

“西电东送”中的岩土力学和工程问题

陈祖煜¹ 张东升²

(¹ 中国水利水电科学研究院, 北京 100044)

(² 水电水利规划设计总院, 北京 100011)

1 前言

我国可开发水能资源 3.78 亿 kW, 年发电量 1.92 万亿 kW·h, 占世界首位。截止 2001 年, 已开发的水电装机为 7279 万 kW, 仅占总资源的 19%。在 21 世纪, 最大限度地开发这一可再生的清洁的能源, 是我国国民经济可持续发展和能源结构优化的重要战略举措之一。“十五”期间我国水电将新开工项目总装机 2 486 万 kW; 建成投产 1 847 万 kW, 使 2005 年水电装机总容量达 9530 万 kW, 占全国电网总装机容量的 26.1%^[1-3]。

在我国的水电资源布局中, 80% 的大型水电站分布在西南四省区 (云、贵、川、藏), 因此, 在本世纪初, 推动“西电东送”的发展战略, 建成一批如三峡、龙滩、小湾、溪洛渡、向家坝、糯扎渡、瀑布沟、锦屏这样的巨型、大型骨干水电站, 将为我国各行各业的发展输入巨大的活力。表 1 示将在本世纪初建成的一批超过 100 万 kW 的超大型水电站。

实现“西电东送”的战略, 就需要建设一大批高坝大库。在工程地质和岩土力学领域, 也就会面临前所未有的挑战。本文简要介绍在修建这些大型水电工程中面临的主要的岩土力学和岩土工程问题。

表 1 “西电东送”工程中将分批建设的超大型水电枢纽 (超过 100 万 kW^[1])

序号	工程名称	工程所在省(区)及河流	电站		大坝	
			装机容量/MW	年发电量/亿 kWh	坝型	最大坝高/m (最大水头/m)
1	溪洛渡	四川、云南金沙江	12 000	573.1	双曲拱坝	273 (231)
2	向家坝	四川、云南金沙江	6 000	293.4	重力坝	161 (116)
3	糯孔渡	云南澜沧江	5 000	239.6	心墙堆石坝	258 (215)
4	龙滩	广西红水河	4 200	124.2	RCC 重力坝	192/216.5 (152)
5	小湾	云南澜沧江	3 720	188.9	双曲拱坝	292 (250)
6	拉西瓦	青海黄河	3 300	102.6	双曲拱坝	254 (220)
7	瀑布沟	四川大渡河	3 000	144.3	心墙堆石坝	186 (200)
8	锦屏一级	四川雅砻江	3 000	182.0	双曲拱坝	305 (265)
9	锦屏二级	四川雅砻江	2 000	209.7	重力闸坝	39 (31.2)
10	构皮滩	贵州乌江	1 800	91.92	拱坝	225 (200)
11	官地	四川雅砻江	1 800	87.13	重力坝	168
12	破口	陕西山西黄河	1 500	48.7	面板堆石坝	153.5 (117)
13	水布垭	湖北清江	1 500	41.8	心墙堆石坝	227 (207)

(续)

序号	工程名称	工程所在省(区) 及河流	电站		大坝	
			装机容量/MW	年发电量 /亿 kWh	坝型	最大坝高/m (最大水头/m)
14	公伯峡	青海 黄河	1 500	51.4	面板堆石坝	130 (107)
15	景洪	云南 澜沧江	1 200	79.3	重力坝	110 (67)
16	大藤峡	广西 黔江	1 080	64.34	重力坝	(34)
17	彭水	四川 乌江	1 000	57.7	重力坝	(87.4)
18	三板溪	贵州 清水江	1 000	22.6	面板堆石坝	185.5
19	积石峡	青海 黄河	1 000	34.1	面板堆石坝	100 (73)
20	苗家坝	甘肃 白龙江	1 000	25.34	心墙堆石坝	263 (245)
21	思林	贵州 乌江	1 000	41.1	RCC 重力坝	117 (74)

2 高土石坝工程

2.1 面临的挑战

土石坝以其就地取材, 施工简便等优点在水电工程中获得广泛的应用, 从表 1 中可见, 在“西电东送”规划中将有一大批高土石坝投入运行, 相当一部分土石坝的高度超过了 200 m。糯扎渡和苗家坝水电站坝高将超过 250 m。正在建设的水布垭水电站面板坝坝高 223 m, 为世界上首次突破 200 m 的面板坝。

由于超高土石坝失事后的风险难以承受, 因此, 非常需要对超高土石坝的渗流控制、坝坡稳定和变形控制开展一系列深入的研究。

2.2 关键技术问题

2.2.1 筑坝材料的压实

(1) 压实机具的改进

压实始终是高土石坝施工技术中最重要的一环。自振动碾压在上世纪七十年代获得使用以来, 高土石坝的压实效果有了巨大的改进, 坝体的沉降减少, 从而使建高面板坝成为可能。近年, 一种新的称为冲碾的机具由南非 Landpack 公司首创, 并已开始进入土石坝施工现场。压实机具有三角形或五边形碾组成, 如图 1 示, 机具在高速行走过程中, 同时产生冲击力、振动力和碾重压力。试验表明, 这一方法具有施工效率高、提高压实有效深度、放宽土石料含水量要求等优点。高 192 m 的洪家渡面板坝的全部次堆石区使用了这一压实机具⁴。

