

第13章 工程案例

13.1 蒲城电厂张家沟灰坝

13.1.1 基本情况

(1) 项目来源：电力部西北电力勘测设计院。

(2) 完成日期：1990 年 4 月。

(3) 设计阶段：技施设计。

(4) 存档文件：

1) 蒲城电厂张家沟、甘南沟灰场工程地质勘探报告，水利水电科学研究院，岩土(90)1990 年 7 月；

2) 蒲城电厂灰坝坝基原状及粉煤灰土工试验报告，水利水电科学研究院，岩土(90)1990 年 7 月；

3) 蒲城电厂贮灰库平面坝固结有限元计算，水利水电科学研究院，岩土(90)1990 年 11 月；

4) 蒲城电厂挡灰坝坝型及地基处理方案论证，水利水电科学研究院，岩土(91)1991 年；

5) 蒲城电厂张家沟、甘南沟灰场坝坡稳定分析报告，水利水电科学研究院，岩土(91)-14，1991 年。

13.1.2 工程概述

蒲城电厂张家沟灰坝建于第四系全新统软土地基上，坝基主要为淤泥质亚粘土，地基地下水位高，因此在修建灰坝时存在着坝坡连同地基发生滑坡的可能性，需结合实际填筑速率设计必要的地基排水工程措施，以确保灰坝填筑安全。大坝典型剖面图如第 7 章图 7.2 所示。

坝坡稳定分析按初期（坝高为 20m）、中期（填筑到 440m 高程）和终期（填筑到 470m 高程）三个阶段进行。本项工作要求比较铺设水平垫层和竖直砂井排水两种工程措施对提高坝坡稳定安全系数的作用。同时还比较了一个初期坝为 15m 高的方案。复核遭遇 7 度和 8 度地震情况下的坝坡稳定安全系数。堆灰速率为第一年填筑到 405m 高程，在以后的 15 年中填筑到 470m 高程左右。在分析计算中还考虑了一个提高初期坝施工速率的方案。

13.1.3 计算条件

1. 计算工况

计算上、下游坝坡施工期、正常运用期、库水位骤降期和地震期的稳定性。主要计算 217.5m 断面。同时也复核了靠近左岸的坝基夹有软弱夹层的 310m 断面。针对初期、中期、终期情况计算以下几种方案:

- 1) 地基无处理措施;
- 2) 地基垫层厚 2.5m;
- 3) 地基垫层厚 5m;
- 4) 铺厚 2.5m 垫层并设竖直砂井;
- 5) 比较方案: 初期坝高 15m 加垫层厚 2.5m;
- 6) 比较方案: 同 5)并提高堆灰速率;
- 7) 情况 5)加 7 度和 8 度地震。

2. 强度指标

稳定分析所采用的有效应力抗剪强度指标, 根据原状样固结排水和固结不排水测孔压 (R')试验成果确定。有关试验成果存档文件 2), 并列于表 13.1。

表 13.1 张家沟灰坝基本材料特性指标

材料	干容重	含水量	饱和容重	饱和度	有效强度指标		总强度指标	
	γ_d kN/m ³	w(%)	γ_d (kN/m ³)	S_r (%)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c_{cu} kPa	ϕ_{cu} (°)
地基上层	15.9	24.5	19.8	100	15	30.0	5	18
地基下层	17.0	20.9	20.6	100	40	30.0	5	18
初期坝	17.0	17.2	19.9	82	30	28	8	21
垫层	17.6	5.0	18.5	26.7	0	30.0	0	30
灰体	9.0	30	11.7	47.2	20	31.0	7	23

灰坝施工各阶段孔隙水压力消散过程通过比奥原理的二维有限元固结程序 CON2D 确定, 详见存档文件 3)。第 7 章图 7.5 示其中的一个典型工况的孔隙水压力分布图形。

13.1.4 计算成果与分析

各种运用条件计算获得的最小安全系数列于表 13.2, 部分工况临界滑裂面示于图 13.1。分析这些计算成果, 得到如下几点结论:

(1) 张家沟灰坝建于饱和淤泥质亚粘土地基上, 因此渗透系数小, 填筑时孔隙水压力不易迅速消散, 如不采取工程措施, 坝坡稳定不易保证。在各运行情况下, 初期坝竣工时最为不利, 为控制工况。此时固结分析所获得的孔隙水压力系数在局部地区超过 1, 稳定分析中发现局部的安全系数很小, 鉴于此运行条件下安全系数小于 1, 因此对张家沟灰场增加排水工程措施是必要的。

(2) 采用水平垫层和竖直砂井均可有效地降低孔隙水压力, 因而使稳定安全系数提高到 1.1 以上, 图 13.1 列出了几个典型运用条件下计算获得的临界滑裂面。

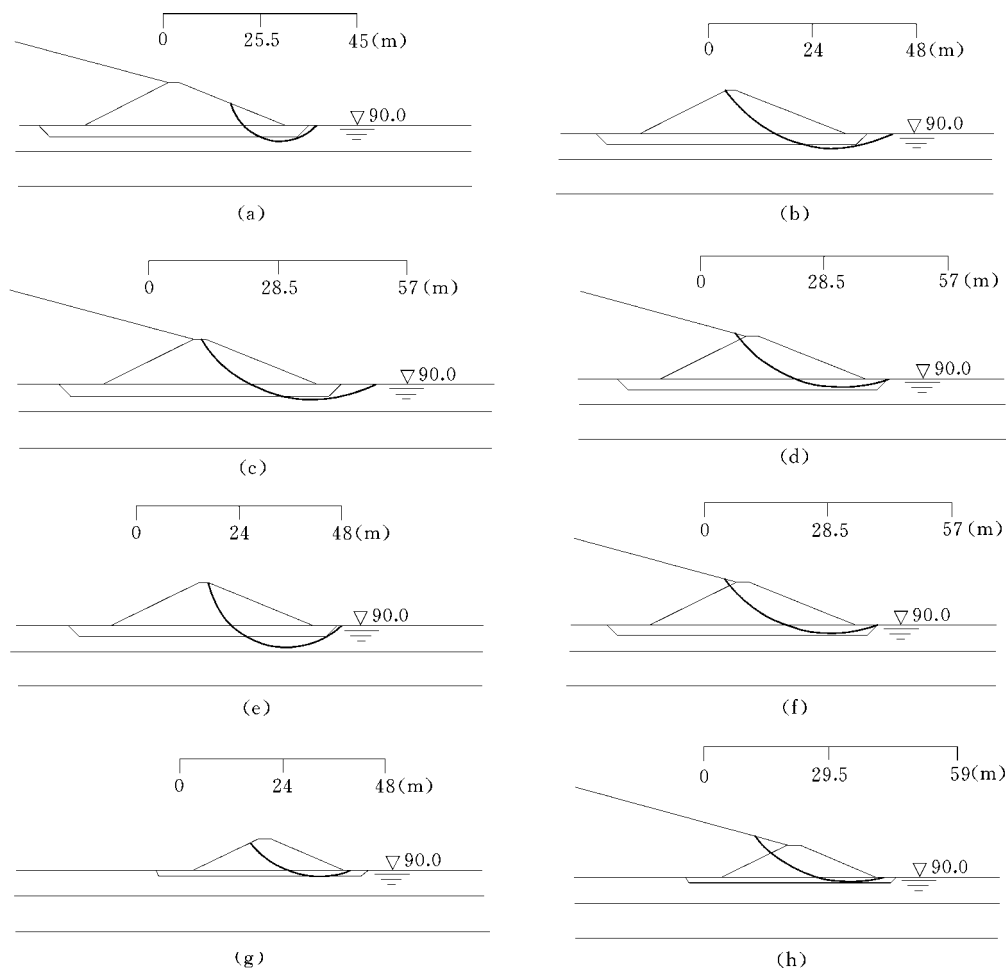


图 13.1 蒲城电厂张家沟灰坝主要工况计算成果

(a) Z3-d; (b) Z12-d; (c) Z5; (d) Z13; (e) Z6; (f) Z14; (g) Z22-d; (h) Z24-d

(3) 从垫层 2.5m 和 5.0m 两种方案的计算结果看,垫层厚度对稳定安全系数的影响不大,其原因是:① 垫层料的抗剪强度指标($c' = 0$, $\phi' = 30^\circ$)与填土和地基的有效强度指标接近,增厚垫层不会提高地基的强度;② 垫层作为一种水平排水,增加深度未使排水边界长度有明显增加,因此排水效果变化不大。鉴于增厚垫层会使工程造价有较大的增加,可考虑垫层料厚 2.5m 不再增厚的方案。

(4) 在水平垫层的基础上增设竖直砂井排水,可以使初期坝安全系数明显的增加,因此砂井排水对坝坡稳定具有明显效果。

(5) 相应坝高 15m, 设 2.5m 厚垫层的工况,在提高堆灰速率的情况下,由于超孔隙水压力变化不大,稳定安全系数降低甚微,坝体仍是稳定的。

(6) 初期坝高 15m 方案相应的稳定安全系数较坝高 20m 的安全系数大,说明适当降低初期坝高有利于地基的稳定。因此本研究专题推荐初期坝高 15m, 铺设 2.5m 厚垫层,并提高堆灰速率的方案。

(7) 在遭遇 7 度和 8 度地震时采用固结不排水剪指标, 稳定安全系数均在 1.1 以上, 因此各种工况遇地震都不是控制计算条件。

表 13.2 张家沟灰坝稳定计算最小安全系数及相应数据文件

工 况		不处理 $k=6\times 10^{-6}$ (cm/s)	不处理 $k=6\times 10^{-8}$ (cm/s)	加垫层 厚2.5m	加垫层 厚5m	坝高15m 垫层厚 2.5m	垫层及 砂井 厚2.5m	地震 7度	地震 8度	提高堆灰速率 垫层厚2.5m
初 期	上游	0.921	0.893	1.117	1.396	1.338	1.235		1.154	1.338
	下游	0.954	1.140	1.348	1.262	1.502	1.479		1.291	1.584
中 期	Z3-D				Z12-D	Z15-D	Z18-D		Z22-D	
		0.753	0.653	1.479	1.389	1.651	1.482		1.383	1.628
终 期	Z8		Z7	Z11	Z13	Z17	Z19		Z23	Z25
		0.801	0.741	1.543	1.412	1.633	1.491	1.519	1.593	1.422
	Z6		Z5	Z10	Z14	Z16	Z20	Z21	Z24	

注 1. 垫层及砂井坝高 15m 等各种情况均相应地基渗透数 $k=6\times 10^{-8}$ cm/s 情况;
2. 地震情况相应初期坝高 15m, 垫层厚 2.5m 方案, 地基使用 c_{cu} 、 ϕ_{cu} 强度指标;
3. 提高施工速率相应初期坝高 15m 方案, 垫层及砂井方案相应坝高 20m。

13.1.5 讨论

这是一个饱和软土地基上快速修建土石坝的典型实例。水利水电科学研究院在工程规划、设计阶段开展了从土工试验、固结计算、边坡稳定分析到加固方案论证的综合性科研工作。建设单位采用了建议的设 2.5m 厚排水垫层的方案。工程开工后, 中国水利水电科学研究院还承担了现场监测和监理工作。

本算例的特点是灰坝坝坡稳定分析采用有效应力法, 施工过程中的孔隙水压力通过平面固结比奥理论的有限元法确定。稳定分析的一个内容是对灰坝填筑的上升速率进行分析和评价, 在 STAB 程序的应用方面, 这是采用程序提供的孔压内插网格功能进行稳定分析的实例。

13.2 公伯峡水电站堆石坝

13.2.1 基本情况

- (1) 项目来源: 电力部西北勘测设计院。
- (2) 完成日期: 1994 年 2 月。
- (3) 设计阶段: 选坝阶段。
- (4) 存档文件: 公伯峡水电站堆石坝边坡稳定分析报告, 水利水电科学研究院, 岩土 (94)7, 1994 年 2 月。

13.2.2 工程概述

公伯峡水电站在可行性研究阶段推荐混凝土面板堆石坝和土质心墙堆石坝两种坝型。为了解这两种坝型在自重及其它荷载作用下的稳定性, 西北勘测设计院委托水利水电科学研究院, 对上述两种坝型在各工况下的稳定性进行计算分析。

工程位于黄河上游，正常蓄水位 2005.0m，校核洪水位 2008.0m，死水位 2002.0m，极限死水位 1995.0m，下游正常水位 1900.1m，坝址基本地震烈度为 7 度，按 8 度设防。在稳定分析中取最大断面为典型计算断面。该工程经论证最终采用了混凝土面板坝方案。

13.2.3 计算条件

- 1. 计算工况
计算两种坝型上、下游边坡竣工期，正常运用期，库水位骤降期和地震期的稳定性。
- 2. 强度指标
心墙坝和面板坝材料的物理力学指标如表 13.3 和表 13.4 所示。

表 13.3 面板坝坝料稳定计算参数

坝 料	容重		强度指标			
	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	ϕ_0 (°)	$\Delta\phi$ (°)
垫层料	22.27	23.35	0	45	52	10
堆石料	21.68	23.05	0	45	51	10
砂砾石料	22.27	23.45	0	38	49	9.8
强风化料	21.19	22.76	0	37	46	9
基 岩	23.54	23.54	100	55		

表 13.4 心墙坝坝料稳定计算参数

坝 料	容重		强度指标			
	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	ϕ_0 (°)	$\Delta\phi$ (°)
堆石料	21.68	23.05	0	45	51	10
砂砾石料	22.27	23.45	0	38	49	9.8
强风化料	21.19	22.76	0	37	46	9
土 料	18.74	20.01	130	17	25	32.50
反滤料	21.19	22.76	0	37	45	5
基岩	23.54	23.54	50	45		

13.2.4 计算成果与分析

- 1. 计算方法
因坝体及坝基均不存在软弱夹层，故对上、下游边坡，采用圆弧滑裂面，用毕肖普法进行计算。
- 2. 计算成果
混凝土面板堆石坝上、下游稳定分析成果见表 13.5 和表 13.6。风化料心墙坝上游库水位骤降，稳定分析成果见表 13.7（有关原理已在第 7 章[例 7.6]作过详细介绍）。相应的临界滑裂面位置见图 13.2。

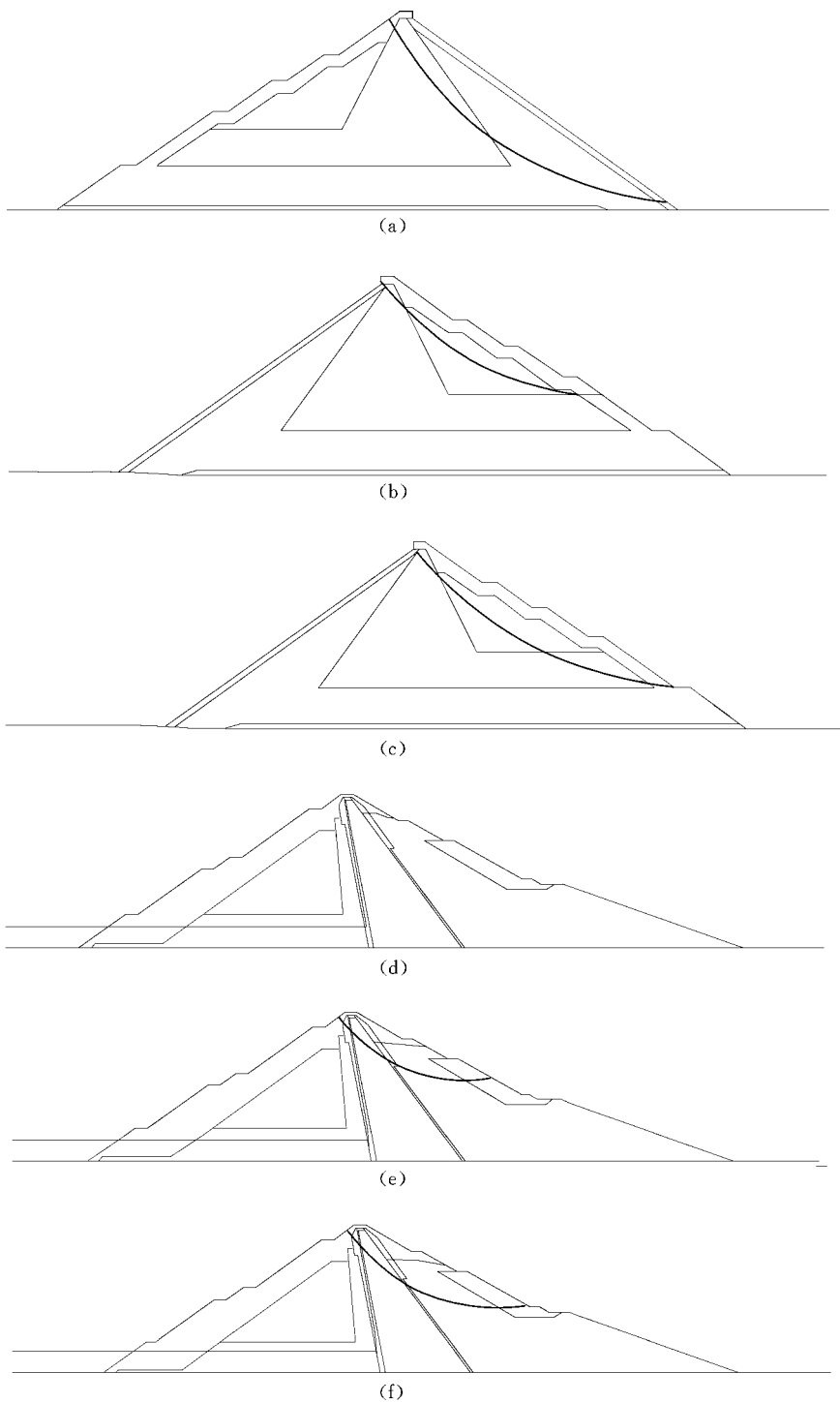


图 13.2 公伯峡水电站主要工况计算成果

(a) Gbx1.1da; (b) 1.2da; (c) 1n.2da; (d) 2c; (e) 2d; (f) 2e

13.2.5 讨论

从面板坝的坝坡稳定分析角度看,本算例是常规的圆弧稳定分析的一个实例。计算中使用了非线性强度参数。由于在可行性论证阶段中曾经有一个心墙坝的方案,因此,对此方案进行了考虑库水位情况下的上游坝坡稳定分析。此方案上游坝壳使用了砂砾石,为半透水材料,如果砂砾石的细粒含量较多,则需要计算上游水位降落情况下坝体内的浸润线在不同时间的位置,并进行相应的坝坡稳定分析。由于砂砾石可视为压缩性很小的材料,故可在达西定律基础上进行不稳定渗透计算,如第 7 章第 7.4 节所述。本算例使用了美国陆军工程师团土石坝设计手册中推荐的一个简化方法,计算水位降落过程中的坝壳浸润线位置。根据计算获得的浸润线位置,进行有效应力法计算,但心墙部分则使用了总强度指标。计算孔压和稳定分析的详细步骤已分别在第 6 章、第 7 章中介绍过。

表 13.5 混凝土面板堆石坝施工、竣工期最小安全系数

参数类型	上游坝坡				下游坝坡			
	无地震		7度地震		无地震		7度地震	
	安全系数	数据文件	安全系数	数据文件	安全系数	数据文件	安全系数	数据文件
线性参数 (c, ϕ)	1.406	Gbx1.1da	1.231	Gbx1.1da	1.514	1.2da	1.382	1zh
非线性参数 ($\phi_0, \Delta\phi_0$)	1.684	Gbx1n.1da	1.535	Gbx1n.1da	1.987	1n.2da	1.746	1nzh

表 13.6 混凝土面板堆石坝稳渗期最小安全系数

参数类型	下游坝坡			
	无地震		8度地震	
	安全系数	数据文件	安全系数	数据文件
线性参数(c, ϕ)	1.514	1.2da	1.311	1zh.2dat
非线性参数($\phi_0, \Delta\phi_0$)	2.011	1n.2da	1.683	1nzH.2dat

表 13.7 风化料心墙坝水位骤降期核算最小安全系数

库水位 (m)	参数类型	无地震		8度地震	
		安全系数	数据文件	安全系数	数据文件
1990.20	线性	1.367	2c	1.108	2czh
	非线性	2.205	2cn	1.649	2cnzh
1981.00	线性	1.386	2d	1.116	2dzh
	非线性	2.041	2dn	1.605	2dnzh
1975.00	线性	1.407	2e	0.900	2ezh
	非线性	1.998	2en	1.590	2enzh

