



电力科技专著出版资金资助项目

重力坝稳定性 和承载能力分析

ZHONGLIBA WENDINGXING
HE CHENGZAI NENGLI FENXI

冯树荣 孙恭尧 殷有泉 著



中国电力出版社
CHINA ELECTRIC POWER PRESS



重力坝稳定性 和承载能力分析

冯树荣 孙恭尧 殷有泉 著

电力科技专著出版资金资助项目



中国电力出版社
CHINA ELECTRIC POWER PRESS

内 容 提 要

本书主要内容为水利水电工程建设中有关重力坝稳定性和承载能力分析的研究成果。在介绍坝基抗滑稳定极限分析理论的同时,考虑到岩体材料在小变形条件下呈现应变软化等强度丧失的现象,这种强度丧失可导致结构的失稳破坏,因而进一步用力学意义上稳定性的概念和方法研究分析重力坝的稳定性和承载能力。内容包括重力坝的设计和计算分析方法、线性弹性有限元法计算分析、坝基深层抗滑稳定的极限分析方法、工程材料的本构方程、弹性结构的平衡稳定性、岩石和混凝土工程平衡稳定性问题简例、重力坝稳定性和承载能力的有限元法分析研究等。

本书可供水利水电工程技术人员参考,也可供高等学校有关专业师生参考。

图书在版编目(CIP)数据

重力坝稳定性和承载能力分析/冯树荣,孙恭尧,殷有泉
著. —北京:中国电力出版社,2011.1

ISBN 978-7-5123-0999-9

I. ①重… II. ①冯… ②孙… ③殷… III. ①重力坝-稳定性-分析②重力坝-承载力-分析 IV. ①TV649

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2010)第 202010 号

中国电力出版社出版、发行

(北京市东城区北京站西街19号 100005 <http://www.cepp.sgcc.com.cn>)

北京盛通印刷股份有限公司印刷

各地新华书店经售

*

2011年2月第一版 2011年2月北京第一次印刷

787毫米×1092毫米 16开本 17.75印张 445千字

定价 80.00 元

敬告读者

本书封面贴有防伪标签,加热后中心图案消失
本书如有印装质量问题,我社发行部负责退换

版 权 专 有 翻 印 必 究

混凝土重力坝是我国水利水电工程建设中广泛采用的重要坝型之一。近 20 年来,随着改革开放的不断深入和国民经济的蓬勃发展,我国水利水电工程建设也取得了前所未有的长足发展,而当前为了缓解能源供应紧张形势,积极应对全球气候变化,优化调整能源结构,开发利用可再生清洁能源,水利水电事业也进入了快速发展时期。继 20 世纪 80 年代开工建设水口、隔河岩、漫湾、五强溪、岩滩等重力坝工程之后,世纪之交又相继开工建设了三峡、龙滩、光照、向家坝、金安桥等一批高混凝土重力坝工程,不断刷新了工程规模、大坝高度和建设速度的纪录。广大工程技术人员、专家和学者依托拟建和在建水利水电建设工程,结合实际,深入研究,联合攻关,不断创新,在勘察、设计、施工和管理等诸多方面均取得重要的甚至是突破性的进展,提高了技术水平,积累了大量宝贵的经验。

重力坝靠坝体自重平衡坝面水压力和其他外力而保持自身的整体稳定。许多大中型水利水电工程存在坝基深层结构面和软弱夹层的抗滑稳定问题,这一问题关系到工程的安全、质量、造价和建设速度,往往成为工程建设中重大的关键技术问题之一。坝基的深层抗滑稳定问题的研究,要求人们对地基情况有深入的了解和可靠的判断,这一点越来越受到重视。我国重力坝抗滑稳定分析一般采用刚体极限平衡方法,按抗剪断强度(或称剪摩)公式或者抗剪强度(或称纯摩)公式计算抗滑稳定安全系数,并要求满足有关混凝土重力坝设计规范的规定。抗滑稳定分析采用的是整体宏观的半经验公式,其参数选择、荷载组合、计算方法和安全系数的确定是配套的,不能单从理论上对某一方面加以合理化。安全系数 K' 是坝体抗滑稳定安全评定的一个指标,包含了对重力坝的超载、材料的强度储备以及其他一些因素在内的考虑,并不是实际的安全系数。各国重力坝设计规范中,对于抗剪断摩擦系数 f' 和抗剪断凝聚力 c' 的取值规定是不一致的,所以 K' 值的规定各有不同。我国重力坝设计规范规定的计算方法,是在长期工程建设中逐步形成的。

应该说明极限平衡分析方法在使用恰当时能够可靠地预估极限荷载,然而应当经常注意以下几点:①除了滑裂面上以外,没有提及任何处的应力,因应力场没有确定,所以不知道解答是否为下限,边界应力通常也是不知道的,虽然外力(极限荷载的一个组成部分)可以计算,但是这些力在边界上的分布一般是不确定的;②极限平衡分析法与上限法有某些相似,然而,除非能够确实证明所选滑裂面包含着运动容许的速度场,一般不知道这解答是上限解答;③因为该法不需要流动法则,所以它仅用于求解静定问题;④计算的极限荷载对于所选滑裂面形状的微小改变一般不很敏感,因此,倘若滑裂面的形状选择得合理,计算得到的极限荷载的误差应当较小,而如果所假设的滑裂面与真正的形状差别很大,那么误差可能是不可忽视的,虽然不确切知道计算值是上限值,但通常会发现误