(2) 施工质量监测手段

对上百万立米的土方进行压实, 必须采取有效的监测手段。最近, 水布垭水电站采用卫星全球定位系统纪录振动碾压实土坝土料的全过程⁵, 这是一个采用近代科技新成就解决水电建设中传统技术问题的成功实例。

2.2.2 高坝的应力、变形和固结分析

高坝的应力和变形控制是高坝设计的重要内容, 大坝的体形应最大限度减少坝体的拉应力区。对于高心墙坝, 防止施工期心墙的高孔隙水压力是一个关键的设计要点。由于上坝料压实后的饱和度已达 92%~95%, 而心墙料的渗透系数又很小, 其固结过程很难在施工期完成, 这样就会导致心墙内较大的超孔隙水压力, 蓄水后有可能出现水力剪裂现象。小浪底大坝建成后, 实测斜心墙的孔隙水压力达 120 m 水柱, 说明对这一问题的担忧不是没有根据的。近期将要修建的

糯扎渡水电站大坝高达 265 m, 这一问题就变得十分严峻。为了减小心墙在施工期的超孔隙水压力, 可掺砾石以增加渗透系数。与此相应, 需要开发相应的二、三维固结分析程序。图 2 示采用二维固结分析程序分析小浪底大坝斜心墙的孔隙水压力^[6]。



图 1 冲碾压实

2.2.3 大坝安全的可靠度和风险分析

(1) 岩土工程分析中包含的不确定因素

Morgenstern 将岩土工程分析中包含的不确定因素分为管理 (Human uncertainty)、模型 (Model uncertainty) 和参数 (Parameter uncertainty) 三大类^[13]。前两个因素难以定量地把握, 但是随着管理水平的提高和岩土力学理论的完善, 并考虑到在这方面包含的一些保守因素 (如常规的二维分析方法通常低估安全系数), 这两个因素所包含的风险可暂不考虑。因此, 在风险分析中, 把重点放在研究参数不确定性因素导致的大坝和边坡的失效概率上。其中抗剪强度参数的变异特性在参数的不确定性中又占重要的地位^[6]。

在整理抗剪强度参数的变异特性时, 通常将同一土样的若干组三轴或直剪试验成果放在同一坐标系中进行线性回归。Lumb 建议将三轴试验的资料放在 “ $\sigma_1 - \sigma_3$ ” 坐标中整理^[15]。陈立宏曾经对这一方法进行了系统的研究, 发现 Lumb 建议的方法只包含了对试验数据期望值估计的误差。如不予修正, 就会出现当样本数量为无穷大时, 随机变量的方差趋于零的不合理现象。陈立宏对此提出了修正方法^[6]。图 3 为采用修正后的方法对小浪底心墙 64 组 320 个试样进行数理统计的成果。

(2) 大坝和边坡的允许风险

文献[7]介绍了各国对大坝允许风险的规定。对于重要的大坝, 其以年计的失效概率 $P(F)$ 一般规定在 10^{-8} 至 10^{-9} 之间。通常通过计算可靠度指标 β 来确定失效概率。大坝和边坡稳定分析的可靠度指标为

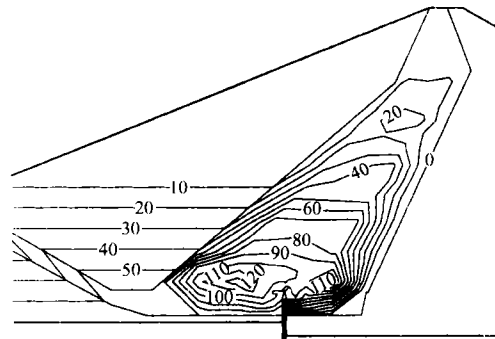


图 2 采用二维固结分析程序分析小浪底大坝斜心墙的孔压水压力

$$\beta = \frac{\mu_F - 1}{\sigma_F}$$

其中 μ_F 和 σ_F 分别为安全系数的均值和标准差。在假定安全系数为正态或对数正态分布的条件下, β 和 $P(F)$ 存在唯一对应关系。可查表获得。

(3) 大坝和边坡的风险分析

在确定了参数的均值和标准差后, 使用现代可靠度分析理论可以计算结构的可靠度指标, 据此, 即可推算出相差的失效概率。文献[7]详细介绍了使用蒙特卡络法, 一次二阶矩法和 Rosenblenth 法计算可靠度指标的步骤。并确认这三种方法可以获得一致的成果。

现在, 简要介绍使用可靠度理论对糯扎渡大坝稳定分析的成果。

将糯扎渡一区堆石料 26 组 137 个试样的成果进行线性回归, 如图 4 示, 可得表 2 所示统计参数。由此可见, 糯扎渡一区堆石料的 ϕ_0 和 $\Delta\phi$ 的均值为 53° 和 9.0° 左右。其小值平均可取 $\phi_0 = 50.5^\circ$, $\Delta\phi = 10^\circ$ 。根据这一指标分析计算可得相应临界滑裂面的安全系数和可靠度指标分别为 $F = 1.700$ 和 $\beta = 4.791$ 。图 5 示相应最小可靠度指标的临界滑裂面。相应失效概率为 8.6×10^{-7} 。假定大坝寿命为 100 年, 则以年计的失效概率 $P(F)$ 为 8.6×10^{-9} 。