13.3 小浪底水利枢纽大坝

13.3.1 基本情况

- (1) 项目来源: 黄河水利委员会勘测规划设计院。
- (2) 完成日期: 1999 年 4 月。
- (3) 设计阶段: 初步设计、技施设计和大坝安全鉴定。
- (4) 存档文件:

1) 小浪底水利枢纽土石坝边坡稳定分析, 黄河水利委员会勘测规划设计院, 水利水电科学研究院, 1994 年 4 月;

2) 小浪底水利枢纽土石坝工程安全检查自检报告, 黄河水利委员会勘测规划设计院, 1999 年 9 月。

13.3.2 工程概述

小浪底水利枢纽工程位于洛阳市以北黄河干流最后一个峡谷出口, 为一具有防洪、减淤、灌溉、发电等综合效益的大型水利枢纽。大坝最大坝高 167m, 覆盖层最深达 70m, 为斜墙堆石坝, 电站装机 156 万 kW。工程位于 7 度地震区, 按 8 度设防。大坝典型剖面见第 7 章图 7.1。

13.3.3 计算条件

1. 计算工况

计算上、下游坝坡施工期、正常运用期、库水位骤降期和地震期的稳定性。主要计算 217.5 断面。同时也复核了靠近左岸的坝基夹有软弱夹层的 310 断面。采用任意形状滑裂面, 分别复核沿夹泥层滑动和沿坝体内滑裂面滑动这两种情况。水库运用时的稳定分析考虑了库区泥沙淤积、不淤积两种情况。施工期, 主要计算了大坝填筑完成后, 库水位 250m 和 265m, 在坝内不形成浸润线的情况。此两水位主要是考虑当时大坝填筑进度的实际情况。

2. 强度指标

土料区的指标由黄河水利委员会小浪底工程质量检测联营体提供(小浪底主坝防渗体挖坑取样及现场试验成果综合分析报告), 1997.7.16 和 1999.1.22 两次报告成果。共计土样 37 个, 在此基础上提出的各种材料采用值见表 13.8。

13.3.4 计算成果

各计算剖面复核成果列于表 13.9~表 13.11, 典型工况计算简图如图 13.3 示。

13.3.5 讨论

小浪底大坝为壤土斜心墙坝, 因此, 坝坡稳定分析内容覆盖了上、下坝坡施工期, 稳定渗流期和库水位骤降期。由于坝基存在软弱夹层, 故还需要进行折线形状滑裂面的稳定分析, 并搜索临界滑裂面。

表 13.8 筑坝材料及坝基材料抗剪强度采用值

筑坝材料		容重(kN/m ³)		抗剪强度	
		湿容重	饱和容重	摩擦角 $\phi(^{\circ})$	粘聚力 $c(\text{kPa})$
1区	CD有效强度			19.4	20
	CU总强度	19.6	20.3	14	25
1B区	UU总强度			7.4	73
2A, 2B, 2C, 3A, 4A, 4B区		21.1	23	40	0
5区		20.8	21.7	28	30
河床砂卵石		22.2	22.2	33*	0
淤积物		17.6	17.6	0	0
砂岩		26	26	35	0
夹泥层		20.1	20.7	14.04	5

注 表中河床砂卵石静强度指标 $\phi=33^{\circ}$ ，动强度指标 $\phi=27^{\circ}$ 。

表 13.9 小浪底大坝 217.5 剖面复核成果（沿坝体内堆石滑动）

计算工况	数据文件	地震烈度	安全系数	淤积情况
不利水位230m	6	0	1.900	无淤积
	d6	8	1.469	
	7	0	2.070	无淤积
	d7	8	1.514	
施 工 期	230m水位	11	0	1.707
		d11	7	1.488
	250m水位	12	0	1.963
		d12	7	1.688
	265m水位	13	0	2.190
		d13	7	1.873
	230m水位	x11	0	1.781
		dx11	7	1.559
	250m水位	x12	0	1.880
		dx12	7	1.571
	265m水位	x13	0	2.102
		dx13	7	1.750
水位骤降275m→250m	8	0	1.850	无淤积
	9	0	1.687	

表 13.10 小浪底大坝 D0+217.50 断面上游坡稳定计算成果表（沿夹泥层滑动）

计算工况	数据文件	地震烈度	设计要求安全系数	复核计算安全系数	淤积情况
不利水位230.0m	2	0	1.5	1.486	无
	d2	8	1.3	1.026	
	1	0	1.5	2.103	淤积高程200m
	d1	8	1.3	1.301	
施工期	230m水位	y4	0	1.424	无
	dy4	7	1.2	1.216	
	250m水位	y5	0	1.436	
	dy5	7	1.2	1.186	
	265m水位	y10	0	1.569	
	dy10	7	1.2	1.277	
水位骤降	dd3	0	1.2	1.384	无

注 水位骤降为 275m→250m，滑裂面位置见图 13.3。

表 13.11 小浪底大坝 D0+310 断面上游坡稳定计算成果表（沿夹泥层滑动）

计算工况	数据文件	地震烈度	安全系数
下游不压坡	310	0	1.236
下游压坡	310b	0	1.638

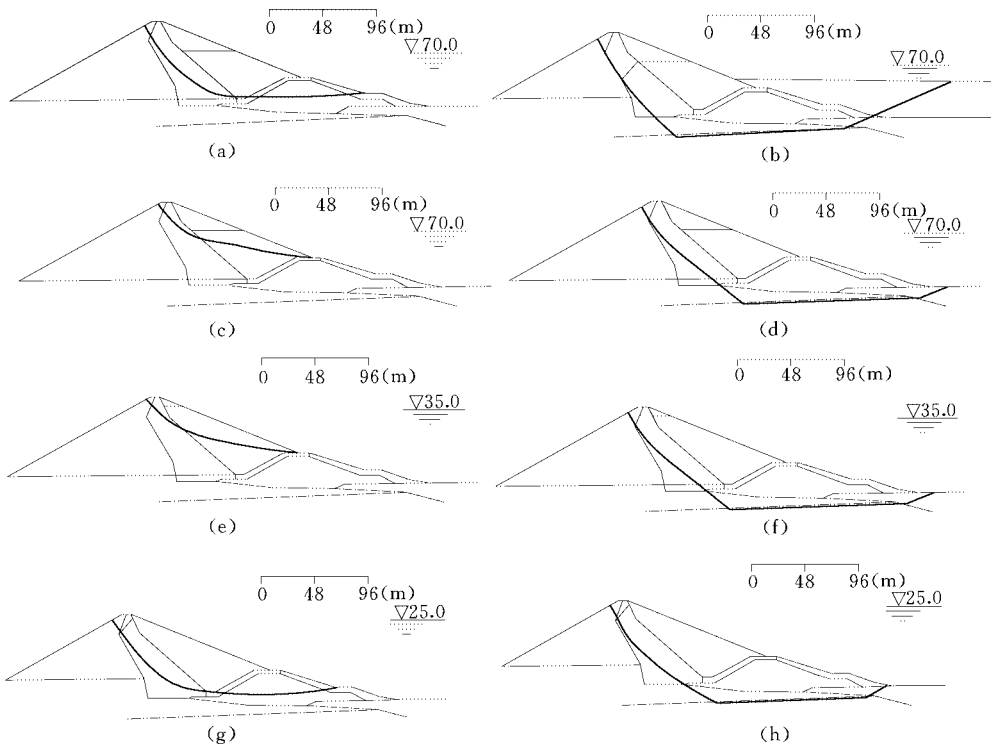


图 13.3 小浪底大坝主要工况稳定计算成果

(a) 11; (b) 1; (c) x11; (d) y4; (e) x13; (f) dy10; (g) 8; (h) dd3

黄河水利委员会设计院是较早使用 STAB 程序的一个单位。小浪底工程大坝也是在我国较早使用第 7 章介绍的库水位骤降总应力法分析步骤的一个工程。本节所列的成果是设计院独立完成的, 并作为正式成果列入大坝安全鉴定自检报告。本书作者作为大坝安全鉴定专家, 对分析成果进行了复核。

本次计算一律采用了非圆弧形的滑裂面, 对于穿越坝体的滑裂面, 采用了 STAB 程序中光滑曲线生成滑裂面的功能。

13.4 三峡工程 3 坝段坝基深层抗滑稳定分析

13.4.1 基本情况

- (1) 项目来源: 三峡开发总公司技术委员会。
- (2) 完成日期: 1997 年 6 月。
- (3) 设计阶段: 技施设计。
- (4) 存档文件:
 - 1) 三峡工程 3 坝段坝基深层抗滑稳定分析, 中国水利水电科学研究院, 1997 年 6 月, GE-97-3-017;
 - 2) 长江三峡 1-5 坝段岩体节理统计和连通率研究, 中国水利水电科学研究院, 1996 年, GE-96-3-017;
 - 3) 长江三峡 1-5 坝段岩体节理统计和连通率研究补充报告, 中国水利水电科学研究院, 1996 年, GE-96-3-026;
 - 4) 三峡大坝左厂 1[#]~5[#]坝段抗滑稳定深化设计专题报告, 水利部长江水利委员会, 1996 年 6 月。

13.4.2 工程概述

三峡工程大坝左、右岸坝段建基面抬高, 坝高相对降低, 在右岸 3 坝段坝基与厂房建基面高程相差 60m, 形成了一个坡度约为 1:1.5 的开挖面 (图 13.4), 而此坝段高仅为 60m。坝基岩体存在着倾向与坝基开挖边坡基本一致的中缓倾角裂隙, 大坝与坝基的抗滑稳定成为一个令人关注的问题。

根据现场地质勘探的成果, 在 3 坝段的坝基存在着连通率较高的一组缓倾角结构面组合, 这组结构面通过接近坝底的 A 点 (图 13.5)。同时, 也存在其它可能的结构面组合。本文采用边坡稳定分析极限平衡法进行大坝深层抗滑稳定分析。

13.4.3 计算条件

1. 计算工况

- (1) 设计水位为上游 175m, 下游 62m; 相应的校核水位为上游 180.4m, 下游 83.1m。稳定分析以设计工况为主, 校核工况仅计算个别滑面。

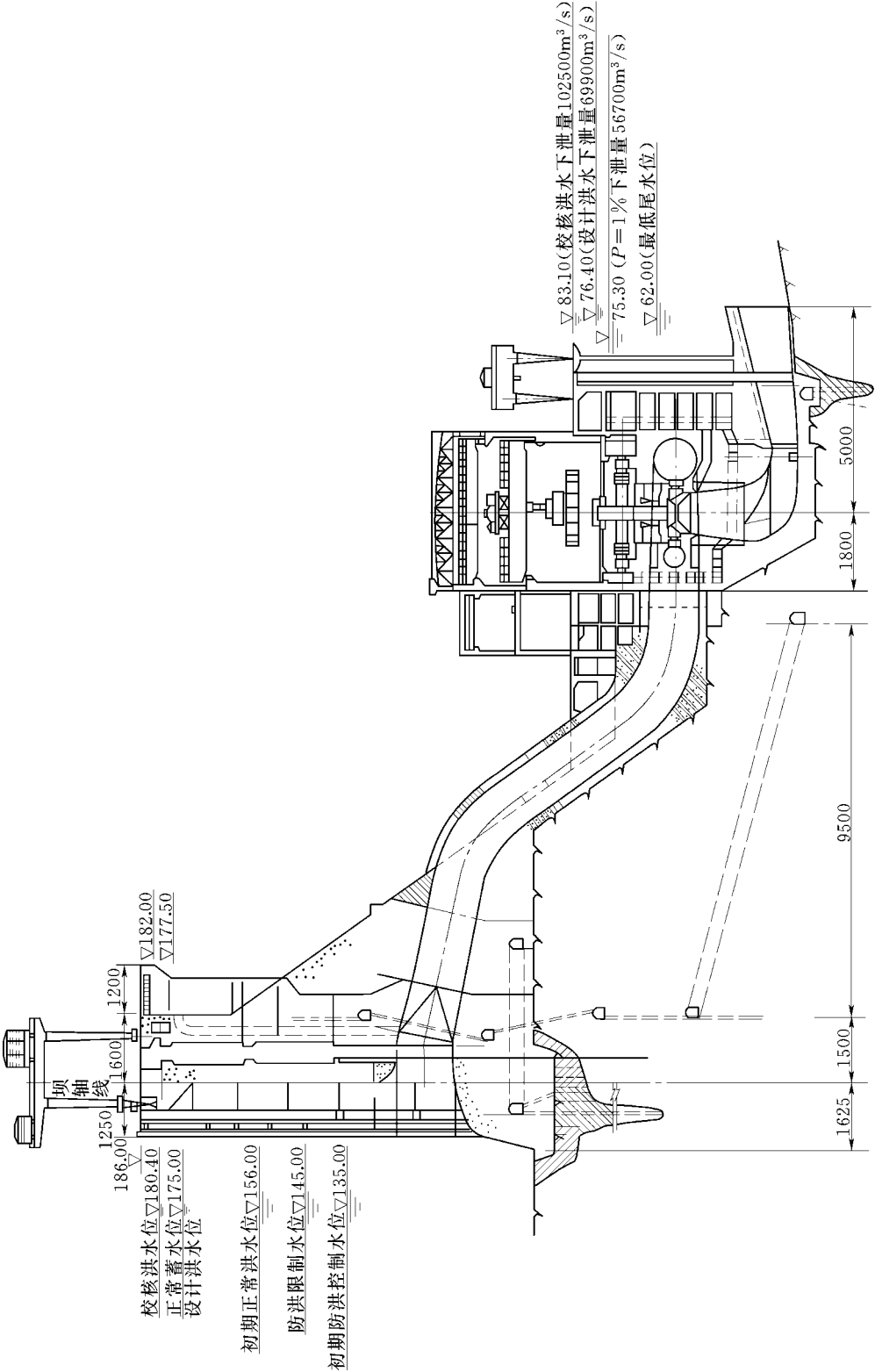


图 13.4 三峡大坝 3 坝段典型剖面图 (单位: m)

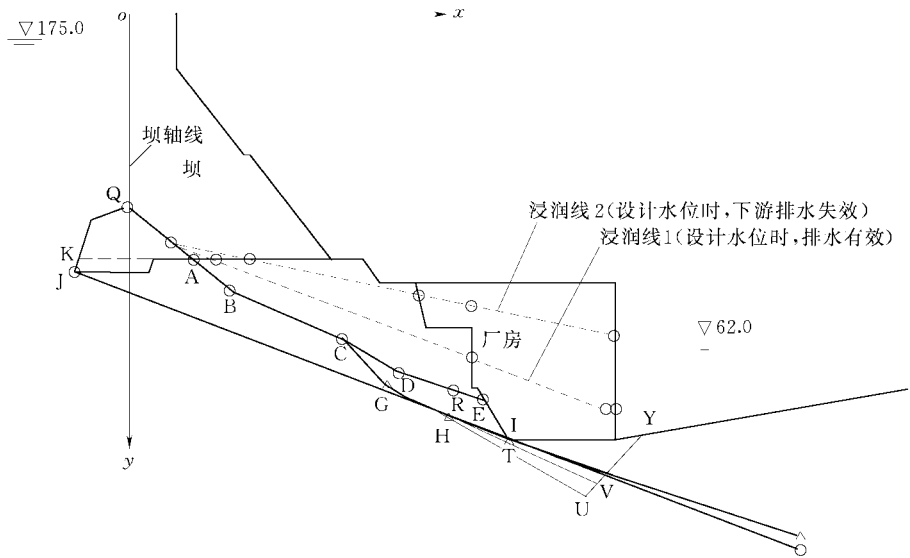


图 13.5 三峡大坝 3 坝段坝体和地基联合抗滑稳定计算简图

(2) 三峡大坝下游采用抽排的方式降低扬压力，这样，在排水系统正常工作的条件下，扬压力图形为：

- 1) 坝基基岩第一道帷幕排水孔处(19+995)，扬压力折减系数为 0.25；
- 2) 坝基基岩第二道排水孔处(20+015)，折减系数为 0.50；
- 3) 厂房基岩下游侧帷幕排水孔处(20+164)，折减系数为 0.30。

对于重力坝稳定分析中的扬压力，在使用条分法计算时，仍通过输入浸润线的方法实现。

由于三峡大坝基岩内存在着中缓倾角结构面，长委会通过详细的地质勘探，提供了 3 坝段可能出现的长大裂隙的剖面图。根据这一基础资料，稳定分析在坝体单独和厂坝联合情况下的复核工况如下：

(1) 复核包括坝体单独抗滑和厂坝联合抗滑两种情况。每个情况均考虑下游抽排失效浸润线抬高的情况。在坝体单独抗滑时，由于下游抽排，故下游坡外无水位，因此在这种特定的条件下，抽排在降低扬压力的同时，也失去了作用于坝下游岩坡上的反向水推力，造成了不利因素，因此，计算了不采用抽排，下游水位 42m 的工况。

(2) 坝体与地基联合抗滑，厂房的重量无疑会增加坝体的稳定性。本次计算在处理厂房的重量时，将主厂房与副厂房按提供的重量，等效地座落在相应的位置上。

因坝体单独抗滑的安全系数在下游排水失效及校核水位均与设计工况差别较小，厂坝联合抗滑时，没有再核算这个工况。

2. 强度指标

完整岩体，混凝土和结构面的抗剪强度见表 13.12。表 13.13 为沿各滑移路径的岩体连通率，用 k 表示，其与岩体力学指标 c 、 ϕ 的关系为

$$c = c_r(1 - k) + c_jk \tag{13.1}$$

$$f = f_r(1 - k) + f_jk \tag{13.2}$$

式中： c_r 为岩体的粘聚力； f_r 为岩体的摩擦系数； $f = \tan \phi$ ； c_j 为结构面的粘聚力； f_j 为结构面的摩擦系数。

表 13.12 设计院提供的材料参数和接触面抗剪强度参数

材料号	材料名	容重 $\gamma(9.8\text{kN/m}^3)$	摩擦系数 $f(\tan \phi)$	摩擦角 $\phi(^{\circ})$	粘聚力 $c(\text{MPa})$
1	混凝土	2.45	1.10	47.73	3.00
2	微新岩体	2.70	1.70	59.53	2.00
3	岩桥（连通率 $k=11.5\%$ ）	2.70	1.59	57.83	1.79
4	岩体结构面	2.70	0.70	35.00	0.20
5	混凝土/厂房基岩接触面		1.25	51.34	1.50

表 13.13 根据地质概化模型指定的各段连通率（图 13.5）

序号	滑移路径 (见图13.5)	1		2		3	
		分段	k	分段	k	分段	k
1	QABCDRE	QA	0%	ABCDR	100%	RE	11.5%
2	QABCGHI	QA	0%	ABCGH	100%	HI	11.5%
3	JI	JI	35.9%				
4	QABCGHTUY	QA	0%	ABCGHT	76.9%	UY	100%
5	QABCGHTVY	QA	0%	ABCGHT	75.3%	VY	100%

3. 滑动模式（图 13.5）

(1) 坝体与地基单独抗剪，不考虑厂房作用。

(a) 沿滑面 QABCDE 滑动。QA 段在坝体内，起点 Q 选在坝体上游体型突变且断面最小处，ABCDR 为结构面，连通率为 100%；RE 为岩桥，长 26.9m，连通率 k 为 11.5%。其力学指标见表 13.12 的 1、4 和 3 材料。

上游水位 175m，下游水位 62m，上、下游排水均有效，浸润线位置见图 13.5 中浸润线 1。

上游水位 175m，下游水位 62m，下游排水失效，浸润线位置见图 13.5 中浸润线 2。

上游水位 175m，下游坡面无水，上、下游排水仍均有效，但考虑厂、坝分开，厂房起挡水作用，虽扬压力能传递过去，但所研究的滑动体下游无水。在计算处理时，相当于无坡外水位，但浸润线仍与排水有效时相同，仍为图 13.5 中的浸润线 1。此情况为设计要求复核的工况。

(b) 沿滑面 QABCGHI 滑动。QA 段在坝体内，ABCGH 为结构面，连通率为 100%；HI 为岩桥，长 24.4m，连通率 k 为 11.5%。力学指标见表 13.12 的 1、4 和 3 材料。

其它项与(1)项相应项相同。另外复核校核上游水位 180.4m，下游水位 83.1m，上、下游排水均有效。

(c) 沿滑面 JI 滑动。整个滑面均在地基中。长委会提供 JI 滑面平均连通率为 35.9%，为了了解 JI 滑面的力学指标对安全系数的影响，对某些工况作了敏感计算。中国水利水电