差偏于不安全方面（即计算得到的极限荷载值偏大）。

目前刚体极限平衡法是重力坝深层抗滑稳定分析的主要依据方法。将滑动模式大致分为双滑面模式、三滑面模式、多滑面模式等几类。坝基深层抗滑稳定分析一般建立在极限平衡概念的基础上。大多数极限平衡法仅应用静力学的概念。通常坝基深层抗滑稳定问题是超静定的，必须做简化假定，包括将失稳块体划分为若干个滑动块，才能进行分析并求出单一的安全系数。由于假定不同而出现多种方法，因此也得到不同的安全系数。坝基抗滑稳定的极限平衡分析法，虽然已经有长期运用的经验，对常规设计来说是行之有效且简便易行的，但是在使用上毕竟有局限性，也缺乏完善的理论性。潘家铮在《重力坝设计》一书中详细地讨论了双滑面情况的相应方法和计算公式。我国水利和水电工程的重力坝设计规范提供的计算方法均仅限于双滑面情况。在多滑面的情况下，应使用什么样的公式，尚没有明确的规定。另外，双滑面公式假定每一滑面通过的是均匀介质，如果某一段滑面通过了几种岩层，还需要进行加权平均处理，这就进一步损害了该方法在理论上的严密性。因此，在重力坝深层抗滑稳定的分析方法方面，同样也存在着需要进一步完善的问题。解决重力坝深层抗滑稳定分析的有关理论和方法问题，是推动重力坝技术发展的一个重要课题。

2008年由中国水电顾问集团中南勘测设计研究院承接负责，中国水利水电科学研究院、成都理工大学、武汉大学、河海大学、四川大学、中国水力发电工程学会、清华大学等参加完成，以向家坝水电站工程为依托的中国水电工程顾问集团公司科技项目“重力坝深层抗滑稳定和处理措施的研究”，对于重力坝深层抗滑稳定问题的分析方法、参数取值、安全判据及基础处理措施等方面进行了系统深入的研究，取得了一系列可作为工程建设重要参考依据的研究成果。研究证明了刚体极限平衡分析方法中双滑面模式的等安全系数法，是建立在塑性力学位限定理基础上的萨尔玛（Sarma）法的一个特例。许多抗滑稳定分析的实例表明，对于单滑面极限平衡法和塑性极限分析的上限解法得到的结果是相同的。陈祖煜院士证明了在双滑面条件下，等安全系数法与萨尔玛法是等效的。这样，寻找到了一个理论体系严格、应用范围不仅限于双滑面的重力坝深层抗滑稳定分析的计算方法。

近10年来我国对重力坝抗滑稳定分析计算的研究进行了大量的工作，无论是极限平衡分析法还是非线性有限元法，都取得了一定的进展。对于三个方向尺寸相差不大的重力坝和坝基的三维固体结构，在线性弹性结构应力分析中属于连续介质范围，在小变形条件下认为不存在稳定性问题。传统和现行的重力坝抗滑稳定分析一般都采用强度理论分析方法。高重力坝采用非线性有限元法研究坝体和坝基承载能力时，由于岩石和混凝土材料在小变形条件下呈现应变软化等强度丧失的现象，这种强度丧失可导致结构失稳破坏。平衡方程可以在变形前列出，这实际上是一种材料非线性问题。

岩石材料和混凝土材料统称为岩土类材料，岩体工程和大体积混凝土工程也称为岩土工程。岩土工程结构由正常运行到失效和破坏的全过程中，变形从缓慢进行（准静态）到急剧的发展，是一个由渐变到突变（突然破坏）的过程。工程结构的失效和破坏具有突发

性和雪崩性态。在长期的工程设计和计算中人们凭借直觉，认为这些情况属于稳定性问题，并且将边坡的滑动或崩塌称为边坡稳定性；将重力坝修建在复杂地基上、在水的推力作用下沿坝体和基岩接触面的滑动破坏，称为重力坝及坝基的抗滑稳定性；将拱坝的拱座滑动破坏称为拱座稳定性，等等。迄今为止，这些岩土工程结构稳定性问题都不是按力学上的稳定性概念和方法处理。通常采用的传统分析方法是刚体极限平衡法，将滑动体（受力体）看做是不变形的刚体，对可能的滑动面（软弱结构面）采用适当的抗剪强度指标（摩擦系数、凝聚力），求出阻滑力与滑动力之比达到最小值的滑动面，并判断滑动体是否满足抗滑动安全的要求，即确定工程结构的安全系数（强度储备或超载系数）。这种方法显然是一种强度分析的方法，而不是稳定性分析的方法。

长期以来，对岩土工程结构中的稳定性分析采用强度方法而不是力学意义的稳定性方法，是有其历史原因和技术原因的。最主要的原因是对岩石材料本构性质缺少全面的认知。在历史上长期使用控制荷载的试验机，这种试验机的刚度较小（相对岩石试件刚度而言）。在试件达到峰值强度以后，试验机头部的弹性移动强加给试件很大的附加应变，该应变可能比破坏开始时试件总应变还要大很多，其结果使试件以突然的猛烈的方式破坏。也就是说，在实验过程中，大量的弹性能储存在机体内，尽管关闭了试验机，但由于机体弹性能的释放，使试验机的加载头以极快的速度移动，从而造成试件突然而猛烈的破坏，无法测量峰值后的应力应变曲线。于是，就将岩石材料简单地看做脆性材料。

从 20 世纪 60 年代以来，人们通过各种途径提高试验机的刚度，对岩石和混凝土试件的应力应变全过程曲线进行了研究。根据岩石单轴压缩实验的结果，岩石的强度是随着微裂缝的扩展而降低的，岩石微破裂的传播是一个稳态过程，并不像过去一般认为的那样，脆性材料的破坏一定是一个迅速的过程。而且岩石试件在最终破坏时的残余变形可以很大，这就是说它的延伸率很大，以往的用延伸率小来定义脆性材料，对岩石材料显然是不合适的。20 世纪 70 年代初期，电液伺服控制刚性试验机的出现，对认识岩土类介质固有的本构性质，特别是峰值应力后本构性质的认识，推动岩土力学的发展，起到了不可估量的作用，给岩土力学稳定性分析提供了实验技术上的保障。

