rad)		σ (MPa)	σ_c (MPa)	T (mm)	S (mm)	F_r	S_L
初始 设计	6.0	2.52	1.107	0.62	3446.92	0.850	5.281	11.69	5.40	1.175	0.90
罚函数 法解	3.345	2.511	1.569	0.649	3184.34	0.905	5.167	14.23	4.60	1.151	0.93
复形 法解	3.334	2.510	1.570	0.650	3181.38	0.906	5.172	14.30	4.60	1.150	0.92
可行方 向法解	3.334	2.510	1.570	0.650	3181.38	0.906	5.172	14.30	4.60	1.150	0.92
区间方 法解	3.350	2.510	1.568	0.647	3187.80	0.891	5.207	14.11	4.72	1.150	0.91

由表 2-5 还可见, 区间方法和罚函数法、复形法、可行方向法计算所得的最优方案基本一致, 说明常规数学规划法求得的

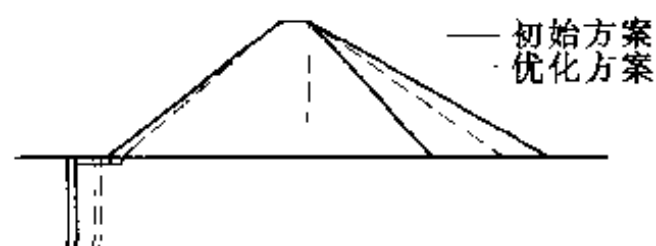


图 2-6 优化方案、初始设计方案比较示意图

也是全局最优解。计算表明: 罚函数法、复形法、可行方向法的结构重分析次数为 350 次、527 次、453 次。而优化计算主要耗时在结构分析上, 重分

析次数越多,耗时越长。区间分析法计算时收敛迅速,效益高,耗用的机时仅为常规数学规划法中罚函数法的 1/3 以下。

第五节 小 结

(1) 本章综述了混凝土面板堆石坝结构确定性稳定分析和有限元静动力分析的理论和方法,系统阐述了堆石坝材料、接触面及接缝的主要数学模型及其有限元静力、动力平衡方程的求解方法,为建立优化设计所必须的稳定、应力、变形、应力水平等性态约束条件作必要的准备工作。

(2) 根据混凝土面板堆石坝结构特点、受力特点,建立了以大坝造价为目标函数,以大坝边坡和坝料分区的几何尺寸为设计变量,以大坝稳定、应力、位移、应力水平、动应力、动位移、液化剪应力为主要性态约束的合适的优化设计数学模型。

(3) 探讨了优化设计求解方法,简述了数学规划法和优化准则法的优缺点以及仿生学寻优算法的新思路,着重研究了优化计算的区间数学方法。

(4) 对梅溪水库覆盖层地基上面板堆石坝进行了区间优化设计研究,并和数学规划法研究成果进行了对比分析,取得了很好的效果。结果证明,区间优化方法能解决非线性程度高、约束条件隐性的复杂优化设计的全局最优解问题,且耗时少,效率高。

第三章 混凝土面板堆石坝 反分析及信息化预报

面板堆石坝的研究虽在不断发展，但其设计仍处于经验阶段，数值分析和实验研究的成果常起辅助指导作用。数值计算预估坝体变形是一项重要的内容。数值计算结果的正确性和可靠性主要依赖于是否选择了合适的数学力学模型，以及是否选取了准确可靠的各类计算参数。而在计算模型选定后，关键在于正确地选定参数。面板堆石坝坝体中，堆石体占极大的比例，是堆石坝的承载主体，不仅决定了大坝的沉降和变形，还决定了面板的应力和变形。然而，影响堆石体变形的力学参数很多，所以首先需要分清哪些参数是影响坝体位移的主要参数，哪些是次要参数。以目前工程界常用的邓肯模型为例，其材料本构模型中涉及到 γ 、 c 、 φ 、 K 、 n 、 R_f 、 G 、 F 、 D 、 K_{∞} 、 n_{∞} 等11个参数。这些参数中有些对坝体位移反应敏感，微小的变化就会带来位移较大的波动，显然这些参数是主要的，可以用位移反分析法反演出来；而有些参数则对位移反映不敏感，较大的变化仅使位移变化很小甚至不变化，这些参数就为次要的，不能用位移反分析法反演出来。因此在研究参数反演前，有必要先研究参数对位移的敏感性。

第一节 混凝土面板堆石坝 材料参数的敏感性分析

参数敏感性分析是参数反分析前的重要工作。通过参数敏感性分析来判别对结构性态起主要影响作用的参数，只对这部分参

数进行分析, 将减轻反分析工作量。

参数敏感性分析的思路如下: 设有一系统, 其系统特性 P 主要由 n 个因素 $\alpha = \{\alpha_1 \ \alpha_2 \ \cdots \ \alpha_n\}$ 决定, 即系统模型为 $P = f(\alpha_1 \ \alpha_2 \ \cdots \ \alpha_n)$ 。在某一基准状态 $\alpha^* = \{\alpha_1^* \ \alpha_2^* \ \cdots \ \alpha_n^*\}$ 下, 系统的特性为 P^* 。各因素在各自的可能范围内变动时, 引起系统特性点 P 偏离基准状态 P^* 的趋势和程度为 ΔP , 其相对于各自变量因素的变化便被表征为它的敏感程度, 即敏感性。在基准参数状态所决定的基准参数集 $\alpha^* = \{\alpha_1^* \ \alpha_2^* \ \cdots \ \alpha_n^*\}$ 下, 分析参数 α_k 对特性 P 的影响时, 可令其余各参数取基准值且固定不变, 而令 α_k 在其可能的范围内变动, 这时系统特征 P 表现为

$$P = f(\alpha_1^* \ \cdots \ \alpha_{k-1}^* \ \alpha_k \ \alpha_{k+1}^* \ \cdots \ \alpha_n^*) = \varphi_k(\alpha_k) \quad (3-1)$$

根据式 (3-1) 表示的特征曲线 $P - \alpha_k$ 曲线可了解系统 P 对参数 α_k 扰动的敏感性。以上分析仅能了解系统特性对单因素的敏感行为, 实际系统中, 决定系统特性的各因素往往是不同的物理量, 单位各不相同, 凭借以上分析无法对各因素之间的敏感程度进行比较, 因此有必要进行无量纲化处理。将系统特征 P 的相对偏差 $\delta_P = |\Delta P|/P$ 与参数 α_k 的相对误差 $\delta_{\alpha_k} = |\Delta \alpha_k|/\alpha_k$ 的比值定义为参数 α_k 的敏感度 (灵敏度) 函数 $S_k(\alpha_k)$, 即

$$S_k(\alpha_k) = \frac{|\Delta P|/P}{|\Delta \alpha_k|/\alpha_k} = \left| \frac{\Delta P}{\Delta \alpha_k} \right| \frac{\alpha_k}{P} \quad k = 1, 2, \cdots, n \quad (3-2)$$

理论上讲, 在 $|\Delta \alpha_k|/\alpha_k$ 较小的情况下, $S_k(\alpha_k)$ 可近似地表示为

$$S_k(\alpha_k) = \left| \frac{d\varphi_k(\alpha_k)}{d\alpha_k} \right| \frac{\alpha_k}{P} \quad k = 1, 2, \cdots, n \quad (3-3)$$

式 (3-3) 表示的是参数 α_k 的敏感度函数 $S_k - \alpha_k$ 曲线, 取 $\alpha_k = \alpha_k^*$, 即可得到参数 α_k 的敏感因子 S_k^* 。

一般情况下, $\varphi_k(\alpha_k)$ 很复杂, 不容易求出 $\frac{d\varphi_k(\alpha_k)}{d\alpha_k}$, 若精度要求不太高的定性情况, 在 $\alpha_k = \alpha_k^*$ 附近取 $\Delta \alpha_k$ 为较小量, 然后

代入式 (3-2), 即可求得参数 α_k 的敏感因子 S_k^* 。 S_k^* ($k = 1, 2, \dots, n$) 是一组无量纲非负实数, S_k^* 值越大, 表明在基准状态下, P 对 α_k 越敏感。通过对 S_k^* 的比较, 就可以对系统特性对各因素的敏感性进行对比评价。

根据上述思想, 不难求出面板坝材料参数对位移的敏感度。

第二节 混凝土面板堆石坝的 位移反分析与信息化施工

反分析法是相对于用已知各种参数条件求解结构位移、应力或其他力学量的正分析法而言的, 是以现场实测的各种物理力学量 (位移、应力、孔压等) 为基础, 基于材料的本构关系, 通过数值计算来推断实际工程中多种土或其他结构材料的设计参数值。所得的参数值显然比室内试验所得的参数值更接近实际, 用这些参数再进行设计必然使设计的结果更为合理可靠, 即既确保工程的安全又节省工程造价。尽管目前反分析方法中的一些普遍关注的理论问题, 如反分析结果唯一性和稳定性问题尚未得到证明, 模型本身的识别和模型参数反演之间的依赖性等还有待继续探讨, 但这些并不妨碍反分析在工程中的应用。

一、位移反分析法的基本思路

反分析的中心环节是辨识, 辨识分为理论模型本身的辨识和参数的辨识。岩土工程反分析中的辨识主要是参数的辨识。可分为逆分析法、直接分析法和概率统计法。逆分析法是将原有正分析过程逆行求解的一种方法。需要变换通常平衡方程的顺序, 将所要求的参数分离出来, 然后根据实际观测值 (位移) 及其他已知条件 (如荷载等) 求解出需求的参数。逆分析法力学概念清楚, 计算工作量小, 但受测量误差影响大, 故多用于位移和待求参数为线性函数的情形。直接分析法, 亦称正反分析法, 是利用最优化技术, 将参数的反演问题转化成为一个目标函数的寻优问

题的方法。它把数值分析方法和数学规划法结合起来,通过不断修正材料的未知参数,使得一些现场实测值和相应的数值分析的计算差异达到最小。逆分析法和直接分析法均属于确定性反分析法。概率统计法属于非确定性反分析法,非确定性反分析法主要有 Bayes 法、Kalman 预测和 GM 灰色预测等。

直接分析法比逆分析法具有更广泛的适用性,既适用于位移是参数的线性函数的情形,也适用于位移是参数的非线性函数的情形。另一突出优点是可沿用现成的正向问题计算方法和程序,不需要进行新的推导,可避免烦琐而冗长的计算工作。又因为在工程监测中,工程结构和地基基础的位移便于测量且精度高,所以工程中参数的识别常用以位移构造目标函数的直接法,称为直接法位移反分析。

常用于反演非线性岩土力学参数的直接法位移反分析的主要思路为:

(1) 一个实际工程结构,建立一个描述该结构系统的理论模型,即正分析模型。其中包含一些特定的性质参量,以 X 来表示,如 $X = [\sigma \ E \ \mu \ c \ \varphi \ \cdots]^T$ 。

(2) 用于模型系统的外部荷载进行数学描述。

(3) 对系统在上述外部荷载作用下产生的响应(位移)进行量测,并用 u^* 来表示。

(4) 通过理论模型表述(计算出)系统在外部荷载作用下的响应(位移),用 u 来表示, u 将是待定参数的函数(即问题的正分析),即

$$u = f(X) \quad (3-4)$$

在土木工程中, $f(X)$ 一般是非线性和非解析的。

(5) 选择目标函数 $F(X)$, 确定参数的约束条件。

(6) 选择合适的优化方法,使 $F(X)$ 快速、稳定、唯一地收敛于最小值 $F(X^*)$, 即

$$F(X^*) = \min F(X) \quad (3-5)$$

式中: X^* 为最终反分析的结果,即反分析所得的“真值”。

直接法位移反分析按上述固定的模式进行, 其中, 思路(1)~思路(4)即是问题的正分析, 包括岩土力学模型的选择和边界条件的确定等重要问题; 思路(5)、思路(6)是通过优化方法进行参数识别问题。目前算法研究的重点是在于选择一种稳定、唯一、高效的优化策略。

二、位移反分析中的最优化算法

位移反分析在多数较为复杂的条件下, 只有用直接法(即正反分析法)进行。一般地, 直接法位移反分析的最优化方法是将反分析问题转化为一个最小二乘法问题, 在给定的一组初始参数 X 及参数的允许取值范围, 优化方法将自动、快速地搜索出一组参数值 X , 使得下述目标函数值满足预先给定的精度要求。

$$F(X) = \sum_{i=1}^n [u_i(X) - u_i^*]^2 \quad (3-6)$$

式中: X 为待定的一些性质参量, 如 $[\sigma, \sigma_v, \tau, E, \mu, c, \varphi, \dots]^T$, $i = 1, 2, \dots, n$; $u_i(X)$ 为第 i 个观测点的计算位移值; u_i^* 为第 i 个观测点的实测位移值; n 为观测点的总数。

控制精度为 $\epsilon (\epsilon > 0)$ 。令 $F(X) < \epsilon$; 即使 $F(X^*) = \min F(X)$ 。

对有上述目标函数的优化问题, 可以用多种优化方法得到一组 X 的近似值, 使得计算位移值与实测位移值之间的误差为最小。

最优化问题的解法很多, 而位移反分析模型一般为非线性规划问题, 针对非线性规划问题的最优化方法亦有多种, 但目前尚无一种算法对各种情况都适用, 应根据工程最优化模型特点的具体情况而选择。实践证明, 混合罚函数法是求解有约束问题极小值的一种有效的方法, 该法综合了外点法和内点法, 取得了两法的各自优点, 且已在工程优化中得到广泛的应用。

基本思路为: 考察约束优化问题

$$\begin{aligned} &\text{求 } X = [x_1 \quad x_2 \quad \dots \quad x_n]^T \\ &\text{使 } F(X) \rightarrow \min \end{aligned}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{满足 } g_i(X) \leq 0 \quad i = 1, 2, \dots, m \\ h_j(X) = 0 \quad j = 1, 2, \dots, p \end{array} \right\}$$

上述约束最优化问题可化为如下形式的无约束最优化问题

$$\min \phi(X, \gamma) = F(X) - \gamma_k \sum_{i=1}^m \frac{1}{g_i(X)} - \frac{1}{\gamma_k} \sum_{j=1}^p [h_j(X)]^2$$

当不等式约束 $g_i(X) \geq 0$ 时, 亦可转化为另一种形式的无约束最优化问题

$$\min \phi(X, \gamma) = F(X) - \gamma_k \sum_{i=1}^m \ln g_i(X) + \frac{1}{\gamma_k} \sum_{j=1}^p [h_j(X)]^2$$

γ_k 满足要求

$$\gamma_1 > \gamma_2 > \dots > \gamma_k > \gamma_{k+1} > \dots > 0$$

$$\lim_{k \rightarrow \infty} \gamma_k = 0$$

以上构造的无约束最优化问题, 从不等式约束角度看是用内点法, 从等式约束角度看是用外点法, 故称为混合法。计算步骤如下:

(1) 选取初始点 $X^{(0)}$, 罚因子 $\gamma_0 > 0$, 计算精度 $\varepsilon > 0$, 罚因子缩减系数为 $c, 0 < c < 1$, 令 $k = 1$ 。

(2) 以 $X^{(k-1)}$ 为初始点, 求解无约束优化问题 $\min F(X, \gamma_k)$, 得最优解 $X^{(k)} = X(\gamma_k)$ 。

(3) 检查收敛条件, 若 $X^{(k)}$ 满足约束准则, 则迭代结束, 取 $X^{(k)}$ 为近似最优解; 否则, 令 $\gamma_{k+1} = c\gamma_k, k = k + 1$, 返回步骤 (2)。

(4) 重复上述过程, 直到收敛为止。

三、直接法位移反分析流程图

直接法位移反分析流程如图 3-1 所示 (方忠强, 2001)。

四、面板堆石坝施工过程的信息化预报

混凝土面板堆石坝主要由堆石等散粒材料构成, 其设计首先是根据坝址附近土石料的分布情况 (种类、数量、运距等)、地质情况、水文气象和施工条件, 并参考已建工程的经验, 初步拟定断面尺寸, 然后进行计算校核。断面基本尺寸包括: 坝顶高

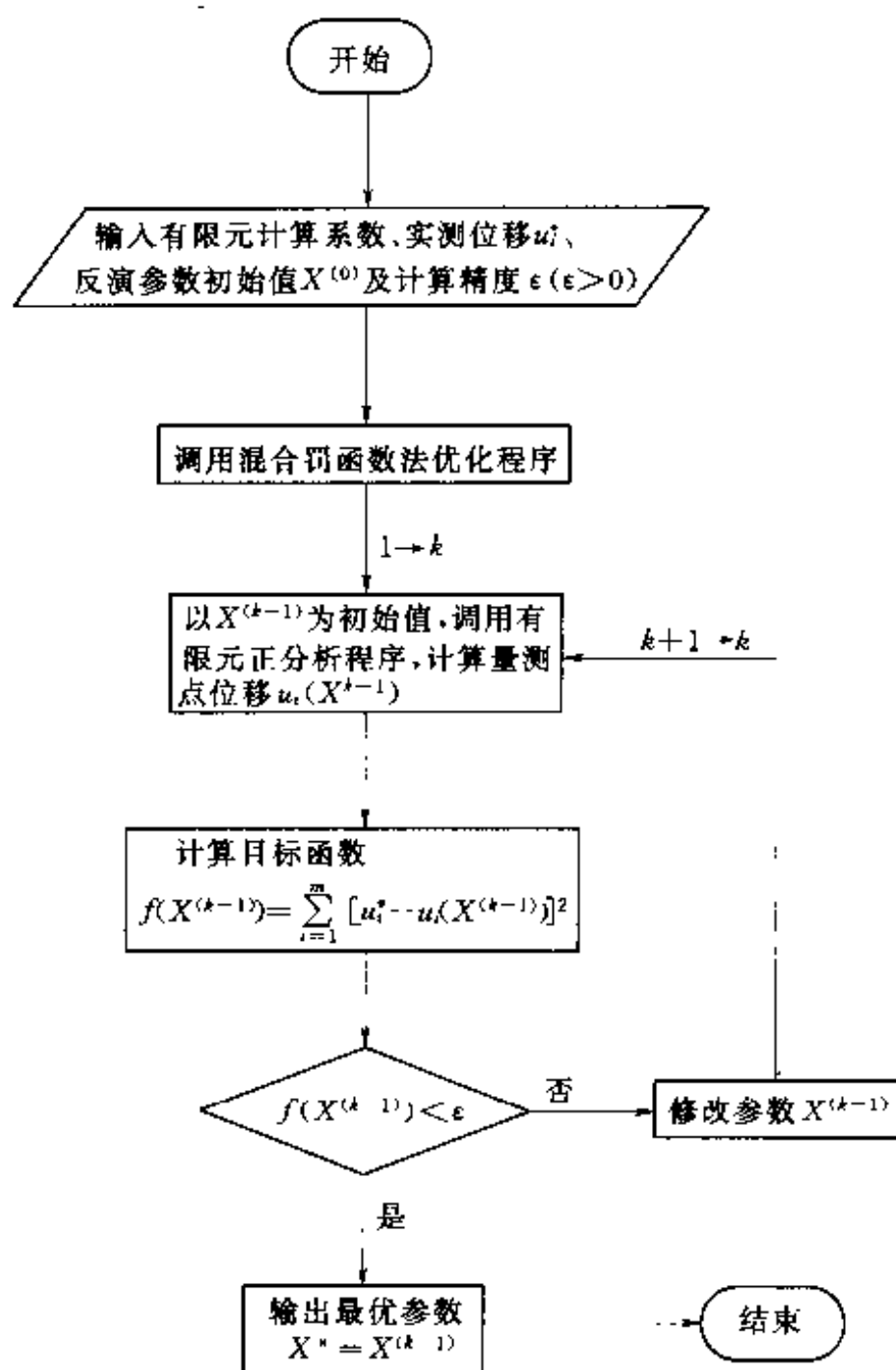


图 3-1 直接法位移反分析流程图

程、坝顶宽度、坝面上下游坡度、防渗体和排水设备的轮廓尺寸等。断面优化设计则是在断面初步设计方案的基础上,按规范要求和经济安全目标于一系列可能方案中自动搜索出最安全可靠、经济合理的断面方案。

混凝土面板堆石坝的施工是分层碾压、逐步填筑的。建造在岩基上的面板坝,在坝体填筑前一般均要对岩基以上覆盖层进行彻底的清理,将坝体上游部分直接坐落在基岩上,以求安全。随

着水资源的不断开发和筑坝经验的积累,在覆盖层地基上直接建造面板坝的技术已日益受到人们的重视。目前国内外较多采用覆盖层地基上通过水平趾板连接混凝土防渗墙与面板的结构型式。在大坝填筑的过程中,通常进行必要的观测工作。每层碾压填筑均可以获得较多的施工信息,利用这些信息,施工人员可正确判断该层填筑后坝体和地基的应力、变形及稳定性,以确定下一层填筑时间和填筑次序,特别是指导混凝土面板的浇筑。有了这些信息,施工人员可以做到心中有数,避免填筑的盲目性,从而确保工程安全,并提高工程质量。具体做法如下:

(1) 初始状态。地基在没有超载的情况下,初始位移场通常假定为零。为了预报第1步碾压填筑后坝体和地基的响应特征,这时常要先按三轴试验及直剪试验等试验结果确定计算参数,并对第1步填筑作出预报。

(2) 第1步填筑。第1步填筑并碾压击实达到要求后,可测得现场实际的响应量值。这时与预报值比较,通常会有较大的误差,这是因为由室内试验结果确定的堆石料计算参数不可能完全符合现场实际材料的工作性态。利用现场获得的信息进行堆石料参数反演,根据反演结果判断是否需要改变本次填筑的时间、次序及填筑厚度等,并对下一步填筑作出预报计算。

(3) 第2步填筑。第2步填筑结束后,同样可测得现场实际的响应量值,这时与预报值比较,一般比上一次误差要小,因为这次预报的计算参数是依据现场量测的信息反演确定的,综合反映了各种影响因素的耦合作用,较好地模拟了堆石体的工作形态,又一次得到反演参数值,仿照第1步填筑,继续判断是否需要改变本次填筑的次序、厚度等方案,并对下一步填筑作出预报。