科学研究院根据勘探提供的定位的长大裂隙进行连通率计算, 建议采用 68.75% 作为一种校核的工况。计算工况与滑面 2 相同, 见图 13.5。

(d) 沿滑面 KABCGHI 滑动。见图 13.5, 沿坝基与地基接触面 KA 和结构面 ABCGHI 滑动。KA 段参数取表 13.12 中 5 号材料 (混凝土 / 厂房基岩), ABCGHI 段取表 13.12 中相应指标。

仅计算设计工况, 即上游水位 175m, 下游水位 62m, 上、下游排水均有效, 浸润线位置见图 13.5 中浸润线 1。本工况也是指定的复核工况。

(2) 坝体与厂房联合抗剪。厂坝联合抗滑, 主要校核以下三个情况:

(a) 滑面从厂基下滑出。在这一工况中, 这一情况又分为厂房和地基接触面采用混凝土和基岩接触面指标和采用 $k=50\%$ 的节理岩体指标两种情况;

(b) 滑动体从厂房下游滑出。底面呈圆弧形状, 这一失稳模式是否成立取决于对厂房下游节理岩体抗剪强度的认识。由于设计没有给出统一的规定, 本次复核参考了中国水利水电科学研究院网络模拟的成果, 按连通率 $k=50\%$ 确定这部分岩体的抗剪强度。用程序的搜索功能找出失稳的最小安全系数。

(c) 按指定结构面组合滑动。复核沿 QABCGHTUY 和 QABCGHTUY 抗滑稳定安全系数。

上述各滑移路径各段连通率详见表 13.13。

13.4.4 坝体与地基单独抗滑的计算成果

1. 设计工况

本工况相应设计水位, 下游抽排, 厂房挡水, 故坝后无水位。计算成果汇总于表 13.14。

对滑面 QABCDE 工况 1-3 和 QABCGHI 工况 2-3, 计算安全系数分别为 2.793 和 2.539, 距重力坝要求的安全系数尚有差距。

对滑面 JI (工况 3-3), 如果使用设计提供的连通率 $k=35.9\%$, 则安全系数 $F=3.235$, 但如使用水科院根据长委会勘测院提供的定位结构面进行网络模拟的成果 $k=68.75\%$, 则 $F=2.098$ 。

2. 其它情况

对大坝单独挡水, 还进行了以下情况的复核。

(1) 上述分析是考虑抽排有效但厂房在下游挡水的情况下进行的, 如果让厂房泡在水中, 下游水位直接作用于下游边坡面上, 则在下游可增加 40m 水压力。情况 1-1 和 2-1 给出了相应滑面 QABCDE 和 QABCGHI 的安全系数, 分别为 2.879 和 2.703。安全系数可提高 0.1 至 0.2。但仍未达到重力坝要求的安全系数值。

(2) 情况 1-3、2-3、3-3 (相应 $k=35.9\%$ 情况) 分别给出了相应设计工况, 但一旦抽排失效扬压力增加时安全系数值为 2.791 (工况 1-2), 2.620 (工况 2-2) 和 3.324 (工况 3-2), 可知抽排失效尽管增加了扬压力, 但下游水位作用于坝坡面, 故安全系数并无实质性削弱。对以上工况, 大部分都进行了土条间力的复核, 图 13.6 为情况 1-1 相应的底滑面和条间力的分布图, 可见未出现拉力和剪力破坏, 因此, 可视为可接受的解。

表 13.14 三峡坝体单独抗滑稳定安全系数 F

滑 面	工 况			F	文件	
QABCDE	$H_{\pm} =$	1-1	下游坡外水位42.0m	2.879	g31	
	175m	1-2	下游排水失效	2.791	g31-u	
	$H_{\mp} = 62\text{m}$	1-3	下游无坡外水位	2.793	g31-m	
QABCGHI	$H_{\pm} =$	2-1	下游坡外水位42.0m	2.703	g32	
	175m	2-2	下游排水失效	2.620	g32-u	
	$H_{\mp} = 62\text{m}$	2-3	下游无坡外水位	2.539	g32-m	
	2-4	上、下游均为校核水位		1.767	g32-x	
JI	$H_{\pm} =$ 175m $H_{\mp} = 62\text{m}$	3-1	JI段 $k = 35.9\%$	3.427	g33-1	
			$k = 45\%$	3.091	g33-2	
			$k = 58\%$	2.615	g33-3	
			$k = 68.75\%$	2.223	g33-4	
			$k = 80\%$	1.811	g33-5	
			$k = 100\%$	1.080	g33-6	
		3-2	下游排水失 效	$k = 35.9\%$	3.324	g33-1u
			$k = 68.75\%$	2.147	g33-4u	
			$k = 100\%$	1.028	g33-6u	
		3-3	下游坡外无 水	$k = 35.9\%$	3.235	g33-1m
				$k = 45\%$	2.921	g33-2m
				$k = 58\%$	2.470	g33-3m
				$k = 68.75\%$	2.098	g33-4m
				$k = 80\%$	1.708	g33-5m
				$k = 100\%$	1.015	g33-6m
	3-4	上下游均为校核水位		$k = 68.75\%$	2.238	g33-4x
KABCGHI	$H_{\pm} = 175, H_{\mp} = 62$, 排水有效, 坡 外无水			2.779	g34-m	

注 k 为连通率。

(3) 核算滑面 KABCGHI 情况 4, 安全系数为 2.779。从计算成果中发现, 由于滑面 KA 过渡到 AB 出现巨大转折, 导致所获得的土条间作用力出现大范围拉力区, 应视为不能接受的解。

以上分析表明, 在大坝单独挡水时, 3 坝段的抗滑稳定安全系数尚嫌不足。

13.4.5 坝体和厂房联合抗滑稳定分析

厂坝联合抗剪计算成果汇总于表 13.15。

本工况相应上游设计水位 175m, 下游 62m。厂坝联合抗滑时校核了两种可能的情况, 即沿厂房与基础接触面和沿深层滑动并在下游某点逸出的工况。对沿深层滑动工况, 如按本次核算设定的 $k = 50\%$ 确定厂基下岩体的抗剪强度, 则程序的自动搜索功能最终还是收敛到了沿厂房与基岩接触面的这一条滑面上, 故认定厂坝联合作用控制的滑面仍是厂房和基岩的接触面。

分析计算成果得知, 对指定滑面 QABCGHI 沿厂房与基础接触面滑动的使用接触面强度指标安全系数为 4.284 (工况 5-1), 采用 50% 连通率的岩体指标相应安全系数 4.018 (工况 5-2), 均大于要求的安全系数, 而深层滑动的安全系数为 4.737 (工况 5-3), 更不是控制工况。

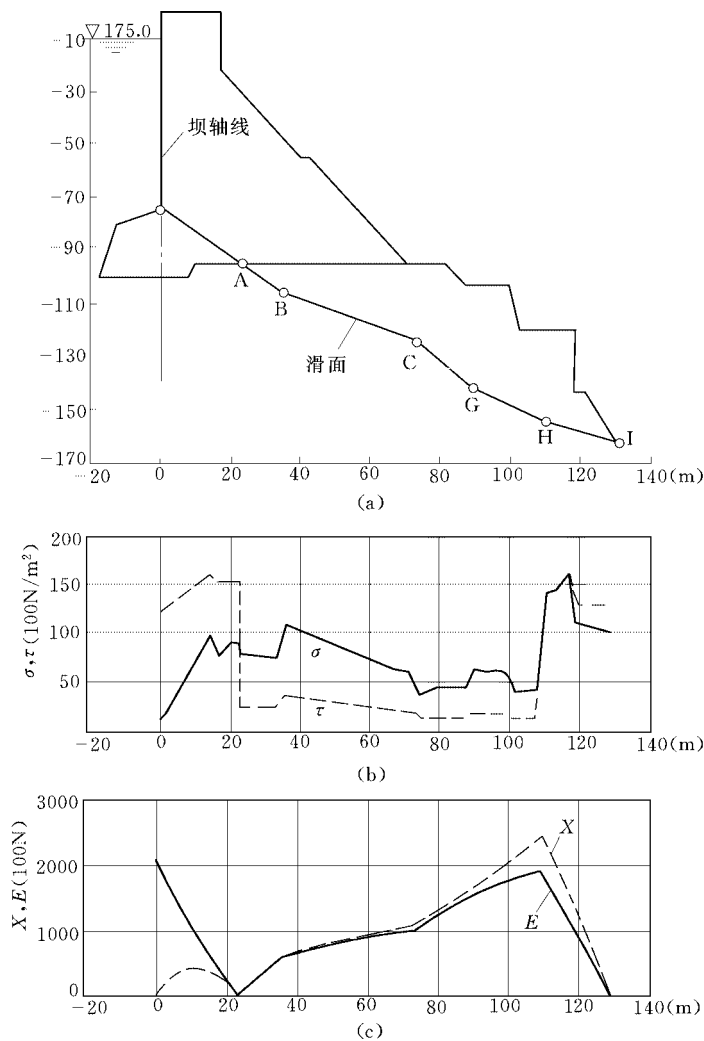


图 13.6 坝体单独抗滑沿 QABCGHI 滑面内力分布

(a) 情况 1-1 计算简图; (b) 底滑面上法向应力 σ 和剪应力 τ 分布; (c) 条间力 X 和法向力 E 的分布

从整个受力体系分析来看, 厂坝沿 JI 路线更易滑出。在复核这一情况时, 采用了 JI 的连通率为 35.9% (设计提供), 68.75% (中国水利水电科学研究院成果) 和 100% (极端情况) 进行分析, 成果参见表 13.15。可见, 除 $k=100\%$ 情况下安全系数低于 3, 其它工况的安全系数均大于 3。

对设计指定的滑裂面 TUY 以及 TVY (情况 7-1 和 7-2), 由于反翘段太陡, 采用严格满足力和力矩平衡要求的方法得不到收敛解, 采用仅考虑力的平衡的方法 (陆军工程师团法), 假定土条侧向力倾角为 20° , 分别得到安全系数 4.337 和 4.224。

同时, 还校核了抽排失效情况 (工况 6-4 和 6-5), 安全系数无实质性的减小。

图 13.7 示部分工况计算图形。

表 13.15 坝体与厂房联合抗滑稳定安全系数 F

滑面	工况	滑出位置	采用的参数	F	文件
QABCG HI	$H_L = 175\text{m}$ $H_T = 62\text{m}$ 上、下游 排水有效	沿厂房与厂基接 触面, 工况5-1	同表1*	4.284	g32Lc
		从厂房基础下滑 出, 工况5-2	厂基、下游地基及 HI的延长段	4.018	g32L1
		从厂房下游基础 滑出, 工况5-3	取 $k = 50\%$, $c = 1.1\text{MPa}$, $f' = 1.5\text{MPa}$	4.737	g32Lf2
JI		沿厂房与厂基接 触面滑出, 工况 6-1	II段 $k = 35.9\%$ $k = 68.75\%$ $k = 100\%$	4.650 3.528 2.512	g33Lc1 g33Lc2 g33Lc3
		从厂房基础下滑 出, 工况6-2	$k = 35.9\%$ $k = 68.75\%$ $k = 100\%$	4.406 3.268 2.312	g33Lf4 g33Lf5 g33Lf6
		从厂房下游基础 滑出, 工况6-3	$k = 35.9\%$ $k = 68.75\%$ $k = 100\%$	5.050 4.260 2.993	g33Lf1 g33Lf2 g33Lf3
		沿厂房与厂基接 触面滑出, 工况 6-4	II段 $k = 35.9\%$	4.652	g33Lc4
			$k = 68.75\%$	3.517	g33Lc5
			$k = 100\%$	2.498	g33Lc6
		沿厂房与厂基接 触面滑出, 工况 6-5	$k = 35.9\%^*$	4.815	g33Lc7
			$k = 68.75\%$	3.615	g33Lc8
			$k = 100\%$	2.529	g33Lc9
QABCG HTUY	$H_L = 175\text{m}$ $H_T = 62\text{m}$ 只下游排水有效	深层滑动*, 工况7-1	$k = 76.9\%$	4.337	g33u
QABCG HTVY	$H_L = 175\text{m}$ $H_T = 62\text{m}$ 只下游排水有效	深层滑动*, 工况7-2	$k = 75.3\%$	4.224	g33s

注 1. 标*号者为设计规定的计算工况, k 为连通率;
2. 工况 7-1 和 7-2 无法获得 Morgenstern-Price 法的收敛解, 所列安全系数为仅满足力平衡条件的解。

13.4.6 讨论

由于三峡大坝的重要性, 3 坝段的抗滑稳定受到普遍的关注。其中一个焦点问题是按照传统的极限平衡分析方法, 其安全系数是否能满足重力坝规范对抗滑稳定的要求。如果大坝单独抗滑安全系数不能满足要求, 厂房与大坝连在一起, 在厂坝联合作用的条件下其抗滑稳定安全系数能否满足要求。

应该说, 很早人们就注意到了应用土坡稳定分析中的通用条分法来进行重力坝抗滑稳定计算的可行性。Hamel(1978)[●]中曾介绍过对位于美国宾夕法尼亚匹兹堡东北约 80km

[●] Hamel, V., Long, S. and Farguson, H. (1978), Mohony Dam foundation re-evluation, Rock Engineering for Foundations and Slopes, ASCE Conference, Vol. 1, pp.217,244.

的 Mohoning 重力坝进行稳定分析的实例。该坝建于 1941 年。坝高 40m，坝顶长 282m。坝基为厚层砂岩，夹有页岩、粉砂岩和少量炭质夹层。岩层稍有折曲，层面缓倾向下游，倾角约 2° 。大坝平面布置见图 13.8。

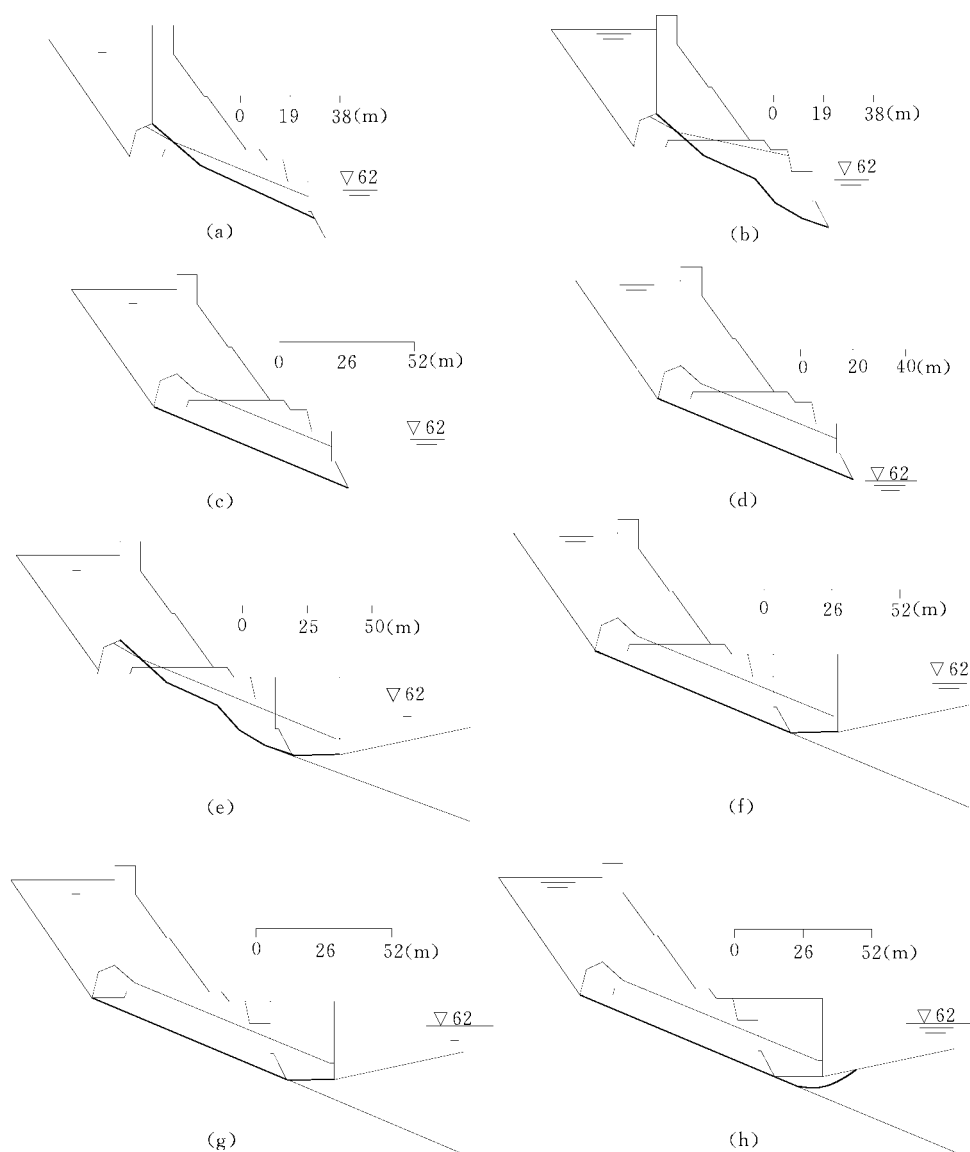


图 13.7 三峡大坝 3 坝段主要工况计算成果

(a) g31; (b) g32-u; (c) g33-4; (d) g33-4m; (e) g32Lf1; (f) g33Lc2; (g) g33Lf5; (h) g33Lf2

匹兹堡地区设计部门认为 Mohoning 重力坝原先采用的按传统方法所做的抗滑稳定分析有一定的缺陷，因此，在 1974~1975 年期间采用 Morgenstern-Price 方法对该坝重新进行抗滑稳定性的评定。在进行稳定分析时，根据建坝时和当时补充勘探试验资料，选定基岩物理力学性参数。计算分析中将坝体和坝基进行条分，按作用在条块上的力矩平衡和应力传递原理，对第 10（溢流）、15 和 18（非溢流）坝段，相应上、下游不同水位情况进行计算，求得坝底面及其下不同深度基岩的抗滑稳定安全系数。以第 10 坝段为例，图 13.9 给出坝基 1/3

部分排水情况的坝基抗滑稳定安全的系数。文献作者认为, Morgenstern-Price 方法可为重力坝和其他水工建筑物以岩、土边坡抗滑稳定分析提供有效的工具。

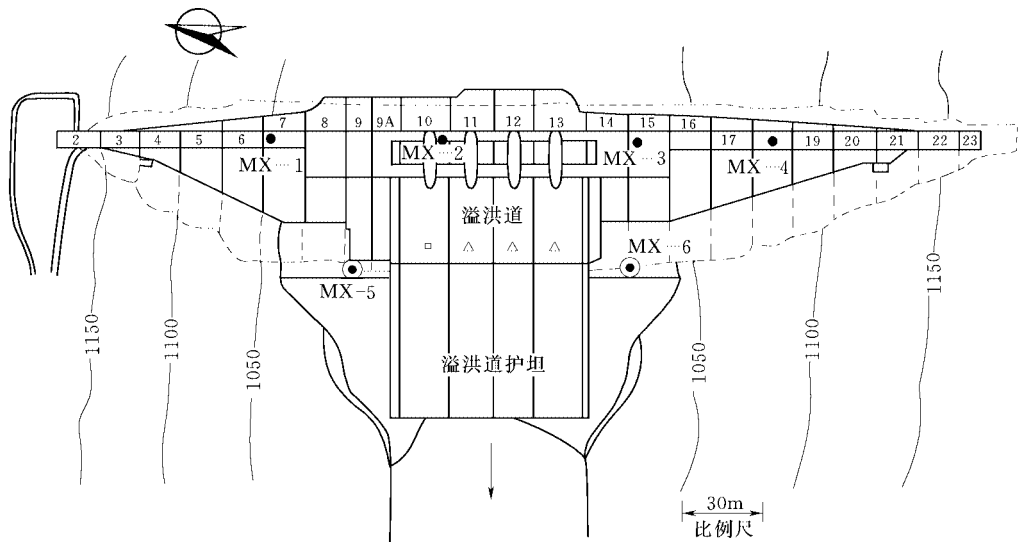


图 13.8 Mohoning 大坝平面布置图

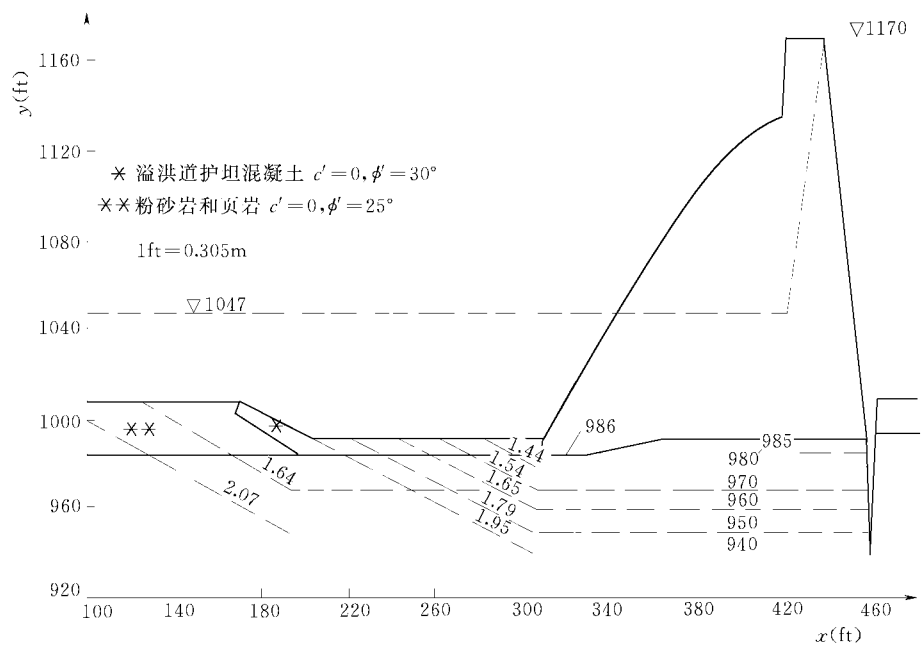


图 13.9 第 10 坝段抗滑稳定安全系数图 (按溢洪道设计洪水和坝基 1/3 排水)