伺服控制刚性试验机的出现促进了岩土塑性力学的发展。塑性材料本构方程的应变空间表述是 20 世纪最后 20 年中塑性力学的一项重要成果。应变空间表述的本构方程不仅适用于峰值前的稳定变形阶段，也适用于峰值后的不稳定变形阶段。它使采用塑性力学方法研究岩土力学问题成为可能，为岩土力学稳定性问题分析提供了理论基础。再加上弹性结构稳定性分析的一些成熟的方法（如算法等）可以借鉴，因此完全有条件用力学上稳定性的概念和方法分析岩土力学中的稳定性问题。

1976 年唐山地震后，北京大学王仁院士和他的助手们开始用稳定性的概念和方法研究地震的机制，模拟华北地区地震迁移规律，预测华北地区未来地震的可能性，取得了一系列重要成果。后来殷有泉等人还用稳定性概念和方法计算了水厂铁矿的边坡问题，研究了盐池河磷矿山体滑崩的机制。为了将工程上使用的刚体极限平衡方法与稳定性概念结合起来，他们采用具有软化的不稳定特征的节理元模拟地块之间的接触面，计算块间的不稳

定滑动。孙恭尧等人在龙滩碾压混凝土重力坝承载能力研究中，同时采用强度分析方法和稳定性分析方法给出失稳前临界状态的判别准则。采用结构稳定性理论得到的安全系数小于用传统的强度方法得到的安全系数，这说明稳定性分析方法具有实用价值。岩体和混凝土工程结构这些稳定性问题的精致的力学研究起步较晚，目前开展得还很不够，但它们的前景十分广阔。

本书在简要阐述重力坝的设计方法以及建立在塑性力学上限定理基础上的重力坝坝基深层抗滑稳定分析理论的同时，进一步用力学意义上稳定性的概念和方法，分析研究岩土工程结构的稳定性，并介绍稳定性理论在重力坝承载能力研究中的应用，发展和完善了坝基稳定分析计算的理论和方法。希望起到一个抛砖引玉的作用，使稳定性理论和方法引起广大水利水电建设工程技术人员、专家和学者的关注。

在“重力坝深层抗滑稳定和处理措施研究”项目中，陈祖煜、王玉杰、聂德新、常晓林、周伟、章青、张建海、王恩志、朱禄娟、潘江洋、陈鹏、曾祥喜、张永涛、陈伟、钟辉亚等专家和教授，做了大量的分析研究工作，提出了许多创新研究成果，同时得到张津生的指导。在此对于上述专家、研究人员的辛勤工作和有关单位的热心支持和帮助表示衷心的感谢。

由于我们水平有限，对书稿中不妥和值得改进之处，诚恳地欢迎同行学者和读者批评指正。

作者

2010年5月

前言

1 重力坝的设计和计算分析方法	1
1.1 重力坝设计计算的特点和进展	1
1.2 重力坝的荷载及其组合	5
1.3 重力坝的坝体断面设计	19
1.4 材料力学法计算分析重力坝应力	32
1.5 刚体极限平衡法分析重力坝的抗滑稳定	37
2 线性弹性有限元法计算分析	45
2.1 有限元法概述	45
2.2 重力坝有限元应力分析模型的建立	62
2.3 坝基变形对于重力坝应力分布的影响	66
2.4 混凝土重力坝有限元分析的应力控制标准	73
3 坝基深层抗滑稳定的极限分析方法	79
3.1 极限分析的原理	79
3.2 平面应变问题的刚塑性分析	81
3.3 萨尔玛法在坝基深层抗滑稳定分析中的应用	93
4 工程材料的本构方程	109
4.1 变形体模型和强度准则	109
4.2 弹性材料和非线性弹性材料的本构方程	125
4.3 弹塑性材料的本构方程	131
5 弹性结构的平衡稳定性	157
5.1 概述	157
5.2 用静力法确定临界荷载	159
5.3 用能量法确定临界荷载	167
5.4 变截面压杆的稳定	177
5.5 大头坝支墩的纵向弯曲稳定分析	180
6 岩石和混凝土工程平衡稳定性问题简例	184
6.1 裂隙岩体受压构件的剪切破坏分析	184
6.2 受均布内压的厚壁圆筒	187
6.3 自由端受力矩作用的混凝土悬臂梁	200
6.4 地震不稳定性简单模型	207

6.5 讨论和小结	216
7 重力坝稳定性和承载能力的有限元法分析研究	218
7.1 概述	218
7.2 非线性弹性问题有限元分析	222
7.3 岩土工程材料的稳定性	232
7.4 岩体和混凝土工程问题的平衡稳定性及其有限元分析方法	243
7.5 重力坝抗滑稳定性和承载能力问题的分析	260
参考文献.....	273

1

重力坝的设计和计算分析方法

1.1 重力坝设计计算的特点和进展

1.1.1 重力坝设计计算的特点

重力坝的设计需要工程技术和分析计算,满足大坝挡水、泄水、输水、发电等运行的要求,而且还要便于施工和管理。在大坝承受各种荷载后,要能保证安全,既有足够的强度,而且能保持稳定,具有耐久性,同时要考虑工程的经济性。大坝不能有过度的沉降和变形,坝体和地基的渗漏不能超过设计允许的限度,也不能发生渗流破坏。重力坝设计采用的工程技术,有些是从长期建设实践经验中总结得出的规律,还不能定量计算,但需要用学科理论来指导;有些是根据学科理论开发出来的,能够定量分析。重力坝的设计计算方法,一部分是从建设经验中分析得出的传统计算方法,另一部分是根据学科理论提出的新计算方法。重力坝设计的分析计算,例如坝体应力和稳定性分析、荷载和工作条件的计算主要是用学科理论,但也有许多经验性方法和经验公式,这些经验性方法和公式,需要用学科理论来指导。

重力坝设计的传统计算方法,一般都有与这些计算方法所得成果相对应的安全判据,作为大坝设计的依据。通常采用材料力学法计算坝体应力和采用刚体极限平衡法分析抗滑稳定,这些分析计算方法与相应的荷载计算和组合方法、介质材料强度参数值的选用以及要求的安全系数是互相配套的,不能仅从理论上在单方面加以合理化。重力坝设计规定的坝体混凝土抗压安全系数不小于4和抗滑稳定安全系数不小于3,这些数值并不是实际的安全系数,而只是一个安全指标。下面根据重力坝大体积混凝土强度的尺寸效应和(湿筛后)粒径效应,对于坝体混凝土实际强度的影响进行分析说明。