(4) 第 i 步填筑。如此往复进行,直到坝体填筑及面板浇筑完成。

(5) 第 $i+1$ 步蓄水。面板坝的分级蓄水同坝体分层填筑一样,在每级蓄水情况下,可测得现场坝体实际的响应量值,利用这些信息进行参数反演,根据反演结果判断是否需要调整蓄水深度,并对下一级蓄水作出预报计算,直到蓄水完成。

面板堆石坝信息化施工和蓄水过程可用图 3-2 表示。

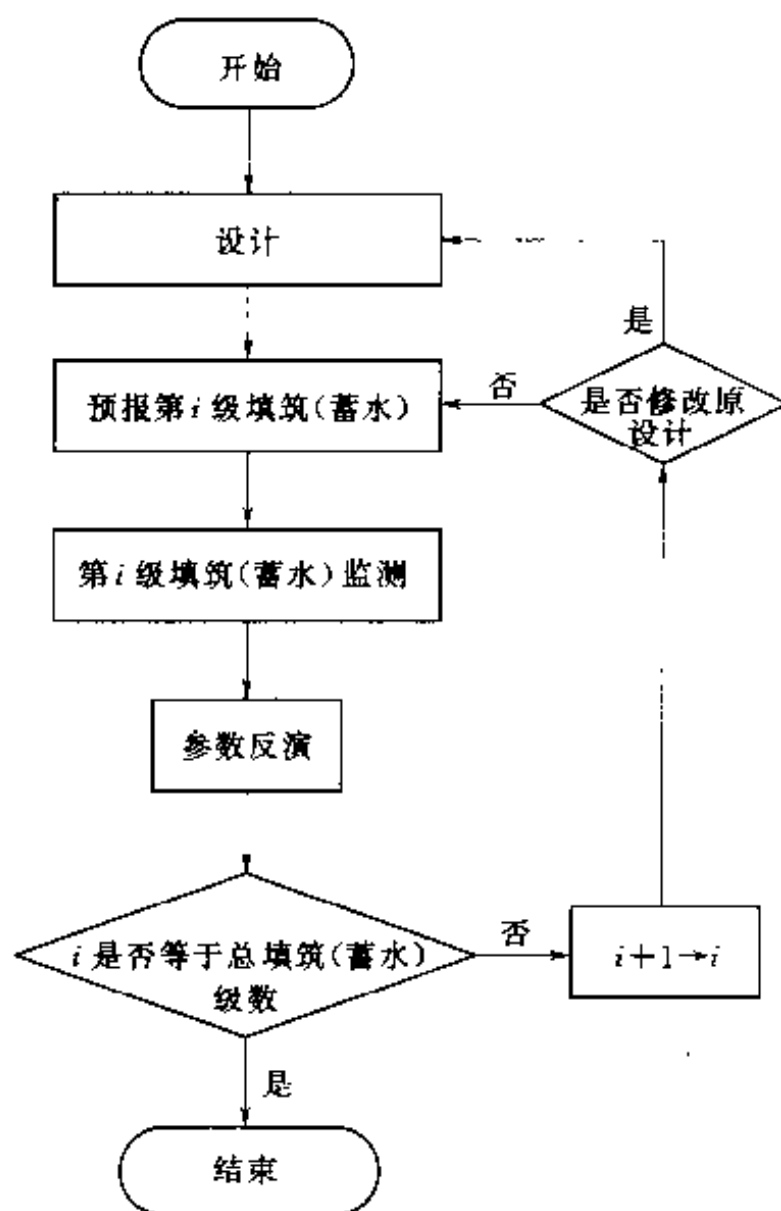


图 3-2 面板堆石坝信息化施工、蓄水流程图

第三节 成屏混凝土面板堆石坝的反分析及信息化预报

一、工程概况

成屏一级水电站位于浙江省遂昌县松阴溪上，电站装机容量 8000kW，水库总库容 5230 万 m^3 。坝址河谷呈不对称梯形，左岸较陡，右岸较缓，坝址处岩基多为凝灰岩，且裸露，河床砂卵石

覆盖层深 1~5m。坝址区地震烈度为 5 度。水库正常蓄水位 347.40m，设计水位 348.10m，校核水位 350.75m，死水位 325.00m。大坝坝型为混凝土面板堆石坝，最大坝高 74.6m，坝顶宽 5~5.5m，坝轴线中央往上游凸 0.5m，坝顶长 217m，坝顶高程 352.10m，上、下游坝坡均为 1:1.3。在下游坝坡高程 303.00m 和 329.00m 处各设一道 2m 宽的马道，趾板在高程 330.00m 以下设置 2m×3m 城门洞式廊道，混凝土面板在高程 320.00m 以下的厚度为 30~50cm，高程 320.00m 以上的厚度为 30cm。面板总面积为 15800m²，坝体堆石总量为 82 万 m³。1985 年 10 月开始建造，1988 年 12 月 31 日水库下闸蓄水，1989 年 6 月电厂投产发电，1989 年 12 月底大坝基本竣工。大坝平面布置图和典型断面图如图 3-3 和图 3-4 所示。

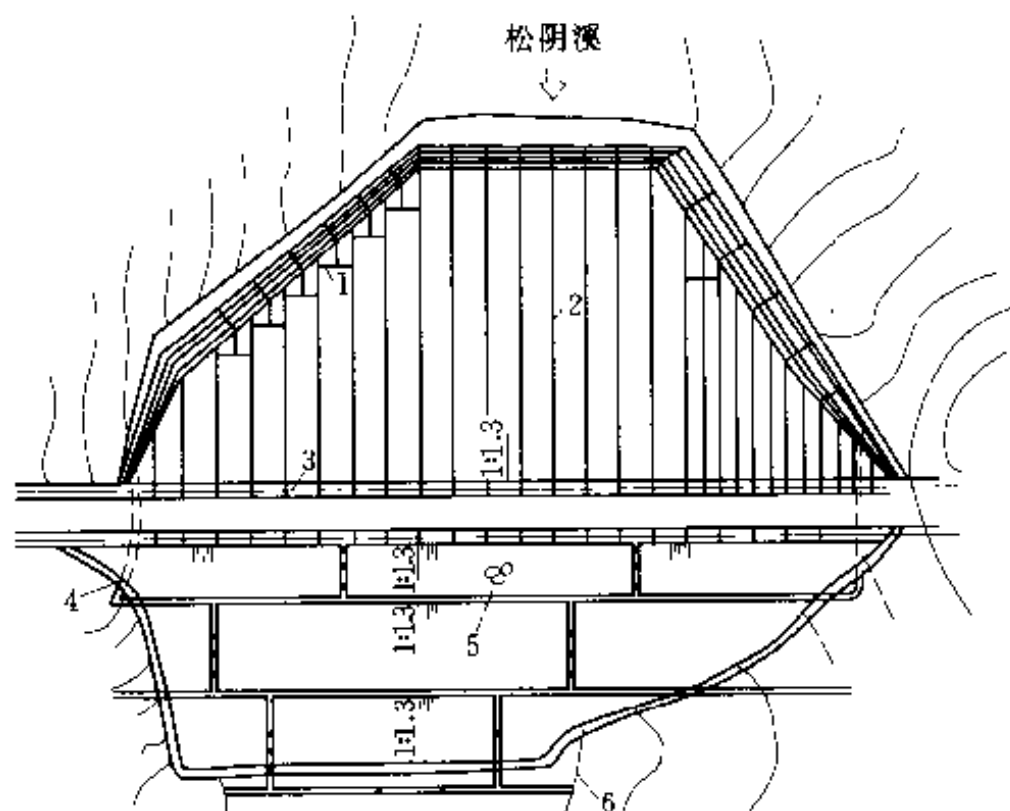


图 3-3 成屏面板坝平面布置图

1—水平缝；2—垂直缝；3—坝轴线；4—交通洞；5—干砌石护面；6—量水堰

该坝在 1990 年前的建造期已埋设了一批内部观测仪器和外部观测标点，1995 年对该坝原型监测网络进行了完善，布设了一批永久性观测标点，重建了控制网，且与原监测系统衔

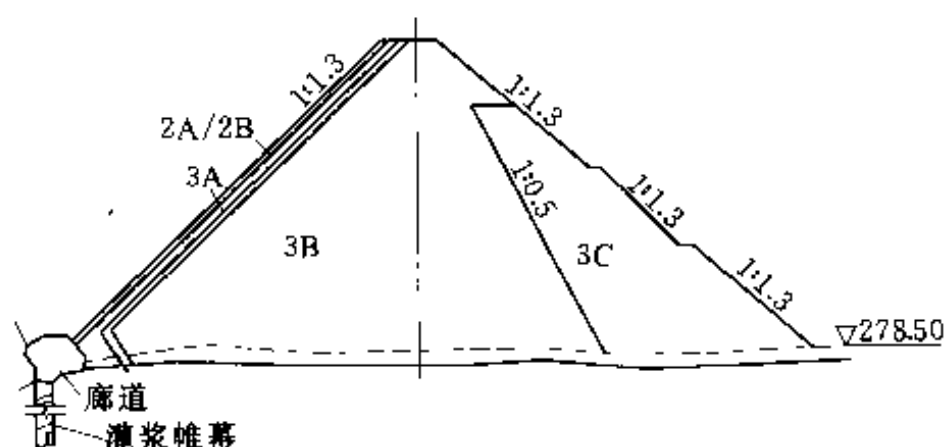


图 3-4 成屏面板坝断面图

2A/2B—垫层；3A—过渡层；3B—主堆石；3C—下游堆石

接，大坝的运行管理和安全监测逐步走上规范化、制度化的轨道。

二、成屏面板坝堆石料参数敏感度分析

混凝土面板堆石坝由混凝土面板、垫层料、过渡层料、主堆石料和次堆石料等填筑而成。主堆石料和次堆石料占坝体的绝大部分，是控制坝体应力、应变的主要因素，因此主堆石料和次堆石料的参数选取在研究堆石坝的应力、应变过程中至关重要。反演参数一般是由用位移构造的目标函数趋于极小实现的，因此只有那些对位移敏感的参数才能进行反演。这样，在研究堆石料参数反演之前，有必要搞清哪些参数对位移敏感，哪些参数对位移不敏感。用弹性非线性本构模型 Duncan 模型模拟堆石料的性态时，可以由 γ 、 c 、 φ 、 K 、 n 、 R_f 、 G 、 F 、 D 、 K_w 、 n_w 这 11 个参数决定，而 γ 可根据相关手册或工程经验较为准确地确定；对于堆石料， c 一般取 0； K_w 和 n_w 是描述卸载情况下回弹模量 E_w 的物理量，与加载情况下的 K 和 n 物理意义相同，因此在分析堆石料参数对位移的敏感度时，只要分析其余 7 个物理量就可以了。下而分析成屏面板堆石坝堆石料的参数对位移的敏感度，以便选择反演参数。以分析主堆石料为例，其物理参数如表 3-1 所示。

表 3-1 坝料计算参数表

参 数	垫 层 料	过 渡 料	主堆石料	次堆石料
γ (kN/m ³)	21.0	20.0	20.0	20.0
c (kPa)	0	0	0	0
φ_0 (°)	55.6	54.0	56.5	52.0
$\Delta\varphi$ (°)	8.1	7.5	12.0	12.5
K	1000	900	700	600
n	0.24	0.23	0.28	0.27
R_f	0.81	0.80	0.86	0.82
G	0.32	0.32	0.43	0.32
F	0.14	0.14	-0.10	0.14
D	6.0	6.0	0.40	6.0
K_{ur}	1200.0	1100.0	850.0	720.0
n_{ur}	0.24	0.23	0.28	0.27

有限元正分析计算时,用线弹性本构模型模拟混凝土面板,用弹性非线性 Duncan 本构模型模拟垫层料、过渡层料、主堆石料和次堆石料的非线性,用 Goodman 接触单元模拟混凝土面板与垫层料之间的接触面情况。混凝土面板与接触面单元的参数(成屏面板坝相关资料没有提供混凝土面板、接触面单元的参数值,此处数值为查阅其他相关手册而得)取值如下:

混凝土面板: $\gamma = 24.0 \text{ kN/m}^3$, $G = 0.83 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$, $\mu = 0.20$;
接触面单元: $K' = 4.5 \times 10^4$, $n' = 0.55$, $R'_f = 0.72$, $\delta = 32.0^\circ$, 接触面受压时 $k_n = 10^7 \text{ kN/m}^3$, 接触面受拉时 $k_n = 10 \text{ kN/m}^3$ 。

此问题系平面应变问题,因此这里研究最具代表性的坝体中央断面结构的参数敏感度问题。以蓄水前坝顶高程 352.1m 为例,用自动剖分程序对断面进行剖分,剖分结果是:结点 736 个,其中约束结点 23 个;单元 682 个,其中接触面单元 31 个。地应力场按自重应力场计算。

基准参数集取表 3-1 中主堆石料对应的各量值的推荐值。

参数的敏感度是由其敏感度因子的大小决定的,某参数的敏感度因子越大,表明此参数对位移越敏感,否则,对位移越不敏感。由本章第一节分析方法计算敏感度因子 S_i^* 。

系统特征由沉降监测值最大处的竖向位移值 u 来表征。进行敏感性分析的参数为 φ 、 R_f 、 K 、 n 、 G 、 F 、 D 。

为了计算简便,只要将参数的变化范围限制在基准值附近即可。为此,取定各参数的变化范围 ($\Delta\alpha_k$) 分别为 $\varphi = 0.5 \sim 1.5\text{rad}$, $R_f = 0.3 \sim 1.3$, $K = 100 \sim 1500$, $n = 0.1 \sim 0.6$, $G = 0.1 \sim 1.0$, $F = -0.01 \sim 1.0$, $D = 0.002 \sim 0.02$, 求出相应的 ΔP (这里指的是位移的偏差 Δu), 通过式 (3-2) 可求得各参数的敏感度因子, 见表 3-2。

表 3-2 各参数的敏感度因子

S_φ^*	$S_{R_f}^*$	S_K^*	S_n^*	S_G^*	S_F^*	S_D^*
1.680	0.915	1.437	0.007	1.162	0.042	0.000

由表 3-2 可知,对于该面板坝,若以沉降监测值最大点处的竖向位移值 u 作为衡量标准,则对 u 最敏感的因素是参数 φ ,在基准状态下,其敏感度高达 1.680;其次是 K ,其敏感度为 1.437; D 最不敏感,小到 0.000。因为 φ 、 K 敏感,所以对这两个参数的计算值的选取应特别慎重。

三、成屏面板坝参数反演及信息化预报

1. 反分析参数的确定

由上述参数对坝体变形的敏感度分析可知,非线性指标 φ 、 K 对坝体变形较为敏感。因此,这里选择 φ 、 K 作为反演参数,而将其他参数作为已知。

成屏面板坝共有 5 种材料组成:主堆石、次堆石、过渡层、垫层和面板,由于后 3 种材料所占份额较少,坝体主要由主堆石和次堆石组成,且随着反分析参数的增多,反演参数的精度会越

来越低。因此，只对主堆石和次堆石的 φ 、 K 进行反演（共 4 个变量）。

2. 反演模型的建立

建立反演模型时作了如下假定：①每种介质视为均匀各向同性，且主堆石料、次堆石料、过渡层料和垫层料的应力应变服从非线性弹性本构关系，混凝土面板的应力应变服从线弹性本构关系；②只反演 φ 、 K 值，其他量作为已知；③只考虑蓄水前的情况；④初始应力场按自重应力场计算；⑤反分析中的位移值是坝体填筑至设计高程 352.10m 时的沉降全量。

3. 参数反演及信息化预报

研究坝体中央典型断面结构的参数反演问题。考虑到坝体位移主要发生在大坝施工期，因此这里只研究蓄水前的参数反演问题。

荷载分 9 级加载。剖分网格及监测点布置如图 3-5 所示（王树乾，吴洁，1996），共 14 个监测点，其中下游坡面 3 个，混凝土面板上 3 个，其余 8 个布设在主堆石区内。选择位于主堆石区内的高程 311.50m 处发生较大沉降位移的 W_2'' 、 W_3'' 、 W_4'' 三个监测点处的位移值作为反分析位移值，如表 3-3 所示（吴其张，张海南，周少杰，1990）。因为 W_{17}'' 、 W_{19}'' 、 W_{20}'' 三个监测点位于混凝土面板中，下游坝面三个监测点位于次堆石区的干砌石护面上，对大坝沉降变形的反映不具代表性，而位于约 1/2 坝高偏下处的三个监测点 W_2'' 、 W_3'' 、 W_4'' 最能反映大坝变形的实际情况。

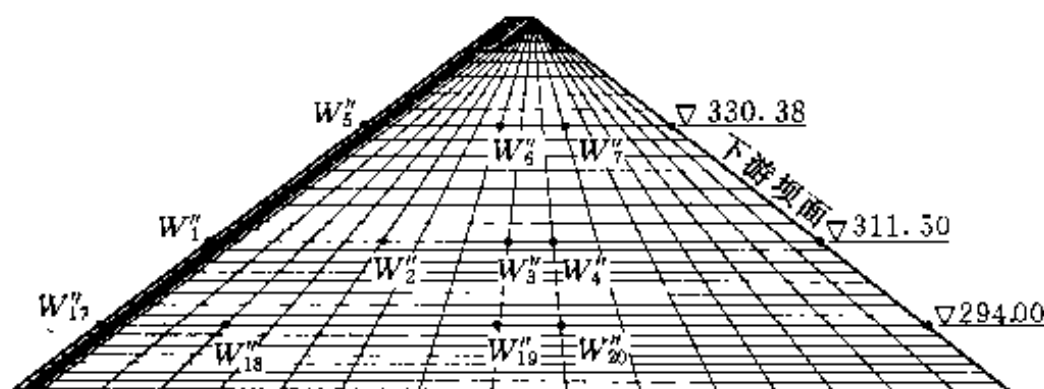


图 3-5 成屏面板堆石坝网格剖分及监测点布置（单位：m）

表 3-3 成屏面板坝中央断面高程 311.50m 蓄水前沉降量

监测点	W_2''	W_3''	W_4''
沉降量 (cm)	23.9	28.2	20.8

这里反演主堆石料和次堆石料的非线性指标为 φ 、 K 。

取待反演参数的初始值为设计值, 即次堆石料 $\varphi_1 = 52.0^\circ$, $K_1 = 600$; 主堆石料 $\varphi_2 = 56.5^\circ$, $K_2 = 700$ 。用有限元正分析程序对坝体位移进行预报, 得出实测点处的位移预报值, 将此预报值与坝体实测位移值进行比较, 对 φ 、 K 进行反演, 得出反分析值。反演结果见表 3-4。

表 3-4 参数反演结果

反演参数	初始值	反分析值	相对误差 (%)	迭代次数
$\varphi_1 (^\circ)$	52.0	51.5	0.96	175
K_1	600.0	468.0	22.00	
$\varphi_2 (^\circ)$	56.5	54.4	3.72	
K_2	700.0	550.0	21.43	

各测点沉降值的预报值、反分析值、实测值及其相对误差见表 3-5。

表 3-5 位移反演结果

高程 (m)	测点	预报值 (cm)	反分析值 (cm)	实测值 (cm)	预报值与实测值的相对误差 (%)	反分析值与实测值的相对误差 (%)
311.50	W_2''	16.0	20.5	23.9	33.05	14.23
	W_3''	20.6	26.0	28.2	26.95	7.80
	W_4''	20.9	26.1	20.8	0.48	25.48

由表 3-5 可知, 沉降预报值与实测值之间的平均相对误差为 20.16%, 而反分析值与实测值之间的平均相对误差为

15.84%，比预报值与实测值之间的平均相对误差要小。可见，反分析方法确定岩土体物理力学参数是一种行之有效的方法。根据经验及试验提供的堆石料参数与现场堆石料的实际情况有一定差距，故预报值的误差较大。利用现场实测沉降值进行参数反演，其沉降值的反分析值较预报值更接近实测值，可得到更符合实际的理想结果。

反演参数值—迭代次数曲线和目标函数值—迭代次数曲线如图 3-6 和图 3-7 所示。

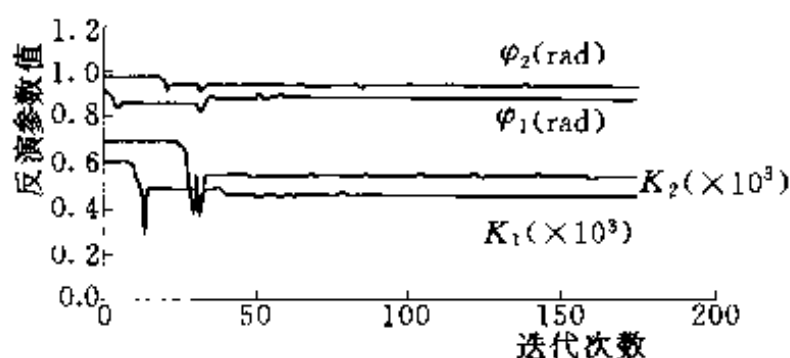


图 3-6 反演参数值—迭代次数曲线

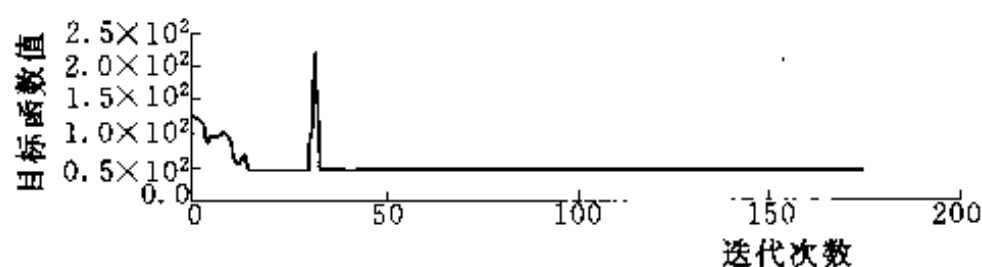


图 3-7 目标函数值—迭代次数曲线

从图 3-6 和图 3-7 可以看出，迭代次数较小时反演参数值、目标函数值变化幅度都比较大，很不稳定，但随着迭代次数的增加，反演参数值、目标函数值都趋于稳定。

综上所述，用位移反分析法对成屏面板坝主堆石料和次堆石料的 φ 、 K 进行反演，再通过用位移构造的目标函数值随着迭代次数的增加逐渐减小，最后趋于稳定。结果表明，经过反演后的位移值更接近监测值，也就是说，经过反演后的参数值更接近“真值”。