参加三峡 3 坝段稳定复核工作的各单位, 相应同样的基础数据, 独立地采用“刚体极限平衡法”进行分析, 在一些控制工况得到了不同的安全系数, 主要原因在于对条块间侧向力的倾角的假定采用了不同的处理方法。笔者在本节提出的这套计算结果有别于其它成果的主要点是使用了通用条分法, 也就是在静力平衡基础上增加了一个力矩平衡的要求, 因而不必

对条块间作用力的倾角的具体数值进行假定。由于方法更为严密,其成果有可能更符合实际。

从应用 STAB 程序的特点来说,对库水位的处理方法是值得一提的。可以看到,在进行重力坝的坝基抗滑稳定分析时,我们将坝体混凝土看作是边坡的一部分,对于库水采用了以下两种处理方法:

1) 将库水也看成一种材料 (即 $c=0$, $\phi=0$, $\gamma=\text{水容重}$);

2) 将库水位看成是一条浸润线,将上游的垂直坝面当作一条拉力缝,使用 STAB 程序中拉力缝并充水的功能,以实现在坝面作用一个静水压力的边界条件。

这两种方法都可以获得合理的成果。但是这一功能扩充,导致了对 STAB 程序的新要求,即要求拉力缝内的水位高度不一定与缝顶齐平。允许在拉力缝内作用一个设定的高度水压力。第 12 章[例题 27]和[例题 29]为两个实例。

13.5 小浪底库岸河岸边坡稳定分析

13.5.1 基本情况

(1) 项目来源:小浪底工程建设局。

(2) 完成日期:1999 年 4 月。

(3) 设计阶段:技施设计和大坝安全鉴定。

(4) 存档文件:

1) 小浪底水利枢纽大坝安全鉴定报告,中国水利水电科学研究院,1990 年 9 月;

2) 小浪底水利枢纽土石坝工程安全检查自检报告,黄河水利委员会勘测规划设计院,1999 年 9 月。

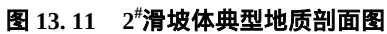
13.5.2 工程概述

小浪底枢纽除主体工程外还包括若干天然边坡,其中位于库区右岸的 1[#]滑坡体、2[#]滑坡体及位于大坝下游的东苗家滑坡体由于均离坝较近,对其稳定性需作专题研究。

1. 1[#]滑坡体

1[#]滑坡体位于坝址上游水库右岸,滑坡体上下游均为冲沟。滑体长 650m,宽 400m,最大厚度 80 余米,总体积 $1,100 \times 10^4 \text{ m}^3$ 。

滑坡体后缘以 F_{10} 断层为界,高程 30m。前缘濒临黄河,出口高程 130m,已深埋于地下,其上沉积有 20m 厚砂卵石层。 F_{10} 断层为滑坡体的后缘切割面,上下游侧向切割面不明显,主要受控于走向近 S-N 的裂隙。底滑面(滑床)为 T_1^3 层下部的泥化夹层。滑床形态基本与地层产状一致,主滑方向为 NE18°,滑面倾角 13°~20°。后部靠近 F_{10} 断层处受断层牵引,滑面局部倾角可达 40°。前缘 35~40m,滑床为反翘段或平段,倾角从 5°到反向 10°(图 13.10)。滑带物质随部位不同而不同,滑床中下部的滑带厚 2~3m,普遍含滑带泥;滑体后部的滑带物质搓碎程度较轻,粒度较粗,多为岩屑、岩粉及岩块,力学指标相应亦较高。滑体中地下水位一般在 137~140m(滑带上下未分层的混合水位)。滑坡后缘平台宽约 120m,其上堆积的崩坡积层中,沿后缘拉裂带常形成塌陷坑。



(a) 西部; (b) 东部

2. 2[#]滑坡体

2[#]滑坡紧邻 1[#]滑坡, 上游侧以 1 号冲沟为界, 下游侧为 6 号冲沟, 后缘以 F_{10} 为界。前缘濒临黄河, 南北长 200~300m, 东西累计宽约 750m。滑坡体平均厚 25.8m, 总方量约 $410 \times 10^4 \text{ m}^3$ 。滑坡体后缘高程 300m, 前缘剪出口高程 150m, 高出黄河河床 10~30m(图 13.11)。该滑体内发育有 5~6 条垂直河流方向的冲沟, 将山体切割成一系列沟梁状地形, 表明该滑坡已严重解体。目前除 1~2 号沟和 2~3 号沟间滑体保留较完整外, 3[#]沟至 6[#]沟间滑体前缘大部已被 II 级阶地侵蚀掉, 仅在后缘有部分残留物。

对 2[#]滑坡的滑面形态和滑带物质组成, 已有的勘探工作揭露得不如 1[#]滑坡充分, 总体上整个底滑面西高东低, 切割 T_1^3 、 T_1^4 岩组。主要部分仍沿上述两岩组的层间泥化带发育。滑面前部产状为 $NE20^\circ$, 倾角 $10^\circ \sim 12^\circ$, 后部受 F_{10} 断层的影响, 倾角变陡($12^\circ \sim 65^\circ$)。

3. 东苗家滑坡体

东苗家滑坡在坝下游约 2km 的黄河右岸, 与左岸泄洪、排沙和发电尾水渠的出口遥相对应, 其稳定性对于工程泄水建筑物的正常运行和河道的正常过流关系重大。滑坡位于黄河右岸有砂土和黄土覆盖的基岩斜坡上, 两侧以冲沟为界, 前缘凸入黄河约 60m, 坡脚高程 135m 左右。后缘为高程 250~270m 的四级阶地, 平面上呈圈椅状, 中后部为多级台阶式地形, 前部为一平均坡度为 30° 左右的斜坡(图 13.12)。滑体南北长 400m, 东西宽 350m, 平均厚度 35m, 体积约 500 万 m^3 。滑体沿岩层倾向滑动, 滑动方向由南向北, 与河流近垂直。

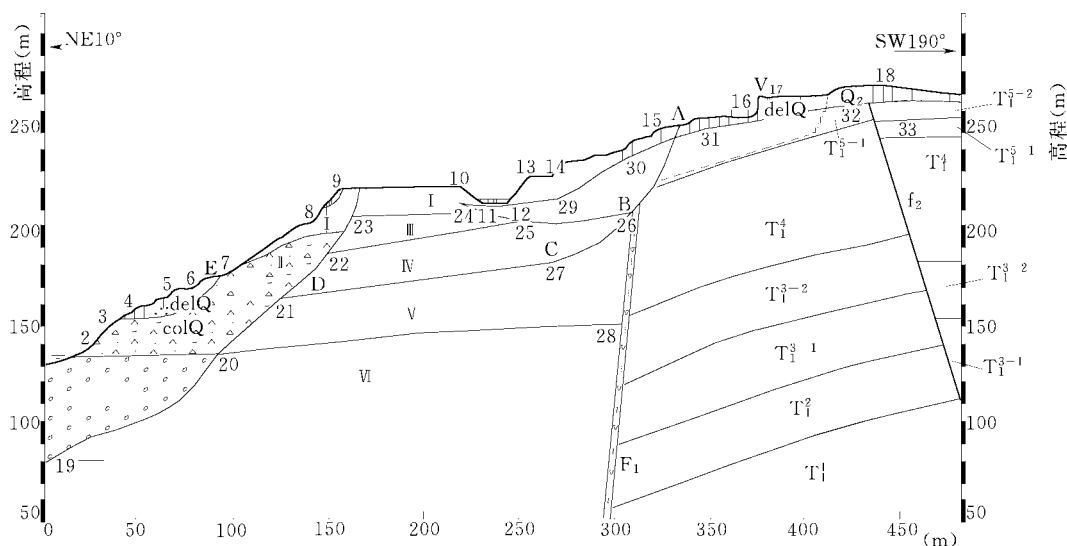


图 13.12 东苗家滑坡体典型地质剖面图

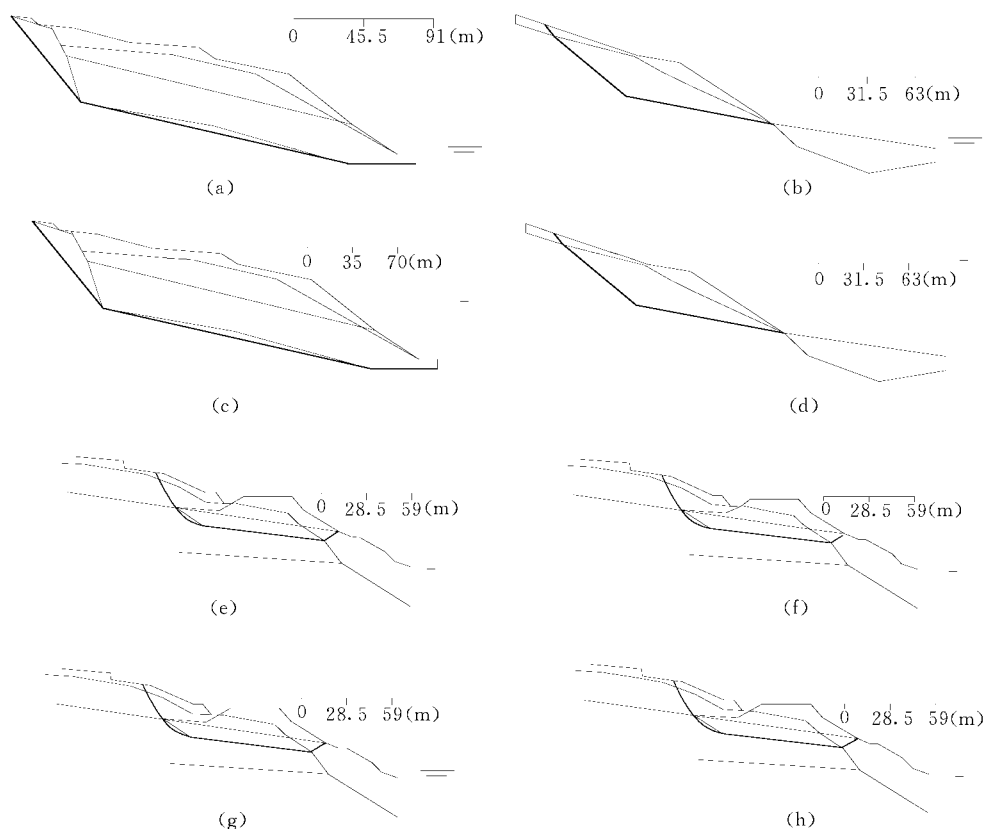


图 13.13 小浪底库岸河岸边坡稳定计算成果

(a) 1hp; (b) Hpx; (c) Hp-275; (d) Hpx-275; (e) 4dmj-1; (f) 2dmj-1; (g) 4dmj-2; (h) 2dmj-2

滑坡体后缘以 F_1 断层为界。前部为滑塌堆积体。根据滑坡体变形破坏特征, 可将滑坡分为三个部分: 后部拉裂变形体, 分布于 F_1 断层以南至最南端地表裂缝间, 宽 90m, 主要表现为岩体拉裂变形, 深 20~30m; 中后部滑移变形体, 是滑坡的主体, 具统一滑面, 以整体滑移为主, 宽约 170m。地面高程 219~250m, 其上发育有 4 条明显的弧形裂缝。滑体内岩层保持原层位关系, 但岩体表现松弛、拉裂、错位、裂隙张开, 局部架空, 倾角变陡($20^\circ \sim 60^\circ$), 且夹有多层层间夹泥层, 表明中后部滑坡体, 除整体滑移外, 尚有多层多级分块滑移。位于滑坡前部 130~219m 高程间。后缘以 1[#]裂缝为界, 前部覆于河床砂砾石层以上, 宽 30~70m, 主要由风化严重的岩块夹土组成, 厚 20~40m。滑体中地下水一般变化在 135~180m 间 (滑带上下未分层的混合水位), 滑带以上岩体透水性极强, 渗透系数 K 值一般在 7.2~26.8m/d 之间, 钻进均不返水; 滑带以下完整基岩透水性中等至较弱, K 值变化在 0.05~0.5m/d。垂直岸坡开挖的 1[#]排水洞, 穿至滑带以上岩体中见多处渗水, 滴水 and 线状水流, 水量随洞深增加而增大。

滑带的高程为 160~180m, 总体倾向 20° , 倾角 $6^\circ \sim 10^\circ$, 为 T_1^{7-4} 岩组中的泥化夹层, 属全泥型和泥夹碎屑型, 厚 2~70cm, 见擦痕和镜面。泥化夹层的天然含水量 12%~22.4%, 平均值 16%。干密度 1.79~2.12g/cm³, 平均值 1.96g/cm³。粉粒含量 23%~47%, 平均值 37%, 粘粒含量 21%~53%, 平均值 33%。粘土矿物以伊利石为主。

对东苗家滑坡体耗费了巨大投资进行加固。主要的工程措施是在滑坡体内开挖了排水廊道（见图 13.14），这一措施取得了较好的效果，见图中从排水管中漏出的水。



图 13.14 东苗家排水廊道

13.5.3 计算条件

1. 计算工况

计算各滑坡体在水库蓄水前后以及遭遇地震时的稳定情况。

2. 强度指标

小浪底的 3 个滑坡体稳定计算的参数列于表 13.16 和表 13.17。由于东苗家滑坡体在整个勘探过程中未对滑带泥进行剪切试验，其参数主要根据工程类比法确定，故仅能对相应滑带的摩擦系数 f 为 0.22、0.23、0.25 的计算指标进行敏感计算，以分析其对滑坡体稳定性的影响。

表 13.16 1[#]、2[#]滑坡体稳定性计算参数

材 料	计算指标					
	天然容重(9.8kN/m ³)		内摩擦角(°)		粘聚力(kPa)	
	1 [#]	2 [#]	1 [#]	2 [#]	1 [#]	2 [#]
砂砾石	2.1	2.1	35.0	35.0	0	0
黄土	1.7	1.7	24.0	24.0	20	20
滑坡体物质	2.37	2.37	27.4	27.9	15	15
前缘反翘段	2.1		35.0		0	
前部滑带（泥带）	2.7	2.3	12.4	16.7	5	5
后部滑带	2.1	2.3	17.7	27.9	5	0
后缘滑面	2.3		27.9		0	
滑床		2.62		40.0		50

表 13.17 东苗家滑坡体稳定性计算参数

材 料	计算指标		
	天然容重(9.8kN/m ³)	粘聚力(kPa)	摩擦角
砂砾石	2.1	0	35.0
黄土	1.7	20	24.2
滑坡体物质	2.4	30	31.0
滑带	2.2	7	12.4
滑床	2.6	30	36.9

13.5.4 计算成果和分析

1. 1[#]、2[#]滑坡体

1[#]、2[#]滑坡体计算成果列于表 13.18, 部分滑裂面位置见图 13.13。计算结果表明, 两个滑坡体在无地震的施工期低水位和蓄水后正常水位, 安全系数均在 1.04~1.15 之间, 结合滑坡体近期变形特征综合分析, 可认为滑坡体基本处于稳定状态。但在地震或高地下水位条件下, 安全系数均接近或小于 1, 滑坡可能处于不稳定状态。

表 13.18 1[#]、2[#] 滑坡体稳定最小安全系数 *F*

库水位	地震情况		1 [#] 滑坡体		2 [#] 滑坡体	
	地震烈度	水平加速度系数	<i>F</i>	数据文件	<i>F</i>	数据文件
150m	无地震	0.0	1.133	1hp	1.041	Hpx
	7度	0.025	1.051	1hp	0.968	Hpx
	8度	0.05	0.980	1hp	0.903	Hpx
180m	无地震	0.0	1.112	Hp-180	1.048	Hpx-180
	7度	0.025	1.027	Hp-180	0.974	Hpx-180
	8度	0.05	0.955	Hp-180	0.909	Hpx-180
210m	无地震	0.0	1.108	Hp-210	0.981	Hpx-210
	7度	0.025	1.016	Hp-210	0.906	Hpx-210
	8度	0.05	0.940	Hp-210	0.841	Hpx-210
230m	无地震	0.0	1.116	Hp-230	0.971	Hpx-230
	7度	0.025	1.017	Hp-230	0.890	Hpx-230
	8度	0.05	0.935	Hp-230	0.820	Hpx-230
250m	无地震		1.111	Hp-250	0.959	Hpx-250
	7度	0.025	1.005	Hp-250	0.868	Hpx-250
	8度	0.05	0.919	Hp-250	0.789	Hpx-250
275m	无地震		1.15	Hp-275	1.052	Hpx-275
	7度	0.025	1.027	Hp-275	0.933	Hpx-275
	8度	0.05	0.930	Hp-275	0.836	Hpx-275

2. 东苗家滑坡体

由于东苗家滑坡体位于大坝下游, 整个滑坡体处于河水位以上, 因此计算只考虑滑坡体内部的孔隙水压力对稳定性的影响。本次计算假定滑坡体内部的孔隙水压力系数 $r_u = 0.05$ 、

0.10、0.15、0.20 时对稳定性的影响。东苗家滑坡体的计算成果列于表 13.19，部分滑裂面位置见图 13.13。

表 13.19 东苗家滑坡体稳定安全系数 F

孔隙水压力系数 r_u	地震参数		滑带摩擦系数					
	地震烈度	水平加速度系数	$f=0.22$		$f=0.23$		$f=0.25$	
			F	数据文件	F	数据文件	F	数据文件
0.05	无地震	0	1.101	4dmj-1	1.101	3dmj-1	1.203	2dmj-1
	7度	0.025	1.008	4dmj-1	1.008	3dmj-1	1.105	2dmj-1
	8度	0.050		4dmj-1		3dmj-1	1.017	2dmj-1
0.10	无地震	0	1.050	4dmj	1.050	3dmj	1.143	2dmj
	7度	0.025	0.963	4dmj	0.963	3dmj	1.051	2dmj
	8度	0.050		4dmj		3dmj	0.967	2dmj
0.15	无地震	0	1.001	4dmj-2	1.001	3dmj-2	1.093	2dmj-2
	7度	0.025		4dmj-2		3dmj-2	0.999	2dmj-2
	8度	0.050		4dmj-2		3dmj-2		2dmj-2
0.20	无地震	0	0.951	4dmj-3	0.951	3dmj-3	1.034	2dmj-3
	7度	0.025		4dmj-3		3dmj-3		2dmj-3
	8度	0.050		4dmj-3		3dmj-3		2dmj-3

3. 对近坝库岸 1[#]、2[#]滑坡的安全评价及建议

安鉴报告对近坝库岸 1[#]、2[#]滑坡的安全评价及建议包括以下几条：

(1) 1[#]、2[#]滑坡均为古滑坡，近期无变形破坏迹象，变形监测资料也表明两滑坡无明显活动。该两滑坡目前是稳定的。

(2) 1[#]滑坡计算边界清楚，2[#]滑坡边界基本清楚；1[#]滑坡计算所选用的参数以试验成果为基础，参考坝址区及其它经验数据和反算成果确定，基本上是合理的。2[#]滑坡没有根据滑床物质的差异分别给出参数，而是以反算成果为主，给出一个综合值，在勘探资料不足，无法区分滑床物质的情况下，也可以做为一种方法考虑。