《混凝土重力坝设计规范》(SL 319—2005)中规定:“混凝土的允许应力应按混凝土的极限强度除以相应安全系数确定。坝体混凝土抗压安全系数,基本组合不应小于4.0;特殊组合(不含地震情况)不应小于3.5。”同时在附注中说明:“混凝土极限抗压强度,指90d龄期的15cm立方体强度,强度保证率为80%。”我们已知高水头重力坝的设计还需要研究大体积混凝土的强度特性。混凝土由强度不同的组分材料组成,混凝土体积愈大,出现低强组分的概率也愈大,因而由试件测定的抗压强度随着试件尺寸的加大而减小,标称相同试件强度的变异系数也随尺寸加大而减小。匀质性愈高,尺寸的影响愈小。试件尺寸效应是指混凝土在骨料尺寸、配合比和龄期相同的条件下,试件尺寸大小和形状对于混凝土抗压强度值的影响。中国水利水电科学研究院对于立方体试件尺寸效应的试验研究结果,美国混凝土学会(ACI)对于圆柱体试件尺寸效应的试验研究结果,同时列于表1.1-1中。美国胡佛坝混凝土抗压强度尺寸效

应的试验结果列于表 1.1-2 中。其中 $\phi 15\text{cm} \times 30\text{cm}$ 圆柱体试件的混凝土抗压强度为边长 $15\text{cm} \times 15\text{cm} \times 15\text{cm}$ 立方体试件强度的 80%。值得注意的是试件超过一定尺寸后，尺寸效应影响即行消失。根据美国垦务局的研究结果，试件尺寸超过 $\phi 45\text{cm} \times 90\text{cm}$ ，抗压强度值趋于稳定。

表 1.1-1 不同尺寸试件的相对抗压强度

试件尺寸 (cm)	15×15 ×15	20×20 ×20	30×30 ×30	$\phi 15 \times 30$	$\phi 15 \times 30$	$\phi 30 \times 60$	$\phi 45 \times 90$	$\phi 90 \times 180$
相对强度	100%	95%	93%	80%	100%	91%	86%	82%

表 1.1-2 胡佛坝混凝土抗压强度试件尺寸效应（骨料最大粒径为 38mm）

试件尺寸 $\phi \times h$ (cm)	7.56×15.2	15.2×30.4	20.1×40.2	30.4×60.8	45×90	60.8×121.6
抗压强度 (MPa)	33.1	32.2	30.9	31.4	27.0	28.1

重力坝由于结构尺寸大，坝体常态混凝土一般采用四级配，粗骨料的最大粒径可达 150mm；碾压混凝土筑坝采用三级配，粗骨料最大粒径为 80mm。根据规范的要求，确定混凝土配合比及混凝土强度的质量检验，均采用边长为 $15\text{cm} \times 15\text{cm} \times 15\text{cm}$ 的立方体试件。在标准试件成型时采用湿筛法，将大坝混凝土中的大骨料和特大骨料筛除，使试件混凝土配合比与坝体混凝土配合比相比较发生了根本变化。湿筛后试件中胶凝材料含量约增加 30%~50%，骨料最大粒径 $D_{\max}$ 减至 40mm 或以下，从而大大改变了坝体混凝土的力学性能。全级配、大尺寸试件的强度特性基本上代表了重力坝大体积混凝土的强度特性。我们可以用尺寸为 $\phi 45\text{cm} \times 90\text{cm}$ 的试件全级配混凝土的抗压强度作为重力坝大体积混凝土的实际强度。

由表 1.1-1 和表 1.1-2 中试验结果可以看出，相同骨料粒径及相同配合比的混凝土，其抗压强度随试件尺寸的增大而逐步降低。 $\phi 45\text{cm} \times 90\text{cm}$ 试件的混凝土抗压强度为 $\phi 15\text{cm} \times 30\text{cm}$ 试件的 85% 左右，为边长 $15\text{cm} \times 15\text{cm} \times 15\text{cm}$ 的立方体试件强度的 68%。

根据二滩混凝土坝对全级配大试件混凝土抗压强度的试验研究结果， $\phi 45\text{cm} \times 90\text{cm}$ 试件全级配混凝土抗压强度为 $15\text{cm} \times 15\text{cm} \times 15\text{cm}$ 立方体试件的 0.52~0.56。换言之，对于边长为 15cm 的立方体试件，抗压强度的尺寸效应为 0.68，而粗骨料粒径效应及尺寸效应为边长 15cm 立方体试件的 0.52~0.56。经分析可以得出骨料粒径效应的抗压强度比为 0.76~0.83。骨料粒径效应不是混凝土施工过程中环境因素引起的强度变化。内维尔 (A. M. Neville) 提到，各种不同报告均指出，在良好的放置和养护条件下，混凝土钻孔芯样试件的抗压强度不会超过标准试件的 0.76~0.83。由此可见，按照已有的试验成果，重力坝坝体混凝土的实际抗压强度，仅为边长 15cm 立方体标准试件抗压强度的 0.52~0.56。

对于坝高大于 200m 或特别重要的混凝土重力坝设计，在遵照执行《混凝土重力坝设计规范》的同时，对一些特殊问题应进行专门研究。运用创新的方法对筑坝的工程技术和分析计算研究后，提出的新技术和新分析计算方法，同样有的是根据学科理论开发出来的，有的是经现场试验论证总结得出的规律性的技术成果。因此，在介绍新提出的计算分析方法过程中，我们力图把新理论的建立、新计算分析方法的提出、参数取值原则的确定、相应安全判据的应用等相互的关系联系在一起。同时把试验研究中总结得出的规律性技术成果，在学科理论的指导下，从道理上讲清楚。对于根据学科理论研究提出的创新技术和分析计算方法，说明其应用的方法和获得的结果。将筑坝材料性能研究的最新成果与高坝设计计算密切配合，建立计算新理论与参数选取和安全准则之间的相互关系。