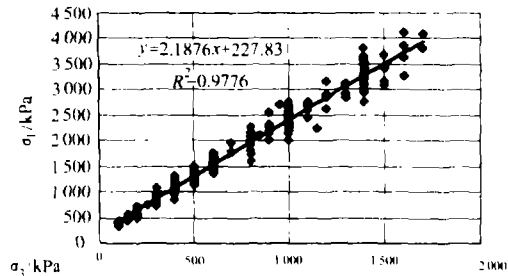


图 3 小浪底大坝心墙料 64 组 CD 试验成果采用“ $\sigma_1 - \sigma_3$ ”拟合图

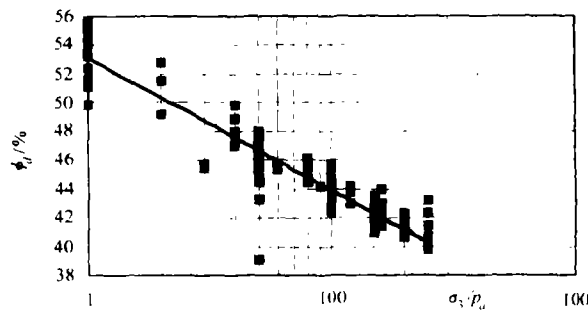


图 4 糯扎渡一区堆石料统计结果 (26 组 137 个试样)

表 2 糯扎渡一区堆石料非线性参数

	ϕ_0		$\Delta\phi$		
	μ	σ	μ	σ	
矩法	53.716	2.084	9.412	1.469	-0.697
线性回归法	52.505	2.455	8.592	1.312	-0.993

3 高边坡工程

3.1 面临的挑战

高边坡是高坝建设的产物。类似小湾、锦屏、糯扎渡这样一些 250 m~300 m 等级的高坝, 在坝肩和泄水建筑物的开挖中往往要形成 300 m~400 m 高的边坡。边坡开挖过程中一旦发生滑坡, 不仅可能带来人身伤亡, 而且可能严重延误工期, 投入费用巨大的加固措施。现列举近期规模较大的水利水电边坡变形、开裂和失稳以及治理实例予以说明。

(1) 昌马水库右岸边坡变形和开裂

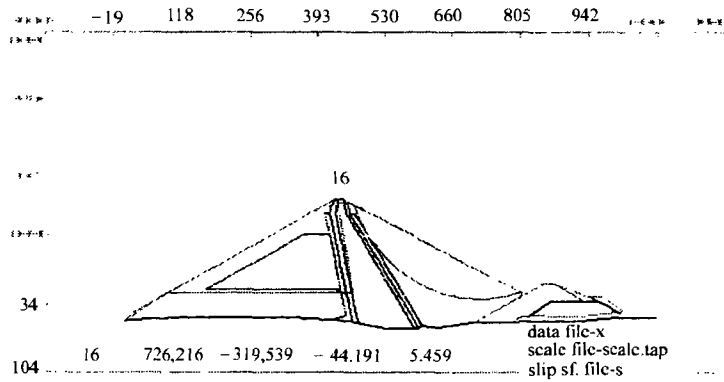


图5 糯孔渡大坝下游坡最小可靠度指标的临界滑裂面

昌马水库枢纽工程位于甘肃省河西走廊疏勒河昌马峡进口 1.36 km 处。右岸导流、排砂、泄洪洞是枢纽的一个重要建筑物。开挖始于 1997 年 12 月。1998 年 11 月 16 日, 在桩号 0+040 至 0+125 段发生大面积洞顶塌方, 山体变形加快现象。塌方后在右岸山体上布置的 6 个地面位移观测显示山体发生较大的变形, 图 7 示自 1998 年 11 月至 1999 年 5 月各地面点的变形过程线, 可见最大的位移数值达 55 mm。

排砂泄洪洞的塌方事故不仅使工程建设受阻, 推迟了隧洞施工工期, 而且引发了右岸边坡稳定问题。随后在塌方段进行了紧急灌浆处理, 使山体变形得到了有效控制。随后又进行了固结灌浆, 使变形得到了有效控制。