(3) 计算结果表明，两个滑坡在 275m 和 180m（围堰挡水位）蓄水位条件下，基本处于稳定状态，但在 7 度地震以及 2[#]滑坡在 230m 水位时，滑坡处于临界稳定状态；在 8 度地震和水库水位消落条件下，滑坡处于不稳定状态。考虑到小浪底水库的运用方式和淤积，实际条件要比计算条件为好。

(4) 从滑体特征和滑面形态分析，1[#]、2[#]滑坡即使失稳，滑动速度也不大，在围堰挡水条件下（水位 180m），各自产生的涌浪小于 3m，两者同时失稳时小于 4m；230m 和 275m 水位时，涌浪更小，易于防范，工程设计中已作了考虑。

4. 对东苗家滑坡安全评价及建议

安鉴报告对东苗家滑坡的安全评价及建议包括以下几条：

(1) 东苗家滑坡体已进行了大量的地质勘察工作，滑坡体的地质边界及计算条件已基本查清，所提供进行稳定分析的各项物理力学参数也基本合理。

(2) 采用护坡措施，防止滑坡前部坡脚冲刷是十分必要的。但该护坡顶高程为 160m，低于滑带的最低高程，对滑体不提供任何抗力。

(3) 滑坡体的地下水位变化,对滑坡稳定性的影响甚为敏感。因此,坡面采用截水沟,滑坡体中部布置排水洞的设计方案是合理可行的。

(4) 根据稳定分析计算成果,滑坡体抗震稳定性较差,将移民新村搬到该滑坡体后缘是欠妥当的,并且会进一步恶化滑坡体的稳定性。对移民新村少数房舍地基及墙壁出现的裂缝应研究其成因并纳入滑坡监测内容中。

(5) 东苗家滑坡体体积 500 万 m^3 ,滑面平缓,一旦失稳,将中断 4[#]公路交通,但因处于大坝下游,不会对大坝安全造成影响。建议对滑坡体失稳后的入水体积、河床缩窄的程度及对泄洪和电厂尾水的影响,进行专项研究,并根据影响程度拟定相应的对策。

(6) 加强滑坡的变形监测,并及时预报,以保证移民新村的安全。

13.5.5 讨论

大型水库修建后,往往引起对库区的一些天然滑坡体稳定性的关注。还有一些天然边坡,由于修建工程后,其稳定安全标准也相应提高。因此,也需要对这些天然边坡的稳定性作出评价。

本节介绍的小浪底工程 3 个天然边坡的规模较大,如果要采用工程措施将耗费巨大投资,因此必须进行细致的、综合的评价。首先,要通过地质勘探,确定潜在滑裂面的几何部位和软弱面的性状。例如,通过地质勘探查明,东苗家滑坡的软弱夹层不仅位置明确,而且厚度接近 1m。了解了这些特点,就可以使稳定分析建立在可靠的数据基础上。其次,应尽早布置监测设施。一个大工程,从规划到施工结束,往往要跨越十几年的时间。如果对 1[#]和 2[#]滑体,东苗家滑坡在初设阶段就安置了表面和内部观测资料,那么十几年的观测资料将成为评价边坡稳定性的最重要的科学依据。可惜,这一观点通常难以在实践中付诸实施。小浪底的这 3 个滑坡体的测斜仪一直到工程接近结束的 1999 年才开始布设。但是,即便如此,在工程投入运行后,这批观测设备也将成为了解边坡稳定性的重要手段。

从边坡稳定分析计算角度,本例具有以下特点:

(1) 本例和三峡大坝复核情况相似,也是采用 Morgenstern-Price 法进行岩质边坡稳定分析的实例。对于滑面为连续夹泥层的情况,使用这一方法可得到合理的成果。由于岩质边坡地震加速度系数的放大效应和土石坝有明显不同,采用了用户输入地震加速度系数的功能。本工程考虑 7 度和 8 度地震,水平地震加速度系数分析采用了 0.025g 和 0.5g。

(2) 东苗家滑裂面的一部分通过较弱夹层,一部分穿过节理岩体,采用最优化方法最终确定临界滑裂面。

(3) 由于天然边坡的材料强度指标和地下水位具有极大的不确定性,因此对这些参数作了大量的敏感性分析。

(4) 对东苗家滑坡体,主要采用排水措施提高其稳定性,即使在小浪底那样气候相对干燥的地区,排水廊道中仍有不间断的水流出,见图 13.14 排水孔的流水。可以设想,如果这些水没有机会排出,安全系数可能会有很大幅度的削弱。

13.6 宜兴抽水蓄能电站上池

13.6.1 基本情况

- (1) 工程名称：江苏宜兴抽水蓄能电站。
- (2) 项目来源：江苏省电力公司。
- (3) 完成日期：1999 年 2 月。
- (4) 设计阶段：选坝阶段。
- (5) 存档文件：江苏宜兴铜官山抽水蓄能电站上水库主坝坝型选择专题研究，中国水利水电科学研究院，1999 年 5 月，GE-99-03-011。

13.6.2 工程概述

江苏宜兴抽水蓄能电站位于宜兴市西南郊约 10km 的铜官山区，是一座日调节抽水蓄能电站，装机 1000MW。上水库主坝横穿铜官山顶北侧沟谷，可行性研究设计阶段需进行多种坝型的布置比较。基本坝型为堆石坝和混凝土重力坝两大类，而堆石坝中又考虑了钢筋混凝土面板堆石坝、混合堆石坝方案。其典型剖面图分别见图 13.15~图 13.17。

从图 13.15 可知，面板坝方案的下游坡延伸较长，坝顶至坡趾高差达 280m。混合坝和重力坝方案恰是基于试图弥补面板坝这一缺陷的情况下形成的。

混合坝在山梁中部修建一个挡土墙以减少面板坝下游坝延伸过长的缺陷，但需要复核高约 40m 的挡土墙本身的稳定问题。

重力坝断面较小，故不存在下游坝坡延伸过长的问题，但需复核大坝沿坝基夹泥层的抗滑稳定问题。

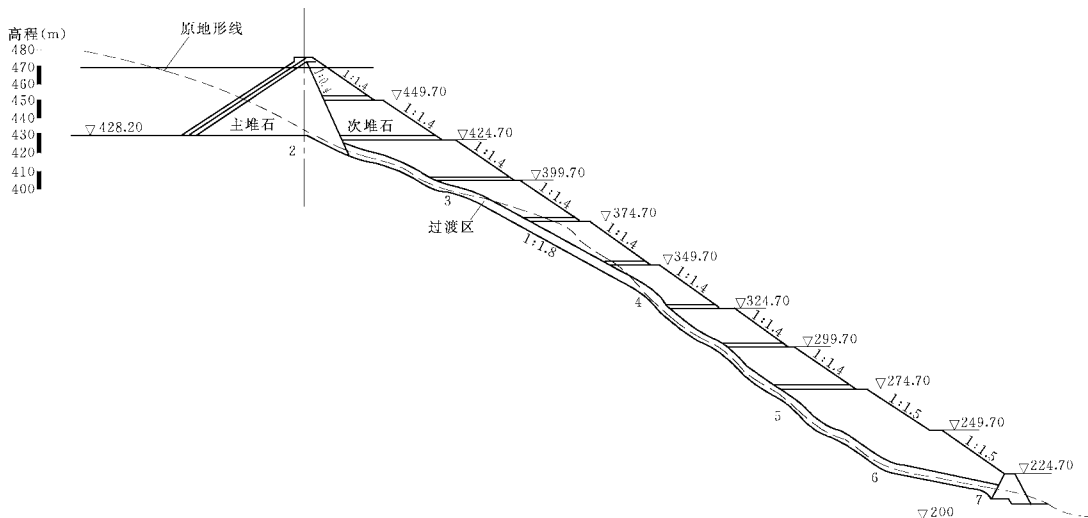


图 13.15 宜兴抽水蓄能电站面板坝方案典型剖面

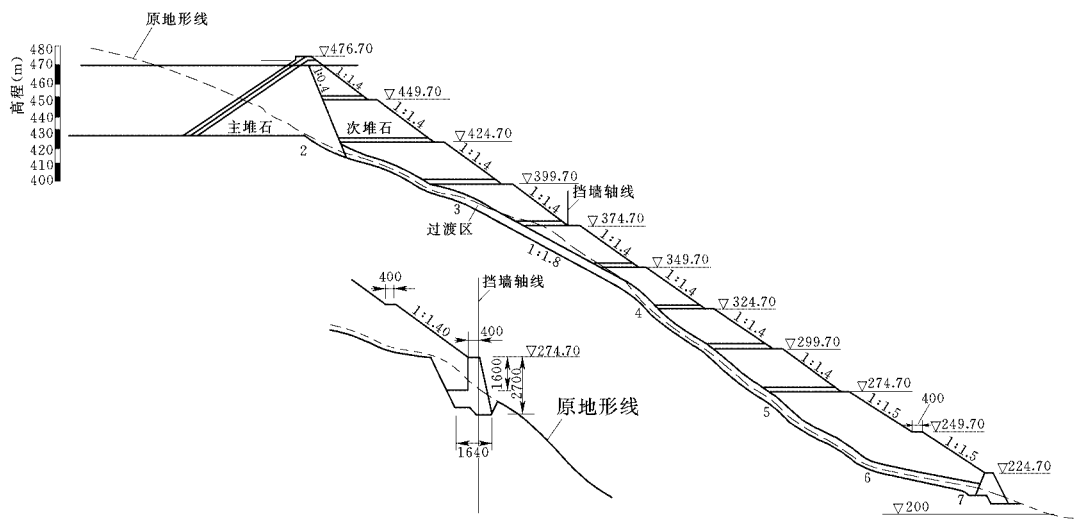


图 13.16 宜兴抽水蓄能电站混合坝方案典型剖面

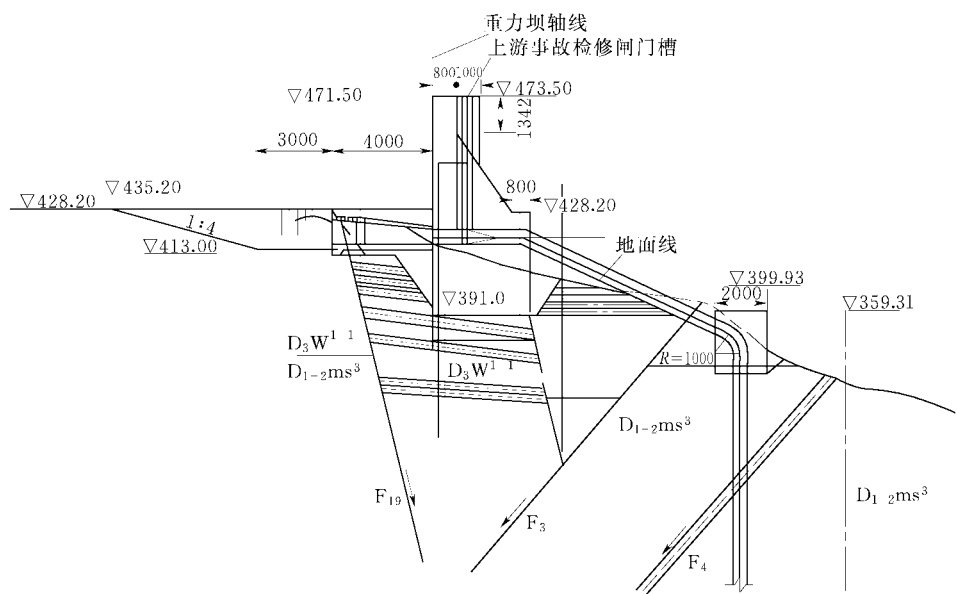


图 13.17 宜兴抽水蓄能电站重力坝方案典型剖面

13.6.3 计算条件

1. 计算工况

共作了三种坝型方案比较，面板堆石坝方案、混合堆石坝方案和混凝土重力坝方案。

2. 强度指标

稳定分析采用的力学参数来自于江苏宜兴铜官山抽水蓄能电站预可行性研究报告，见表 13.20。

表 13.20 宜兴工程上池坝体稳定分析抗剪强度参数表

岩性	ϕ (°)	c (kPa)	非线性指标(°)		天然容重 (9.8kN/m ³)	饱和容重 (9.8kN/m ³)
			ϕ_0	$\Delta\phi$		
主坝料	45	0	52	8	2.2	2.3
辅坝料	43	0	52	8	2.17	2.3
弱风化岩	38.66	350			2.2	2.3
混凝土/弱风化	38.66	350				
砂岩接触面						
坝料/弱风化	35	0				
砂岩接触面						
坝料/弱风化砂岩	29	50				
接触面建议值						
泥化夹层	16.7	25				

注 非线性抗剪强度指标采用 Duncun 对数模式， ϕ_0 和 $\Delta\phi$ 为非线性参数。

13.6.4 计算成果与分析

混凝土面板堆石坝稳定分析计算的 3 个剖面中，5-5 剖面安全系数稍低。当其坝体底部出现倾角 8°的软弱夹层时，构不成影响坝体安全的控制因素。如果把坝体下游坡坡比从 1:1.4 放缓到 1:1.5，坝体安全系数有所提高，对边坡稳定有利。分析结果见表 13.21。图 13.18 所示为两种工况的计算简图。

表 13.21 混凝土面板堆石坝剖面稳定分析安全系数

稳定分析临界 滑裂面部位	坝体与 基岩接 触面抗 剪参数	下游坝坡比1: 1.4					下游坝坡比1: 1.5			
		坝料线性指标		坝料非线性指标		文件	坝料非线性指标		文件	
		正常	7度地震	正常	7度地震		正常	7度地震		
中间部位	A	1.278	1.215	1.414	1.292	Tg1	1.419	1.347	Tg151	
滑裂面	B	1.246	1.183	1.314	1.255		1.326	1.261		
上部滑裂面	A	1.403	1.330	1.581	1.504	Tg3	1.709	1.623	Tg153	
	B	1.362	1.292	1.541	1.467		1.650	1.570		
下部滑裂面	A	1.322	1.256	1.440	1.353	Tg4	1.448	1.389	Tg154	
	B	1.279	1.217	1.379	1.314		1.387	1.331		
下部沿坝脚 滑裂面	A	1.404	1.337	1.438	1.362	Tg6	1.551	1.438	Tg156	
	B	1.329	1.268	1.349	1.287		1.372	1.307		
整体滑裂面下	A	1.344	1.277	1.372	1.305	Tg7	1.447	1.376	Tg157	
部沿坝脚滑动	A	1.281	1.220	1.304	1.245		1.324	1.260		
整体圆弧滑动	B	1.513	1.440	1.516	1.442	Tg1c	1.642	1.558	Tg151c	
软弱夹层1	A			2.698	2.424	Tg8	2.818	2.526	Tg158	
软弱夹层2	A			2.695	2.420	Tg9	2.838	2.543	Tg159	

注 1. A 代表设计提出的坝体与基岩接触面抗剪参数 $\phi=35^\circ$ ， $c=0\text{kPa}$ 。
2. B 代表坝体与基岩接触面抗剪参数建议值 $\phi=29^\circ$ ， $c=50\text{kPa}$ 。

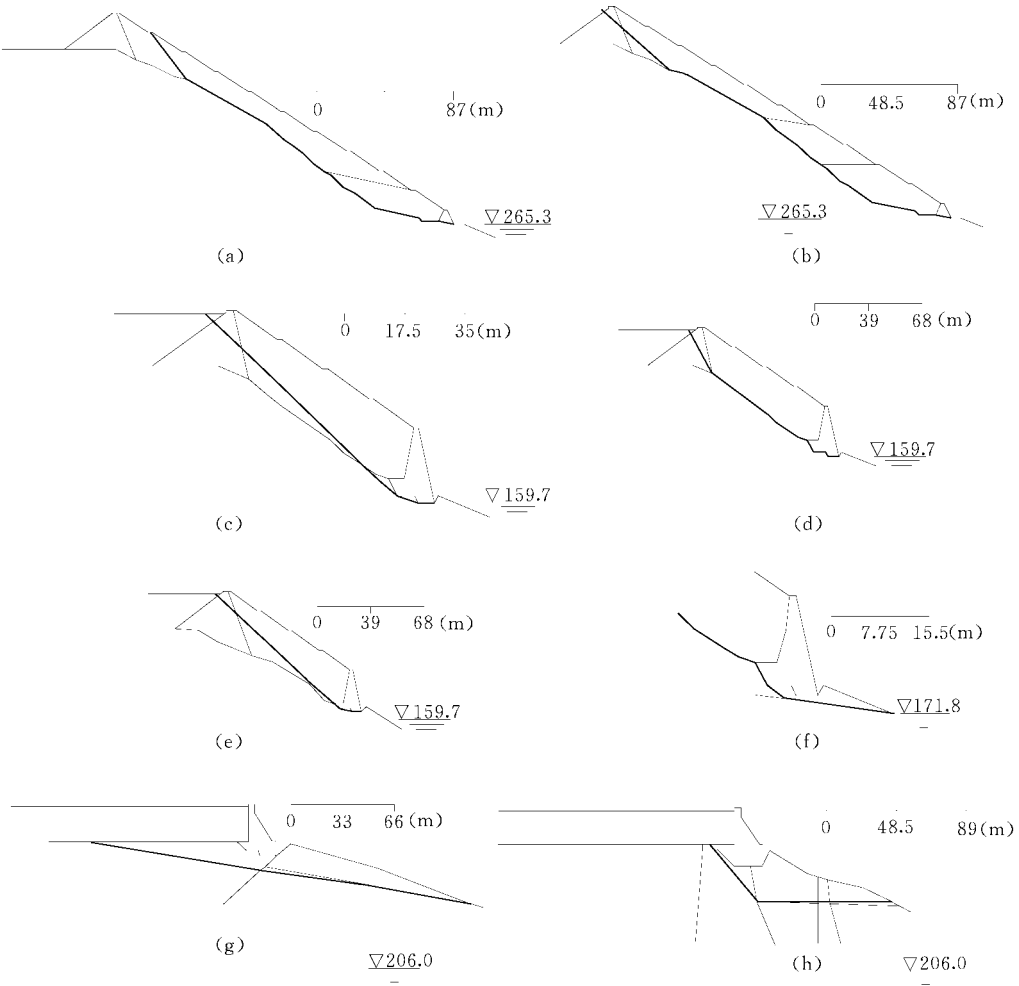


图 13.18 宜兴抽水蓄能电站主要计算成果

(a) TG151; (b) TG153; (c) TS1; (d) TS2; (e) TS88; (f) TD4; (g) TD2-2b; (h) TD3-3b

作为与混凝土面板堆石坝的比较方案，对混合坝分析了 C—C、8—8 两个剖面。其安全系数略高于面板堆石坝(表 13.22)。需注意的是，表 13.22 相应的是选坝阶段的混合坝方案与施工期最终选定的混合坝方案不同。

表 13.22 混合坝抗滑稳定的安全系数

剖面号	滑裂面部位	坝体与基岩接触面抗剪参数	安全系数	7度地震安全系数	文件号
C—C	堆石体滑裂面		1.663	1.606	TS1
	沿坝体与基岩	A	1.424	1.337	TS2
	接触面滑裂面	B	1.348	1.316	
8—8	堆石体滑裂面		1.738	1.652	TS88
	沿坝体与基岩	A	1.532	1.475	TS88-2
	接触面滑裂面	B	1.465	1.413	

注 1. A 代表设计提出的坝体与基岩接触面抗剪参数 $\phi=35^\circ$ ， $c=0\text{kPa}$ ；
2. B 代表坝体与基岩接触面抗剪参数建议值 $\phi=29^\circ$ ， $c=50\text{kPa}$ 。

对重力坝方案重点分析了 1-1 剖面, 安全系数达到重力坝规范的许可值。计算结果见表 13.23。最不利情况是沿 F_{19} 断层和假定的坝下 8° 缓倾角软弱夹层组合滑动时, 见图 13.18(g) 和(h), 安全系数仅为 1.22。

表 13.23 重力坝抗滑稳定的安全系数

剖面号	滑裂面部位	安全系数	7度地震安全系数	文件号
1-1	重力坝整体滑动	4.139	3.844	TD1
	沿坝底软弱夹层	1.848	1.652	TD3
	F_{19} 断层与软弱夹层组合	1.220	1.137	TD4
	F_{19} 、 F_4 断层与 ST_8 软弱夹层组合	1.761		TD5
2-2	重力坝整体滑动	3.035	2.917	TD2-2a
	沿错动的软弱夹层滑动	1.669	1.499	TD2-2b
	沿软弱夹层和 F_{16} 组合滑动	2.946	2.959	TD2-2c
3-3	重力坝整体滑动	3.661	3.465	TD3-3a
	滑面上部在花岗斑岩中自由搜索, 下部沿软弱夹层滑动	1.774	1.671	TD3-3b