第四节 小 结

(1) 计算模型确定后,参数的特性决定了数值分析的准确性。根据土石材料物理力学参数的复杂性和普遍存在的变异性,首先研究影响大坝变形的土石材料参数的敏感性。

(2) 根据大坝施工期和运行期各个阶段实测的位移资料,建立面板坝的直接位移法反分析模型,对敏感参数进行反演分析,求出实际工作状态下的参数真值。

(3) 根据大坝分级碾压填筑的施工过程和蓄水过程的观测资料,进行施工期和运行期大坝工作状态的信息化预报,从而指导施工填筑和蓄水运行,确保工程安全。

(4) 对成屏一级水电站面板堆石坝工程进行了反分析和信息化预报的研究。

第四章 混凝土面板堆石坝 不确定性稳定分析

混凝土面板堆石坝是目前坝工结构中较有竞争力和发展前景的一种坝型，但其设计仍处于经验阶段。随着人们经验的积累和认识的提高，坝工设计中大量存在的不确定性因素也逐渐被人们认识和接受，从而带来了软科学的推动和发展。如设计的优劣标准、荷载、计算模型、设计参数、材料强度及物理量的允许范围、结构的刚度、稳定性、振动频率等因素，既具有随机性，又具有模糊性，而这些因素又直接影响着结构的安全性和经济性，因此在面板坝的分析设计中研究上述诸因素的不确定性并加以正确处理，对提高工程设计的质量和水平、充分发挥材料的作用，降低工程造价、提高工程结构的安全可靠性具有重要的意义。

第一节 混凝土面板堆石坝 设计中的不确定性因素

一、结构不确定性分析设计及其意义

工程结构传统分析设计都是确定性的，是按照自然条件和效益要求在规范约束下进行的。首先根据对结构的功能要求和实际的客观条件来决定结构的类型、结构拓扑和所用材料，然后进行规划。

以牛顿力学为代表的近代科学认为，事物间存在严格的定量的因果关系，过程序列中每一个环节都被上一个环节的输入单义地决定，并引起对下一个环节确定性的输出。

确定性分析设计把结构分析设计中的一切信息和各个环节的因果关系都看作严格的确定性的事物，因而在传统设计安全、经济的指导思想下寻找所谓的唯一最优解，但事物和信息均存在大量的不确定因素。18 世纪开始的对事物第一个不确定性——随机性的研究，产生了概率论和统计规律的概念。19 世纪中叶后，统计的思想和方法逐步在自然科学和技术科学中建立起来。在大量现象中广义的统计因果关系成为统计决定论考察的主要对象。到了 20 世纪才开始研究一次性随机事件的或然性规律，即开始研究风险性的决策问题。这就不可避免地反映决策者主体的主观因素。这样客观现实就不再是“必然如此”，而可能成为某种选择的结果。人类的认识和实践活动所以是能动的、创造性的，其本质就是在于人类特有的自觉选择能力。

客观世界中还存在着某些事物，人们不可能给予它们以明确的定义和确定性的评定标准，因而具有不确定性。这是事物的第二种不确定性，即“模糊性”。在工程设计中，设计方案优劣的标准、结构的失效准则、地震烈度、建筑场地等级等因素都具有模糊性。过去由于人们在数学上无法处理这种不确定性，使得经典数学在很多领域内（如医学、心理学、生物学）完全无能为力，这也包括某些工程技术问题，如地震烈度和场地等级评定等。在必须处理这些问题时，又不得不用确定性数学工具来处理具有模糊性的问题，这就会带来不可克服的矛盾。如《中国地震烈度表（1980）》规定，地震时地面水平加速度峰值在 $90 \sim 177\text{cm/s}^2$ 之间烈度为 7 度，在 $178 \sim 353\text{cm/s}^2$ 之间烈度为 8 度。这样水平加速度为 177cm/s^2 时，烈度为 7 度；而水平加速度为 178cm/s^2 时，烈度则为 8 度。在抗震结构设计中，8 度的地震荷载为 7 度的 2 倍，意味着地面水平运动加速度将增大一倍。这类矛盾，不利用模糊数学的手段是无法解决的。

美国控制论专家 L. A. Zadeh 教授 1965 年首次提出模糊集合概念后，迅速形成一个新的数学学科，并向数学的各个分支迅速渗透和在各个自然和社会领域内得到广泛应用。这些应用扩大了

选择的范围，使一些条件得到软化，加大了决策者主观的作用。

在结构设计中考虑各种不确定性因素，使设计的目标函数和约束条件软化，因而得到的不再是唯一的所谓“最优解”，而是一系列“满意解”，从而增加了可选择性，为多层次的优选创造条件。

二、事物的不确定性

现实世界中一切已存在或已发生的具体事物，不管如何复杂，都有其规律性、确定性。而事物的不确定性主要包括未来事物的随机不确定性、人们对事物主客观认识上的不确定性——模糊性和未确知性。

(1) 未来事物的随机性。对于未来事物，由于无法严格控制其发生的条件，以致一些偶然因素使事物发展的结果不可能准确地预知。这种由于因果关系不明确而形成的不确定性称为随机性。对任何一个具有随机性的事物，一旦试验完成，产生的将是一个已发生的事件，就不再具有不确定性，而是一个确定性的结果。它是原随机性事物的一个实现。可见，随机性只针对未来将要发生的事物，已有的和已发生的事物都不具有随机性。

(2) 客观认识的模糊性。客观世界中已存在的和已发生的事物都是确定性事物，但某些确定性的事物对人脑提供的信息是模糊的。在这些事物中，因不可能给其以明确的定义和评定标准而形成不确定性。即使试验结果已给出，但由于排中率不成立，得不出确定性的结论。模糊性的特点是边界不清晰。这种不确定性是人们对这些事物的共同认识上的不确定性，并非个人的主观臆断，而有一定的客观性，故称为客观认识的不确定性。

(3) 主观认识的未确知性。由于主观原因对事物知识的不完善引起的认识不清。因为事物是由若干相互联系、相互作用的要素所构成的具有特定功能的有机整体，限于知识的不完善性，人们不可能掌握事物的全部内容，由此产生的不确定性，称为未确知性。目前对这种不确定性的理解不同，其数学处理方法的研究还处于开始阶段，尚无统一的理论。

三、工程中的不确定因素

工程中的不确定问题同样包括随机性、模糊性和未确知性。目前研究较多、相对成熟的是工程随机性和模糊性问题。主要有以下几个方面:

(1) 水文气象的不确定性。指工程系统所涉及的水文量的不确定性,包括洪水频率分布、洪峰及年内洪水的时间分布、可能最大洪水、降雨—径流关系、暴雨系列频率分布、暴雨时空分布、年降雨量系列频率分布、汛前库水位、水位—库容关系、库区冲淤等不确定因素。

(2) 岩土地质的不确定性。指地质构造、土工因素方面的物理量的技术指标特征值的离散性。如断层、裂缝、节理等构造,渗流、管涌、坝基扬压力、沉降、孔压、边坡稳定等。

(3) 荷载的不确定性。主要是地震荷载的不确定性。如地震的强度、烈度、震源、地震作用、材料液化、地震引起的波浪等具有的不确定性。

(4) 材料参数的不确定性。指材料的物理力学参数指标的不确定性。如混凝土变形模量的变异系数范围约为 0.1~0.2,基岩则为 0.2~0.3,对土体材料,其参数的不确定性更为明显。岩土地基土性的不确定性首先在于岩土性质本身在空间和时间域上的可变性。另外,在室内或现场试验存在着试验误差,土性参数测试中的条件与实际情况有出入而导致的不确定性。

(5) 几何尺寸的不确定性。在同样工况条件下,具有不同几何尺寸的结构,其响应不同。一般情况,上部结构几何尺寸的变异性很少,但不排除在结构敏感部位几何尺寸可能存在的微小变异带来的显著影响。基岩结构面的几何分布很难把握,但其对计算地基应力场和渗流场至关重要。

(6) 初始条件和边界条件的不确定性。边界条件对应力场、渗流场和温度场有显著影响,其不确定性主要来源于实际问题的复杂性、边界变化的不可预知性以及对结构边界处理的简化等。

而初始条件将影响动力问题和稳定问题的最终结果。

(7) 计算模型的不确定性。计算模型一般包括结构型式、范围、材料的本构模型及强度准则、荷载、初始条件和边界条件等。由于实际工程材料的复杂性、人们认识的局限性,不论何种模型均不可能绝对地反映材料的本构关系和破坏特性。

(8) 结构和施工因素的不确定性。主要指结构设计和施工过程中造成的建筑物的技术特征值的偏差,包括设计不当、施工材料强度和施工质量等的偏差。

(9) 操作管理因素的不确定性。指操作规程、管理行为与工程实际配合过程中出现的不协调现象,包括操作和运行方案的不确定程度、工程的维护和保养程度、操作不当、管理过程中人为的过失等。

上述诸方面的不确定性直接影响着工程的安全性和经济性,只有对其充分认识和准确把握才能更好地提高工程结构的安全可靠性和经济合理性。

四、混凝土面板堆石坝结构设计中的不确定性因素

混凝土面板堆石坝结构设计中通常考虑的不确定性因素主要包括:

(1) 坝上下游水位的随机性。一般大坝的上下游水位的变化往往难以预料,描述为随机变量比较合理。根据河海大学工程可靠性研究室对我国 82 座大坝上下游水位的统计结果表明,上游水位的变异系数约为 0.06。由于上下游水位的不确定性,导致了水压力和坝基扬压力的不确定性。

(2) 地震烈度及场地等级划分的不确定性。由于历史的原因,地震学界和地震工程界迄今一直采用地震烈度的离散论域,但是地震烈度的论域本质上应该是连续的,因为地震烈度为地震强烈程度的综合度量,只能是渐变的,不可能截然划分为界线分明的一些等级,从一个等级到相邻的另一个等级也只能是逐渐过渡,而不应该是一刀切跳跃式的离散点列,同样,场地等级划分也只能是逐渐过渡的形式。另外,由地震所引起的地震荷载的随机性较为强烈。

(3) 在深厚覆盖层地基上的面板堆石坝中, 渗流场的分布十分复杂, 浸润线的位置与上下游水位、筑坝材料的性质、防渗设施等多种因素有关, 具有模糊性和随机性。

(4) 岩土地基或筑坝材料参数的随机性。对于土性材料参数, 其变异系数一般比混凝土等人工材料大, 其中以岩土材料的摩擦系数 f 和凝聚力 c 的变异性较为明显。

(5) 面板堆石坝稳定分析和应力应变分析的计算模型的不确定性。如在进行面板堆石坝应力应变分析时, 堆石料本构模型的选择问题。

(6) 面板堆石坝结构设计中的允许应力、允许位移、尺寸限制、频率禁区的模糊性; 面板堆石坝坝体材料分区、刚度、稳定性等要求都存在模糊性; 坝体填筑料间的价格比系数也取决于这些坝料的料场条件、开采、筛选、级配、运输、碾压填筑等多个环节, 因而具有随机性、模糊性; 坝体填筑料分区界限, 一般都是参照已有工程的经验及设计者的主观设想人为选定, 因而具有随机性和模糊性。

正确处理这些不确定性信息对提高面板坝工程设计的质量和水平、充分发挥材料的作用、降低工程造价、提高工程结构的安全可靠性具有重大的作用。

第二节 广义可靠度的概念

一、模糊随机事件的概率

模糊性和随机性有严格的区别, 但又互相渗透。随机事件既可以是非模糊的, 又可以是模糊的, 因此产生 3 种模糊概率问题:

- (1) 模糊事件的概率。事件是模糊的而采取普通的概率值。
- (2) 事件的模糊概率。事件是明确的而概率是模糊的。
- (3) 模糊事件的模糊概率。事件和概率两者都是模糊的。

这里讨论模糊事件的概率问题。

称 (S, F, P) 为一模糊概率空间, 其中 S 是由基本事件 ω 构

成的基本空间, F 是 S 上全体模糊事件和非模糊事件的集合, P 是 F 上的概率。若满足以下条件:

(1) $S, \phi \in F, \phi$ 为空集;

(2) 若 $A \in F$, 则 $\bar{A} \in F$;

(3) 若 $A_i \in F (i = 1, 2, \dots, n, \dots)$, 则 $\bigcup_{i=1}^{\infty} A_i \in F, \bigcap_{i=1}^{\infty} A_i \in F$, 称 F 是 S 上的模糊 Borel 域。

由于隶属度概念是模糊数学处理问题的关键, 是将不确定性转化为确定性的桥梁, 因此对于模糊概率空间, 模糊事件 A 的隶属度 μ_A 应满足可测性要求。即对任意 $\lambda \in [0, 1]$, 其水平截集 $B_\lambda = \{\omega \mid \omega \in S, \mu_A(\omega) \geq \lambda\} \in F$, 且称 $\lambda = 0$ 时的水平截集为 A 的支集, 记为 $\text{supp } A = \{\omega \mid \omega \in S, \mu_A(\omega) > 0\}$ 。

F 上的概率 $P(\cdot)$ 是一个映射, 即 $P: F \rightarrow [0, 1]$ 。

F 中的事件除了 $P(S) = 1$ 外, 还满足 σ 可加性。若对任意 $i \neq j, \text{supp } A_i \cap \text{supp } A_j = \phi$, 则

$$P\left(\bigcup_{i=1}^{\infty} A_i\right) = \sum_{i=1}^{\infty} P(A_i)$$

F 上的模糊事件 A 的概率定义为 Lebesgue 积分

$$P(A) = \int_S \mu_A(\omega) dP \quad (4-1)$$

ω 为实数时

$$P(A) = \int_S \mu_A(\omega) f(\omega) d\omega \quad (4-2)$$

式中: $f(\omega)$ 为概率密度函数。

若概率空间 S 为离散集, 则

$$P(A) = \sum_i \mu_A(\omega_i) P(\omega_i) \quad (4-3)$$

从式 (4-2)、式 (4-3) 可知, $P(A)$ 就是隶属函数 $\mu_A(\omega)$ 的数学期望值, 即是

$$E[\mu_A(\omega)] = P(A) \quad (4-4)$$

下面在这些理论的基础上来探讨结构广义可靠度理论及其解法。

二、系统可靠度的概念

系统的可靠度现行定义为一个系统在规定的使用期间、在预定的工作条件下，能正常工作的概率，一般记为

$$\psi = P(\Omega) \quad (4-5)$$

式中： Ω 代表该结构使用期间在预定条件下“正常工作”这一随机事件。若用 $\bar{\Omega}$ 代表它的对立事件，即在上述条件下“结构失效”，则称

$$P_f = P(\bar{\Omega}) \quad (4-6)$$

为失效概率。显然，可靠度与失效概率存在如下关系

$$\psi = 1 - P_f \quad (4-7)$$

利用可靠度进行工程设计具有以下明显的优越性：

(1) 可靠度表现了安全与经济的统一。众所周知，在任何工程项目的设计中，安全和经济是一对主要的矛盾。从上述定义可以看出，这对主要矛盾在可靠度上得到了统一。因为一方面代表了对工程项目安全性的要求，另一方面又代表了对工程项目投资的限制。过高的可靠指标会导致过高的投资要求。

(2) 可靠度协调了近期投资和长远利益。对任何一种产品，人们的要求不外是“物美价廉”。“价廉”对工程和结构来说，一般都理解为工程造价低，但这并不全面。“价廉”不仅应包括当前的投资（造价），还应包括长远利益。后者可以表示为使用过程中和遇到灾害时的损失期望较小。同样地，对“物美”也需要选择适当的参数来描述，那就是可靠度。工程项目的近期投资 C （造价）和损失期望值 L （代表长远效益）都是可靠度 ψ 的函数。可靠度 ψ 越高，造价 $C(\psi)$ 越大，但遇到灾害时的损失期望值 $L(\psi)$ 越小；反之，可靠度低，则造价虽小，但损失期望大。所以可靠度是度量近期投资和长远效益的综合尺度。在统一考虑造价和损失期望时，存在一个最佳的可靠度，使造价与损失期望之和最小，这样就通过可靠度在近期投资和长远效益之间找到了一个最佳平衡，这就是进行优化的标准，用公式可表示为

$$\text{求 } \psi, \text{ 使目标函数 } W(\psi) = C(\psi) + L(\psi) \rightarrow \min \quad (4-8)$$

(3) 可靠指标是工程设计的综合约束条件。结构最优化设计可以表示为解如下的数学规划问题:

$$\left. \begin{array}{l} \text{求设计向量 } \bar{x}, \text{ 使目标函数 } W(\bar{x}) \rightarrow \min \\ \text{并满足约束条件 } g_m(\bar{x}) \in G_m, m = 1, 2, \dots, M \end{array} \right\} \quad (4-9)$$

这里约束条件包括对每个构件截面的应力 σ 、重要结点或截面的位移 u 、结构的频率 ω 、各构件和结构的几何尺寸等所提出的要求。但在一般情况下,有些复杂的结构并不需要满足上述所有条件才能正常工作。例如,超静定结构的某些多余约束构件的强度不足,甚至破坏,并不导致结构整体失效。实际上,式(4-9)中的所有约束条件都是为了一个总目的,即保证结构的正常工作这一事件 Ω 的实现。但它们并非都是必要条件。所以数学规划问题式(4-9)可用下述数学规划问题

$$\left. \begin{array}{l} \text{求 } \bar{x}, \text{ 使 } W(\bar{x}) \rightarrow \min \\ \text{并满足 } P_f \leq P_f^* \end{array} \right\} \quad (4-10)$$

来代替。

式中: P_f^* 为失效概率的最大允许值。

式(4-10)就是基于可靠性分析的结构优化设计的一种模式。

在本文中,将进一步拓广上述可靠度的概念和定义,提出适用于任何不确定的广义可靠度的概念,并给出广义可靠度的计算方法。

三、广义可靠度的概念

上述讨论的可靠度具有两个重要的局限性:

- (1) 只考虑了一种不确定性,即随机性。
 - (2) 研究的只是设计方案的可靠性,而不包括真实结构的可靠性。
- 一般把拓广了的可靠度概念和定义称为广义结构可靠度。

前面介绍的有关结构可靠度的定义只是反映了“结构安全”非此即彼,没有中介状态,而事实上这种界限必然是模糊的,也就是说“结构安全”这一事件本身不可能有一刀切的确定性定义和评定标准。

“结构安全”这一事件的模糊性有两个来源:①结构安全准则的模糊性;②结构所受干扰(如地震荷载等)所可能具有的模糊性。

既然具有模糊性，“结构安全”这一事件就不再是单纯的随机事件 Ω ，而成为模糊随机事件 Ω 。这时结构的可靠度定义改为

$$\psi = P(\Omega) \quad (4-11)$$

进一步研究发现，不仅是随机性而且模糊性单独也引起可靠性问题。进而又认识到，对于一个给定的结构，外部荷载和结构本身的抗力所包含的任何不确定因素（包括未确知性）都会导致该结构安全程度的不确定性，从而引起可靠性问题。这样就扩大了现有结构可靠度的概念。当然，这个概念不仅适用于结构，还可以扩大到任何系统。

为了有所区别，称式（4-5）所定义的可靠度（即现行可靠度）为随机可靠度，式（4-11）所定义的可靠度为模糊随机可靠度，只有模糊因素时的可靠度为模糊可靠度，这些总称为广义可靠度。

当系统的可靠性分析中必须利用未确知性信息和数据时，系统正常工作这一事件就具有了未确知性，从而产生相应的可靠性问题。当未确知性与随机性和模糊性共存时，前者可以合并于后二者，而不需单独考虑。这里只研究由模糊性和随机性所引起的结构的可靠性问题。

第三节 结构的可靠度

在结构可靠性分析中，构件和结构的概念与一般的理解有所不同，在可靠性分析中，起关键作用的是系统的失效模式，而不是系统本身的复杂程度，只有一种失效模式的系统简称为构件，而有多种失效模式的系统简称为结构。

一、构件的可靠度

结构的可靠度是将结构作为一个整体考虑，研究其工作时随机性因素对结构的影响。构件则是只有一种破坏模式的系统。

构件的功能函数把随机变量分为抗力 R 和荷载 S 两大类后可表示为

$$Z = R - S \quad (4-12)$$

当然, R 和 S 均是随机变量 $X_i (i = 1, 2, \dots, n)$ 的函数。当 $Z = R - S < 0$ 时, 结构失效; 当 $Z = R - S \geq 0$ 时, 结构正常工作。

若记 R, S 的概率密度分别为 $f_R(\gamma), f_S(s)$, 则构件的可靠度的积分形式表示为

$$\begin{aligned} \phi &= P(R > S) \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} f_S(s) \left[\int_s^{+\infty} f_R(\gamma) d\gamma \right] ds \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} f_R(\gamma) \left[\int_{-\infty}^{\gamma} f_S(s) ds \right] d\gamma \end{aligned} \quad (4-13)$$

二、结构的可靠性

在系统可靠性分析中, 为发现系统的最薄弱环节, 可通过故障树定性分析寻找出最小割集或最小路集。最小割集是故障树中 n 个基本事件 X_1, X_2, \dots, X_n , 而 $C = \{X_{i1}, X_{i2}, \dots, X_{in}\}$ 是某些事件组成的集合, 当 C 中全部事件发生时, 顶事件必发生, 则 C 就是一个割集。若 C 是一个割集, 而 C 中任意去掉一个基本事件后就不是割集, 则称 C 是一个最小割集。一般来说, 顶事件的最小割集不只一个。

对结构而言, 它是一种具有多种破坏模式的系统, 按最小割集定义, 用最小失效集概念来研究结构的各种可能的失效形式。

设决定结构安全与否需要考虑的形态反应的最大值 S_i 组成一形态向量, 记为 $S = (S_1, S_2, \dots, S_k)$, 与此相应的约束为

$$Z_i = R_i - S_i > 0 \quad i = 1, 2, \dots, k \quad (4-14)$$

式中: R_i 为允许值。记

$$\Omega_i = (R_i - S_i > 0) \div (Z_i > 0) \quad i = 1, 2, \dots, k \quad (4-15)$$

记结构所需要考虑的 k 种作用效应的序号集为 $\{1, 2, \dots, k\}$, 它的一个子集用符号 $F_j (j = 1, 2, \dots, m)$ 表示, 这表示结构包含有 m 种失效模式。若 F_j 有最小割集的性质, 则称为最小失效集, 即