1.1.2 重力坝设计计算的进展

混凝土重力坝是指靠自重平衡（或抵御）外力而保持稳定的水工建筑物。重力坝的应力和稳定性主要靠坝体重量来保证，而坝体的重量主要取决于坝的形状和尺寸。重力坝承受的主要荷载是上游坝面的水压力和坝体自重。上游的总水压力值随着坝高的平方增大，通常将重力坝初选的基本断面做成三角形，坝体自重也将随着坝高的平方增加。因此，在坝基面的抗滑稳定满足要求的条件下，坝体内各截面的抗滑稳定同样可以满足要求或安全裕度有所增加。另外，按照材料力学分析方法坝内各截面上的垂直正应力呈线性分布，最大和最小应力出现在上下游坝面，随着坝高呈线性增加，如果坝基面上的应力能满足要求，以上各截面的应力也能满足要求并且安全裕度增大。重力坝的应力和稳定计算一般取单宽坝体进行平面分析。在初选基本断面时，可以用粗略的计算方法进行。由于重力坝地基受力大，要求地基有足够的强度；又因为重力坝刚性较大，要求地基变形要小，不均匀沉降也要小，所以重力坝一般修建在岩基上。

19 世纪末期重力坝设计中扬压力的发现和坝体无拉应力原则的确立，成为当时设计计算方法的重大进展。1895 年法国科学院会员李维（Maurice Lévy）提出了一条著名的准则：为防止扬压力可能造成的失事的危险，坝体上游面的正应力应保持为压应力，其数值不能小于该点的水库水压力。20 世纪 30 年代随着高坝的兴建，推动重力坝设计理论卓有成效地发展。1938 年托尔克（Tölke, F）采用弹性理论解析的方法，提出了坝基与坝体具有不同弹性模量时的坝体应力分析方法。研究的出发点是利用无限三角形坝体（即无限楔形），在表面水压力和自重作用下由弹性理论求得坝基接触面处的应力和变位，并把这些应力作用在半无限平面的地基上，求出半无限平面地基的变位，从而获得无限三角形坝体和半平面基岩在接触面上的变位差。为了考虑接触面的连续条件，必须在坝体上叠加一项仅在接触面上作用、有上述变位差的自应力函数解答。因此考虑坝基变形影响的坝体应力分析方法，总是归结为求解不同的自应力函数的解答。由于无限三角形坝体在外荷载作用下的应力状态已满足平衡条件，因此为达到坝体与坝基变形连续要求，由自应力函数解答得出的附加应力必然是自平衡的。计算分析中取坝体混凝土弹性模量 E_c 和坝基岩体弹性模量 E_f 的比值 $\lambda = E_c/E_f = 0, 0.5, 1.0, 2.0, \infty$ 时，求得坝基面及坝体各水平截面上的应力分布。分析的成果表明：当地基十分刚固时，地基反力集中在坝基面的中间部分，在上游端坝踵出现拉应力，下游端压应力降低，在中部出现较大的压应力，应力分布状态偏离线性分布很远；当地基十分软弱时，坝基面的反力集中在上下游端，中间部位降低，呈鞍形分布；当地基刚度在这两个极端之间变化时，地基反力分布状态也在两个极端状态之间作复杂的变化。因此，地基过分刚固，对上游坝踵的应力情况不利。当然地基也不能太软弱，因为软弱的地基承载能力不足。通常 $E_c/E_f = 1 \sim 2$ 较有利。用自应力函数计算的结果还证明，地基刚度对坝体应力的影响只限于坝高底部 $1/3$ 范围内（影响特别大的为底部坝高 $1/4$ 范围内），在以上部位坝体应力分布很接近按材料力学方法求出的成果。

用弹性理论求重力坝实用剖面应力的理论解是很困难的，目前尚无完满的解答。上述用自应力函数求解坝基变形对于坝体应力影响的方法十分复杂，所以弹性理论解析的数学解在重力坝设计计算中没有得到实际的应用。

20 世纪 60 年代开始用有限元法计算重力坝和坝基的应力。近几十年岩土力学（岩石和混凝土力学）与有限元法在发展上相互影响。岩土力学的发展提出了数值计算需要研究解决的课题，反之，采用有限元法的各种计算方法的迅速发展，也推动了岩土力学的发展。现在有限元法已经成为

一门学科，并已广泛地应用于重力坝的应力计算中。按照我国最近修订的混凝土重力坝设计规范的要求，高坝及修建在复杂地基上的中坝宜进行有限元分析。坝体内的孔口等结构复杂部位的配筋设计，宜用有限元法确定其应力分布，据以进行钢筋配置。用有限元法计算坝体应力，单元剖分应达到设计所要求的精度，单元的形式应结合坝体体形合理选用，计算模型及计算条件等应接近于实际情况。有限元法计算的坝基应力，其上游面的拉应力区宽度，宜小于坝底宽度的 0.07 或小于坝踵至帷幕中心线的距离。当坝基岩体内存在软弱结构面、缓倾角裂隙时，应核算深层抗滑稳定，其计算方法以刚体极限平衡法计算为主，必要时可辅以有限元法、地质力学模型试验等方法分析深层抗滑稳定，并进行综合评定，其成果可作为坝基处理方案选择的依据。