13.6.5 讨论

在水电工程规划和可行性论证阶段通常需要进行不同方案、不同坝型的比较。宜兴工程的三种不同坝型的分析论证过程中, 边坡稳定的极限平衡分析计算均发挥了直接的作用。由于极限平衡分析计算过程简便、可靠, 计算成果和现行规范直接配套, 并适宜进行敏感性分析和方案比较, 熟练地使用 STAB 程序, 可以在较短的时间完成一个工程初设阶段建筑物抗滑稳定分析的大量工作。

本工程推荐的面板堆石坝方案具有许多抽水蓄能电站上池共有的特点: 坝轴线位于一个山脊的轴线, 即一个岩石边坡的顶部。由于岩体的层面斜交此边坡, 故在面板坝方案的分析中没有对下游坡的岩体部分按岩质边坡稳定复核的原则进行分析。但下游坡以一个薄层坝壳的形式贴在山脊面上, 高差达 280m, 构成了一个沿接触面滑动的模式。从计算成果可以发现, 即使采用了堆石的非线性强度指标, 其安全系数离要求的 1.5 还有一段差距。这一差距在坝坡从 1:1.4 放缓到 1:1.5 后仍不能得到根本的解决。

本阶段的内容为选坝阶段的论证成果。经研究决定采用土石坝方案。但在施工阶段, 根据专家要求, 又详细进行了优化后的混合坝方案的论证工作。有关内容包括混合坝土压力和沿坝基三维深层抗滑稳定分析, 分别在本书第 8 章和第 14 章中介绍。

13.7 紫坪铺水库左岸堆积体

13.7.1 基本情况

- (1) 项目来源: 电力部成都勘测设计院。
- (2) 完成日期: 1995 年 2 月。
- (3) 设计阶段: 初步设计。
- (4) 存档文件: 紫坪铺水库左岸堆积体稳定分析, 水利水电科学研究院, 岩土(95)7, 1990 年 7 月。

13.7.2 工程概述

本工程堆积体位于库首金沙坝前左岸汤家林、贾家沟一带，距大坝 618m，距右岸引水隧洞进口最近处仅 250m。上游界线在汤家林沟顺坡长约 1600m，由一系列不同高程平台和斜坡组成，斜坡坡度 $20^{\circ}\sim 30^{\circ}$ ，沿江宽 300~870m，初估方量 2500~3000 万 m^3 。堆积体纵 1-1 剖面见图 13.19。

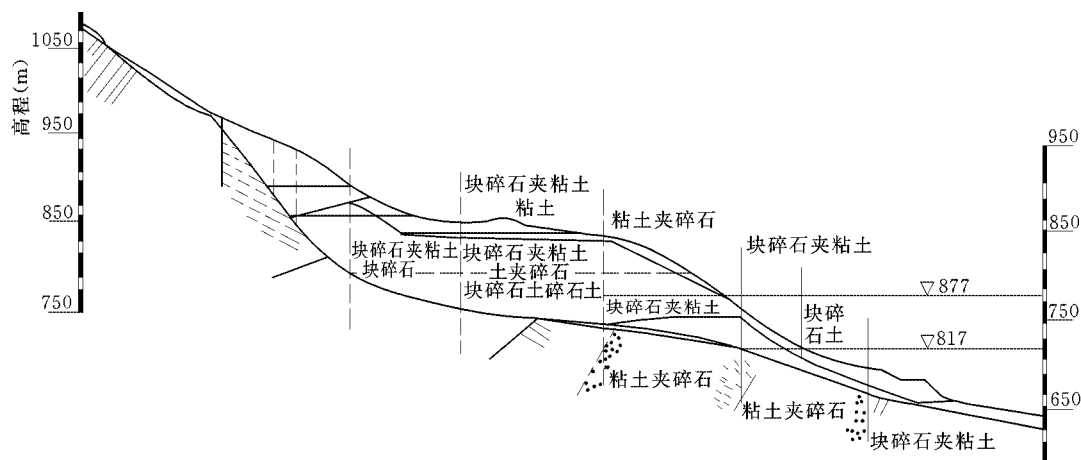


图 13.19 紫坪铺水库左岸堆积体地质剖面简图

堆积体外围岩石岩性复杂，主要由灰岩、白云质灰岩、岩质页岩组成，中夹少量灰绿岩脉。堆积体内部和附近发现一系列泉水。钻孔和竖井资料均显示具有一定的地下水位。

简易注水试验表明土体渗透系数 K 为 0.012~3.09m/昼夜，属极弱透水-弱透水。勘探证实与基岩接触面处有一连续平直软滑带，厚 0.5~15cm，由砾质重壤土组成。该层土性质软弱，微透水，抗剪强度低，工程性质很差。堆积体从上至下可分为七层，主要为坡碎石夹粘土、粘土夹坡碎石、块碎石土等。

13.7.3 计算条件

1. 计算工况

主要计算空库、正常水位、在正常水位下遭遇地震、库水位骤降及各处理方案等情况下堆积体的稳定性。

(1) 计算剖面采用成都勘测设计院提供的紫坪铺水库工程左岸坝前堆积体 1-1 工程地质剖面图 13.19。

(2) 天然情况，将各钻孔地下水位相连作为该工况浸润线，图 13.20 中 34,35,36,37,38,39 各点的连线（36#点为 2#钻孔）。

正常工况：浸润线采用连泵钻孔 34, 35, 36 和正常水位 877m 与坡面交点 40#及 40#点以下，外坡线上转折点的连线。

水位骤降工况因堆积体极难透水，认为水压力不消散，故浸润线仍采用降前浸润线。库水位由 877m 降至 846m 或降至 817m。

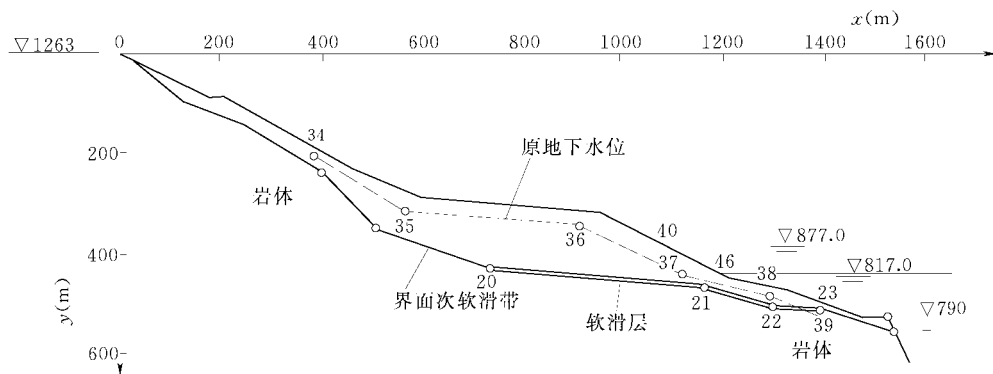


图 13.20 紫坪铺水库左岸堆积体天然剖面计算图

(3) 地震烈度为 7 度。

2. 强度指标

堆积体各土层强度指标见表 13.24。材料指标选用原则为：稳定渗流期，即天然情况和正常水位工况，用慢剪指标进行计算；非稳定渗流期，即水位骤降工况，用慢剪和饱和固结快剪组成的强度包线进行稳定计算。

表 13.24 堆积体各土层强度指标

材料号	慢 剪		快 剪		容 重 (9.8kN/m ³)	饱和容重 (9.8kN/m ³)
	摩擦角 $\phi(^{\circ})$	粘聚力 $c(\text{kPa})$	摩擦角 $\phi(^{\circ})$	粘聚力 $c(\text{kPa})$		
1 堆积体	31.0	2.0	11.0	4.0	2.20	2.24
2 下部夹泥层	16.0	1.0	13.0	3.0	2.20	2.24
3 上部夹泥层	23.0	2.0			2.20	2.24
4 基岩	45.0	5.0			2.40	2.45
5 压重料	31.0	2.0	11.0	4.0	2.00	2.05

13.7.4 计算成果与分析

各方案计算成果总结于表 13.25, 部分计算图形见图 13.24。

1. 堆积体天然剖面（未处理）稳定分析

(1) 水库未蓄水即空库工况。计算简图如图 13.20 示。从表 13.25 知, 堆积体的稳定安全系数在 1.057~1.379 之间。

(2) 正常水位工况。水库蓄水后, 在正常水位 877m 工况下, $F_m=0.977$, 临界滑裂面与空库基本相同。

(3) 正常水位+地震工况。从表 13.25 知, $F_m = 0.877$, 临界滑裂面与空库及正常水位工况基本相同。

上述计算结果表明,堆积体天然剖面在空库情况下,堆积体的稳定安全系数 F 大于 1, 这与堆积体处于稳定状态的现状是相符的,但安全储备不大,最小安全系数仅为 1.057。水库蓄水后, F 小于 1, 堆积体处于不稳定状态,因此须对堆积体进行处理。

表 13.25 左岸堆积体稳定安全系数

方案	滑 动 位 置	安全系数 F_m			
		空库 (1)	正常水位 (2)	正常水位+地震 (3)	库水位骤降 (4)
天然剖面 (A)	整体沿底部(1)	1.105 (A11)	1.106 (A12)	0.905 (A13)	1.044 (A14)
	整体沿腰部(2)	1.121 (A21)	1.113 (A22)	0.912 (A23)	1.053 (A24)
	局部沿底部(3)	1.057 (A31)	1.997 (A32)	0.877 (A33)	1.143 (A34)
	局部沿腰部(4)	1.101 (A41)	1.000 (A42)	0.919 (A43)	0.772 (A44)
	堆积体中部(5)	1.379 (A51)	1.076 (A52)	1.005 (A53)	0.762 (A54)
处理方案1 降地下水位 (B)	整体沿底部(1)		1.179 (B12)	0.966 (B13)	1.102 (B14)
	整体沿腰部(2)		1.190 (B22)	0.975 (B23)	1.117 (B24)
	局部沿底部(3)		1.064 (B32)	0.955 (B33)	1.064 (B34)
	局部沿腰部(4)		1.121 (B42)	1.207 (B43)	1.094 (B44)
处理方案2 压坡压脚 (C)	整体沿底部(1)		1.191 (C12)	0.980 (C13)	1.113 (C14)
	整体沿腰部(2)		1.151 (C22)	0.941 (C23)	1.086 (C24)
	局部沿底部(3)		1.261 (C32)	1.126 (C33)	1.037 (C34)
	局部沿腰部(4)		1.112 (C42)	1.003 (C43)	0.890 (C44)
处理方案3 压坡压脚+降 地下水位 (D)	整体沿底部(1)		1.262 (D12)	1.039 (D13)	1.240 (D14)
	整体沿腰部(2)		1.227 (D22)	1.004 (D23)	1.236 (D24)
	局部沿底部(3)		1.371 (D32)	1.334 (D33)	1.320 (D34)
	局部沿腰部(4)		1.274 (D42)	1.272 (D43)	1.344 (D44)
处理方案4 削下坡 (E)	整体沿底部(1)	1.003 (E11)			
	整体沿腰部(2)				
	局部沿底部(3)	0.709 (E31)			
	局部沿腰部(4)				
处理方案5 削下坡+ 降地下水位 (F)	整体沿底部(1)	1.075 (F11)			
	整体沿腰部(2)				
	局部沿底部(3)	0.903 (F31)			
	局部沿腰部(4)				
处理方案6 削上坡+ 压坡压脚+降 地下水位 (G)	整体沿底部(1)	1.341 (G11)	1.297 (G12)	1.097 (G13)	1.299 (G14)
	整体沿腰部(2)	1.254 (G21)	1.246 (G22)	1.058 (G23)	1.254 (G24)
	局部沿底部(3)	1.488 (G31)	1.371 (G32)	1.334 (G33)	1.320 (G34)
	局部沿腰部(4)	1.310 (G41)	1.502 (G42)	1.134 (G43)	1.230 (G44)
	堆积体中部(5)	1.617 (G51)	1.218 (G52)	1.375 (G53)	1.617 (G54)
处理方案7 压三级马道 (H)	整体沿底部(1)		1.215 (H12)	0.994 (H13)	1.074 (H14)
	整体沿腰部(2)		1.222 (H22)	0.996 (H23)	1.064 (H24)
	局部沿底部(3)		1.359 (H32)	1.191 (H33)	0.763 (H34)
	局部沿腰部(4)		1.382 (H42)	1.217 (H43)	0.703 (H44)
	堆积体中部(5)		2.006 (H52)		

注 圆括号内为数据文件名称。

2. 堆积体处理方案稳定分析

(1) 处理方案 1, 降 2 号孔地下水位。计算简图如图 13.21 示。通过排水措施能有效地降低地下水位。拟将 2 号孔地下水位由 913.22m 降至 880m, 共降 33.22m。

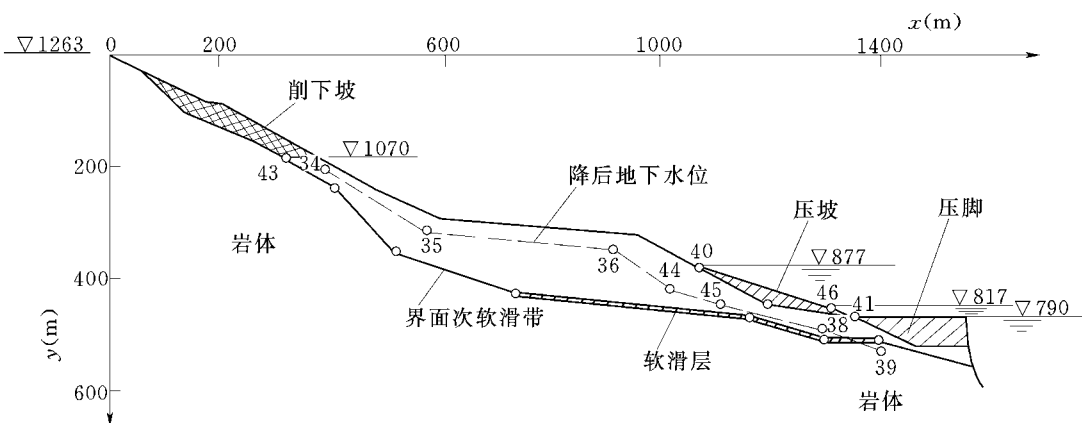


图 13.21 紫坪铺水库左岸堆积体处理方案 1,2,3 剖面计算图

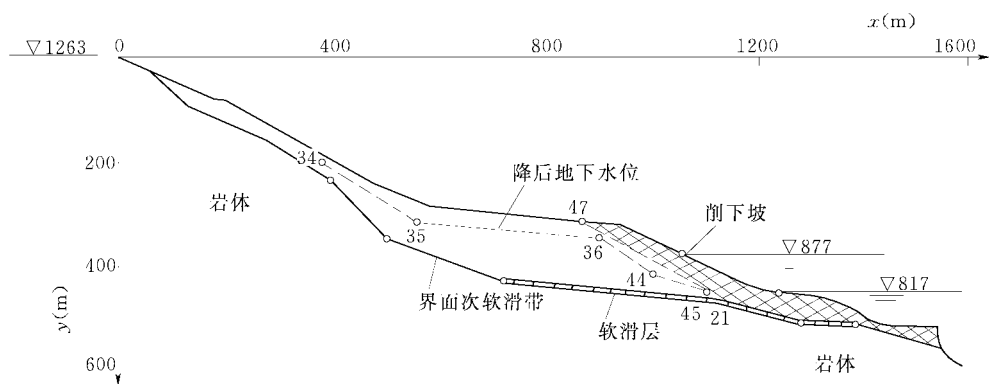


图 13.22 紫坪铺水库左岸堆积体处理方案 4,5,6 剖面计算图

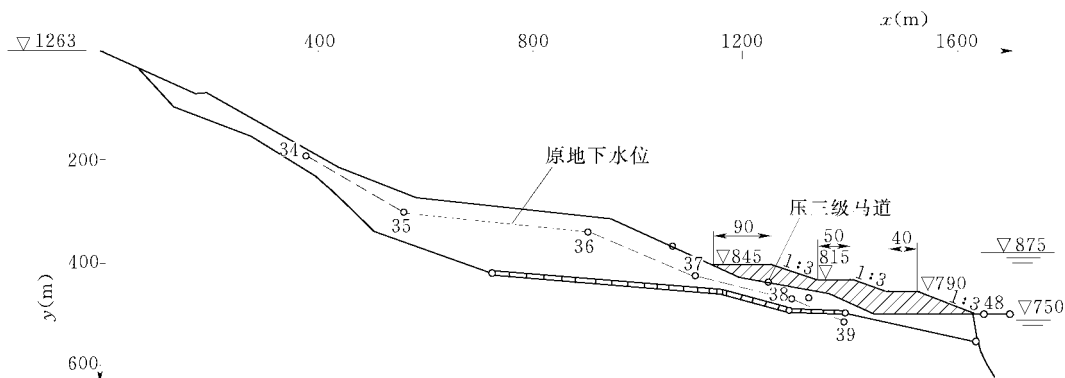


图 13.23 紫坪铺水库左岸堆积体处理方案 7 剖面计算图

图 13.24 紫坪铺水库左岸堆积体主要计算成果

(a) A12; (b) A22; (c) A32; (d) A42; (e) B12; (f) C12; (g) C22; (h) C32

正常水位工况, $F_m = 1.064$, 临界滑裂面亦为部分堆积体从其底部滑出。

正常水位+地震工况, $F_m = 0.955$, 临界滑动位置与正常水位工况基本相同。由此可见, 降 2 号孔地下水位尚不能保证堆积体的稳定。

(2) 处理方案 2, 压坡+压脚。压脚范围由坝前原地形填方至 790m 高程, 再沿 790m 高程向堆积体延伸直至与其外坡线相交于点 41 (图 13.21); 压坡范围由点 41 至 877 高程, 与原堆积体外坡交点 40, 计算简图见图 13.21。压重体材料编号为 5 (表 13.24)。

正常水位工况, $F_m = 1.112$, 临界滑裂面为部分堆积体沿软滑带 (材料 2), 从其腰部堆积体薄弱处滑出。

正常水位+地震工况, $F_m = 0.941$, 临界滑裂面为堆积体整体沿次软滑带 (材料 3) 及软滑带 (材料 2) 滑出。

由此可见, 压坡+压脚的处理措施亦不能保证堆积体的稳定。

(3) 处理方案 3, 压坡压脚+降 2 号孔地下水位。计算简图如图 13.21 示。

正常水位工况, $F_m = 1.227$, 满足 $F_m = 1.15$ 的要求, 临界滑裂面为堆积体整体沿次软滑带 (材料 3) 及软滑带 (材料 2) 从堆积体腰部薄弱处滑出。

正常水位+地震工况, $F_m = 1.004$, 临界滑裂面与正常水位工况基本相同。

(4) 处理方案 4, 削下坡。削下坡的范围如图 13.22 示。

空库工况, $F_m = 0.739$ 。正常水位工况, $F_m = 0.797$, 堆积体处于极不稳定状态。计算结果表明, 削下坡虽减小了堆积体体积但实际上却削弱了阻止堆积体下滑的能力, 使得安全系数减小。

(5) 处理方案 5, 削下坡+降 2 号孔 (36[#]点) 地下水位。此方案综合处理方案 4 和处理方案 1 的措施, 计算简图如图 13.21 示。从表 13.25 知在空库及正常水位下均不满足稳定的要求。

(6) 处理方案 6, 削上坡+压坡压脚+降 2 号孔地下水位。削上坡范围为挖除 1070m 高程以上堆积体, 再同时采用处理方案 1 和处理方案 2 的措施。

正常水位工况, $F_m = 1.218$, 满足 $F_m = 1.15$ 的要求, 临界滑裂面为部分堆积体沿软滑带 (材料 2) 从堆积体腰部薄弱处滑出。

正常水位+地震工况, $F_m = 1.058$, 临界滑裂面为堆积体整体沿次软滑带 (材料 3) 及软滑带 (材料 2) 从堆积体腰部薄弱处滑出。

库水位骤降工况, 由 877m 降至 846m, $F_m = 1.230$, 临界滑裂面均为部分堆积体沿软滑带 (材料 2) 从堆积体腰部薄弱处滑出。

(7) 处理方案 7, 压三级马道。正常水位工况, $F_m = 1.215$, 临界滑裂面为堆积体整体沿次软滑带 (材料 3) 软滑带 (材料 2) 从堆积体末端薄弱处滑出, 图 13.23。