(1) 若 F_j 包含的所有反应同时失效, 则结构失效, 即第 j

种失效模式为

$$\bar{\Omega}^{(j)} = \bigcap_{i \in F_j} \bar{\Omega}_i, j = 1, 2, \dots, m \quad (4-16)$$

需要指出的是, 由最小割集概念, 除了 $\bar{\Omega}_i (i \in F_j)$ 的反应外, 其他反应失效与否不影响结构的失效。

(2) 若从 F_j 中去掉任何一个反应, 则 (1) 中的结论被破坏。

由 (1)、(2) 可见, 出现任何一个失效模式 $\bar{\Omega}^{(j)} (j = 1, 2, \dots, m)$, 都将导致结构失效。显然, $\bar{\Omega}^{(j)}$ 代表了 k 维空间的一个失效子域。于是结构的总失效域为

$$\bar{\Omega} = \bigcup_{j=1}^m \bar{\Omega}^{(j)} = \bigcup_{j=1}^m \bigcap_{i \in F_j} \bar{\Omega}_i \quad (4-17)$$

由此可得到结构的失效概率为

$$P_f = \int_{\bar{\Omega}} f_{\bar{\eta}}(\bar{y}) d\bar{y} \quad (4-18)$$

式 (4-18) 为一个 k 重积分。其中 $\bar{\eta} = (\eta_1, \eta_2, \dots, \eta_k)$, $f_{\bar{\eta}}(\bar{y}) = f(y_1, y_2, \dots, y_k)$ 是 $\bar{\eta}$ 的联合分布密度函数, 是考虑的结构可靠性问题中诸如荷载、材料属性等变量中所含的 k 个相互独立的随机参数的联合分布。还应指出, 与最小失效集相应的可定义最小有效集 $G_l, G_l \subset \{1, 2, \dots, k\}, l = 1, 2, \dots, H$, 这只需将上述 (1)、(2) 中的 F_j 换成 G_l 、失效换成有效即可, 而相应的结构可靠度为

$$P_s = \int_{\Omega} f_{\bar{\eta}}(\bar{y}) d\bar{y} \quad (4-19)$$

式中: Ω 为结构总有效域, 且

$$\Omega = \bigcup_{l=1}^H \Omega^{(l)} = \bigcup_{l=1}^H \bigcap_{i \in G_l} \Omega_i \quad (4-20)$$

第四节 结构的模糊随机可靠度

一、模糊约束

如前所述, 结构的设计强度、破坏程度等概念是相对的、模

糊的，因此结构安全的界限也是模糊的。用 Q 表示“结构安全”这一模糊事件，则结构的可靠度定义可表示为

$$R_i = P(Q) \quad (4-21)$$

式(4-21)给出的定义称为模糊随机可靠度。

当考虑荷载、结构反应和结构抗力等因素具有模糊性时，引入与随机变量相对应的模糊变量。

对应于 S_i 和 R_i ，设与 m 个随机变量 $\bar{\eta} = (\eta_1, \eta_2, \dots, \eta_m)$ 有关的模糊最大反应 $\underline{S}_i(\bar{\eta}, \bar{X})$ 及允许值 $\underline{R}_i(\bar{\eta}, \bar{X})$ ，这里 $\bar{X} = (x_1, x_2, \dots, x_n)$ 是决定整个设计方案的 n 个物理量 $x_i (i = 1, 2, \dots, n)$ 组成的设计向量，它们是已知的。自然 $\underline{S}_i(\bar{\eta}, \bar{X})$ 、 $\underline{R}_i(\bar{\eta}, \bar{X})$ 既有随机性又有模糊性，一旦事件发生后随机性消失而模糊性仍存在。此时 $\underline{S}_i(\bar{\eta}, \bar{X})$ 、 $\underline{R}_i(\bar{\eta}, \bar{X})$ 变为模糊数和模糊区间 $\underline{S}_i(\bar{Y}, \bar{X})$ 、 $\underline{R}_i(\bar{Y}, \bar{X})$ ，相应地它们就由隶属函数 $\mu_{\underline{S}_i}(\bar{Y}, \bar{X}, S_i)$ 和 $\mu_{\underline{R}_i}(\bar{Y}, \bar{X}, S_i)$ 定义。

为表达“ Q =结构安全”这一模糊事件，对应于 Ω_i ，有

$$Q_i = \{\underline{S}_i \subseteq \underline{R}_i\}, i = 1, 2, \dots, k \quad (4-22)$$

式(4-22)表示模糊最大反应 $\underline{S}_i(\bar{Y}, \bar{X})$ 满足其安全要求的一个模糊约束条件(模糊事件)。对此模糊约束事件，相应的隶属度表达出对此约束的满足程度，记为 $\alpha_i (0 < \alpha_i \leq 1)$ ，称为满足度，即有

$$\alpha_i = \alpha_i(\bar{Y}, \bar{X}) = \mu_{Q_i}(\bar{Y}, \bar{X}) \quad (4-23)$$

α_i 在几何上表示 \underline{S}_i 和 \underline{R}_i 的隶属函数 $\mu_{\underline{S}_i}(\bar{Y}, \bar{X}, S_i)$ 和

$\mu_{\underline{R}_i}(\bar{Y}, \bar{X}, S_i)$ 的图形的相对位置，如图4-1所示。

α_i 满足度取值有以下几种情况：

(1) $\alpha_i = 1$ ，表示约束得以完全满足， $\mu_{\underline{S}_i}(\bar{Y}, \bar{X}, S_i)$ 完全为 $\mu_{\underline{R}_i}(\bar{Y}, \bar{X}, S_i)$ 的区间所覆盖。

(2) $0 < \alpha_i < 1$ ，表示约束有一

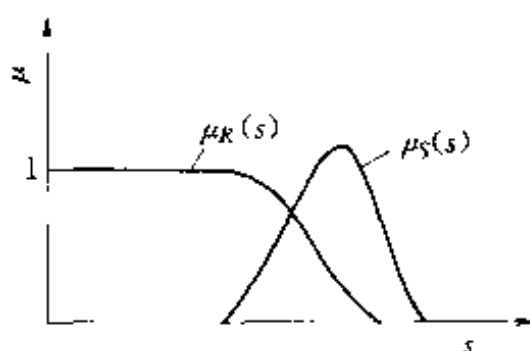


图4-1 满足度的几何意义

定程度满足, $\mu_{S_i}(\bar{Y}, \bar{X}, S_i)$ 与 $\mu_{R_i}(\bar{Y}, \bar{X}, S_i)$ 两者图形相交连接。

(3) $\alpha_i = 0$, 表示约束未满足, 此时 $\mu_{S_i}(\bar{Y}, \bar{X}, S_i)$ 完全位于 $\mu_{R_i}(\bar{Y}, \bar{X}, S_i)$ 之外。

由此规律, 满足度 α_i 可用下式计算

$$\alpha_i = \frac{\int_{-\infty}^{+\infty} \mu_{R_i}(y, x, S_i) \mu_{S_i}(y, x, S_i) ds_i}{\int_{-\infty}^{+\infty} \mu_{S_i}(y, x, S_i) ds_i} \quad (4-24)$$

二、模糊失效域与有效域

结构一般存在多种失效模式和有效模式, 有最小失效集与最小有效集, 在模糊思想下引入结构的模糊失效域 \bar{Q} , 即

$$\bar{Q} = \bigcup_{j=1}^m \bar{Q}^{(j)} = \bigcup_{j=1}^m \bigcap_{i \in F_j} \bar{Q}_i \quad (4-25)$$

表示结构的模糊失效域为所有 m 个模糊失效子域的并集。而模糊有效域 Q 则为

$$Q = \bigcup_{l=1}^H Q^{(l)} = \bigcup_{l=1}^H \bigcap_{i \in G_l} Q_i \quad (4-26)$$

由模糊数运算法则知, \bar{Q} 和 Q 的隶属度分别为

$$\mu_{\bar{Q}} = \max_{j \in k} \left(\min_{i \in F_j} \mu_{\bar{Q}_i} \right) = 1 - \max_{i \in H} \left[\min_{i \in G_i} (1 - \mu_{Q_i}) \right] \quad (4-27)$$

$$\mu_Q = \max_{l \in H} \left(\min_{i \in G_l} \mu_{Q_i} \right) = 1 - \max_{j \in k} \left[\min_{i \in F_j} (1 - \mu_{\bar{Q}_i}) \right] \quad (4-28)$$

三、结构的模糊随机可靠度

根据前面讨论的结果, 由式 (4-19) 得到结构在使用期限内“正常工作”这一模糊随机事件的概率, 即结构的模糊随机可靠度为

$$P_s = P_s(\bar{X}) = P(Q) = \int_{-\infty}^{+\infty} \mu_Q(\bar{Y}, \bar{X}) f_{\bar{Y}}(\bar{Y}) d\bar{Y} \quad (4-29)$$

显然, 当 S_i 及 R_i 仅有随机性而无模糊性时, 有效域 Q 无模糊性有明确的边界, 则隶属度 $\mu_Q(\bar{Y}, \bar{X}) = \mu_{\bar{Q}}(\bar{Y}, \bar{X}) = 1$, 则式 (4-29) 为

$$P_r = \int_{-\infty}^{+\infty} f_{\bar{Y}}(\bar{Y}) d\bar{Y} \quad (4-30)$$

式(4-30)即是式(4-19)描述的随机可靠度。

当 S_i 与 R_i 无随机性而仅有模糊性时, 结构仍存在不确定性的可靠度分析, 称为模糊可靠性, 这即为现有可靠度概念的一种拓广。

综上所述, 计算模糊随机可靠度转化为计算随机向量 η 的联合分布 $f_{\bar{Y}}(\bar{Y})$ 及模糊有效域 \bar{Q} 的隶属度 $\mu_{\bar{Q}}$ 。计算 $\mu_{\bar{Q}}$ 与 $\mu_{\bar{Q}_1}, \mu_{\bar{Q}_2}, \mu_{\bar{R}_1}$ 有关。通常 $\mu_{\bar{R}_1}$ 可由结构和材料的性质给出, $\mu_{\bar{Q}_2}$ 的确定则与模糊最大反应 \bar{S}_i 的力学性能相联系, 可用模糊数学求解隶属度方法确定。

四、结构的模糊随机可靠度计算方法

根据上述模糊随机系统可靠度的一般理论, 以模糊随机变量为基本变量, 建立针对单失效模式的结构模糊随机可靠度的实用计算方法。

1. 模糊随机变量定义

模糊随机变量由下述定义和定理来描述。

定义 1: $R = (-\infty, +\infty)$, 称有限闭区间 $\bar{a} = [a^-, a^+]$ 为 R 上的闭区间数, 其中 $a^-, a^+ \in R$, 且 $a^- \leq a^+$ 。特别地, $\forall a \in R$, 认为 $a = [a^-, a^+]$ 。

定义 2: 设 $*$ 是 R 上的一个代数运算, 对任意两区间数 \bar{a}, \bar{b} , 可将 $*$ 扩张为闭区间数 \bar{a}, \bar{b} 数之间的运算, 即

$$\bar{a} * \bar{b} \triangleq \{a * b \mid a \in \bar{a}, b \in \bar{b}\} \quad (4-31)$$

特别地, 当 $*$ 分别为 $+$ 、 $-$ 、 \times 、 \div 时, 得到

$$[a^-, a^+] + [b^-, b^+] = [a^- + b^-, a^+ + b^+]$$

$$[a^-, a^+] - [b^-, b^+] = [a^- - b^+, a^+ - b^-]$$

$$[a^-, a^+] \times [b^-, b^+] = [\min(a^- b^-, a^+ b^-, a^- b^+, a^+ b^-), \max(a^- b^-, a^+ b^-, a^- b^+, a^+ b^-)]$$

$$[a^-, a^+] \div [b^-, b^+] = [a^-, a^+] \times [1/b^+, 1/b^-], (0 \notin [b^-, b^+])$$

定义 3: 设 $\bar{a} = [a^-, a^+]$, $\bar{b} = [b^-, b^+]$, 序关系 “ \leq ” 规定为 $[a^-, a^+] \leq [b^-, b^+]$, 当且仅当 $a^- \leq b^-$ 、 $a^+ \leq b^+$ 。

定义 4: 设 $F(R)$ 表示实数域 R 上的全体模糊子集所组成的集合, $\tilde{a} \in F(R)$ 称为一个模糊数, 如果满足:

- (1) $\{x | x \in R, \tilde{a}(x) = 1\} \neq \Phi$;
- (2) $\forall \alpha \in (0, 1], \tilde{a}_\alpha = \{x | x \in R, \tilde{a}(x) \geq \alpha\}$ 是凸集。

如果 \tilde{a} 还满足 $\forall \alpha \in (0, 1], \tilde{a}_\alpha$ 为有界闭集, 则称 \tilde{a} 为有界闭模糊数。

定义 5: 设 (Ω, A, P) 是一个概率测度空间, 模糊集值映射 $\tilde{X}: \Omega \rightarrow F_0(R) = \{\tilde{a} | \tilde{a} \text{ 是 } R \text{ 上的有界闭模糊数}\}$ 称为 (Ω, A, P) 上的模糊随机变量。如果 $\forall \alpha \in (0, 1], \omega \in \Omega$, 则

$$\tilde{X}_\alpha(\omega) = \{X | X \in R, \tilde{X}(\omega) \geq \alpha\} = [X_\alpha^-(\omega), X_\alpha^+(\omega)]$$

是一个随机区间, 即 $X_\alpha^-(\omega)$ 和 $X_\alpha^+(\omega)$ 是 (Ω, A, P) 上的两个随机变量。

定义 6: 设 \tilde{X}, \tilde{Y} 为模糊随机变量, 规定 $\tilde{X} \leq \tilde{Y}$, 当且仅当 $\forall \omega \in \Omega, \forall \alpha \in (0, 1]$, 有 $X_\alpha^-(\omega) \leq Y_\alpha^-(\omega), X_\alpha^+(\omega) \leq Y_\alpha^+(\omega)$ 。

定理 1: 设 \tilde{X}, \tilde{Y} 为模糊随机变量, 则 $\forall \alpha \in (0, 1]$, 有

$$(\tilde{X} \pm \tilde{Y})_\alpha = \tilde{X}_\alpha \pm \tilde{Y}_\alpha$$

$$(\tilde{X}\tilde{Y})_\alpha = \tilde{X}_\alpha \tilde{Y}_\alpha$$

$$(\tilde{X} \div \tilde{Y})_\alpha = \tilde{X}_\alpha \div \tilde{Y}_\alpha$$

$$(\gamma \tilde{X})_\alpha = \gamma \tilde{X}_\alpha, \gamma \in R$$

2. 模糊随机功能函数与模糊随机极限状态方程

考虑基本变量 $X_i (i = 1, 2, \dots, n)$ 为模糊随机变量, 则结构的功能函数

$$\tilde{Z} = g(\tilde{X}_1, \tilde{X}_2, \dots, \tilde{X}_n) \quad (4-32)$$

是以模糊随机变量为自变量, 取值为模糊随机变量的函数, 称为模糊随机功能函数。

考虑结构的有效状态与失效状态之间存在着中间过渡的模糊区, 因此引入结构的模糊随机极限状态方程

$$\tilde{Z} = g(\tilde{X}_1, \tilde{X}_2, \dots, \tilde{X}_n) = b \quad (4-33)$$

式中: $g(\cdot)$ 为模糊随机功能函数;
 $X_i (i = 1, 2, \dots, n)$ 为基本模糊随机
 变量; \hat{b} 为模糊随机极限状态值。

例如, 取 \hat{b} 为零点附近的一个
 有界闭模糊数 (如三角模糊数) 来
 刻画模糊随机极限状态, 其隶属函
 数为 (图 4-2)

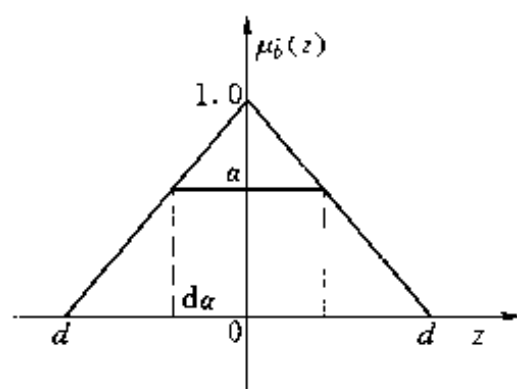


图 4-2 \hat{b} 的隶属函数

$$\mu_{\hat{b}}(z) = \begin{cases} \frac{1}{d}(z + d) & z \in [-d, 0] \\ -\frac{1}{d}(z - d) & z \in [0, d] \\ 0 & z \in R - [-d, d] \end{cases}$$

则 $\hat{b} = \bigcup_{\alpha \in (0,1]} \alpha \cdot [(\alpha - 1)d, (1 - \alpha)d]$

式中: z 为 \tilde{Z} 的物理变量; d 为 z 的最大容许值; $\alpha \in (0, 1)$ 为极
 限状态值 \hat{b} 的约束水平。

3. 基于序关系的模糊安全准则

对单失效模式而言, 模糊随机极限状态方程为

$$\tilde{Z} = \tilde{R} - \tilde{S} = \hat{b} \quad (4-34)$$

结构失效条件为

$$\tilde{Z} = \tilde{R} - \tilde{S} < \hat{b}$$

结构有效条件为

$$\tilde{Z} = \tilde{R} - \tilde{S} > \hat{b}$$

式中: \tilde{R} 为结构的模糊随机抗力; \tilde{S} 为模糊随机荷载效应。

根据定义的序关系, 建立结构模糊安全准则

$$Q \triangleq \{\tilde{R} - \tilde{S} \geq \hat{b}\} \quad (4-35)$$

Q 代表模糊随机荷载效应 \tilde{S} 满足安全要求这一模糊事件。当
 结构抗力和荷载效应都没有模糊性而只有随机性时, 即蜕化为经
 典的约束条件; 当结构的抗力和荷载效应都没有随机性而只有模

糊性时,由式(4-35)可确定出最大荷载效应 S_M 对模糊安全准则的隶属度,可称为模糊可靠度。

将模糊约束条件的 α 截集 Ω_α 代替 Ω ,则式(4-35)可以转化为具有 α 约束水平的非模糊约束条件,可利用经典的可靠度理论进行分析求解。

第五节 混凝土面板堆石坝 稳定模糊随机可靠性分析

岩土材料性质的不确定首先在于其本身在空间和时间域上的可变性,另外由于在室内或现场试验存在着试验误差、土性参数测试中的条件与实际情况有出入而引起的误差都会导致土性参数的不确定性,而此类不确定性同时包含随机性因素和模糊性因素。传统的稳定安全系数 F ,通常是考虑岩土材料参数均值情况下得出的,而可靠指标不仅考虑岩土参数的均值,而且考虑岩土参数的变异性,若同时考虑模糊性因素,则从实践意义来说更为合理、更为符合实际。

混凝土面板堆石坝坝体主要由土石材料组成,而不同地点的土石材料性质较为复杂,具有比人工材料大得多的变异性,变异系数可达到 0.3~0.5 以上。而且岩土工程的工程规模比一般结构大得多,研究范围大,因此决定岩土工程性状的因素不仅是一点处的岩土特性,而是一定空间范围内的平均岩土特性,即空间平均特性。另外岩土工程的失效验算比结构的失效验算复杂得多。

不同土性指标之间的相关性称为互相关性,对不同部位的某一土性指标的相关性称为自相关性。采用土性指标间的相关系数来描述互相关性,即在计算可靠指标的公式中考虑,洪昌华,龚晓南(1999)用随机场来描述土性指标之间的自相关性,即在指标统计中考虑。不考虑土性自相关性统计得到的变异系数称为点变异系数,考虑土性空间变异性统计得到的变异系数称为空间变异系数。

混凝土面板堆石坝作为一种土石质建筑物,其坝坡稳定与筑

坝材料和坝基有关。坝体材料土石已经过一定人工处理（开挖、搬运、填筑、压实等），材料的性质比天然地基要均匀，特性参数的分析相对比较简单。因此在边坡及土石坝稳定分析中，应适当考虑地基土体及筑坝材料的相关性。

一、面板堆石坝稳定的可靠度指标 β 计算模型

SDJ212—84《碾压式土石坝设计规范》规定，碾压式土石坝稳定分析采用圆弧滑动的瑞典法和毕肖普法，安全系数表示为

$$F_s = \frac{R}{S} \quad (4-36)$$

式中： R 为抗滑力矩； S 为滑动力矩。

边坡稳定可靠度分析的极限状态方程可采用两种型式： $Z = F_s - 1 = 0$ 或 $Z = R - S = 0$ 。则可靠指标 β 的表达式为

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} = \frac{\mu_{F_s} - 1}{\sigma_{F_s}} \quad (4-37)$$

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} = \frac{\bar{R} - \bar{S}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2 - 2\text{COV}(R, S)}} \quad (4-38)$$

式中： μ_z 为 Z 的均值； σ_z 、 σ_{F_s} 分别为 Z 和 F_s 的均方差； σ_R 为抗滑力矩 R 的均方差； σ_S 为滑动力矩 S 的均方差； $\text{COV}(R, S)$ 为抗滑力矩 R 和滑动力矩 S 之间的协方差。

一般来说，采用式（4-36）计算可靠指标，常常采用 Monte-Carlo 方法，通过对随机变量的模拟进行确定性分析得出—系列 F_s ，然后进行统计计算可以求得 β 。常用条分法静力分析的功能函数（抗震稳定分析同样可以得到）为：

瑞典条分法

$$G(X) = \sum [c'l_i + (W_i \cos \theta_i - u_i l'_i) \text{tg} \varphi'] - \sum W_i \sin \theta_i \quad (4-39)$$

简化毕肖普法

$$G(X) = \sum \frac{1}{m_\theta} [(W_i - u_i b) \text{tg} \varphi' + c'b] - \sum W_i \sin \theta_i \quad (4-40)$$

$$m_s = \cos\theta_i + \frac{\operatorname{tg}\varphi' \sin\theta_i}{F_s}$$

式中: $G(X)$ 为功能函数; X 为随机变量序列; F_s 为稳定安全系数; W_i 为土石条块重; θ_i 为土石条块滑弧中心和圆心的连线与过圆心的铅直线间的夹角, 以向坡顶转动为正。 l_i 为土石条块滑弧弧长; u_i 为土石条块滑面中心处的孔隙压力; φ' 、 c' 为滑裂面上的有效抗剪强度指标; b 为土条宽度。