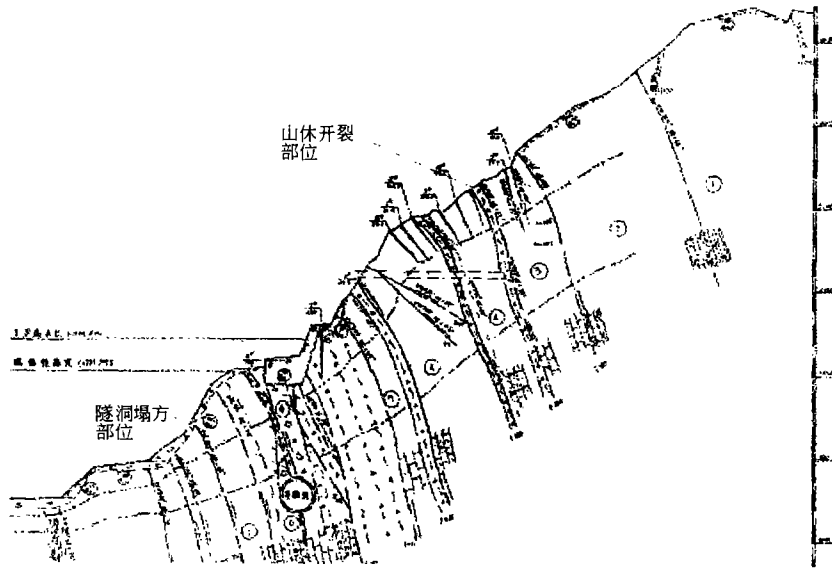


图6 昌马水库排砂泄洪洞的塌方导致的山体变形

(2) 紫坪铺工程 2# 导流洞出口滑坡稳定分析

紫坪铺水利枢纽工程 2# 导流洞出口位于坝址右岸条型山脊下游侧, 出口边坡开挖于 2000 年 4 月初开工, 6 月中旬开挖至 213 国道高程 779 m 左右时, 边坡开挖总高度约 50 m。此时都江堰地区持续一个月降雨频繁, 边坡随即于 2001 年 6 月 23 日、7 月 14 日、7 月 20 日、7 月 27 日发生四次滑动。滑动物质为第四纪堆积体, 沿覆盖层与基岩接触面滑动, 并在滑坡范围以外形成多条拉裂缝。图 8 示 7 月 20 日发生于 IV 区的滑坡的实景。

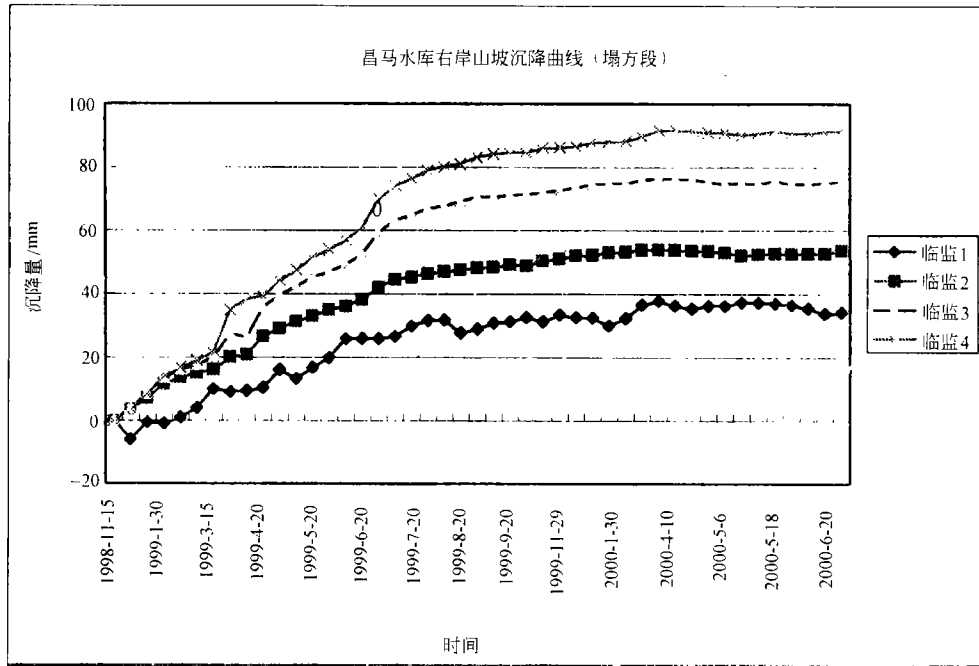


图7 昌马水库山体地面变形过程曲线

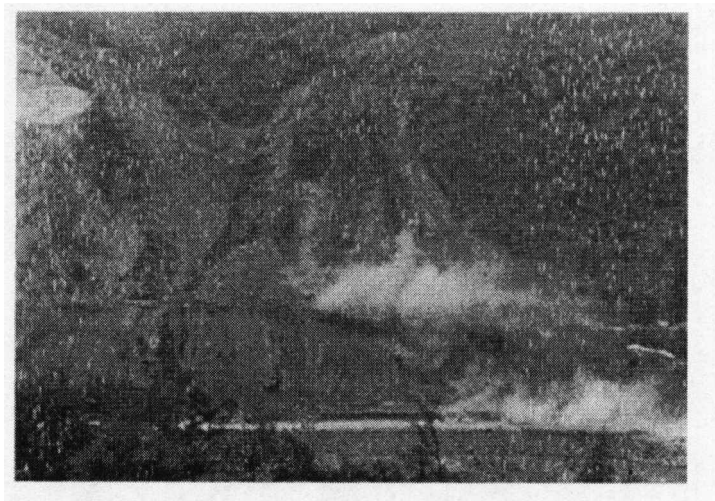


图8 紫坪铺工程2#导流洞滑坡实景图

3.2 关键技术问题

3.2.1 工程地质勘探和岩土力学特性研究

岩体中的软弱结构面和节理裂隙的特征是控制边坡稳定的最重要因素。在这方面，值得一提的是长江水利委员会综合勘察局开发的使用钻孔电视测定结构产状的技术。在测定软弱夹泥层的抗剪强度方面，需要重视土样含水量和剪切速率对抗剪强度的影响。水科院近期使用伺服控制剪切设备在0.02 mm/min 速率条件下进行的洪家渡高边坡软泥层的试验成果，发现相应的强度指标较简易设备试验的快剪指标高。