正常水位+地震工况, $F_m = 0.994$ 不满足 $F_m = 1.05$ 的要求, 临界滑裂面与正常水位工况基

本相同。

库水位骤降工况,库水位由 877m 降至 817m,最小安全系数为 0.688,临界滑裂面为部分堆积体沿软滑带(材料 2)从堆积体腰部薄弱处滑出。

上述计算结果表明,压三级马道虽对正常水位下的安全系数有所提高,但并不明显,因压重部位均在浸润线以下,特别是在库水位骤降过程中水压力不消散,材料的计算指标采用极低的快剪指标,这对边坡的稳定极为不利,且工程量巨大。

13.7.5 讨论

本例是一个在初设阶段进行的一个稳定分析工作。研究对象是库区将被淹没的大规模堆积体。本项目的稳定分析和加固方案研究工作,在工程开工后,还将进一步深入。从稳定分析角度,本案例在以下两个方面有其自身的特点。

(1) 由于底滑面为折线形,在搜索最小安全系数时,需要分段进行,故而出现了整体滑动、沿中部滑动、沿腰部滑动、沿底部滑动等多种工况。本案例对于研究天然滑坡沿已确定的非直线滑动面滑动,是一个可供借鉴的例子。

(2) 根据水库管理运行的需要,本工程库水位降落的幅度较大。该滑坡体以粘粒为主,渗透系数极小,而压缩性较大,故而需要应用第 5 和第 7 章论述的库水位骤降总应力法来复核其稳定安全系数。由于滑坡体体积较大,单纯应用土方工程(压脚、削坡)难以彻底解决库水位降落期的稳定性。因此本项研究提出结合排水措施加固边坡的方案。在施工设计阶段,实际采用了压坡的方案。

13.8 徐村水电站溢洪道边坡

13.8.1 基本情况

(1) 项目来源:华能大理公司。

(2) 完成日期:1998 年 8 月。

(3) 设计阶段:技施设计。

(4) 存档文件:云南省大理徐村水电站边坡稳定分析和治理方案研究,中国水利水电科学研究院,1998 年 8 月。

13.8.2 工程概述

徐村水电站位于云南省大理州境内,是漾濞江河段梯级规划中最下游的一级电站。电站装机容量 78MW(3×26MW),保证出力 24MW,多年发电量约 3.55×10^8 Wh,正常蓄水位 1306m,最大坝高 67m,总库容 7167 万 m^3 ,回水长 13.9km。

电站枢纽区主要建筑物有:粘土心墙堆石坝,右岸开敞式溢洪道,左、右岸泄洪(导流)洞,地面厂房,引水发电洞等。参见图 13.25。

溢洪道布置在右岸山坡上,进口引渠段底板高程 1286m,长 112m。溢流堰顶高程 1296.5m,泄槽长 201m,出口高程 1253m。

溢洪道沿线山坡地形下陡上缓,山坡走向 $N5^\circ E$,多为崩塌堆积层和坡积层覆盖。地形

坡度一般为 $50^{\circ}\sim 60^{\circ}$ ，局部呈陡崖。1310m 高程以上坡度较平缓，一般为 $15^{\circ}\sim 35^{\circ}$ ，地貌为平缓台地。溢洪道边坡主要由上覆的 3 号崩塌堆积体和下伏三迭系上统麦初箐组基岩组成。溢洪道的地基和开挖大部分位于 3 号崩塌堆积体内。

3 号崩塌堆积体顺河方向长约 280m，顺坡方向宽约 240m，前缘分布高程在 1267m 左右，后缘高程在 1380m 左右，溢洪道沿线厚约 20~39m 左右，平均厚 27m，最厚 39.3m，体积约为 $119\times 10^4\text{m}^3$ ，呈圈椅状分布，与基岩接触面起伏不平，部分地段呈阶梯状，其间发育两条以上古冲沟。崩塌体组成物质复杂，且溢洪道边坡崩塌堆积体排水条件差，开挖过程中曾多次发生小规模滑坡。如 1998 年 4 月 17 日的一场大雨后，在桩号 0+00~0+50m 处发生一次滑坡。此段滑坡虽然属今后治理削坡范围，但说明这一地段的坡积体在 1:1 的地质条件下不能在雨季保持其稳定性。

13.8.3 计算条件

1. 计算工况

计算溢洪道边坡各典型断面原地形及开挖剖面在无地震和遭遇地震时的稳定情况。

2. 强度指标

通过地质勘探，确认崩塌堆积体与基岩接触面存在夹泥层（图 13.26）。为研究溢洪道边坡崩塌堆积体的稳定性，昆明勘测设计研究院针对崩塌堆积体与基岩接触面进行了两组（ τ_{38} 和 τ_{30} ）共 12 块试件的抗剪强度试验，并在堆积体与基岩接触带土体中取 8 组土样进行了物理特性和颗粒组成分析试验。 τ_{38} 布置在平硐 PD38，0+26m 处， τ_{30} 布置在平硐 PD40，0+56m 处。图 13.27 示试验成果。



图 13.26 边坡岩体夹泥层

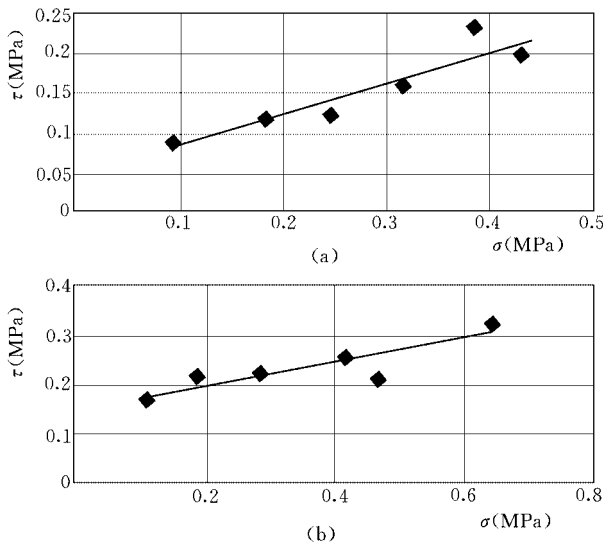


图 13.27 夹泥层直剪试验成果

(a) PD38 结构面抗剪试验 $\sigma \sim \tau$ 关系图; (b) PD40 结构面抗剪试验 $\sigma \sim \tau$ 关系图

根据对堆积土组成、物性指标以及剪切带试验资料的分析讨论，在稳定分析中采用的强度指标如下：

- (1) 剪切带高程 1300m 以下 $c=40\text{kPa}$ ， $\phi=20.8^\circ$ ；1300m 以上， $c=35\text{kPa}$ ， $\phi=15.1^\circ$ 。
- (2) 堆积土 $c=40\text{kPa}$ ， $\phi=24.2^\circ$ 。

13.8.4 计算成果和分析

1. 计算成果

对 0+026 至 0+165 的 7 个典型断面（图 13.25）进行稳定分析。稳定分析时取边坡内孔隙水压力系数 $r_u=0.2$ 。计算复核成果如表 13.26 和图 13.28 所示。

表 13.26 典型断面稳定分析成果

剖面	计算条件	开挖剖面		原地形	
		F	文件名	F	文件名
0+026.953	8度地震	1.201	XC26-1	0.811	YXC26-1
	无地震	1.371	XC26-2	1.143	YXC26-2
0+060.000	8度地震	1.097	XC60-1	1.102	YXC60-1
	无地震	1.276	XC60-2	1.204	YXC60-2
0+095.000	8度地震	1.337	XC95-1	1.266	YXC95-1
	无地震	1.573	XC95-2	1.517	YXC95-2
0+103.698	8度地震	1.273	XC103-1	1.304	YXC103-1
	无地震	1.530	XC103-2	1.573	YXC103-2
0+138.880	8度地震	1.429	XC138-1	0.982	YXC138-1
	无地震	1.802	XC138-2	1.211	YXC138-2
0+154.506	8度地震	1.592	XC154-1	0.973	YXC154-1
	无地震	1.879	XC154-2	1.167	YXC154-2
0+165.728	8度地震	1.460	XC165-1	0.993	YXC165-1
	无地震	1.811	XC165-2	1.212	YXC165-2

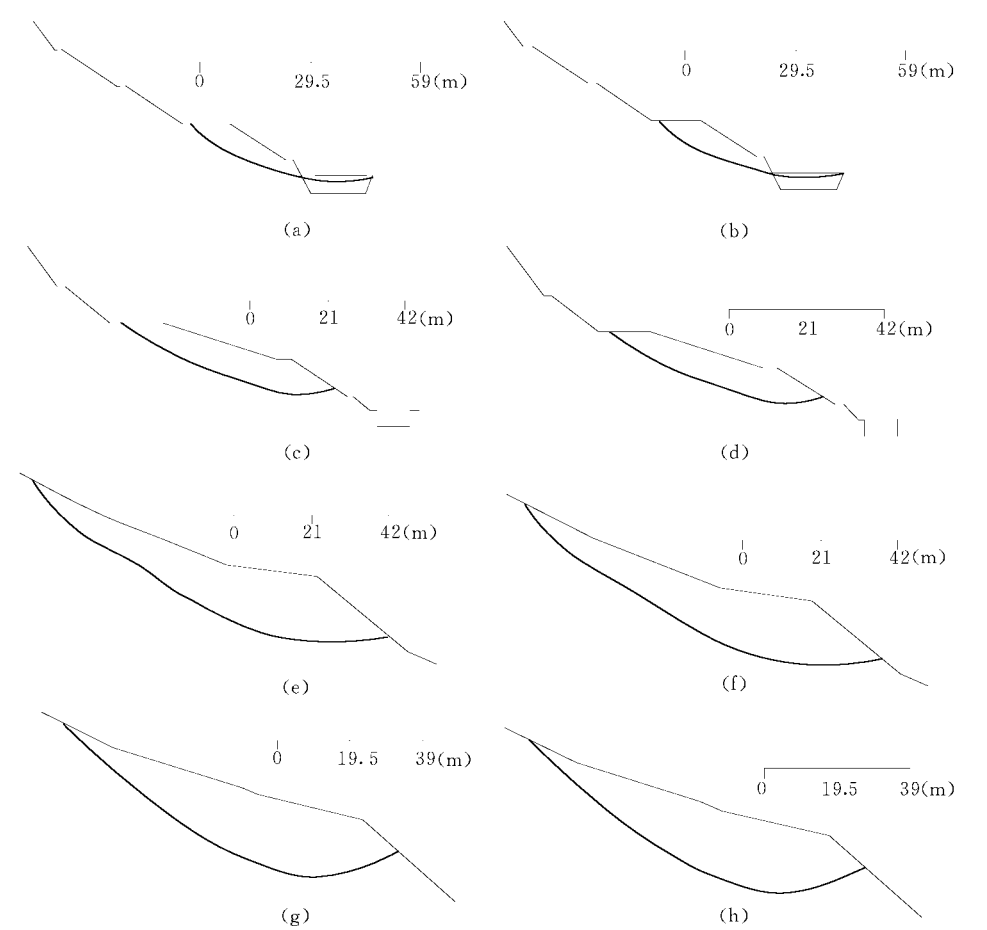


图 13.28 徐村溢洪道边坡主要计算成果（各计算工况水位均在地下水位之上）

(a) XC26-1; (b) XC26-2; (c) XC103-1; (d) XC103-2; (e) YXC60-1; (f) YXC60-2; (g) YXC103-1; (h) YXC103-2

2. 提高溢洪道边坡稳定性的工程措施

徐村工程溢洪道边坡的崩塌堆积体位于强度指标较低的剪切带上面,因此,首要的问题是通过削坡减载,保证边坡土体沿剪切带滑动的稳定安全系数满足设计要求,同时,要做好边坡表面的防护和坡内排水,以保证在运用期溢洪道边坡的长期稳定性,主要措施为:

- 1) 边坡分四个马道开挖,土质段平均坡度为 1:1.5,岩质段为 1:1;
- 2) 坡面喷混凝土或植草皮保护;
- 3) 在高程 1311m、1342m 处分别打排水洞,右岸泄洪洞(高程 1258m)为明流洞,在洞顶打向上的排水孔。

3. 对溢洪道边坡稳定性的总体评价和建议

(1) 由分析成果可知,按设计坡度进行削坡减载后,边坡各剖面安全系数均较原地形有明显提高,桩号 0+120m 上游侧的安全系数较下游侧低,但在正常情况下,安全系数均超过 1.20,遇 8 度地震时,安全系数也超过了 1.1。

(2) 加强排水是保证边坡稳定的重要措施。要求在山体中开挖两条排水洞。

13.8.5 讨论

在规划土石坝的开敞式溢洪道时,左、右坝肩通常是先考虑的位置。此时,又经常会遇到溢洪道通过堆积体的情况。坡堆积体通常具有有限的覆盖厚度,接触面又通常是一个软滑带。这大概是在较长的地质年代中曾发生过的滑坡或大规模塌滑有关。

当溢洪道通过这样的堆积体时,设计方案往往是清除部分堆积体,使溢洪道座落于基岩面上,然后放坡。此时,需确认经过开挖的堆积体在新的坡度条件下是稳定的。另一方面,降雨通常是导致边坡失稳的首要条件,建立可靠的排水系统是溢洪道边坡设计中需要认真考虑的问题之一。

徐村水电站溢洪道这一实例具有一定的典型意义。设计人员首先确认该堆积体与基岩间确实存在一个软滑带。因此,必须采用工程措施,确保开挖后的边坡具有足够的安全系数。由于该堆积体地形比较平缓,最后放弃了抗滑桩方案,而采用削坡的方案来保持边坡稳定,同时在山体内设置了两条排水廊道。表 13.26 所列的各剖面的计算成果实际上是在综合比较了许多方案后的一个最终成果。熟练地使用 STAB 程序,可以使这样的优化设计工作的效率大大提高。从表中可知,和原地形相比,开挖后地形的安全系数在大部分地段均有明显的提高。

三年后,笔者经历了另外一个在堆积体上开挖溢洪道边坡开裂事件,即云南昭通地区的大水沟面板坝的溢洪道工程。发现,在徐村工程中担忧的滑坡可能性在大水沟这个具有类似地形地质条件的溢洪道工程中确实出现了。图 13.29 和图 13.30 分别示大水沟面板坝工程边坡开裂和沿夹泥层错动情况。在 13.13 节还将讨论紫坪铺泄洪洞出口边坡堆积体滑坡事例。因此,当年该工程对溢洪道边坡沿夹泥层稳定情况所作的研究和相应的削坡加固措施是明智的。



图 13.29 大水沟面板坝工程边坡开裂情况



图 13.30 大水沟面板坝工程边坡沿夹泥层错动情况

13.9 天生桥厂房高边坡

13.9.1 基本情况

- (1) 项目来源: 水电部贵阳勘测设计院。
- (2) 完成日期: 1989 年 8 月。
- (3) 设计阶段: 技施设计。
- (4) 存档文件:

1) 邹成杰, 庞声宽, 方平德, 典型层状岩体高边坡稳定分析与工程治理, 水利电力出版社, 1995 年;

2) 天生桥二级水电站厂房西坡边坡稳定分析, 中国水利水电科学研究院, 岩土(89)39, 1998 年 8 月。

13.9.2 工程概述

天生桥二级水电站位于广西隆林及贵州安龙县境内, 为南盘江中游广西、贵州河段上第二个梯级电站。工程为引水式电站, 大坝为混凝土重力坝, 三条引水隧洞长度均为 9776.3m。电站初期装机容量 88 万 kW, 一级电站发电后, 装机容量将扩建到 132 万 kW。

厂房建在芭蕉林南侧、拉线沟北侧下山包(也称南山包)的一个三面凌空的条形山脊上。厂房三面临坡, 每面坡高均大于 100m, 最高的西坡高 300 余米。

厂区河岸受拉线沟和 1 号冲沟切割, 形成一个山包, 称中山包, 其东南缘称为下山包, 厂房即位于下山包东侧。厂区地层为砂岩、泥岩互层, 夹少量灰岩。可以推测地层曾经历强裂的地质构造运动, 形成中山包背斜, 芭蕉林向斜, 南山包背斜, 拉线沟向斜。下山包滑坡即位于芭蕉林向斜和下山包背斜之间, 岩层产状为 $N80^{\circ}E$ 。

在泥岩、砂岩互层中, 普遍发育泥化夹层, 形成滑坡体的滑床。在开挖抗滑桩过程中, 对构成这次滑坡的泥化夹层进行了充分的揭示, 发现泥化夹层为黄褐色软塑状粘土, 厚度 5~20cm 不等。厂房西坡可划分为七层, 层间均有泥化夹层。

1988 年 5 月工程施工后, 山体即发生滑移, 出现明显的滑坡迹象(图 13.31)。水平位移最大速率达 8.2cm/日。随即采取了减载、排水、抗滑桩、预应力锚索和锚杆等多项工程措施(图 13.32)。1989 年 5 月, 厂房高边坡全部开挖完毕, 未见明显滑移现象。



图 13.31 边坡滑移挡墙拉裂情况

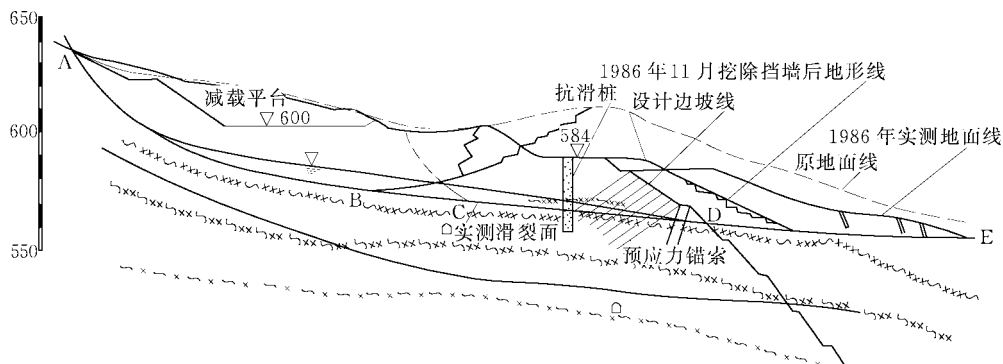


图 13.32 南 6-6'地质剖面和计算断面

13.9.3 计算条件

1. 计算工况

选用南 6-6'剖面为计算断面（参见图 13.32）。南 6-6'断面方向为 S60°E，和滑坡中、后部位移较一致。

对南 6-6'断面稳定性的核算，重点是复核已发生滑坡的那层滑裂面（夹层出口高程 556m）。其主要工作是通过反演抗剪强度指标，模拟施工开挖过程，了解安全系数随之变化的过程，并评价排水、锚索、抗滑桩在提高抗滑安全系数方面的作用。

2. 强度指标

南 6-6'断面沿滑裂面强度指标见表 13.27。

表 13.27 南 6-6'断面沿滑裂面强度指标（参见图 13.32）

序号	区段	物质组成	滑坡体厚度(m)	抗剪强度指标	
				c(kPa)	$\phi(^{\circ})$
1	AB	粘土夹砂岩碎块石，坡积滑塌形成	30~37	20	11.3
2	BC	全风化砂页岩夹粘土	25~30	20	11.3
3	CD	强风化滑动碎裂的砂岩夹泥页岩	17~40	10	6.8
4	DE	同上	25~0	10	6.8

3. 地下水位

施工期边坡 600m 高程处原有工程单位生活，办公用房以及附设的供水系统，其水池已开裂，长年向坡内渗水，1986 年 5 月至 11 月又曾数次降大雨。在开挖抗滑桩时发现井壁严重渗水，推算的地下水位示于图 13.32。

13.9.4 计算成果与分析

1. 滑坡过程和加固工程措施（图 13.33）

(1) 滑坡过程。1986 年 5 月厂房边坡开挖开始，6 月 7 日发现当边坡自 584m 高程挖至 555m 高程时，前缘即出现裂缝。7 月 7 日裂缝发展到前缘 100m 处（图 13.31），8 月修建临时挡土墙，滑坡暂时被制止。

1986 年 11 月，边坡开挖继续进行，前缘坡墙被炸掉，滑坡前缘几十米处采用洞室大爆破，边坡位移加剧，公路挡墙被拉裂，公路边陡壁上明显出现滑裂面（图 13.31），长度达百

米以上。至 1987 年初, 滑坡整体规模已显露出来, 平均速率达 7.2mm/d。抗滑桩开挖后了解到的泥化夹层擦痕方向为 S85°E, 由此可以大致确定滑坡方向为 S85°E。