我国重力坝抗滑稳定分析一般采用刚体极限平衡方法，按抗剪断强度（剪摩）公式或者抗剪强度（纯摩）公式计算抗滑稳定安全系数。根据大坝的级别，按不同荷载组合情况，选择合理的抗剪断强度参数（摩擦系数 f' 和凝聚力 c' ）值或抗剪摩擦系数 f 值进行坝体和坝基抗滑稳定计算。抗剪断强度参数（摩擦系数 f' 和凝聚力 c' 值）或抗剪摩擦系数 f 值的选用与要求的安全系数值互相配套。按抗剪断强度公式计算的坝基面抗滑稳定安全系数 K' 值，根据荷载组合情况不应小于 3.0~2.3；按抗剪强度公式计算的抗滑稳定安全系数 K 值，根据荷载组合情况和坝的级别，对于坝基面不应小于 1.1~1.0，坝基深层不应小于 1.35~1.05。设计规范条文说明中指出：工程实践表明，坝基岩体条件较好，采用抗剪断强度公式是合适的；但当坝基岩体较差时，如软岩或存在软弱结构面时，采用抗剪强度公式也是可行的，设计时应根据工程地质条件选取适当的计算公式。重力坝坝体抗滑稳定设计准则是根据长期工程实践经验，总结得出的标准和原则，我国重力坝设计规范的规定，是在长期工程建设中逐步形成的。目前重力坝坝基深层抗滑稳定的设计计算还处于半理论半经验状态，理论体系相对来说比较薄弱。这种设计计算方法采用基于试验和经验数据上的计算公式，虽然这种计算公式能够反映坝体和坝基的极限平衡状态，对常规设计来说也是行之有效且简便易行的，但是在使用上毕竟有局限性，也缺乏系统的理论性。近几年来，我国在重力坝坝体深层抗滑稳定分析方面有了较大的进展。目前对重力坝深层滑动模式有了深入的认识，将这些滑动模式大致分为以下几类：双滑面模式、三滑面模式、多滑面模式等。事实上，岩土力学中地基承载力领域的刚塑性极限分析方法和重力坝深层抗滑稳定分析方法在理论上有十分相似之处，坝基深层抗滑稳定分析一般也可以建立在塑性极限平衡概念的基础上。传统的萨尔玛（Sarma）法是在虚功原理的基础上，推导出来的一个十分简便的计算公式。这一虚功原理的表达式，可以将边坡稳定分析纳入传统的塑性力学中结构极限荷载分析的理论框架。研究具有严格塑性力学背景的萨尔玛法在重力坝深层抗滑稳定分析中应用时，陈祖煜院士证明了在双滑面条件下萨尔玛法与深层抗滑稳定分析中的“等安全系数法”是等效性的，这样也就找到了一个理论体系严格、应用范围不仅限于双滑面的重力坝深层抗滑稳定分析的计算方法。从而获得了一个适用于任意滑裂面的广义萨尔玛法，但是它具有更严格的理论基础，同时又不受双滑面的限制，因此，成为重力坝深层抗滑稳定分析中一种广义的“等安全系数法”。

岩土介质虽然在肉眼可见的尺度内（细观上看）呈现不均匀性和不连续性，但在重力坝设计的力学分析时作为连续介质岩土力学问题，这是在宏观的小尺度范围内来描述各种力学量的统计代表值。采用能控制加载速度适应试件变形速度的刚性试验机，可以得到岩石和混凝土材料的全应力应变曲线。严格说来岩土介质的应力应变关系是非线性的，要想得到工程上满意的结果就必须采用非线性模型。合理简化应力应变曲线确定变形模型，正确选择强度准则，对于

重力坝的设计计算具有重要意义。重力坝的承载特性与金属结构有显著的差别。岩土介质具有应变软化性质,通常与理想塑性模型相差较远。金属材料不具备软化性质,理想塑性模型在传统的塑性理论中应用很广。变形模型和强度准则对岩土结构承载能力分析计算结果影响很大。在重力坝非线性应力分析中,采用强度参数折减的有限元法,使用理想塑性模型主要是因为计算简单,并且直接套用现行的安全系数。研究应变软化以及不同的强度准则对岩土结构承载的影响,揭示岩土结构的承载特性,对于重力坝的设计和分析计算都是十分必要的。在重力坝坝基深层抗滑稳定分析中,采用有限元法进行计算分析论证时,由于不同的研究者选用的变形模型和强度准则不相同,各种方法的计算结果相差较大,又未考虑不同计算方法应该采用不完全相同的安全系数,因此难以作为设计规范采用的判据。在重力坝非线性应力和承载能力分析中,采用非线性弹性和弹塑性理论,根据材料性能的试验结果,分析研究应变软化以及不同的强度准则,对重力坝承载能力的影响具有重要的意义。

岩土工程由正常运行到失效和破坏的全过程中,变形从缓慢进行(准静态)到急剧发展,是一个从渐变到突变(突然破坏)的过程。工程的失效和破坏具有突发性和雪崩性态。迄今为止,这些岩土工程稳定性问题都没有按力学上的稳定性概念和方法处理,通常采用的方法是强度分析的方法,而不是稳定性分析的方法。岩土工程中众多稳定性问题,如滑坡、地震、井壁塌落等,都发生在三维固体结构中,它们属于连续介质力学范围。由于岩土材料在小变形条件下呈现应变软化等强度丧失的现象,这种强度丧失可导致结构失稳破坏。平衡方程可以在变形前列出,这实际上是一种材料非线性问题。岩土工程或岩土力学中的这些稳定性问题的精致的力学研究起步较晚,目前开展得还远远不够,但它们的前景十分广阔。塑性材料本构方程的应变空间表述是20世纪最后20年中塑性力学的一项重要成果。应变空间表述的本构方程不仅适用于峰值强度前材料的稳定变形阶段,也适用于峰值强度后材料的不稳定变形阶段。它使采用塑性力学方法研究岩土力学问题成为可能,为岩土力学稳定性问题的分析提供了理论基础。再加上在弹性薄壁结构稳定性分析的一些成熟的方法(例如算法等)可以借鉴,因而完全有条件用力学上稳定性概念和方法分析岩土力学中的稳定性问题。在龙滩碾压混凝土重力坝承载能力研究中,同时采用强度分析方法和稳定性分析方法给出失稳前临界状态的判别准则。采用结构稳定性理论得到的安全系数小于用传统的强度方法得到的安全系数,这说明稳定性分析方法具有重要的实用价值。在本书中将岩土工程不稳定性的力学理论和方法加以总结和系统化,希望能起到一个抛砖引玉的作用,使稳定性理论和方法引起水利水电工程和岩石力学界广大工程技术人员和专家学者的关注。