3.2.2 高边坡稳定分析理论和方法

(1) 极限平衡和极限分析方法

在高边坡稳定分析中, 极限平衡和极限分析法仍是常用的分析手段, 随着塑性力学理论和计算技术的发展, 这一方法的理论体系更为完整, 计算精度和效率也有所提高。一个重要特征是三维边坡稳定分析的理论和方法已日趋成熟并获得实际应用^[8-11]。下面将介绍有关成果。

(2) 有限单元法

有限单元法全面满足了静力许可、应变相容和应力、应变之间的本构关系。同时, 因为是采用数值分析方法, 可以不受边坡几何形状的不规则和材料的不均匀性的限制, 因此, 应该也是比较理想的分析边坡应力、变形和稳定性态的手段。但是, 如何将有限元计算成果与传统的安全系数挂钩, 就成为直接用于边坡设计的判别依据, 也是广泛受到重视的课题。

近期, Griffith 采用有限元强度折减方法, 以数值分析不再收敛作为结构失稳的判据, 计算成果与传统的极限平衡法吻合^[14]。这一成果受到普遍关注。国内学者也获得类似的成果^[7]。本文作者结合糯扎渡大坝作过分析, 从表 3 可见, 当 F 为 1.85 时, δ_{\max} 急剧增加。迭代次数明显增加。在 $F=1.88$ 时, 迭代次数达 120, 此时在下游坝坡处首先出现成片的塑性区。而当 F 超过 1.90 时, 计算不再收敛。

表 3 糯扎渡大坝强度折减有限元分析成果

安全系数 F	$E\delta_{\max}/\gamma H^2$	迭代次数	安全系数 F	$E\delta_{\max}/\gamma H^2$	迭代次数
1.3	0.133	25	1.8	0.1830	42
1.4	0.1424	35	1.85	0.205	60
1.5	0.1493	36	1.88	0.23	120
1.7	0.168	37	1.90		不收敛

(3) 非连续介质应力应变分析方法

众所周知, 岩体是由结构面切割的不连续介质。尽管有限元能够通过设置界面单元模拟这些结构面, 但是当这些界面很多时, 不仅很不方便, 也会出现模拟精度和收敛性能方面的问题。近期, 在非连续介质变形力学方面发展了一系列新的分枝学科, 如离散元、界面元、DDA、流形元等, 为模拟岩石的不连续面提供了很好的分析手段。

3.2.3 高边坡加固技术

当通过常规的体型优化和排水设施尚无法确保边坡稳定时, 水利水电边坡工程通常采用预应力锚索和抗滑桩的方法来加固边坡。

(1) 预应力锚索

预应力锚索是加固边坡的有效措施。早期多采用有粘结无保护预应力锚索; 我国小浪底是第一个大量使用无粘结双层保护锚索的工程。

研究表明, 锚索的内锚头在受拉时将在某一段产生应力集中, 同时内锚头在拔出时产生的膨胀导致内锚头砂浆固结段开裂, 增加了地下水渗入造成锚索锈蚀的可能性。为此, 国内外均十分重视开发压缩分散型无粘结锚索的新技术。采用压缩型分散型内锚头可以改善内锚头的应力, 提高内锚头的可靠性, 从而为减少内锚头的长度创造条件, 我国成勘院准达公司曾开发过这一压缩型锚索体系。韩国三友公司 (SAM WOO) 开发的如图 9 所示的压缩型锚具有结构紧凑、全程防水防锈的特点。是当代压缩分散型锚中较为先进的一种。

(2) 抗滑桩

在我国的水电工程中, 抗滑桩的应用相当广泛。抗滑桩的投资较高, 施工困难, 并易发生安全事故。近期, 洪家渡工程在进行抗滑桩施工时, 采用了先在桩底开挖一个用于施工出碴的隧洞 (以后兼作排水洞), 将传统的从下向上的出碴施工方案改为从上往下出碴的方案, 使抗滑桩的施工难度和风险大大降低。这一施工方案对进一步推广抗滑桩这一边坡加固措施很有好处。

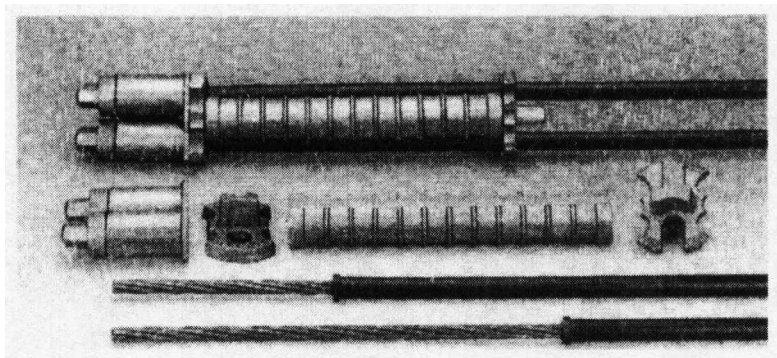


图9 中国水科院引进的三友公司压缩分散型锚

4 地下工程

4.1 面临的挑战

(1) 洞室围岩稳定

西部即将建设的水电工程地下厂房规模巨大,如向家坝和溪洛渡的地下厂房的跨度均达33 m,高度分别为75 m和84.5 m,因而形成不稳定块体组合的几率和块度加大,使洞室稳定问题越发突出。尤其是大跨度厂房顶拱的稳定,受到块体组合以及顶拱可能存在的平缓层间错动带和软弱岩带的影响。