在进行边坡可靠性分析时, 可取土性参数的特征值 (如 γ 、 c 、 φ 等) 作为随机变量, 令 $G(X) = 0$ 可得到边坡稳定的极限状态方程。

二、可靠指标计算及相关随机变量的转化模型

基于结构可靠指标 β 是在标准坐标系中从原点到失效界面最短距离的定义, 几何法求可靠指标时可用下述模型求解 β 值

$$\beta = \min \{ \sqrt{U^T U} + \alpha |G(U)| \} \quad (4-41)$$

式中: U 为独立的标准正态随机变量, 由边坡稳定分析中的随机变量根据一定规则转化而成; α 为罚因子; $G(U)$ 为罚函数, 此处取坝坡稳定的极限状态函数。

对于具有相关性的随机变量 $X = [x_1 \ x_2 \ \cdots \ x_n]^T$, 首先将相关随机变量通过空间转换为不相关变量, 得到不相关随机变量 Y , 即

$$\{Y\} = [A]^T \{X\} \quad (4-42)$$

将独立变量 Y 转化为标准正态变量 U , 即

$$\{U\} = \frac{Y - U_Y}{\sigma_Y} = [T][A]^T \{X\} - \{B\} \quad (4-43)$$

$$[T] = \begin{bmatrix} \frac{1}{\sigma_{Y_1}} & & & \\ & \frac{1}{\sigma_{Y_2}} & & \\ & & \ddots & \\ & & & \frac{1}{\sigma_{Y_n}} \end{bmatrix}$$

$$\{B\} = \begin{Bmatrix} -m_{Y_1} / \sigma_{Y_1} \\ -m_{Y_2} / \sigma_{Y_2} \\ \vdots \\ -m_{Y_n} / \sigma_{Y_n} \end{Bmatrix}$$

式中：[A] 为由协方差矩阵特征向量组成的正交转换矩阵；[T] 为由 Y 的标准差组成的矩阵；{B} 为由 Y 的均值组成的向量。

再利用式 (4-41) 求解 β 。

根据上述公式得到变量相关时可靠指标的计算公式为

$$\beta = \min \{ \sqrt{([T][X] - [B])[\rho]^{-1}([T][X] - [B])} + \alpha | G(U) | \} \quad (4-44)$$

式中：[ρ] 为基本随机变量 X 的相关系数矩阵。

对于非正态随机变量的当量正态化，可参见有关文献（吴世伟，1989）。

三、参数重要度系数

采用式 (4-41) 计算可靠指标的模型，无需求极限方程对基本变量的偏导数，大大简化了工作量。特别是进行复杂问题的可靠度计算时，极限状态方程一般是基本变量的复杂函数，有时甚至是隐函数。而且基本变量之间一般又具有较强的相关性，采用优化算法求解可靠指标有明显的优越性。

在一次二阶矩法求结构可靠指标中，破坏概率指极限状态方程小于零的概率，而不是结构真正的失效概率。在一般的结构可靠性分析中，通常也不要求出真正的破坏概率，而是要了解各个基本变量对 β 的影响程度，这由敏感系数表示。而用式 (4-41) 求解时，由于没有对极限状态函数求导，所以无法求出敏感系数，此处定义变量重要度系数 η 代替敏感系数（洪昌华，龚晓南，1999）。

任一随机变量的重要度系数 η_i 可用下式定义

$$\eta_i = \frac{\frac{X_i^* - m_i}{\sigma_i}}{\sqrt{\sum_{j=1}^n \left[\frac{X_j^* - m_j}{\sigma_j} \right]^2}} \quad (4-45)$$

式中: X_i^* 为可靠指标 β 取得最小值时基本设计变量 X_i 的值; m_i 、 σ_i 分别为随机变量 X_i 的均值和标准差。

重要度系数类似于敏感系数, 由其定义可以看出, $\sum \eta_i^2 = 1$, 因此 η_i^2 表示的是某个变量的变化对可靠度结果的相对影响大小。当基本变量之间不存在相关性时, 式 (4-45) 中的分母就是可靠指标 β , 且 $\eta_i < 0$ 表示此变量对结构的安全有利, $\eta_i > 0$ 表示变量对结构的安全不利。本书后面坝坡稳定的可靠性分析中, 采用遗传算法求解式 (4-44), 并用变量的重要度系数代替敏感系数。

四、模糊随机可靠指标

结构的安全性受到大量的不确定因素的影响, 这种不确定性主要包括设计参数等的随机性和模糊性。混凝土面板坝稳定分析中存在的模糊性包括随机变量的模糊性和极限状态的模糊性。将功能函数模糊化处理主要体现在两方面: ①随机变量的模糊化处理; ②极限状态 ($Z = 0$) 的模糊化处理。

(1) 基本随机变量的模糊化处理。引入模糊状态约束变量 α , $\alpha \in [0, 1]$, 可以得到随机变量均值的模糊区间为

$$\bigcup_{\alpha \in [0, 1]} \alpha \left[\frac{a+b}{2} + c(\alpha - 1), \frac{a+b}{2} + c(1 - \alpha) \right]$$

随机变量均值的取值范围为 (a, b) , c 值大小可以根据工程实际情况确定, 一般情况下可取 $c = \frac{a+b}{2} \times 10\%$, 当 $\alpha = 1$ 时, 模糊区间成为一点, 表示传统的可靠性分析中的极限状态情况。

(2) 极限状态的模糊化处理。与基本随机变量的模糊化处理类似, 由图 4-2 描述极限状态的模糊性。

$$\tilde{Z} = \tilde{R} - \tilde{S} = \tilde{b} \quad (4-46)$$

取 \tilde{b} 为零点附近的三角模糊数。

$$\mu_{\tilde{b}}(z) = \begin{cases} \frac{1}{d}(z+d) & z \in [-d, 0] \\ -\frac{1}{d}(z-d) & z \in [0, d] \\ 0 & z \in R - [-d, d] \end{cases} \quad (4-47)$$

$$\text{则} \quad \tilde{b} = \bigcup_{\alpha \in (0,1]} \alpha [(\alpha-1)d, (1-\alpha)d] \quad (4-48)$$

式中： z 为 \tilde{Z} 的物理变量，在堆石坝稳定分析中为安全系数余量或抗滑力矩余量； d 为 z 的最大容许值， d 值大小根据堆石坝的实际情况决定； α 为极限状态值 \tilde{b} 的约束水平， $\alpha \in (0,1]$ 。

因此极限状态方程可表示为

$$\tilde{Z}_\alpha = \tilde{R}_\alpha - \tilde{S}_\alpha = \tilde{b}_\alpha \quad (4-49)$$

$$\begin{aligned} \text{其中} \quad \tilde{Z}_\alpha &= [\tilde{Z}_\alpha^-, \tilde{Z}_\alpha^+] \\ \tilde{R}_\alpha &= [\tilde{R}_\alpha^-, \tilde{R}_\alpha^+] \\ \tilde{S}_\alpha &= [\tilde{S}_\alpha^-, \tilde{S}_\alpha^+] \\ \tilde{b}_\alpha &= [\tilde{b}_\alpha^-, \tilde{b}_\alpha^+] \end{aligned}$$

Z_α 、 R_α 、 S_α 、 b_α 对应不同的 $\alpha \in [0,1]$ ，它们的取值范围也不相同，按照区间运算规则，式 (4-49) 可等价表示为

$$Z_\alpha^- = R_\alpha^- - S_\alpha^+ = b_\alpha^- \quad (4-50)$$

$$Z_\alpha^+ = R_\alpha^+ - S_\alpha^- = b_\alpha^+ \quad (4-51)$$

对应于每一个 $\alpha \in [0,1]$ 、 R_α^- 、 R_α^+ 、 S_α^- 、 S_α^+ 、 b_α^- 、 b_α^+ 的均值为确定值，由此利用式 (4-41) 计算 β 值，由式 (4-51) 计算堆石坝稳定可靠指标 β 的上限，由式 (4-50) 计算 β 的下限。应特别指出的是，本书采用遗传算法计算式 (4-41)，当考虑随机变量的模糊性时，只需在计算边坡稳定可靠指标的程序基础上加入处理模糊性的功能模块，将模糊量变为非模糊量即可。

第六节 加速遗传算法寻找最小可靠指标

目前在广义随机空间内计算结构可靠指标的方法有两类：①以JC法为代表的迭代算法；②用数学规划法求可靠指标 β 最小值的优化算法。这些算法存在的主要不足是：①需要计算极限状态函数的一阶偏导数，对某些实际问题，一阶偏导数可能不存在，也可能求解很困难；②对多峰值的极限状态函数，初始点的选择是否得当，直接影响 β 解的质量及收敛性。根据面板堆石坝坝坡稳定模糊随机可靠指标模型的特点，为了克服上述算法的不足，采用遗传算法计算式(4-41)求得模糊随机可靠指标 β 。

一、遗传算法的特点

遗传算法(Genetic Algorithm, GA)是模拟自然界中的进化过程或演变过程的算法。遗传算法把适者生存原则和结构化、随机化的信息交换结合在一起，形成了具有某些人类智能的特征，这恰恰能比较好地克服传统计算结构可靠指标方法的不足之处，因为：①遗传算法基本上不受函数约束条件(如连续性、导数存在、极值等)限制；②遗传算法从种群开始搜索，且可平行地“爬”许多“山峰”，这样便使陷入局部最优解的可能性大大减小；③遗传算法不是盲目的随机搜索，而是使用交换、变异、繁殖等随机的遗传操作，进行具有导向性的随机化搜索，这不仅使搜索的潜在解的范围扩大，同时还能有效地利用历史信息，推测出有希望改进特征的解。

二、简单遗传算法

简单遗传算法(Simple Genetic Algorithm, SGA)的主要步骤包括：

(1) 对优化问题的解进行编码(Encoding)。一个解的编码

称为一个染色体，组成编码的元素称为基因。

(2) 适应函数的构成和应用。适应函数基本上依据优化问题的目标函数而定。当适应函数确定以后，自然选择规律是以适应函数值的大小决定的概率分布来确定哪些染色体适应生存，哪些被淘汰。生存下来的染色体组成种群，形成一个可以繁衍下一代的群体。

(3) 染色体的结合。双亲的遗传基因结合是通过编码间的交配 (Crossover) 达到下一代的产生。新一代的产生是一个生殖过程，它产生了一个新解，最后是变异 (Mutation)。新解产生过程中可能发生基因变异，变异使某些解的编码发生变化，使解有更大的遍历性。

三、加速遗传算法

在应用 SGA 过程中发现，SGA 对各种实际问题的搜索空间的大小编号适应能力较差，计算量大，容易出现早熟现象。SGA 控制参数的设置技术目前尚无明确准则指导。金菊良 (1998) 利用 SGA 运行过程中搜索到的优秀个体逐步调整优化变量的搜索区间，形成一种新的遗传算法，称为加速遗传算法 (Accelerating Genetic Algorithm, AGA)。加速遗传算法的主要步骤为：

- (1) 变量初始化空间的离散和编码。
- (2) 初始父代群体的随机生成。
- (3) 父代个体适应度的评价。
- (4) 父代个体的概率选择。
- (5) 父代个体的杂交。
- (6) 子代个体的变异。
- (7) 进化迭代。步骤 (1)~步骤 (7) 构成简单遗传算法。

(8) 加速循环，用第一次和第二次进化迭代产生的优秀个体的变化空间作为变量新的初始变化区间，转入步骤 (1)，重新运行 SGA 算法。如此加速循环，优秀个体的变化区间将逐步调整

和收缩,与最优点的距离越来越近,直到最优个体的优化函数值小于某一设定值或算法运行达到预定加速次数,结束迭代。加速遗传算法的程序流程图如图 4-3 所示。

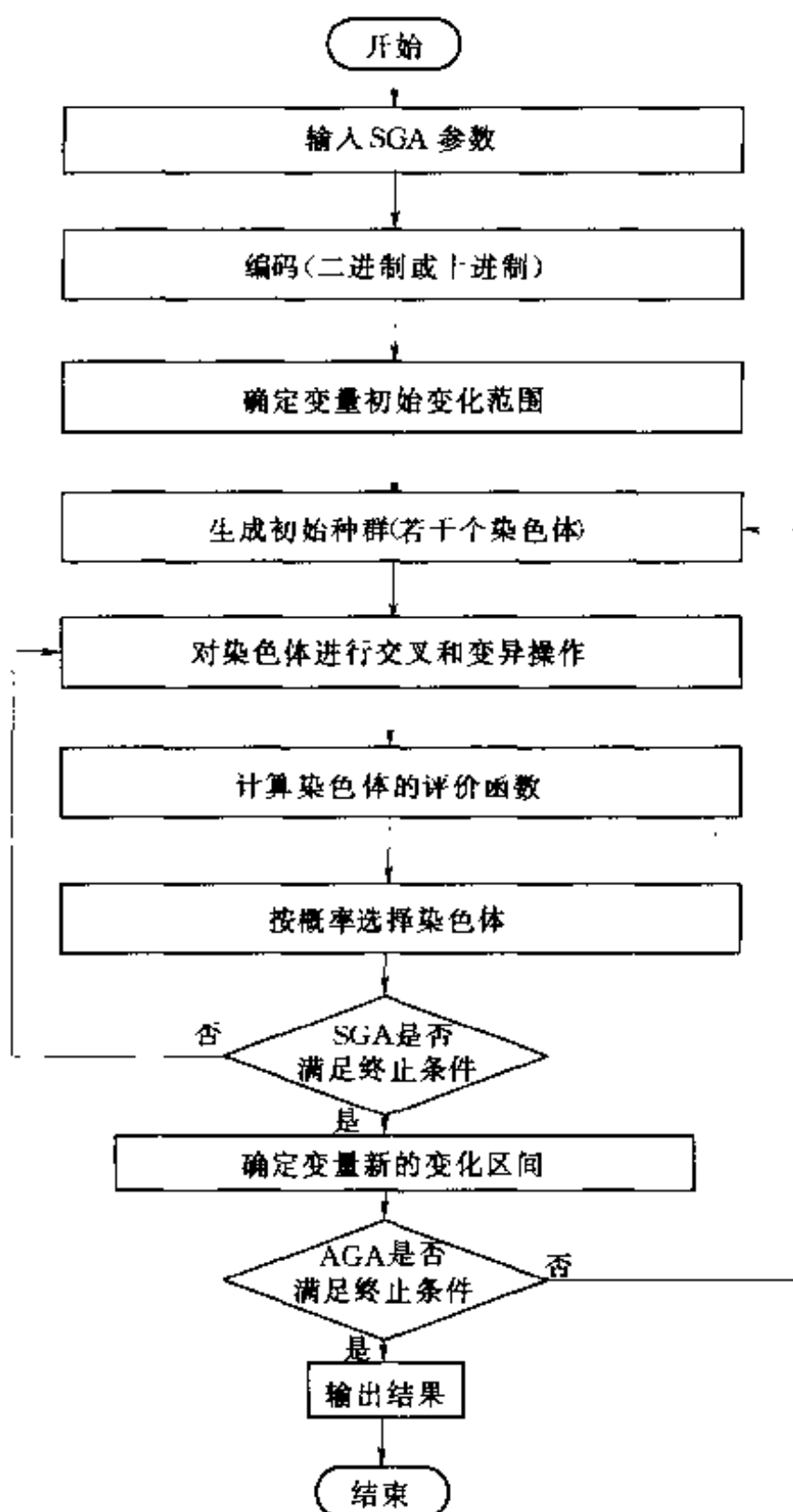


图 4-3 加速遗传算法程序流程图

四、加速遗传算法寻找最小可靠指标

混凝土面板堆石坝稳定的模糊随机可靠性问题由模糊块处理程序转化为坝坡稳定的随机可靠指标问题。根据加速遗传算法的思想，按传统可靠性理论，采用加速遗传算法寻找基于几何法求坝坡稳定最小可靠指标的优化模型为

$$\beta = \min \sqrt{\sqrt{U^T U} + \xi |g(U)|} \quad (4-52)$$

式中： ξ 为罚因子。

式（4-52）中，以土性参数作为随机变量 X ，通过当量正态变化等步骤将 X 转化为标准正态分布随机变量 U ， $g(U)$ 由坝坡稳定极限状态方程得到。

第七节 成屏混凝土面板堆石坝 不确定性稳定分析

成屏面板坝的工程概况参见第三章第三节，简化后的大坝断面如图 4-4 所示。下面探讨成屏坝坝坡的不确定性稳定分析。

一、计算参数

在不确定性坝坡稳定性分析中，根据坝体材料分区，计算参数取值如表 4-1 所示。

坝体材料分区如图 4-4 所示。

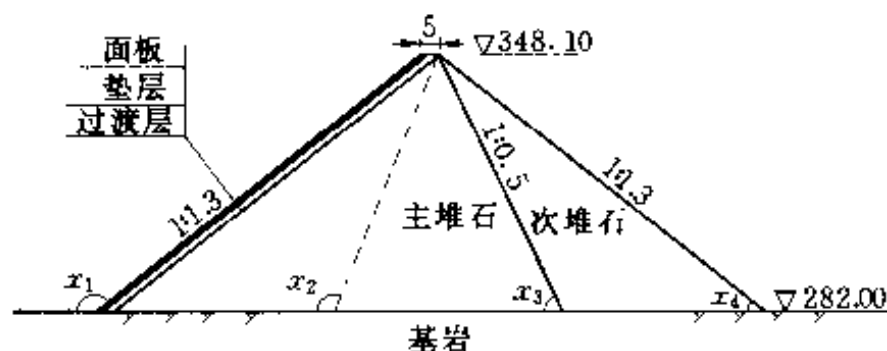


图 4-4 坝体材料分区示意图（单位：m）

材料参数的空间变异系数取值如表 4-2 所示。

表 4-1 材料参数

材 料	容重 (kN/m^3)	c (kPa)	φ ($^\circ$)
主堆石	20.0	0	42.5
次堆石	20.0	0	38.0
过渡层	20.0	0	40.0
垫层	21.0	0	42.6
面板	24.0	0	43.0

表 4-2 材料参数变异系数

材料	容重 (kN/m^3)	c (kPa)	φ ($^\circ$)
主堆石	0.0058	0	0.045
次堆石	0.0058	0	0.045
过渡层	0.0058	0	0.045
垫层	0.0058	0	0.045
面板	0	0	0

计算中, 不考虑不同土石料间的互相关性, 而同一料区的土石料容重、凝聚力和内摩擦角之间的相关系数如表 4-3 所示。

表 4-3 堆石料参数相关系数

参数	容重	凝聚力	内摩擦角
容 重	1.0	0.4	0.4
凝聚力	0.4	1.0	0.3
内摩擦角	0.4	0.3	1.0

二、计算结果

坝坡稳定分析的基本方法采用瑞典法, 坝坡稳定的模糊随机可靠指标计算采用几何法, 用加速遗传算法寻找最危险滑弧位置及最小可靠度指标。计算成果如表 4-4~表 4-6 所示。

重要参数分析的稳定度

[illegible]

表 4-6 成屏面板坝坝坡稳定分析模糊随机可靠指标及最小安全系数

上、下限	水平截集值 α	模糊随机可靠指标 β (AGA)		最小安全系数 F_s (AGA)	
		上游坝坡	下游坝坡	上游坝坡	下游坝坡
β^-	0.0	3.78530	3.68196	1.24917	1.10096
	0.1	3.82793	3.72358	1.26335	1.11319
	0.2	3.86941	3.76126	1.27724	1.12543
	0.3	3.91195	3.80164	1.29112	1.13766
	0.4	3.95420	3.84441	1.30500	1.14989
	0.5	4.01011	3.88456	1.31888	1.16212
	0.6	4.03727	3.92537	1.33277	1.17436
	0.7	4.08438	3.96759	1.34665	1.18659
	0.8	4.12217	4.00691	1.36053	1.19882
	0.9	4.16432	4.04952	1.37442	1.21106
	1.0	4.20756	4.09215	1.38830	1.22329
β^+	0.0	4.64456	4.49936	1.52713	1.34562
	0.1	4.59205	4.46055	1.51325	1.33339
	0.2	4.54455	4.43497	1.49936	1.32115
	0.3	4.50343	4.37863	1.48548	1.30892
	0.4	4.45788	4.33419	1.47160	1.29669
	0.5	4.41836	4.29701	1.45771	1.28445
	0.6	4.37575	4.25087	1.44383	1.27222
	0.7	4.37518	4.21155	1.42995	1.25999
	0.8	4.29476	4.17048	1.41607	1.24775
	0.9	4.24992	4.12980	1.40218	1.23552
	1.0	4.20756	4.09215	1.38830	1.22329

从表 4-4 和表 4-5 可知各个料区岩土材料计算参数对坝坡稳定指标的影响程度。由上游坝坡稳定分析可知,对可靠指标影响程度最大的参数是主堆石料的内摩擦角,影响程度大小达到 99.84%;由下游坝坡稳定分析可知,对可靠指标影响程度最大的参数是主堆石料、次堆石料和过渡层内摩擦角和过渡层容重,影响程度分别为:6.70%、70.12%、11.83%和 10.79%,影响

程度总计达到 99.44%。可见主堆石料、次堆石料、过渡层内摩擦角以及过渡层容重均值和均方差的准确性对成屏面板坝的稳定分析具有决定性影响。因此,在进行勘测和参数统计分析中,应当有针对性地提高主堆石料、次堆石料和过渡层内摩擦角以及过渡层容重均值和均方差数据的准确性。

根据坝坡稳定分析所得到的模糊随机可靠指标(表 4-6)可知,上游坝坡稳定的模糊随机可靠指标可以写成

$$\tilde{\beta} = \bigcup_{\alpha \in [0,1]} \alpha [4.2075 + 0.422(\alpha - 1), 4.2075 + 0.437(1 - \alpha)]$$

下游坝坡稳定的模糊随机可靠指标可以写成

$$\tilde{\beta} = \bigcup_{\alpha \in [0,1]} \alpha [4.0922 + 0.4102(\alpha - 1), 4.0922 + 0.4072(1 - \alpha)]$$