1.2 重力坝的荷载及其组合

1.2.1 重力坝的荷载

重力坝在承受各种荷载的情况下,要保持强度和稳定上的安全,这可用计算方法来分析。计算中所采用的荷载要力求精确,符合实际,这样应力计算和稳定分析才有意义。作用在重力坝上的荷载分为基本荷载和特殊荷载,以下讨论影响重力坝安全的荷载。

一、坝体及坝上永久设备的自重

坝体自重应按其断面的几何尺寸及材料重度计算确定,大体积混凝土的重度可根据骨料的

类别采用 $23.5 \sim 24.0 \text{ kN/m}^3$ 的值, 对重要的工程应采用混凝土的试验数值。坝体自重作用于坝体的重心处。对坝上永久设备, 如闸门、启闭机、电动机、电梯等自重均按实际重量计算。

二、静水压力

作用于上游坝面的静水压力应根据荷载组合条件给定的水位进行计算, 下游坝面上的静水压力根据相应的尾水位进行计算。计算公式为

$$p = \gamma h \quad (1.2-1)$$

式中 p ——静水压力强度, 方向垂直于坝面, kPa ;

h ——计算点的水深, m ;

γ ——水的重度, 清水为 9.8 kN/m^3 , 含泥沙水视含沙量而定, 我国有些多沙河流含沙量很高, 浑水重度可达 11.8 kN/m^3 以上。

水深为 H 时, 单位宽度上的水平静水压力 P 为

$$P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \quad (1.2-2)$$

斜面、折面、曲面承受的总静水压力, 除水平静水压力外, 还应计入其垂直分力 (即水重或上浮力), 如图 1.2-1 所示。

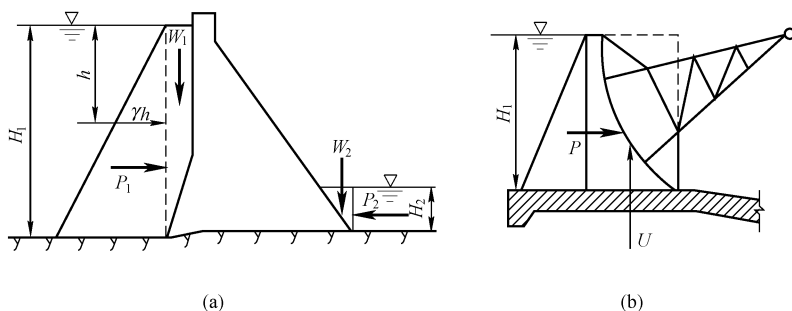


图 1.2-1 静水压力

(a) 重力坝的静水压力; (b) 弧形闸门的静水压力

三、扬压力

扬压力包括上浮力及渗流压力。上浮力是由坝体下游水深产生的浮托力; 渗流压力是在上、下游水位差作用下, 水流通过基岩节理、裂隙而产生的向上的静水压力。建于岩基上的重力坝, 由于坝底和岩基接触面有微小空隙, 岩基内有节理裂隙, 因此, 库水在水压力的作用下向下游渗透, 在坝底面上产生扬压力。影响坝底扬压力分布和数值的因素很多, 且很难定量地确定, 主要是由于坝底与岩基接触面的空隙分布不清楚, 岩基裂隙的分布也很难弄清。此外, 为了减小坝底扬压力还进行了防渗灌浆和排水处理, 所以坝底扬压力很难用理论计算求得。目前设计中, 是用已建坝的扬压力观测资料统计分析得出一些系数, 然后用来计算坝底扬压力。扬压力按作用于全部坝底面积上考虑。显然, 这种计算结果不是十分精确的, 而扬压力对重力坝的应力和稳定计算影响很大, 所以在选用系数时应十分慎重。图 1.2-2 是由实测得出的坝底面渗流压力分布图 (以下游水位为基准线)。

目前在重力坝设计中采用的坝底面扬压力分布图形如图 1.2-3 (a) 所示, 图中 a 、 b 、 c 、 d 是下游水深产生的浮托力; d 、 e 、 f 、 c 是上、下游水位差产生的渗流压力。在排水孔幕处的渗流压力为 $\alpha \gamma H$ 。其中, α 为渗透压力强度系数, 与岩体的性质和构造、帷幕的深度和厚度、灌浆质量、排水孔的直径、间距和深度等因素有关。