(2) 高地应力

高地应力可能导致岩爆与大变形,也是影响地下洞室稳定的重要因素。二滩水电站地应力较高,开挖后出现了应力释放产生的岩爆、变形及岩体开裂。现场观测发现,围岩条件好的岩体位移较大,突发的较大位移常表现为岩爆,这类突发性位移在总位移中可占到50%左右。变形主要出现在洞室的边墙部位,顶拱则较小,甚至有上抬现象,洞室交叉部位变形也较大,并有开裂现象。二滩母线洞靠厂房侧混凝土衬砌上出现平行厂房轴线裂缝,开裂范围距厂房壁15 m~20 m,局部25 m。类似的现象在西部许多工程上都有发生。

(3) 活动断层对隧洞的影响

西部工程中有些引水洞通过活动断层。断层带岩体破碎成洞条件差,断层错动可能导致隧洞破坏,并进而产生次生的地质灾害。姚河坝电站引水隧洞穿越活动断层的磨西断裂带长333 m,最小埋深40 m,断裂走向与洞线夹角 17.5° ,由压碎岩、片状岩、糜棱岩、断层泥等组成,发育18条出露宽度0.2 m~13.0 m的辉绿岩脉挤压带、糜棱岩/断层泥条带,岩体为碎裂散体结构,总体属V类围岩,成洞条件差,开挖过程中采用超前管、短进尺、弱爆破和强支护等措施,并在活动断层可能的蠕变区而布置了三个波纹补偿器。

(4) 外水压力、突水以及泥石流

隧洞施工遇断层和深切沟谷段还可能会出现突水和泥石流,对隧洞施工带来极大难度,如锦屏二级长隧洞灰岩岩溶发育,在勘探其间的长探洞遇岩溶出水点后,突发涌水量达 $5 \text{ m}^3/\text{s}$,封闭后,水压力可达10 MPa左右。此外隧洞的外水压力不仅影响洞室施工期围岩稳定,也影响压力管道运行期的稳定,如贵州响水电站压力钢管在放空时被压扁破坏。

4.2 关键技术问题

地下洞室工程在地质和岩土力学方面,都面临一系列关键技术问题需要解决。

(1) 进一步完善地下洞室围岩分类标准,对控制要素作进一步研究,了解各因素间的相互关系。

(2) 完善和发展监测、测试手段, 重点为地应力测试、有害气体测试以及洞室围岩变形监测和稳定性分析。

(3) 加强岩爆破坏机理的研究, 涉及的基础理论领域包括微观力学以及层裂屈曲、弯曲破裂、断裂力学、冲击地压等分析岩爆成因的模型。

(4) 长隧洞勘察和预报方法研究, 重点是通过宏观工程地质条件分析、重点地段的勘查和先进的微地震测试手段, 对不良地质灾害进行超前预报。

5 坝基动、静力抗滑稳定问题

5.1 面临的挑战

坝基和两岸的抗滑稳定经常是混凝土坝设计中的关键技术问题。西部是地震活动较为频繁的地区, 因此抗滑稳定包括动、静两个方面。

国外在地震烈度 9 度以上地区建设了许多大坝, 其中混凝土坝有伊朗迪兹双曲拱坝 (9 度, 1963 年完工)、美国胡佛重力拱坝 (8~9 度, 1936 年完工)、印度巴克拉重力坝 (9 度, 1963 年完工)、苏联托克托古尔重力坝 (9 度, 1978 年完工)、日本本部第四变半径拱坝 (11~13 度, 1963 年完工) 等, 土石坝有前苏联塔吉克努列克坝 (9 度, 1980 年建成)、墨西哥奇柯森坝 (9 度, 1980 年建成)、澳大利亚达特姆斯坝 (9 度, 1979 年建成)、美国特里尼提 (8~9 级, 1962 年建成) 等。根据国内外运行的大坝看, 目前还没有出现因为地震造成溃坝的实例。

近年在国内新疆、四川和云南的高地震烈度区也建设了一批规模不同的水电工程。克孜尔水库南疆渭干河上的心墙土石坝, 横跨克孜尔的克孜尔活断层发育在第三系地层内, 断层通过右副坝, 断层错断各级阶地和最新的河床砾卵石层, 1972 年开始进行跨断层短水准和基线测量。测量结果: 垂直高差变化为 $0.318 \text{ mm} \cdot \text{年}^{-1}$ 。基线年缩短率为 0.46 mm , 为蠕动型活动。此条活动断层是新疆水利水电工程建设发现最早, 研究时间较长的一条活断层。该工程也是我国跨在活断层上修建的第一个大型工程。