第八节 小 结

(1) 本章探讨了工程中以及面板堆石坝结构设计中大量存在的模糊性和随机性不确定性因素,指出了这些不确定性因素对工程安全和经济的影响。

(2) 阐述了广义可靠度的概念和结构模糊随机可靠性分析的理论与方法。将模糊随机可靠度分析理论应用于面板坝的稳定分析中,建立了面板坝边坡稳定的模糊随机可靠性分析的数学模型。根据模型特点,引入了具有较好适用性和收敛性的遗传优化新算法来寻找最小可靠指标。

(3) 对成屏一级面板堆石坝坝坡进行了不确定性稳定分析,求出了上下游坝坡稳定的模糊随机可靠指标。

第五章 混凝土面板堆石坝 不确定性优化设计

结构优化设计包括两大方面：①设计的目标函数；②设计的约束条件。这两个方面都具有模糊性和随机性。结构设计问题中，目标函数和约束条件的不确定性主要来源于荷载的不确定性和结构抗力的不确定性，因此各种不确定优化设计的区别在于目标函数和约束条件的不确定因素的性质。从不确定性考虑，主要可以分为模糊优化设计和模糊随机优化设计两类；从约束条件考虑，又可分为具有结构形态反应约束的优化设计和具有可靠度约束的优化设计。模糊优化设计根据约束函数是否具有模糊性可分为普通模糊约束优化设计和广义模糊约束优化设计。普通模糊约束优化是指约束允许区间具有模糊性而约束函数不具有模糊性的优化问题，广义模糊约束优化是指约束允许区间和约束函数均具有模糊性的优化问题。我国学者王光远院士 20 多年来致力于结构模糊优化设计的理论、方法及其应用的研究，取得了一大批成果。

第一节 普通模糊约束的结构优化设计

普通模糊约束的结构优化设计只考虑结构反应允许区间的模糊性，这种模糊优化设计的数学模型为

$$\left. \begin{array}{l} \text{求 } \bar{x} \\ \text{使 } \min W(x) \\ \text{满足 } g_m(\bar{x}) \subset G_m, m = 1, 2, \dots, M \end{array} \right\} \quad (5-1)$$

式中： $g_m(\bar{x})$ 为约束函数，代表结构的反应（如应力 σ 、位移 u 等）和结构的某些物理量（如频率 ω 、几何尺寸 \bar{x} 等），这些反

应和物理量是确定性量； G_m 为 $g_m(\bar{x})$ 的模糊允许区间。

确定性量 $g_m(\bar{x})$ 的模糊约束为普通模糊约束。由于确定性量是模糊量的特殊情况，所以式(5-1)也包括部分约束为不确定性的情况。

考虑物理量的模糊性，模糊允许范围 G_m 构成实数域 R 上的一个模糊子集，即

$$G_m = \int \mu_{G_m}(g_m) / g_m \quad (5-2)$$

式中： $\mu_{G_m}(g_m)$ 为 g_m 对其模糊允许区间的隶属度； G_m 为实数轴上的模糊边界，即考虑约束从“完全允许”到“完全不允许”之间的过渡性。

g_m 的隶属函数形式如图 5-1 所示，图中 g_m^U 和 g_m^L 为约束水平最高时允许范围的上、下限， d_m^U 和 d_m^L 为过渡区长度，亦即上、下限的允许偏差。隶属函数的曲线部分主要是表示允许范围边界的逐渐过渡性，可以根据物理量 g_m 的性质及设计要求近似给出。

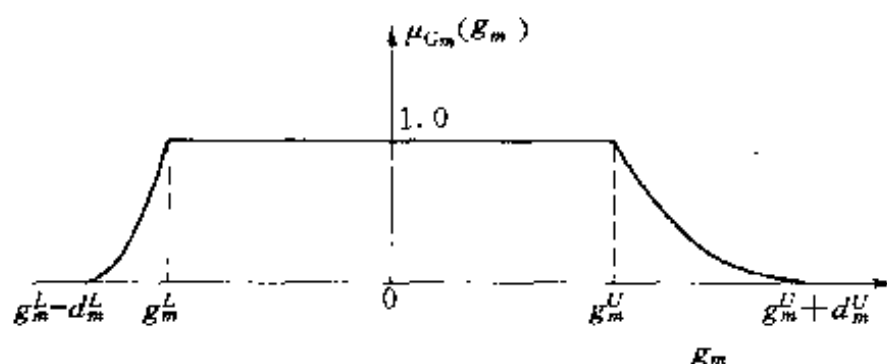


图 5-1 物理量 g_m 的隶属函数

隶属度 $\mu_G(g)$ 可以定义为物理量 g 对模糊约束的满足度。当 $\mu_G(g) = 1$ 时，该约束得到严格的满足；当 $\mu_G(g) = 0$ 时，该约束未得到满足；当 $0 < \mu_G(g) < 1$ 时，该约束得到具有某一水平的满足。若用 β_m 表示 g_m 对模糊约束的满足度，则可记为

$$\beta_m = \mu_{G_m}(g_m) \quad (5-3)$$

式(5-3)中的模糊约束表示在 $\beta_m > 0$ 的意义下 g_m 属于模糊子集 G_m 。

利用对约束的满足度的概念来解释式(5-1)所示模糊规划的

方法,也就是水平截集解法,按照此法可将模糊规划式(5-1)转化为一组具有不同约束水平 λ (即满足度的下限)的非模糊规划。

$$\left. \begin{array}{l} \text{求 } \bar{x} \\ \text{使 } W(\bar{x}) \rightarrow \min \\ \text{满足 } \beta_m = \mu_{G_m}(g_m) \geq \lambda \quad m = 1, 2, \dots, M \end{array} \right\} \quad (5-4)$$

式(5-4)中的约束等价于要求满足

$$g_m(\bar{x}) \in G_m = [g_m^L, g_m^U] \quad m = 1, 2, \dots, M \quad (5-5)$$

式中: G_m 为模糊允许区间 G_m 的水平截集。

给出不同的水平 λ ,用一般非模糊优化的方法即可求出规划式(5-4)的一系列最优解 $\bar{X}^*(\lambda)$ 。

第二节 模糊荷载作用下的结构优化设计

在模糊荷载作用下,结构的最大反应也是模糊的,这时优化设计表现为具有广义模糊约束的数学规划

$$\left. \begin{array}{l} \text{求 } \bar{x} \\ \text{使 } \min W(\bar{x}) \\ \text{满足 } \tilde{g}_m(\bar{x}) \subseteq \tilde{G}_m, m = 1, 2, \dots, M \end{array} \right\} \quad (5-6)$$

式(5-6)与式(5-1)唯一的区别就在于这里的约束函数 $\tilde{g}_m(\bar{x})$ 也是模糊的。当然这个数学模型里也可以包括部分普通模糊约束及非模糊约束。

利用满足度的概念来解此模糊规划,为此定义对广义模糊约束的满意度为

$$\beta_m(\bar{x}) = \frac{\int_{-\infty}^{+\infty} \mu_{G_m}(g) \mu_{\tilde{g}_m}(g) dg}{\int_{-\infty}^{+\infty} \mu_{\tilde{g}_m}(g) dg} \quad (5-7)$$

式中: g 为模糊反应 \tilde{g}_m 的基本变量; $\mu_{\tilde{g}_m}(g)$ 为 \tilde{g}_m 的隶属函数(可根据模糊荷载的隶属函数用力学和数学的方法求出); $\mu_{G_m}(g)$ 为反应 \tilde{g}_m 的模糊允许区间 G_m 的隶属函数。

至此即可用与上述同样的概念将模糊规划式 (5-6) 转化为一系列具有不同约束水平 λ 的非模糊规划

$$\left. \begin{array}{l} \text{求 } \bar{x} \\ \text{使 } W(\bar{x}) \rightarrow \min \\ \text{满足 } \beta_m = \lambda \quad m = 1, 2, \dots, M \dots \end{array} \right\} \quad (5-8)$$

式 (5-8) 与式 (5-6) 概念相同, 只是满足度 β_m 的求法不同, 当所有约束都是普通模糊约束时, 此解法即蜕化为水平截集解法。

第三节 混凝土面板堆石坝广义模糊优化设计

一、面板堆石坝优化中的模糊性因素

如本书第四章所介绍, 混凝土面板堆石坝作为水利工程中一种重要的水工建筑物, 其设计中大量存在着随机性和模糊性等不确定性因素, 如设计的优劣标准、荷载、设计参数、计算模型、材料强度、物理量的允许区间及结构的刚度、稳定性、频率等因素, 它们既具有强烈的随机性, 又具有强烈的模糊性。在本章混凝土面板堆石坝的广义模糊约束结构优化设计中, 主要考虑的是约束条件及目标函数的模糊性, 如混凝土面板堆石坝稳定的约束函数和约束允许区间的模糊性, 几何约束范围的模糊性等。

二、面板堆石坝广义模糊优化设计数学模型

根据混凝土面板堆石坝断面确定性优化设计的模型, 建立混凝土面板堆石坝广义模糊约束优化设计数学模型。

$$\left. \begin{array}{l} \text{求 } X = [x_1, x_2, \dots, x_n] \\ \text{使 } \min F(X) \\ \text{并满足 } g_m(\bar{x}) \subset G_m, m = 1, 2, \dots, M \end{array} \right\} \quad (5-9)$$

式 (5-9) 中目标函数仍然采用综合造价, 即以工程造价最低为目标函数, 但需考虑价格比系数及坝料分界线的模糊

性，并考虑设计变量尺寸限制边界的模糊性。约束函数 $g_m(\bar{x})$ 和约束允许区间包括模糊性和非模糊性因素。例如，考虑混凝土面板堆石坝坝坡稳定的模糊随机可靠指标为模糊约束函数；考虑混凝土面板堆石坝坝坡稳定性的允许可靠指标的模糊性；考虑混凝土面板堆石坝坝基允许渗透坡降的模糊性；考虑混凝土面板堆石坝坝料价格比系数的模糊性等。当然，普通的约束函数和普通的约束允许区间可以看作模糊约束函数和模糊约束条件的特殊形式。

式 (5-9) 中不仅目标函数具有模糊性，而且约束函数的物理量及其取值允许范围也具有模糊性，故称为广义模糊约束优化设计问题。若其中完全不考虑各个量的模糊性，则广义模糊约束优化设计模型蜕化为常规的优化设计模型。

三、隶属函数的选取

物理量的隶属函数曲线部分主要表示允许范围边界的逐渐过渡性，取不同的函数形式，只是量的区别，而无本质的不同。混凝土面板堆石坝的广义模糊优化问题中，统一采用斜线型隶属函数进行讨论，这种隶属函数简单明了，使用方便，并且可以根据物理量性质的不同采用不同的具体形式，如图 5-2 所示。在混凝土面板堆石坝的广义模糊优化问题中，各模糊量的隶属函数的斜线表达式主要有 3 种形式，即

$$\mu(X) = \begin{cases} 1 & \text{当 } X \leq [X] \\ \frac{[X] + d_X^U - X}{d_X^U} & \text{当 } [X] < X \leq [X] + d_X^U \\ 0 & \text{当 } X > [X] + d_X^U \end{cases} \quad (5-10)$$

$$\mu(X) = \begin{cases} 0 & \text{当 } X \leq [X] - d_X^L \\ \frac{X - [X] - d_X^L}{d_X^L} & \text{当 } [X] - d_X^L < X \leq [X] \\ 1 & \text{当 } X > [X] \end{cases} \quad (5-11)$$

$$\mu(X) = \begin{cases} 0 & \text{当 } X \leq X^L - d_X^L \\ \frac{X - X^L + d_X^L}{d_X^L} & \text{当 } X^L - d_X^L < X \leq X^L \\ 1 & \text{当 } X^L < X \leq X^U \\ \frac{X^U + d_X^U - X}{d_X^U} & \text{当 } X^U < X \leq X^U + d_X^U \\ 0 & \text{当 } X > X^U + d_X^U \end{cases} \quad (5-12)$$

式中： d_X^U 、 d_X^L 分别为上、下限的偏差，可根据工程实际情况和具体的模糊量确定。式 (5-10)、式 (5-11)、式 (5-12) 分别对应图 5-2 (a)、(b)、(c)。

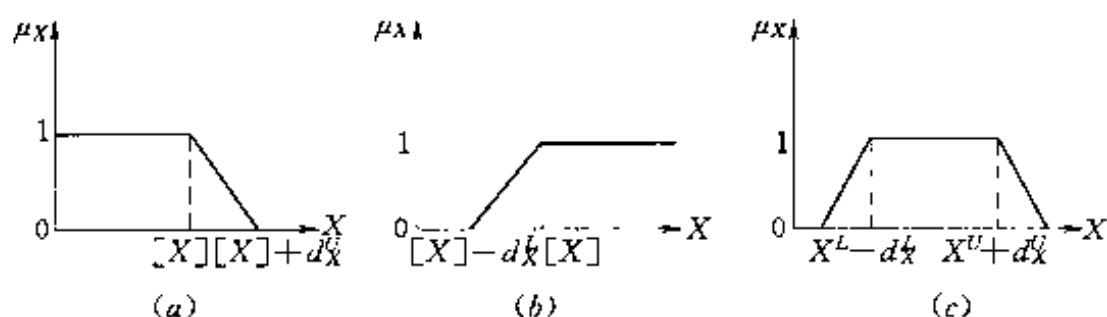


图 5-2 斜线型隶属函数的三种形式

(a) 降半梯形分布；(b) 升半梯形分布；(c) 梯形分布

(1) 材料分区界线的倾角 X (设计变量) 的隶属函数采用梯形分布 [图 5-2 (c)]。

(2) 混凝土面板堆石坝的坝坡稳定可以采用安全系数或可靠指标来表达，在本书混凝土面板堆石坝广义模糊约束优化中，采用混凝土面板堆石坝坝坡稳定的模糊随机可靠指标来表征混凝土面板堆石坝的稳定性，其中模糊随机可靠指标可采用第四章的方法进行分析计算。目前坝坡稳定的允许可靠指标 β 在水工规范中尚无明确的规定，但其隶属函数形式可以采用升半梯形分布 [图 5-2 (b)]。

(3) 坝体在各种荷载的作用下，要求有较好的工作性态，即不发生塑性剪切破坏，由此定义结构应力水平的隶属函数为降半

梯形分布 [图 5-2 (a)]。

(4) 坝体在荷载作用下, 最大主应力 σ_1 或面板主应力必须在允许范围之内, 据此定义最大主应力 σ_1 或面板主应力的隶属函数为降半梯形分布 [图 5-2 (a)]。

(5) 坝体在荷载作用下, 所产生的沉降值必须在允许范围之内, 不能造成水库漫顶, 由此定义坝体沉降 V 的隶属函数为降半梯形分布 [图 5-2 (a)]。

(6) 覆盖层地基上面板堆石坝坝基必须满足渗透稳定的要求, 即渗透坡降应小于一定的允许渗透坡降, 由此定义渗透坡降 J 的隶属函数为降半梯形分布 [图 5-2 (a)]。

(7) 覆盖层地基上面板堆石坝坝基渗透水量损失应在可以接受的范围之内, 即水量损失小于一定的允许渗透水量, 由此定义渗透量 q 的隶属函数为降半梯形分布 [图 5-2 (a)]。

(8) 坝料价格比系数根据混凝土面板堆石坝各个料区所采用的坝料的开采难易程度、料场距离、运输情况等综合因素决定, 在情况允许时, 可以采用模糊综合评判法得出各坝料的价格比系数。在此取坝料价格比系数的隶属函数为梯形分布 [图 5-2 (c)]。

当然在进行混凝土面板堆石坝断面优化设计时, 应根据工程实例进行具体分析, 突出重点, 选择目标函数、设计变量和约束条件中的模糊性因素及其隶属函数。

四、面板混凝土堆石坝广义模糊优化设计模型的求解

对式 (5-9) 所表达的广义模糊约束优化问题, 可以采用本章第二节提出的满足度解法进行求解。即先将广义模糊约束优化问题转化为普通模糊约束的优化问题, 然后用水平截集解法求出一系列 λ 水平的最优解。对求得的一系列最优解, 可以进一步用一维搜索法求最优设防水平和最满意方案, 其程序流程如图 5-3 所示。

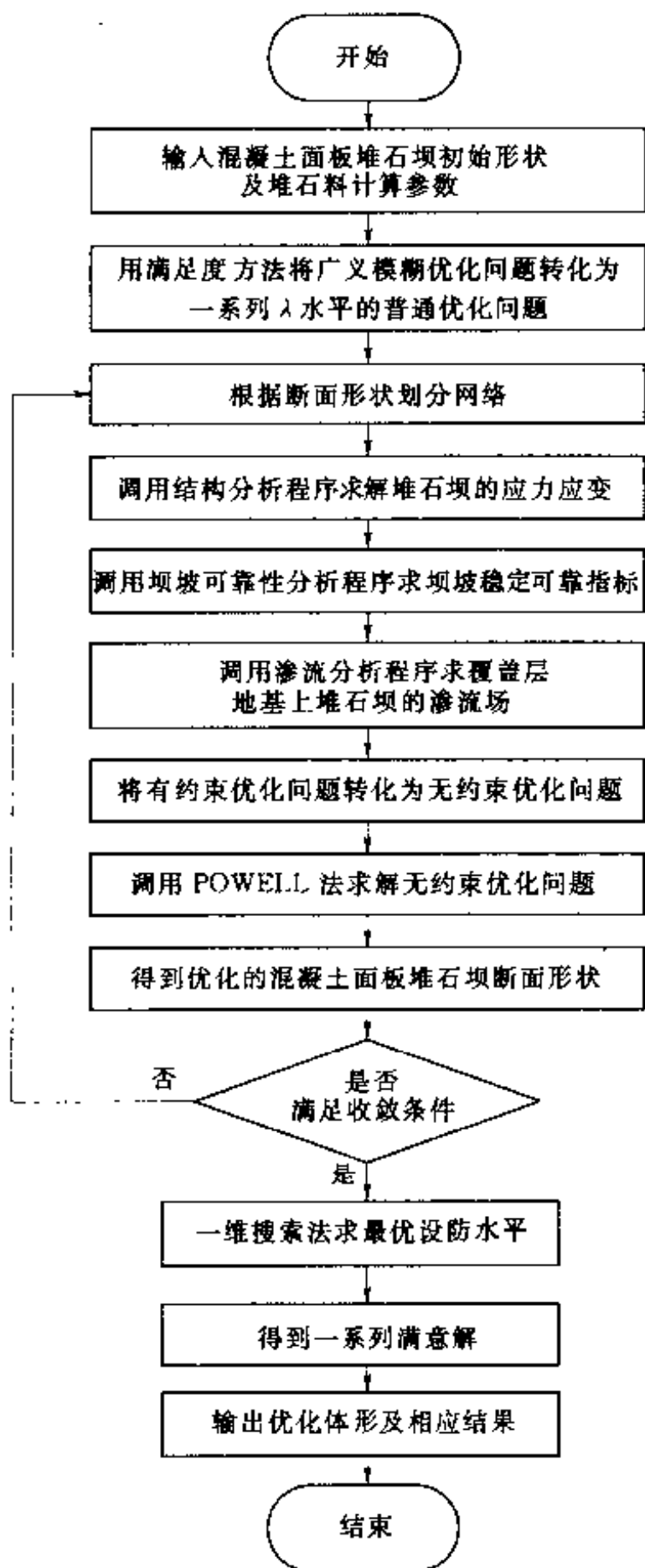


图 5-3 混凝土面板堆石坝广义模糊优化设计流程图

第四节 成屏混凝土面板堆石坝 不确定性优化设计

一、成屏面板堆石坝不确定性优化设计数学模型

1. 目标函数和设计变量

根据成屏面板堆石坝的基本资料及坝体形状，将坝体断面进行简化，得到坝体断面如图 5-4 所示，其中坝高、顶宽、设计水位都是给定常数。

根据简化后的断面图，取坝料分界线与水平方向的夹角为基本设计变量，即取设计变量 $X = [x_1 \ x_2 \ x_3 \ x_4]^T$ （以弧度表示），以造价 $F(X)$ 为目标函数。设主堆石料的价格比系数为 1.0，当时成屏坝坝料单价为：堆石 8.87 元/ m^3 ，垫层 19 元/ m^3 ，过渡层 12.12 元/ m^3 。根据成屏工程的实际情况，综合考虑料场分布、开采难易程度、筛选、级配、运输和碾压填筑情况，拟定次堆石料、过渡料、垫层料、混凝土面板的单价比系数分别为：1.0、1.37、2.14、19.3。

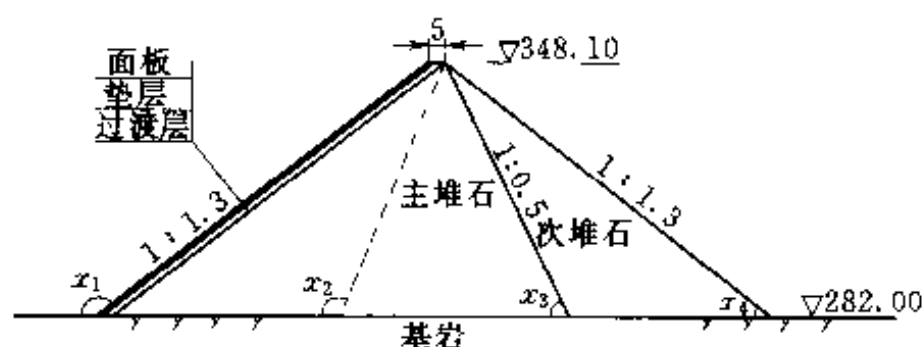


图 5-4 成屏面板坝简化断面（单位：m）

2. 约束条件

根据广义模糊约束的思想，对一些具有模糊性的约束函数和约束允许范围考虑其模糊性。考虑模糊性的约束允许范围主要包括基本设计变量的几何约束、面板顺坡向允许拉应力值。坝坡稳