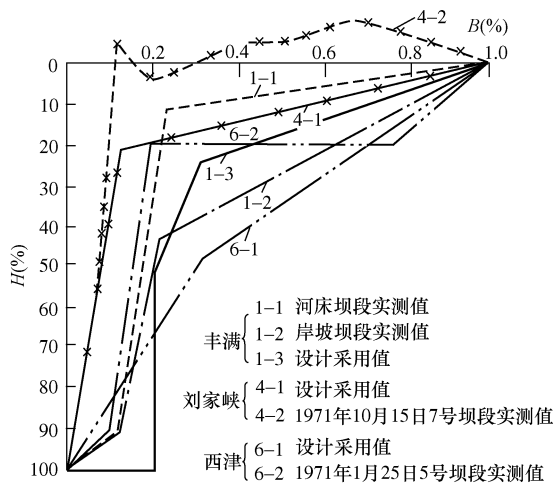


图 1.2-2 实测坝底渗流压力分布图

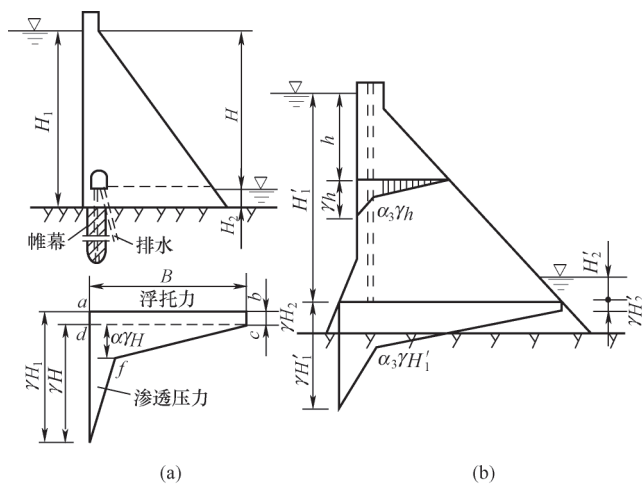


图 1.2-3 设计采用的扬压力计算简图

(a) 坝底扬压力分布；(b) 坝体水平截面上扬压力分布

当下游尾水位较高时，可采取抽排措施，以降低坝底扬压力。除在坝踵附近设防渗帷幕和排水孔幕外，在排水孔幕下游坝基面上设置由纵、横向排水廊道组成的排水系统，在下游坝趾增设一道防渗帷幕和排水孔幕。在坝基内设置低于上述排水系统的集水井和自动抽水设备。坝底扬压力在坝踵处为 γH_1 ，在排水孔幕处为 $\alpha_1 \gamma H_1$ ，在排水廊道段为 $\alpha_2 \gamma H_2$ ，在坝趾处为 γH_2 。其中， α_1 和 α_2 是扬压力强度系数和残余扬压力强度系数，如图 1.2-4 所示。

SL 319—2005《混凝土重力坝设计规范》规定岩基上各类重力坝底面扬压力分布图形按下列三种情况分别确定：

(1) 当坝基设有防渗帷幕和排水孔时，坝底面上游（坝踵）处的扬压力为 γH_1 ，排水孔中心线处为 $\gamma H_2 + \alpha \gamma (H_1 - H_2)$ ，下游（坝趾）处为 γH_2 ，其间各段依次以直线连接，见图

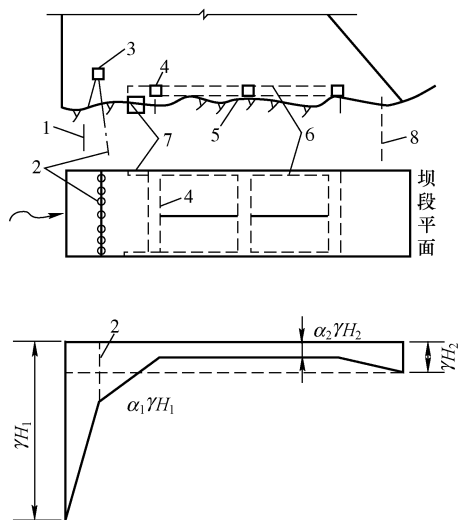


图 1.2-4 具有抽排措施实体重力坝的坝底扬压力图

1—防渗帷幕；2—主排水幕；3—灌浆廊道；4—纵向排水廊道；5—基岩面；6—横向排水廊道；7—集水井；8—坝趾防渗帷幕； H_1 、 H_2 —上、下游水深

1.2-3 (a)。

(2) 当坝基设有防渗帷幕和上游主排水孔并设有下游副排水孔及抽排系统时，坝底面上游处的扬压力为 γH_1 ，主、副排水孔中心线处分别为 $\alpha_1 \gamma H_1$ 及 $\alpha_2 \gamma H_2$ ，下游处为 γH_2 ，其间各段依次以直线连接，见图 1.2-4。

(3) 当坝基未设防渗帷幕和上游排水孔时，坝底面上游处的扬压力为 γH_1 ，下游处为 γH_2 ，其间以直线连接。

(4) 渗透压力强度系数 α 、主排水孔前的扬压力强度系数 α_1 和残余扬压力强度系数 α_2 可按表 1.2-1 采用。

混凝土是透水的，所以重力坝水平截面上也有扬压力。为了降低坝体内的扬压力，一般在上游坝面部分浇筑抗渗等级高的混凝土，紧靠其下游侧设排水管。重力坝内渗透水压力不是均匀的，沿水平工作缝面的渗透性较大，所以重力坝水平截面上的扬压力实际上是受水平工作缝面上的扬压力所控制。

实体重力坝水平截面上的扬压力在上游坝面处为 $\gamma H'_1$ ，在坝体排水管幕处为 $\gamma (H'_2 + \alpha_3 H')$ ，在下游坝面处为 $\gamma H'_2$ 。其中， H'_1 是计算截面以上的上游水深； H'_2 是计算截面以上的下游水深，当计算截面在下游水位以上时， $H'_2 = 0$ ； $H' = H'_1 - H'_2$ ； α_3 是坝体内部扬压力强度系数，见图 1.2-3 (b)。重力坝设计规定了坝体内部计算截面上的扬压力分布图形。当设有坝体排水管时，排水管中心线处的坝体内部渗透压力强度系数 α_3 可按下列情况采用：① 实体重力坝及空腹重力坝的实体部位采用 0.2；② 宽缝重力坝的无宽缝部位采用 0.2，有宽缝部位采用 0.15。当未设坝体排水管时，上游坝面处扬压力作用水头为 H'_1 ，下游坝面处为 H'_2 ，其间以直线连接。

表 1.2-1 坝底面的渗透压力、扬压力强度系数

坝型及部位		坝基处理情况		
		(A)	(B)	
		设置防渗帷幕和排水孔	设置防渗帷幕及主、副排水孔并抽排	
部位	坝型	渗透压力强度系数 α	主排水孔前的扬压力强度系数 α_1	残余扬压力强度系数 α_2
河床坝段	实体重力坝	0.25	0.20	0.50
	宽缝重力坝	0.20	0.15	0.50
	空腹重力坝	0.25		
岸坡坝段	实体重力坝	0.35		
	宽缝重力坝	0.30		
	空腹重力坝	0.35		

注 当坝基仅设排水孔而未设防渗帷幕时，渗透压力强度系数 α 可按表中 (A) 项适当提高。