即将建设的四川某水电工程处于西部著名的鲜水河强地震带。断裂带自全新世以来活动显著, 场地地震基本烈度为 IX 度。其坝址距木格措和七色海两条活动断裂带小于 2 km , 因此在大坝设计时充分重视了坝基下存在小断层对工程的可能影响, 估算其可能的最大位错量, 采取相应的抗裂措施。其引水隧洞穿越七色海断裂, 根据研究可能位错量达 0.91 m , 也采取了姚河坝引水隧洞穿越磨西断裂相似的工程措施。

综上所述, 通过对新构造和地震活动的充分研究, 精心设计, 在新构造活动、高烈度地区进行水电建设是可行的。

5.2 关键技术问题

5.2.1 坝基深层抗滑稳定

深层抗滑稳定是重力坝设计中经常遇到的问题, 三峡左岸大坝曾经历过深层抗滑稳定的反复论证。在进行重力坝的深层抗滑稳定分析时, 一个值得重视的问题, 坝基是连续的, 而大坝却是分块浇筑的, 因此, 如果某一坝段下面的坝基只是存在局部的薄弱结构面, 那么有理由对这一坝段的抗滑稳定进行考虑地基侧向阻力的三维稳定分析。图 10 为对三峡工程坝段的三维稳定分析示例。考虑了三维效应后, 安全系数从 3.05 提高到 $5.31^{[7]}$ 。

5.2.2 拱座稳定分析

拱座向两岸传递巨大的推力, 拱座稳定分析是高拱坝设计的重要问题。通常拱座存在两方面的稳定问题。

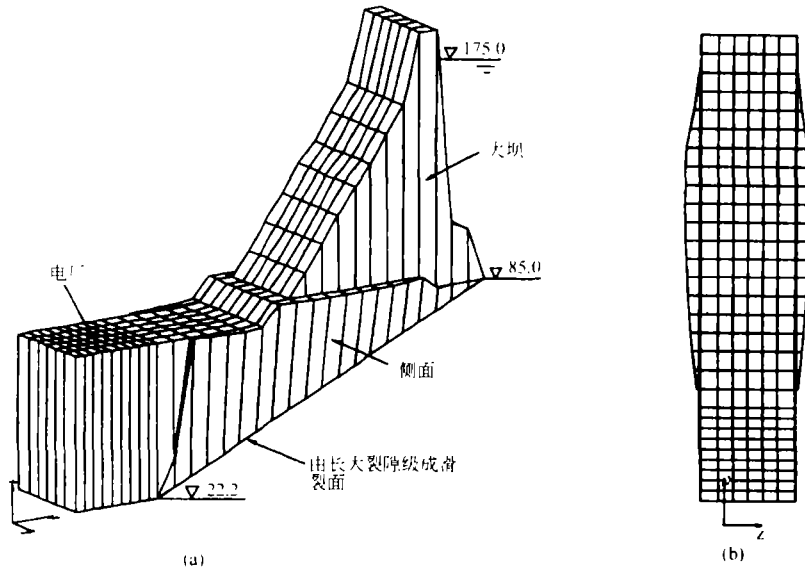


图 10 三峡大坝坝段深层三维抗滑稳定

(1) 拱座楔体稳定分析

1959 年法国玛尔帕塞拱坝失事，导致人们对拱坝楔体抗滑稳定重要性的重视。这一类失稳现象发生于拱座岩体的主要结构面平行河道（即拱推力）方向的地质条件。此时，这些结构面和通常存在于岩体中的陡倾角结构面有可能构成不稳定楔块，图 11 为对锦屏工程左坝肩 f_5 断层和 f_2 断层组成的楔体抗滑稳定的计算简图。