定计算时考虑到坝料参数的模糊随机性,即以坝坡稳定模糊随机可靠指标作为坝坡稳定参数,并且考虑到坝坡允许可靠指标的模糊性。

(1) 堆石坝最大沉降条件。

$$V(X) \leq [V]$$

式中: $[V]$ 为坝体允许最大沉降,按照国外工程经验,取 $[V] = H/150$; H 为坝高,断面简化处理后成屏面板坝坝高为 66.1m。

(2) 面板最大挠度条件。

$$\delta(X) \leq [\delta]$$

式中: $[\delta]$ 为混凝土面板允许最大挠度,按照国外工程经验,取 $[\delta] = H/200$ 。

(3) 堆石体最大应力条件。

$$\sigma_1(X) \leq [\sigma_1]$$

式中: $[\sigma_1]$ 为坝体允许最大主应力,按照工程经验,取 $[\sigma_1] = 2\gamma H$, γ 为堆石体容重。

(4) 面板应力条件。

$$\sigma \leq [\sigma]$$

式中: σ 为蓄水期面板顺坡向应力,满足模糊约束条件。普通模糊约束的允许范围取模糊边界,其隶属函数采用降半梯形分布,根据混凝土面板所用混凝土标号等确定,取 $[\sigma] = 2.0\text{MPa}$,并取 $d_\sigma^L = 0.1[\sigma]$ 。

(5) 坝体不发生塑性剪切破坏条件。

$$S_L < 1.0$$

式中: S_L 为坝体的最大应力水平。

(6) 几何约束条件。

$$X^L \leq X \leq X^U$$

即

$$2.1 \leq x_1 \leq 2.55$$

$$1.6 \leq x_2 \leq 2.0$$

$$0.8 \leq x_3 \leq 1.60$$

$$0.4 \leq x_4 \leq 0.8$$

即取

$$X^L = [2.1 \quad 1.6 \quad 0.8 \quad 0.4]^T$$

$$X^U = [2.55 \quad 2.0 \quad 1.6 \quad 0.8]^T$$

$$X^0 = [2.4859 \quad 1.8 \quad 1.1071 \quad 0.6557]^T$$

考虑几何约束条件中的上、下限允许值为模糊边界，即考虑基本变量的模糊性，其隶属函数的形式采用梯形分布，取 $d_{x_i}^L = 0.1x_i^L$ 、 $d_{x_i}^U = 0.1x_i^U$ ($i=1, 2, 3, 4$)。

(7) 坝坡稳定约束条件。

$$g_1(X) \subset G_1$$

考虑坝坡稳定约束条件为广义模糊约束条件，即约束函数 g_1 和约束允许范围 G_1 均具有模糊性。约束函数 g_1 为坝坡稳定的模糊随机可靠指标，通过对坝坡进行模糊随机可靠度分析得到。

可靠指标允许范围 G_1 的取值，参照 GB50199—94《水利水电工程结构可靠度设计统一标准》中的规定选取，结构构件的可靠指标应根据结构构件的破坏类型及安全等级按表 5-1 选取。考虑到可靠

表 5-1 目标可靠指标

破坏类型	安全等级		
	一级	二级	三级
一类破坏	3.7	3.2	2.7
二类破坏	4.2	3.7	3.2

指标等级划分的模糊性，取目标可靠指标为模糊变量，其隶属函数形式采用升半梯形分布，其中取目标可靠指标 $[X] = 3.7$ 、 $d_X^L = 0.1$ 。

3. 优化模型

根据目标函数、广义模糊约束、普通模糊约束及普通约束的选取，得到成屏面板坝断面广义模糊结构优化设计数学模型为

$$\text{求 } X = [x_1 \quad x_2 \quad x_3 \quad x_4]^T$$

$$\min F(X)$$

$$\text{s. t. } \begin{cases} V(X) \leq 0.441\text{m} \\ \delta(X) \leq 0.331\text{m} \\ \sigma_1(X) \leq 1.322\text{MPa} \\ S_L < 1.0 \\ \sigma(X) \leq 2.0\text{MPa} \\ g_1(X) \subset G_1 \\ 2.1 \leq x_1 \leq 2.55 \\ 1.6 \leq x_2 \leq 2.0 \\ 0.8 \leq x_3 \leq 1.6 \\ 0.4 \leq x_4 \leq 0.8 \end{cases} \quad (5-13)$$

此模型中包含有广义模糊约束、普通模糊约束及普通约束，是一个广义模糊规划问题。采用满足度解法，将广义模糊规划问题转化为非模糊规划系列，即

$$\begin{aligned} & \text{求 } X_\lambda = [x_1 \quad x_2 \quad x_3 \quad x_4]_\lambda^T \\ & \quad \min F(\lambda) \\ & \text{s. t. } \begin{cases} V(\lambda) \leq 0.441\text{m} \\ \delta(\lambda) \leq 0.331\text{m} \\ \sigma_1(\lambda) \leq 1.322\text{MPa} \\ S_L < 1.0 \\ \sigma(\lambda) \leq 2.0 + 0.1 \times 2.0 \times \lambda \text{MPa} \\ \beta_1 \geq \lambda \\ 2.1 - 0.1 \times 2.1 \times \lambda \leq x_1 \leq 2.55 + 0.1 \times 2.55 \times \lambda \\ 1.600 - 0.1 \times 1.600 \times \lambda \leq x_2 \leq 2.00 + 0.1 \times 2.00 \times \lambda \\ 0.8 - 0.1 \times 0.8 \times \lambda \leq x_3 \leq 1.60 + 0.1 \times 1.6 \times \lambda \\ 0.4 - 0.1 \times 0.4 \times \lambda \leq x_4 \leq 0.8 + 0.1 \times 0.8 \times \lambda \end{cases} \end{aligned} \quad (5-14)$$

式中： β_1 为坝坡稳定的可靠指标对允许可靠指标的满足度。

对任一确定 λ ，此模型为普通优化问题，可采用混合罚函数

法进行求解。

二、不确定性优化设计结果及分析

1. 广义模糊优化满意解

对不同的 λ 值求解非线性规划问题, 得到一系列优化解 $X^*(\lambda)$ 和相应的 $F^*(\lambda)$, 计算结果见表 5-2, 优化解中设计变量和目标函数与水平截集值 λ 的关系如图 5-5、图 5-6 所示。

表 5-2 具有 λ 水平的最优解

λ	x_1^* (°)	x_2^* (°)	x_3^* (°)	x_4^* (°)	F^* (λ)
0.01	116.935	101.820	68.778	33.816	5774
0.1	117.537	103.665	69.809	33.335	5874
0.2	118.127	103.585	69.546	33.214	5924
0.3	118.723	103.528	68.789	33.002	5987
0.4	118.883	103.476	68.967	32.894	6013
0.5	119.164	103.419	68.514	32.739	6047
0.6	119.949	103.362	68.801	32.670	6096
0.7	119.954	103.304	68.171	32.716	6098
0.8	119.954	103.184	68.153	32.716	6099
0.9	119.954	103.173	68.142	32.704	6100
1.0	119.954	103.173	68.142	31.163	6337
初始方案	142.432	103.132	63.432	37.569	7246

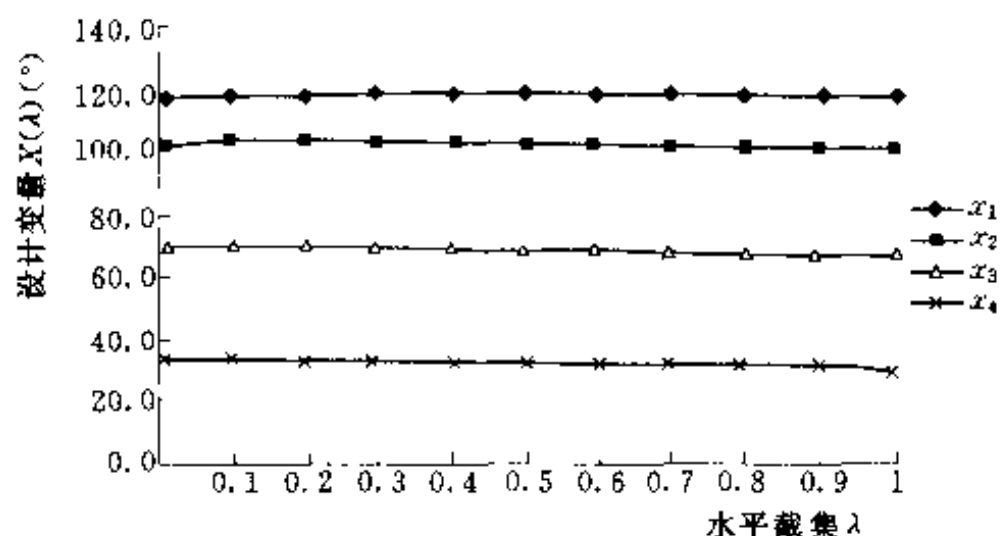


图 5-5 设计变量变化趋势

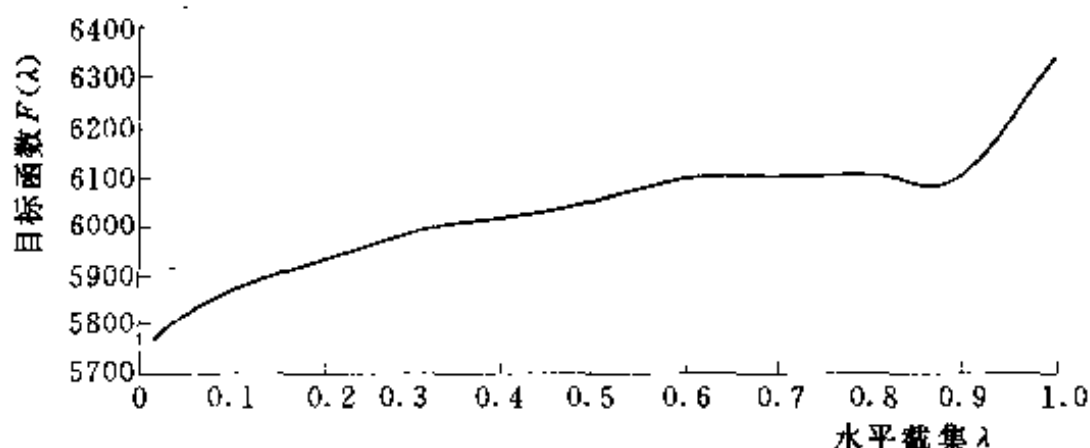


图 5-6 满意解变化趋势

2. 广义模糊优化最满意设计方案

根据表 5-2 求得的优化解, 进一步考虑求最优设防水平和最满意设计方案。按照求最优设防水平的方法, 取面板坝损失期望为 $E(\lambda) = ae^{-(b-c)}$, 由于成屏面板坝为 1 级建筑物, 按中国学者王光远院士建议, 应取较大的 a 、 b 值, 较小的 c 值, 成屏一级水电站面板坝可取

$$E(\lambda) = 27000e^{-5\lambda}$$

将图 5-6 中 $\lambda-F(\lambda)$ 拟合成连续曲线

$$F(\lambda) = 3858\lambda^4 - 6158.1\lambda^3 + 2424.7\lambda^2 + 402.9\lambda + 5786.2$$

则综合效用目标函数可表示为 (图 5-7)

$$W(\lambda) = 27000e^{-5\lambda} + 3858\lambda^4 - 6158.1\lambda^3 + 2424.7\lambda^2 + 402.9\lambda + 5786.2$$

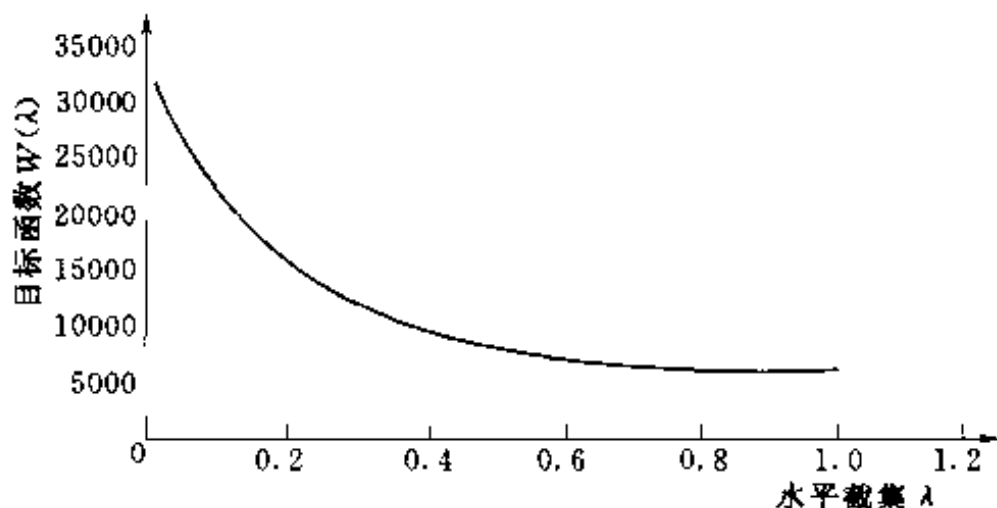


图 5-7 综合效用目标函数

采用一维极小化方法可以求得

$$\lambda^* = 0.90$$

$$W_1^* = 6399.9$$

由此可以求得最满意方案为

$$\begin{aligned} X^* &= [2.0936 \quad 1.8007 \quad 1.1893 \quad 0.5708]^T (\text{rad}) \\ &= [119.954 \quad 103.173 \quad 68.142 \quad 32.704]^T (^\circ) \end{aligned}$$

与最满意方案对应的成屏面板坝的造价为： $F^* = 6100.0$ 。

3. 结果分析

由表 5-2 和图 5-6 可以看出,随着水平截集值 λ 的增大,设计变量 x_1 增大,设计变量 x_4 减小,即随着约束水平的增强,优化方案的上下游坝坡逐渐变缓,与此相对应的优化方案的目标函数即造价逐渐增大,这与坝坡上下游模糊可靠指标的变化规律相一致,说明坝坡稳定约束是成屏面板坝广义模糊优化设计模型中的主要约束条件,更好地解决坝坡稳定约束问题对提高堆石坝优化效果具有较大作用。初始设计方案的目标函数值 $F_{\text{初}} = 7246$,最满意设计方案的目标函数值 $F^* = 6100.0$,即最满意方案比初始设计方案在造价上节省 15.8%。可见不确定性设计最满意方案比初始设计及确定性优化设计具有更高的经济效益,且不确定性设计不仅反映了工程近期的造价投资,还反映了工程长远损失期望和综合效用。

第五节 小 结

(1) 根据面板坝结构设计问题中的目标函数和约束条件所具有的模糊性和随机性不确定性的性质,阐述了结构模糊优化设计和模糊随机优化设计的理论和方法。将模糊随机优化设计理论引入到面板坝结构设计中,建立了面板坝模糊随机优化设计的数学模型,并采用满足度法求解。

(2) 对成屏面板堆石坝断面的不确定性优化设计进行研究,求得了该坝型的安全可靠、经济合理并能在今后运行过程中有一定安全盈余的、能节省维护修复费用的最满意的方案。

第六章 总结与展望

第一节 总 结

混凝土面板堆石坝是水工结构中的重要坝型之一，因其具有的众多优点而受到广泛关注，特别在近 30 年来发展较快、应用较广，并逐渐成为有较强竞争力和发展前景的坝型。全世界已建成的该类坝型大多运行状态良好。中国自“七五”以来，以西北口坝为例进行了该坝型的深入研究和实践，取得了一定的工程经验，但也有该坝型溃坝及严重破坏、不能正常运行的沉重教训。总体上，混凝土面板堆石坝的设计尚处于理论研究的初级阶段和实践的探索阶段，根据工程安全、经济、适用的要求，目前该坝型在其结构的静动力正反分析、结构的安全可靠性分析和优化设计、结构的不确定性分析与设计等方面还存在着较大的难度，同时，具有重要理论意义与实用价值的课题需要进一步深入研究和总结。本书正是在这种背景下，结合水利部重点项目“高混凝土面板砂砾石坝关键技术研究”和“覆盖层上筑混凝土面板坝关键技术研究”，进行面板坝的确定性稳定分析和有限元静动力分析与优化设计研究、面板坝的反分析与信息化施工和蓄水运行管理分析、面板坝的不确定性稳定分析和不确定性优化设计的深入研究，提出了该坝型具有重要理论意义和参考应用价值的分析设计的理论和方法。

(1) 混凝土面板堆石坝的确定性分析与优化。根据面板坝施工期和蓄水运行各个时期的结构特点和受力特点，首先进行面板坝确定性稳定分析与应力应变分析，以了解大坝在不同工况下的整体和坝坡稳定性以及坝体各部位，包括堆石体、面板、接缝和

坝基的应力、变形、应力水平等工作性态，为设计提供依据。

稳定性分析采用规范规定的极限平衡法和非线性圆弧法，应力应变分析采用静力有限元法和动力有限元法。堆石料的静力本构模型采用非线性弹性模型或弹塑性模型。非线性弹性模型主要为 Duncan 模型；弹塑性模型主要为沈珠江院士提出的“南水”模型和殷宗泽教授提出的双屈服面模型等。动力本构模型主要采用 Hardin 模型。

在稳定分析和静动力应力应变分析的基础上，建立了以大坝造价为目标函数、以断面分区几何尺寸为设计变量、以稳定和应力应变性态为主要约束条件的适合面板坝结构断面优化设计的数学模型，探讨了优化设计模型的求解方法。简述了数学规划法和优化准则法的优缺点，并介绍了仿生学优化算法的新思路。着重研究了优化计算的区间数学方法，并引入到水工结构优化设计中。

对梅溪覆盖层地基上面板堆石坝进行了区间优化设计研究，并和数学规划法研究成果进行了比较分析，取得了很好的效果。实践证明，区间优化方法能解决非线性程度高、约束条件隐性的复杂优化设计的全局最优解问题，且耗时少，效率高。

(2) 混凝土面板堆石坝的反分析与信息化施工。计算模型确定后，参数的特性决定了数值分析的准确性。根据土石材料物理力学参数的复杂性和普遍存在的变异性，首先研究了影响大坝变形的土石材料参数的敏感性。

根据大坝施工期和蓄水期各个阶段实测的位移资料，建立面板坝直接位移法反分析模型，对敏感参数进行反演分析，求出实际工作状态下的参数真值，反分析优化模型的求解采用混合罚函数法。

根据大坝分级碾压填筑的施工过程和蓄水过程的观测资料，进行施工期和运行期大坝工作状态的信息化预报，从而指导施工填筑和蓄水运行，确保工程安全。

对成屏一级水电站面板堆石坝工程进行了反分析和信息化预报的研究。

(3) 混凝土面板堆石坝的不确定性稳定分析。探讨了结构不确定分析设计,研究了事物的不确定性、工程中以及面板堆石坝结构设计中大量存在着的模糊性和随机性不确定性因素,指出了这些不确定性因素对工程安全和经济的影响。

阐述了广义可靠度的概念和结构模糊随机可靠性分析的理论与方法。将模糊随机可靠度分析理论应用于面板坝的稳定分析中,建立了面板坝边坡稳定的模糊随机可靠性分析的数学模型。根据模型的特点,在瑞典条分法和毕肖普简化法的基础上,采用几何法求可靠指标,并用具有较好适用性和收敛性的遗传优化新算法寻找最危险滑弧位置和最小可靠指标。

对成屏一级面板堆石坝坝坡进行了不确定性稳定分析,求出了上下游坝坡稳定的模糊随机可靠指标。

(4) 混凝土面板堆石坝的不确定性优化设计研究。根据面板坝结构设计问题中的目标函数和约束条件所具有的模糊性和随机性不确定性的性质,阐述了结构模糊优化设计和模糊随机优化设计的理论和方法。将模糊随机优化设计理论引入到面板坝结构设计中,建立了以工程造价为目标函数、以断面材料分区的几何尺寸为设计变量、以坝坡稳定的模糊随机可靠指标及应力应变性态为主要约束条件的面板坝模糊随机优化设计的数学模型,并采用满足度法求解。

对成屏面板堆石坝断面的不确定性优化设计进行研究,求得了该坝型的安全可靠、经济合理并能在今后运行过程中有一定安全盈余的、能节省维护修复费用的最满意的方案。

第二节 展 望

本书对混凝土面板堆石坝结构的数值分析与优化设计等重要问题作了较为系统的研究,并在区间优化设计、信息化施工预报、不确定性分析与优化设计等方面做了一些开拓性的探索工作,取得了有重要参考价值的成果,但对某些内容的研究还是初

步的, 还需进行更加深入的研究。

(1) 混凝土面板堆石坝坝坡稳定分析的非线性模式计算成果较为符合实际, 但如何与规范方法成果进行比照, 尚没有很好得到解决。

(2) 在实例中, 静动力应力应变分析未考虑土石材料的流变性质, 事实上流变对堆石体的长期强度影响是不可忽视的。

(3) 本书确定性优化设计限于结构断面的坝坡和分区优化, 对面板坝这种当地材料坝, 若综合考虑料场、运输、开挖等环节进行系统优化将会在更大程度上提高经济效益。

(4) 反分析优化模型的求解采用了混合罚函数法, 该法原则上能获得合理结果, 尚可以选择区间分析法或遗传算法以提高效率和保证质量。

(5) 位移反分析和信息化施工预报的准确性均取决于观测资料的真实性, 应十分重视施工期和蓄水运行期的监测和观测。

(6) 坝坡不确定性稳定分析理论与方法表明, 可靠指标计算结果的准确与否, 主要取决于参数的合理选择, 所以选取参数时对堆石料大量取样并合理统计分析是必要的。

(7) 描述模糊性的隶属函数的选取主要取决于人们的认识和经验判断, 主观因素影响较大, 因而提高模糊随机变量统计值的准确性是决定不确定分析与优化的成果合理可靠的前提。

(8) 面板坝不确定性优化设计只涉及目标函数和约束条件的不确定性, 而对如荷载等的随机性尚未考虑, 对此更复杂的问题有待于进一步研究。

(9) 不确定性优化问题中, 工程损失期望值无法表达为设计变量的显式函数, 目前多采用经验公式近似计算, 其合理性、准确性还有待进一步研究。

以上问题的研究和应用, 对全面提升面板堆石坝的设计质量和水平, 必将产生重大的意义。

主要参考文献

- 1 傅志安, 凤家骥. 混凝土面板堆石坝. 武汉: 华中理工大学出版社, 1993
- 2 Cooke, J. B. . Progress in Rockfill Dams. The 18th Terzaghi Lecture. Journal of Geotechnical Engineering. ASCE, 1984. 110 (10): 1383 - 1414
- 3 马君寿. 钢筋混凝土面板堆石坝. 北京: 水利电力出版社, 1990
- 4 Cook, J. B. . Concrete Face Rockfill Dam. ICOLD, 1989
- 5 Terzaghi K. . Discussion on Salt Springs and Lower Bear River Dams. Trans. of ASCE, 1960. 125 (2): 139 - 159
- 6 Roberts C. M. . The Quioich Rockfill Dam Transactions. 6th ICOLD, 1958 (Ⅲ)
- 7 Cook, J. B. . 堆石与堆石坝. 见: 国际高土石坝学术研讨会论文集. 1993: 7 - 13
- 8 Reitter A. R. . Design and construction of New Exchequer Dam—The World' s Highest Concrete Face Rockfill Dam. World Dams Today, 1970
- 9 Cook, J. B. , Sherard J. L. . The Concrete Face Rockfill Dams (Ⅱ). Design. Journal of Geotechnical Engineering. ASCE, 1987. 113 (10)
- 10 Wilkings J. K. et al. The Design of Cethana Concrete Face Rockfill Dam. Trans. of the 11th ICOLD, Madrid: Q42. R3. 1973: 25 - 42
- 11 Fitzpatrick M. D. et al. Instrumentation and Performance of Cethana Dam. 11th ICOLD Congress. Madrid: Q42. R9. 1973: 145 - 164
- 12 Fitzpatrick M. D. et al. Ten Years Surveillance of Cethana Dam. 14th ICOLD Congress. Rio De Janeiro. Q52. R51. 1982: 847 - 865
- 13 Pinto N. L. S. , Msteron B. , Marques Filho P. L. . Design and Performance of Foz do Areia Concrete Membrane as Relate to Basalf Properties.