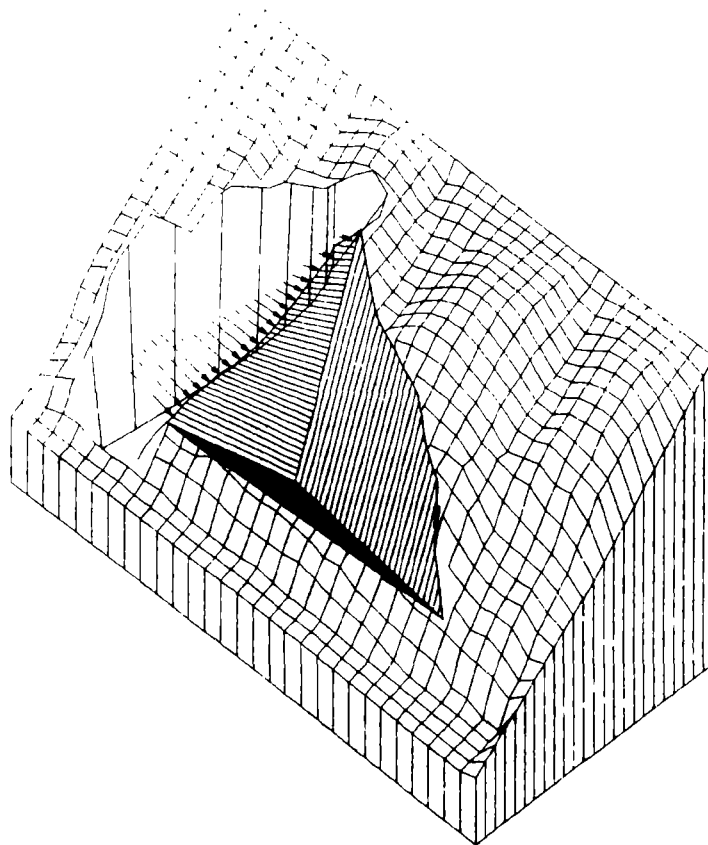


图 11 锦屏一级左岸拱座 f_5 断层和 f_2 断层组成的定位楔体

(2) 拱座整体稳定分析

拱座岩体在拱推力作用下也可能整体失稳, 此时, 可将抗力体当作一个承受侧向荷载的边坡, 采用边坡稳定的三维极限平衡法进行分析。图 12 为高 292 m 的小湾拱坝右岸稳定分析计算简图^[12]。

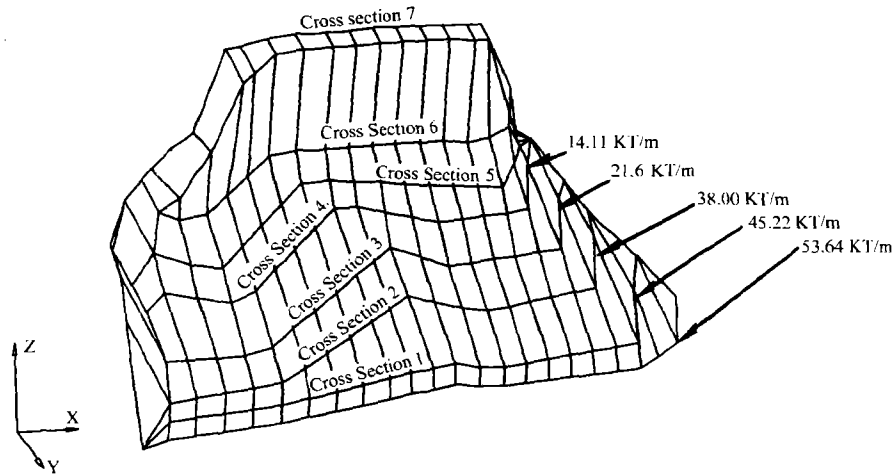


图 12 小湾拱坝右岸稳定分析

5.2.3 动力稳定和地震危险性分析

对高地震烈度区, 首先需加强场地地震安全性评价。应根据防震减灾法、地方法规以及水电工程地质勘查规范的要求, 确定工程场地地震基本烈度与动参数以及与建筑物有关的活断层的活动性 (包括未来一定时间内可能的最大位错量)。

参考文献

- [1] 潘家铮. 中国大坝 50 年. 中国水利水电出版社, 2000
- [2] 刘连玉, 姜道国. 西电东送与西部水能资源开发规划及总体布局. 水力发电, 2002, (7), 1~3
- [3] 陈宗梁. 我国水电建设和科技进步 50 年. 中国电力, 1999, 32 (10): 199
- [4] 杨泽艳, 文亚豪等. 面板堆石坝采用冲碾压实技术的研究和探讨. 2002 年全国混凝土面板堆石坝筑坝技术交流会论文集. 75~179
- [5] 吴晓铭. 水布垭大坝填筑碾压机施工质量监控系统研究. 湖北水力发电, 2002 (1): 27~28
- [6] 陈立宏. 土石坝固结和稳定的风险与可靠度分析. 清华大学工学博士学位论文. 2003
- [7] 陈祖煜. “土质边坡稳定分析—原理、方法、程序”. 中国水利水电出版社, 2003
- [8] 陈祖煜. 黄文熙讲座. 土力学经典问题的塑性力学上、下限解. 岩土工程学报, 2002, 24 (1): 1~11
- [9] Chen, Z., Wang, X., Haberfield, C., Yin, J. and Wang, Y.. A three - dimensional slope stability analysis method using the upper bound theorem, Part I: Theory and Methods. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2001a, 38: 369~378
- [10] Chen, Z., Wang, J., Yin, J., Wang, Y. and Haberfield, C.. A three - dimensional slope stability analysis method using the upper bound theorem, Part II: Numerical approaches, applications and extensions. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2001b, 38: 379~397
- [11] Chen, Z., Mi, H., Zhang F. and Wang X.. A simplified method for 3D slope stability analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 2003, 40: 675~683
- [12] 朱伯芳, 高季章, 陈祖煜, 厉易生. 拱坝设计与研究. 中国水利水电出版社, 2003
- [13] Morgenstern, N.R. 1995. Managing risk in geotechnical engineering. The 3rd Casagrande lecture. *Proc. 10th Pan American Conference on soil mechanics and Foundation Engineering*, Vol.4, 102~126
- [14] Griffith, D. V. and Lane, P. A. Slope stability analysis by finite elements. *Geotechnique*. 1999. 49 (3): 387~403
- [15] Lumb.P. Safety factors and the probability distribution of soil strength. *Canadian Geotechnical Journal*, 1970, 7 (3): 225~242