- 14th ICOLD Congress. Rio de Janeiro, Q55, R51, 1982; 873 - 905
- 14 Materon B., Construction of Foz do Areia Dam, Concrete Face Rock-fill Dam—Design, Construction and Performance, ASCE, Geotechnical Engineering Division, Detroit Symposium on Concrete Face Rockfill Dam, 1985, 10; 192 - 207
- 15 Marques Filho P. L., Maurer E., Toniatti N. b., Deformation Characteristic of Foz do Areia Concrete face Rockfill Dam, As Revealed by a Simple Instrumentation System, 15th ICOLD Congress, Lausanne; Q56, R21, 1985; 417 - 449
- 16 Amaya F., Marulanda A., Colombian Experience in the Design and Construction of CFRD Dams, International Symposium on Concrete - Faced Rockfill Dams, Beijing; 2000; 89 - 116
- 17 蒋国澄译, 墨西哥阿瓜密尔帕坝的设计, 北京: 中国水利水电出版社, 1996
- 18 Macedo G., Gastro A., Montancz C., Behavior of Aguamilpa Dam, International Symposium on Concrete - Faced Rockfill Dams, Beijing; 2000; 117 - 152
- 19 蒋国澄, 曹克明, 中国的混凝土面板堆石坝, 见: 国际高土石坝学术研讨会论文集, 1993; 14 - 24
- 20 顾浩, 混凝土面板堆石坝学术讨论会综述, 河海科技进展, 1991, 11 (1); 80 - 88
- 21 Cooke J. B., Sherard J. L., CFRD - Design, Construction and Performance, Proceedings of a symposium at the ASCE Convention in Detroit, 1985
- 22 Sherard J. L., Cooke J. B., The Concrete Face Rockfill Dams. (I), Assessment Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1987, 113 (10)
- 23 Cooke J. B., The High CFRD Dam, Invited Lecture, International Symposium on Concrete - Faced Rockfill Dams, Beijing; 2000
- 24 Regalado G., Materon, B. et al, Alto Anchicaya Concrete Face Rock-fill Dam Behavior of The Concrete Face Membrane, 14th ICOLD Congress, Rio de Janeiro, Q55, R30, 1982; 517 - 535
- 25 Materon B., Alto Anchicaya Dam—Ten years Performance, Concrete Face Rockfill Dam - Design, Construction and Performance, ASCE, Geotechnical

- Engineering Division. Detroit Symposium on Concrete Face Rockfill Dam, 1985: 73 - 87
- 26 蒋国澄. 中国混凝土面板堆石坝十年回顾. 见: 中国混凝土面板堆石坝十年学术研讨会论文集, 1995. 6: 1 - 10
- 27 国家防汛抗旱总指挥部办公室, 水利部科学技术司. 沟后水库砂砾石面板坝设计、施工、运行与失事. 北京: 中国水利水电出版社, 1995
- 28 Sowers G. F., Williams R. C., Wellance T. S.. Compressibility of Brocker Rock and the Settlement of Rockfills. Proceedings of the IC-SMFE. Montreal, 1965. 2: 561 - 565
- 29 Fumagalli E.. Tests on Cohesionless Materials for Rockfill Dams. Journal of Soil Mechanics and Foundation. ASCE. SMI Division. Jan., 1969. 95: 313 - 330
- 30 Charles, J. A.. The Use of One - Dimensional Compression Tests and Elastic Theory in Predicting Deformations in Rockfill Embankments. Canadian Geotechnical Journal. 1976. 13 (3): 189 - 200
- 31 Masal T. J.. Mechanical Properties of Rockfill, Embankment Data Engineering. New York: Wiley, 1973: 109 - 200
- 32 Charles J. A., Watts K. S.. The Influence of Confining Pressure on the Shear Strength of Compacted Rockfill. Geotechnique. 1980. 30 (4): 353 - 367
- 33 张启岳, 司洪洋. 粗颗粒大型三轴试验的强度和变形特性. 水利学报. 1982 (9)
- 34 Justo J. L.. Test Fill and in Situ Test. Advances in Rockfill Structure. Edited by Maranha das Neves E.. Dordrecht Boston London. Kluwer Academic Publishers, 1991: 153 - 193
- 35 Justo J. L. et al. The Upstream Facing of Martin Gonzalo Rockfill Dam. 16th ICOLD Congress. Q61. R45
- 36 Uriel S., Perez J. R.. Tensile Behavior of Compacted Clays by Field Test. 10th ICSMFE. Stockholm, 1981. 2: 581 - 584
- 37 Ranjan G., Prakash S.. Discussion to in Situ Shear Test for Rockfills. Journal of Geotechnical Engineering Division. ASCE. 1975. 101: 983 - 985

- 38 Frassoni A. et al.- Large Scale Laboratory Tests for the Mechanical Characterization of Granular Materials for Embankment Dams. 14th ICOLD Congress. Rio de Janeiro, Q55. R43. 1982; 727 - 751
- 39 Galloway J. D.. The Design of Rockfill Dams. ASCE Trans.. 1959. 114; 1 - 24
- 40 Sherard J. L. , Cooke J. B. . The Concrete Face Rockfill Dams (I). Assessment, Journal of Geotechnical Engineering Division. ASCE. 1987 (10)
- 41 Maksimovik M. . Limit Equilibrium for Non - linear Failure Envelope and Arbitrary Slip Surface. 3rd ICNMG. Achen, 1977. 2: 769 - 777
- 42 Charles J. A. . An Appraisal of the Influence of a Curved Failure Envelope on Slope Stability. Geotechnique. 1982. 32 (4); 389 - 392
- 43 Seed H. B. , Seed R. B. , Khamenchpour, B. . Seismic Design of Concrete Face Rockfill Dam, Concrete Face Rockfill Dam - Design, Construction and Performance. ASCE, Geotechnical Engineering Division. Detroit Symposium on Concrete Face Rockfill Dam. 1985
- 44 Charles J. A. , Soarses M. M. . Stability of Compacted Rockfill Slopes. Geotechnique. 1984. 34 (1); 61 - 70
- 45 Clough R. W. and Woodward R. J. . Analysis of Embankment Stress and Deformations. J. Soil Mech. Found. Div. ASCE. 1967. 93. SM4
- 46 Broughton N. O. . Elastic Analysis for Behavior of Rockfill. Journal of Soil Mechanics and Foundation. ASCE Division. 1970. 96 (5); 1751 - 1733
- 47 Duncan J. M. and Chang C. Y. . Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil. J. SMFD. ASCE. 1970. 96. SM5
- 48 Clough R. W. and Woodward R. J. . Analysis of Embankment Stress and Deformations. J. Soil Mech. Found. Div. ASCE. 1967. 93. SM4
- 49 Naylor D. J. . Stress - Strain Law for soils. Developments in Soil Mechanics. Edited by Scoff R. F. 1978
- 50 Duncan J. M. et al, Stress - Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analysis of stresses and Movements in Soil Masses. Report No. UCB. GT. 80 - 01, Univ. of California, Berkrlly, 1980
- 51 Imaizumi H. , Sardinha A. E. . A Study of Deformation in Concrete

- Face Rockfill Dams. Concrete Face Rockfill Dam— Design, Construction and Performance. ASCE Geotechnical Engineering Division, Detroit Symposium on Concrete Face Rockfill Dam. 1985 (10); 528 - 539
- 52 Khalid S. , Singh B. , Nayak G. C. et al. Nonlinear Analysis of Concrete Face Rockfill Dam. Journal of Geotechnical Engineering . 1990. 116 (5); 822 - 837
- 53 Naylor D. J. . Stress - Strain Laws and Parameters Values. Advances in Rockfill Structure. Edited by Maranha das Neves E. . Boston: Kluwer Academic Publishers, 1991
- 54 Kulhawy F. H. and Duncan J. M. . Analysis of Stresses and Movements in Oroville Dam. Proc. ASCE. 1972. 98. SM7
- 55 柏树田等. 堆石面板坝在平面应变下的强度和应力应变关系. 岩土工程学报. 1991. 3 (4): 25 - 29
- 56 沈珠江. 土体应力应变计算的一种新模型. 见: 第五届土力学及基础工程学术会议论文集. 北京: 建筑工业出版社, 1990
- 57 沈珠江, 章为民. 新弹塑性模型在面板坝计算中的应用. 土石坝工程. 1991
- 58 沈珠江. 面板堆石坝应力影响因素的数值模拟. 江苏力学. 1992 (8)
- 59 朱俊高, 卢廷浩等. 粗粒料“空间准滑面”模型及其在高面板堆石坝三维分析中的应用. 河海大学学报. 1991. 19 (6)
- 60 殷宗泽, 朱俊高. 有防渗墙高土坝应力变形全弹塑性模型计算研究. 1994
- 61 顾淦臣. 覆盖层地基上混凝土面板堆石坝和防渗墙型式研究. 1993
- 62 沈珠江. 面板堆石坝应力应变分析的若干问题. 见: 中国混凝土面板堆石坝十年学术研讨会论文集 (1985 - 1995). 1995
- 63 沈凤生, 陈慧远, 潘家铮. 混凝土面板堆石坝的蓄水变形分析. 岩土工程学报. 1990. 12 (1)
- 64 顾淦臣, 黄金明. 混凝土面板堆石坝的堆石本构模型与应力分析. 水力发电学报. 1991 (1)
- 65 Goodman R. E. , Taglor R. F. and Brekke T. L. . A Model for the Mechanics of Jointed Rock. J. Soil Mech. And Found. Div. . ASCE. 1986. 194. SM3

- 66 Desai C. S. and Zaman M. M., Thin - Layer - Element for Interface and Joints, Int. J. Numer. Anal. Methods in Geomech. 1984, 18
- 67 吴军帅, 姜朴. 土与混凝土接触面的动力剪切特性. 岩土工程学报. 1993. 3
- 68 顾浩, 王德信. 混凝土面板堆石坝优化设计研究. 岩土工程学报. 1997. 4 (12)
- 69 郭兴文, 王德信, 蔡新. 覆盖层地基上混凝土面板堆石坝优化设计研究. 河海大学学报. 1998. 26 (4)
- 70 Venhayya V. B., Design of Optimum Structures, Computers and Structure. 1971
- 71 Brown D. M. et al. Structural Optimization by Non - linear programming. J. Struct. Div., ASCE. 1966. 92; 319 - 340
- 72 Ying - San and Achenbach J. D., Direct Search Optimization Method, J. Struct. Div., ASCE. 1973. 99
- 73 Lipson S. L., Agrawal K. M., Weight Optimization of Plane Trusses. J. Struct. Div., ASCE. 1974. 100
- 74 Gallagher R. H., Zienkiewicz O. C., Optimum Structural Design Theory and Applications. London: John Wiley and Sons, 1973
- 75 李炳威. 结构的优化设计. 北京: 科学出版社, 1979
- 76 钱令希. 工程结构优化设计. 北京: 水利电力出版社, 1983
- 77 江爱川. 结构优化设计. 北京: 清华大学出版社, 1986
- 78 王光远. 工程软设计理论. 北京: 科学出版社, 1992
- 79 唐立山, 谢云等. 非数值并行算法——模拟退火算法. 北京: 科学出版社, 1994
- 80 Grefenstette J. J., Optimization of Control Parameters for Genetic Algorithms IEEE Trans. Systems. Man and Cybernetics, 1986. SMA - 16 (1)
- 81 Goldberg D. E., Genetic Algorithms in Search, Optimization, and Machine Learning. Addison - Wesley, 1989
- 82 Mitsuo Gen and Takao Yokota. Optimal Design of System Reliability with Internal Coefficients Using Genetic Algorithms. IEEE International Conference on Systems. Beijing (China): Man and Cybernetics. 1996
- 83 J. Ramanuam & P. Sadayppan. Optimization by Neural Work. Proc.

- IEEE int. Cont. Neural Network, 1988
- 84 焦孝成. 神经网络系统理论. 西安: 西安电子科技大学出版社, 1990
- 85 陈燕庆, 鹿浩. 神经网络理论及其在控制工程中的应用. 西安: 西北工业大学出版社, 1995
- 86 沈祖和. 区间分析方法及其应用. 应用数学与计算数学. 1983 (2)
- 87 张乃良, 王海鹰, 刘蕴华. 非线性规划的区间方法. 河海大学学报. 1992. 20 (3)
- 88 杜景灿. 相对位移反分析法确定岩体结构面的力学参数及控稳结构面的研究. 河海大学硕士学位论文. 1997
- 89 Kristen H. A. D., Determination of Rock Mass Elastic Module by Back Analysis of Deformation Measurement. Proc. Symp. on Exploration for Rock Engineering. Johannesburg, 1976
- 90 Gioda G., Indirect Identification of the Average Elastic Characteristics of Rock Masses. Int. Conf. on Structural Foundations on Rock. Sydney, 1980. 1: 65 - 73
- 91 杨林德. 初始地应力位移反分析计算的有限单元法. 同济大学学报. 1985 (4): 69 - 77
- 92 朱维申等. 考虑时空效应的地下洞室变形观测与反分析. 岩石力学与工程学报. 1989. 18 (40): 346 - 353
- 93 朱伯芳. 岩体初始地应力反分析. 水利学报. 1994 (10): 30 - 34
- 94 刘维清, 黄光远等. 岩土工程中的位移反分析. 计算结构力学及其应用. 1995. 12 (1): 93 - 101
- 95 吕爱忠, 蒋斌松. 岩石力学反问题. 北京: 北京煤炭工业出版社, 1998
- 96 Gioda G., Maier G., Direct Search Solution of an Inverse Problem in Elastoplasticity Identification of Cohesion, Friction Angle and in Situ Stress by Pressure Tunnel Tests. Int. Num. Meth. Eng., 1980. 15: 1822 - 1848
- 97 Sakurai S., Determination of Initial Stresses and Mechanical Properties of Viscoelastic Underground Medium. Proc. 3rd ISRM Cong. Denver I-13. 1974
- 98 杨志法, 刘竹华. 位移反分析法在地下工程设计中的初步应用. 地

- 下工程. 1982 (2)
- 99 王建宇. 隧洞开挖引起的围岩变形过程及岩土变形模型的反分析. 土木工程学报. 1986. 19 (2)
- 100 刘允芳. 弹性介质岩体中非圆形洞室位移反分析计算. 岩石力学与工程学报. 1986. 5 (2)
- 101 郑颖人. 国内岩石力学数值分析的目前任务. 岩石力学与工程学报. 1989. 8 (2)
- 102 吕爱忠. 地下巷道弹性位移反分析多种优化方法的探讨. 岩土力学. 1996. 17 (2): 29 - 34
- 103 谭东耀, 王光远. 结构随机模糊优化的广义可靠度法. 哈尔滨建筑工程学院学报. 1989. 22 (2): 15 - 26
- 104 欧进萍, 王光远. 模糊随机变量及其概率特征. 哈尔滨建筑工程学院学报. 1989. 22 (1): 1 - 10
- 105 王光远, 刘玉彬. 结构模糊随机可靠度的实用计算方法. 地震工程与工程振动. 1995. 15 (3): 38 - 46
- 106 刘宝琰, 赵瑞清. 随机规划与模糊规划. 北京: 清华大学出版社, 1998
- 107 刘宁, 郑建青. 工程随机力学及可靠性理论中的若干问题. 河海大学学报. 1999. 27 (5)
- 108 包承纲, 高大钊, 张庆华. 地基工程可靠度分析方法研究. 武汉: 武汉测绘科技大学出版社, 1997
- 109 蒋承仪, 邓朝英. 结构可靠性分析中的模糊随机性. 应用科学学报. 1998. 16 (2)
- 110 洪昌华, 龚晓南. 变量相关情况下可靠度指标计算的优化方法. 见: 第八届土力学及岩土工程学术会议论文集. 北京: 万国学术出版社, 1999
- 111 蔡新, 王德信. 清面板堆石坝抗震分析. 工程力学. 1996
- 112 蔡新, 郭兴文, 王德信. 土石坝抗震分析. 见: 水利水电大型通用程序集. 南京: 河海大学出版社, 1999
- 113 蔡新, 杨建贵. 土石坝流变非线性分析. 河海大学学报. 1999
- 114 蔡新, 王德信. 土石坝结构分析优化设计研究. 见: 河海大学科技进展 (1991 - 1995). 南京: 河海大学出版社, 1995
- 115 杨海霞, 蔡新, 杨仲侯. 水工结构最优设计理论与应用研究. 见: 河海大学科技进展 (1991 - 1995). 南京: 河海大学出版社, 1995

- 116 蔡新, 陆晓敏. 面板坝优化设计及模糊优选探讨. 计算力学学报. 1997 年增刊
- 117 CaiXin et al. Application of Interval Analysis Method to Optimum Design of Concrete - faced Rockfill Dams. EPMESC VI, 1997
- 118 蔡新, 吴威. 覆盖层地基上面板坝区间优化设计. 计算力学学报. 1998
- 119 方忠强, 蔡新. 边坡信息化开挖理论. 岩石力学与工程学报. 2001
- 120 杨建贵, 蔡新. 边坡稳定的模糊随机可靠性分析. 河海大学学报. 2002 (1)
- 121 蔡新, 王德信. 混凝土面板坝模糊优化设计. 河海大学学报. 1997
- 122 蔡新, 吴中如, 王德信. 工程结构不确定性设计的哲学思考. 河海大学学报. 2000
- 123 蔡新, 杨建贵. 土石坝广义模糊优化设计. 河海大学学报. 2002
- 124 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算. 北京: 中国水利水电出版社, 1994
- 125 殷宗泽等. 条分法土坡稳定性分析计算程序. 见: 水工结构与岩土工程现代计算方法与程序, 南京: 河海大学出版社, 1992
- 126 郭诚谦. 土石坝设计中若干问题的商榷. 水力发电. 1994
- 127 陈祖煜. 采用非线性强度指标的边坡稳定性分析. 水力发电. 1990
- 128 顾淦臣. 土石坝地震工程. 南京: 河海大学出版社, 1989
- 129 傅作新. 混凝土坝抗震设计中的若干问题. 华东水利学院学报. 1981: 1 - 14
- 130 徐志英, 沈珠江. 地震液化的有效应力二维动力分析法. 华东水利学院学报. 1981 (3)
- 131 Newmark N. M. , Effects of Earthquake on Dams and Embankments. Geo. Eng. . 1965. 15
- 132 陈生水, 沈珠江. 强震区堆石坝的地震永久变形分析方法. 河海大学学报. 1990 (2)
- 133 Serff N. , Seed H. B. , Makdisi F. I. and Chang C. K. , Earthquake Induced Deformation of Earthdams. Report No. EERC76 - 4. University of California, Berkeley, 1976
- 134 沈珠江, 徐刚. 堆石料的动力变形特性. 水利水运科学研究. 1996
- 135 常亚屏. 高土石坝抗震关键技术研究. 水力发电. 1998 (3)
- 136 蔡新, 郭兴文, 张旭明. 工程结构优化设计. 北京: 中国水利水电出版社, 2003

- 137 郑秀培. 土石坝地基防渗墙设计与计算. 北京: 水利电力出版社, 1988
- 138 金菊良. 遗传算法及其在水问题中的应用. 河海大学博士学位论文. 1998
- 139 方忠强. 边坡开挖工程正反分析研究. 河海大学硕士学位论文. 2001
- 140 王树乾, 吴洁. 成屏面板坝七年运行监测成果. 面板堆石坝通讯. 1996 (3)
- 141 吴其张, 张海南, 周少杰. 成屏面板坝初期蓄水前后监测成果及其初步分析. 大坝观测与土工测试. 1990 (3)
- 142 Zaden L. A., Fuzzy Sets Information and Control. 1965 (3)
- 143 麻荣水. 土石坝风险分析方法及应用. 北京: 科学出版社, 2004
- 144 吕泰仁, 吴世伟. 用几何法求结构可靠指标. 河海大学学报. 1988. 16 (5)
- 145 吴世伟. 结构可靠度分析. 北京: 人民交通出版社, 1989
- 146 郭兴文, 王德信, 蔡新, 董利川. 混凝土面板堆石坝流变分析. 水利学报. 1999 (11)
- 147 沈珠江, 左元明. 堆石料流变特性试验研究. 见: 第6届土力学及基础工程学术会议论文集. 上海: 同济大学出版社, 1991
- 148 蔡新, 王德信, 郭兴文. 跋山水库除险加固工程大坝性态研究. 工程力学. 1995 年增刊

[G e n e r a l I n f o r m a t i o n]

书名 = 混凝土面板堆石坝结构分析与优化设计

作者 =

页数 = 1 3 2

S S 号 = 0

出版日期 =