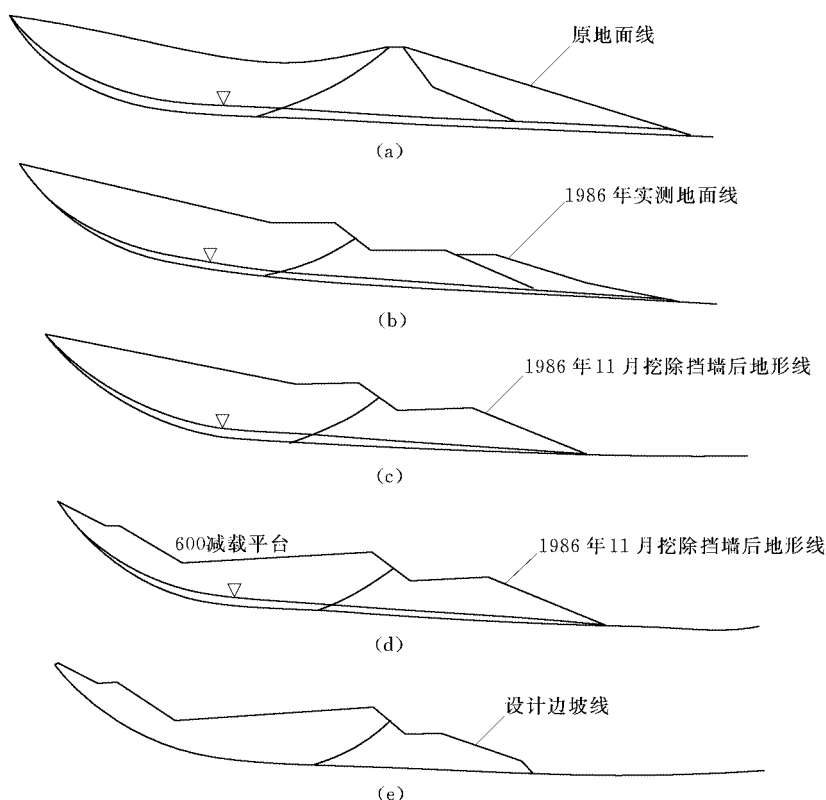


图 13.33 通过反演分析进行的加固设计

(2) 边坡加固工程措施。为制止滑坡, 自 1987 年开始, 采取了以下工程措施:

(a) 减载。滑坡后缘地形上凸超过 600m 高程部分被挖除, 两次共减载 22.15 万 m^3 。

(b) 排水。除整治地表排水系统, 分层减载, 集中疏导雨水外, 还在厂房北坡及西坡布置了四条高程分布在 487.2m, 451.5m 和 429m 的永久性排水廊道。

在滑体中部 584m 平台设置 17 根抗滑桩, 最大桩深 40m, 断面 $3 \times 4\text{m}$, 间距 6m。并布置了承载力为 $120 \times 9.8\text{kN}$ 的预应力锚索, 共计 240 根。

(c) 预应力锚索和锚杆荷载。预应力锚索设置在高程 858~565m 边坡上, 与铅垂线夹角 55° , 每根预应力 1200kN , 孔距 3.0m, 排距 3.5m。总计 7 排, 每米宽度施加在边坡上的力为:

$$\frac{7 \times 120 \times 9.8}{3.0} = 280 \times 9.8 (\text{kN/m})$$

预应力锚杆设置在高程 565 平台, 孔距 2m, 排距 2m, 与铅垂线夹角 30° , 每米宽度施加在边坡上的力为

$$\frac{2 \times 30 \times 9.8}{2.0} = 30 \times 9.8 (\text{kN/m})$$

(d) 抗滑桩提供的水平抗滑力。抗滑桩断面为 3m×4m，总计 17 根，每根桩提供的水平抗滑力约为 1284×9.8kN。总计混凝土量为 6600m³，钢材 248.7×9.8kN。考虑滑坡整体规模已形成，该 17 根抗滑桩提供的水平抗滑力应平均分摊在 170m 宽度的滑坡上，故每米提供的水平抗滑力为

$$\frac{17 \times 1284 \times 9.8}{170} = 128.4 \times 9.8 \text{ (kN/m)}$$

2. 地下水位

对南 6-6'断面，根据抗滑桩开挖过程中了解到的地下水位核算稳定安全系数，并分析排水起作用无地下水位时安全系数的提高程度。

3. 稳定分析计算成果及讨论

(1) 计算成果。根据发生滑坡的过程，对施工过程不同阶段进行复核，获得的稳定安全系数如表 13.28 所示，计算简图见图 13.34。

表 13.28 南 6-6'断面边坡稳定安全系数（参见图 13.33）

情况	计 算 条 件	安 全 系 数	数 据 文 件
1	原地地面线，有地下水	0.997	T6.1
2	1986年6月7日地面线，有地下水位	0.976	T6.2
3	1986年11月拆除挡墙后地面线，有地下水	0.922	T6.3
4	减载	0.988	T6.4
5	排水	1.055	T6.5
6	开挖至设计边坡，排水生效，无地下水	1.032	T6.6
7	情况5，加抗滑桩	1.088	T6.7
8	情况6，加上预应力锚索和锚杆	1.149	T6.8

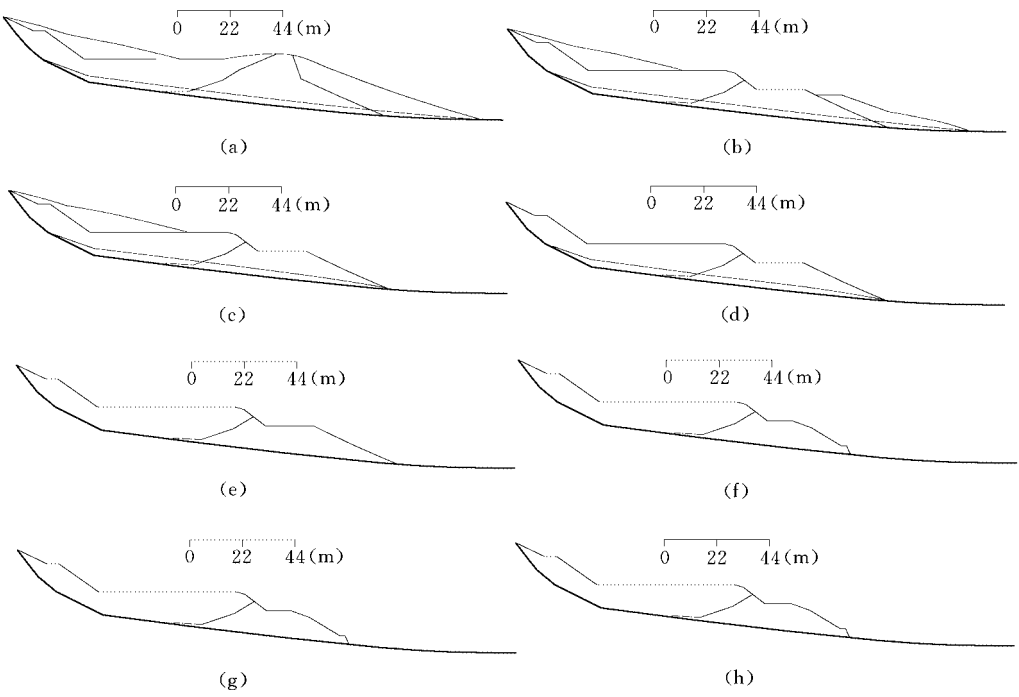


图 13.34 天生桥边坡计算成果

(a) T6.1; (b) T6.2; (c) T6.3; (d) T6.4; (e) T6.5; (f) T6.6; (g) T6.7; (h) T6.8

(2) 讨论。从表 13.28 所列分析成果可以发现:

- 1) 边坡开挖使安全系数由原来的 0.997 降为 0.922, 降低了 8%左右;
- 2) 减载使安全系数由 0.922 提高到 0.988, 增加了 6%;
- 3) 地下水位对边坡稳定影响很大, 排水后可使安全系数提高 7%左右;
- 4) 加固边坡的工程措施(抗滑桩, 预应力锚索等)使安全系数提高 11%左右(从 1.032 提高到 1.149);

5) 在排水系统充分生效, 没有孔压的条件下, 安全系数为 1.15。应该指出, 这一系列计算的起点是边坡开挖后的安全系数为 0.922。由于此时并没有发生滑坡, 所以实际加固后的边坡稳定安全系数应比 1.15 略高。

反演分析获得概念是, 滑裂面上综合抗剪强度的指标大约是 $c=10\text{kPa}$, $\phi=10^\circ$ 。这一数值和实验室直剪和三轴试验接近。因此总的来说, 天生桥二级厂房高边坡泥化夹层的抗剪强度指标大约是在 $c=10\text{kPa}$, $\phi=10^\circ$ 这样一个数量级范围。

13.9.5 讨论

天生桥高边坡在开挖仅 15m 时即发生大规模的山体变形。对边坡进行紧急加固措施的设计过程主要是建立在反演分析的基础上的, 目的是了解采用各项工程措施后, 使安全系数从原来的极限平衡状态提高 15%~20%。本节介绍了当年进行加固设计时的计算成果。通过边坡稳定分析, 最终确定了各种加固工程的规模。这一工程竣工后已经过 10 年的运行, 说明加固设计是成功的。当时的研究报告还提出了以下几条建议:

(1) 减载、锚索、抗滑桩等工程措施使滑裂面安全系数提高 18%左右, 但对高达 300m 的边坡深层滑动并无加固作用, 排水是稳定该边坡至关重要的工程措施, 宜予高度重视。

(2) 厂房边坡的稳定安全系数, 总体来看, 接近现代边坡工程允许最小安全系数值, 但个别滑面尚处下限, 应加强边坡的变形和孔隙水压力观测, 密切监视边坡的性状。根据本次计算成果, 对厂房边坡运行期间观测到的孔隙水压力系数的平均值 r_u 似可提出这样的标准, 当 $r_u < 0.05$ 时, 排水效果视为优良, 期望 $r_u < 0.1$, 当 $r_u > 0.15$ 时应发出警报。

(3) 由于该边坡具有明显的三维特点, 建议下阶段有条件时, 开展三维极限平衡稳定分析。在 14 章中, 笔者介绍了三维计算的成果。

13.10 乌鲁瓦提面板堆石坝

13.10.1 基本情况

- (1) 工程名称: 乌鲁瓦提面板堆石坝。
- (2) 项目来源: 新疆水利水电勘测设计院。
- (3) 完成日期: 1995 年 4 月。
- (4) 设计阶段: 初设阶段。
- (5) 存档文件:

表 13.29 乌鲁瓦提面板堆石坝坝材料参数

材料 编号	材料所处位置	抗剪强度指标				容重 (9.8kN/m ³)	
		线性		非线性		天然	饱和
		c (9.8kN/m ²)	$\phi(^{\circ})$	$\phi(^{\circ})$	$\Delta\phi(^{\circ})$		
1	主堆石区	0.0	39.0	43.5	3.0	2.25	2.30
2	次堆石区	0.0	30.0	44.2	3.6	2.10	2.25
3	排水区	0.0	35.5			2.05	2.20
4	坝体底部	0.0	38.0			2.26	2.30
5	坝基	150.0	40.0			2.70	2.90
6	垫层及过渡层	0.0	39.0	48.0	5.1	2.25	2.30

注 上表线性参数及容重由新疆水利设计院提供，非线性参数由水科院“乌鲁瓦提坝料三轴试验报告”提供。

表 13.30 乌鲁瓦提面板堆石坝坝坡最小安全系数

参数 类型	F_m 及 文件名	下游坝坡		上游坝坡		
		稳定渗流 无地震	稳定渗流 7度地震	施工期 无地震	施工期 7度地震	库水位降落 无地震
线性	F_m	1.209	1.111	1.298	1.203	0.513
c, ϕ	文件名	wlx1	wlx2	wlu1	wlu2	wul3
非线性 ϕ_0	F_m	1.528	1.419	1.540	1.540	0.865
$\Delta\phi$	文件名	wlx3	wlx4	wlu4	wlu5	wlu6

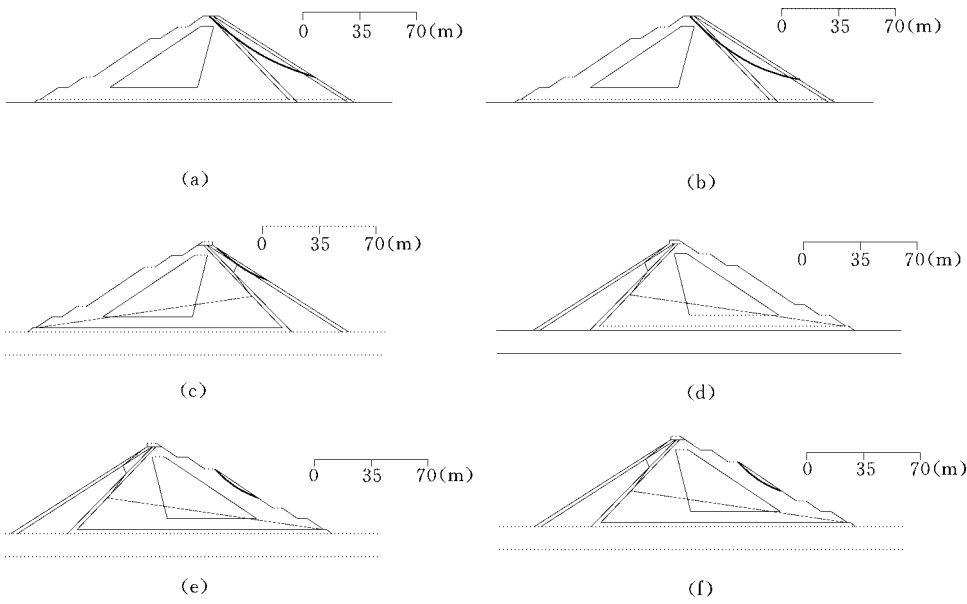


图 13.36 乌鲁瓦提面板堆石坝边坡稳定分析成果

(a) Wlu1; (b) Wlu2; (c) Wlu3; (d) Wlu4; (e) Wlu5; (f) Wlu6

13.11 黄河三盛公水利枢纽拦河闸

13.11.1 基本情况

- (1) 工程名称：黄河三盛公水利枢纽拦河闸。
- (2) 项目来源：内蒙古黄河工程管理委员会。
- (3) 完成日期：1999 年 8 月。
- (4) 设计阶段：大坝安全鉴定。
- (5) 存档文件：
 - 1) 黄河三盛公水利枢纽拦河闸地基渗流及稳定安全复核报告，中国水利水电科学研究院，1999 年 8 月；
 - 2) 黄河三盛公水利枢纽拦河闸稳定及强度安全复核报告，中国水利水电科学研究院，1999 年 8 月。

13.11.2 工程概述

黄河三盛公水利枢纽拦河闸位于内蒙古自治区。拦河闸为I级建筑，上游正常水位为1055.0m，设计允许水位差 9m，闸室采用浮筏式结构，两孔一联，系钢筋混凝土结构。1961 年建成并投入使用，以为河套灌区提供灌溉用水为主。闸室及地基简图见图 13.37。

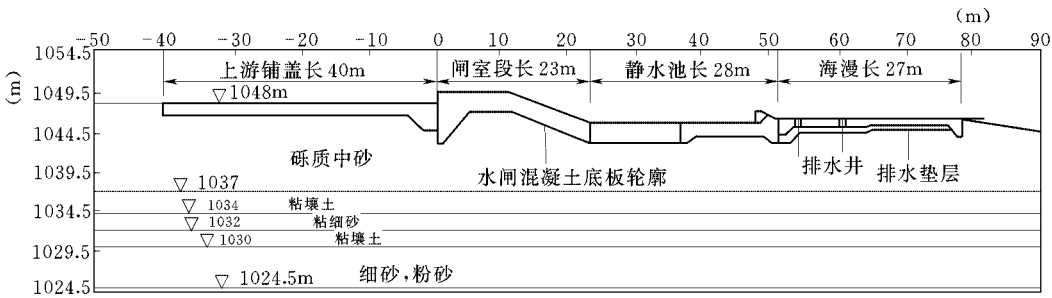


图 13.37 黄河三盛公水利枢纽拦河闸概化地质剖面图

13.11.3 计算条件

在分析计算中，水闸作了如下简化：

- 1) 闸门上游中墩、缝墩、公路桥等结构折算成分布荷载，加在闸室底板上；
- 2) 在闸门下游，中墩、缝墩、工作桥等结构换算成挡水结构，容重也作相应折减，成为等效重力。

1. 计算工况

计算中采用圆弧滑动和任意形状滑动两种滑动模式。在任意形状滑动模式中，滑弧底部为直线，沿 1034m 高程之下粘壤土层滑动，滑弧两端则为曲线，使用 STAB 程序自动搜索安全系数最小的临界滑裂面。

当上游水位为 1055m 高程时，下游水位高程分别为 1046m，1047m、1048m 和 1049m。上游水位为 1052m 高程时，下游水位高程为 1046m。把各工况排水井完全失效情况下渗流计算扬压力曲线当作浸润线加在水闸之上，以此计算基础底部滑裂面孔隙水压力。

为了便于和渗流计算扬压力条件下结果比较,假设当上、下游水位分别为 1055m 和 1046m 高程时,在排水井完全有效和排水井完全失效两种条件下,上游水位和下游水位直线连接作为浸润线。计算结果见表 13.31 和图 13.38。

表 13.31 按计算扬压力复核拦河闸深层滑动安全系数表

工况		圆弧滑动	图号	沿粘壤土滑动	图号
上游水位(m)	下游水位(m)				
1055	1046	2.060	n1	2.223	nn1
	1047	2.094	n2	2.364	nn2
	1048	2.294	n3	2.548	nn3
	1049	2.243	n4	2.742	nn4
1052	1046	2.889	n5	2.889	nn5

2. 强度指标

根据三盛公水闸管理局提供的地质资料,闸室地基各土层抗剪强度指标如表 13.32。

表 13.32 三盛公拦河闸基础各土层材料参数表

土层	粘聚力c(kPa)	摩擦角 ϕ (°)	容重(9.8kN/m ³)
砾质中砂	0.0	25	1.5
粘壤土	23.5	12	1.62
粉细砂	5.6	25	1.56
细砂、粉细砂	5.6	25	1.56

13.11.4 计算成果分析

从表 13.31 计算成果可知,在五种运行工况下,两种滑动模式安全系数均大于 2.0。沿粘土层滑动安全系数大于圆弧滑动 0.2 左右,说明由于粘土层埋藏较深,沿粘壤土层滑动不是水闸深层滑动的控制滑动模式。在最不利运行工况下,安全系数也大于 1.5。因此,根据现有地质参数,可以认为拦河闸闸室基础能满足水闸设计规范的安全要求。

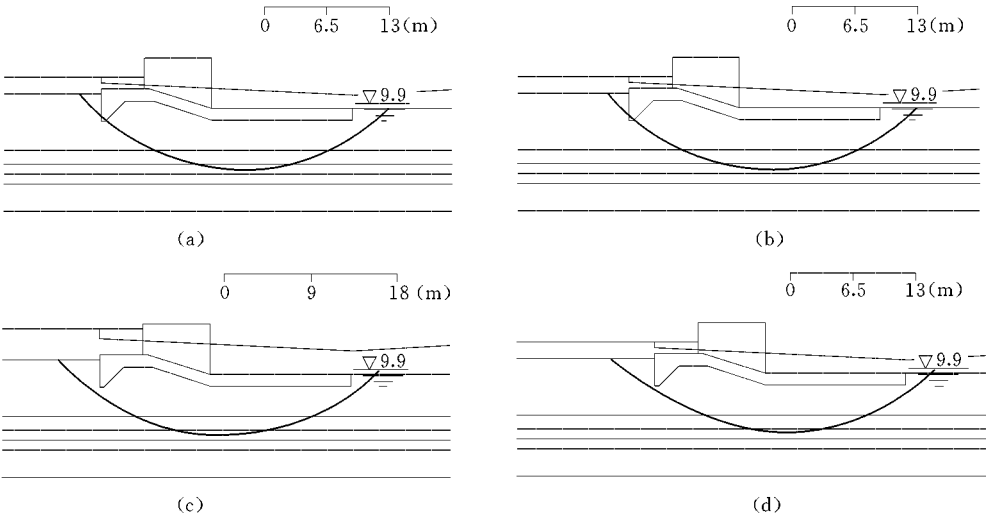


图 13.38 三盛公拦河闸稳定分析成果

(a) n1; (b) n5; (c) nn1; (d) nn5

13.11.5 讨论

本工作为使用条分法计算水闸抗滑稳定安全系数的例子。通用条分法除用于计算天然边坡和土石坝的稳定安全系数外,还可用于分析重力坝,水闸等建筑物沿建基面和深层软带的稳定分析中。因为由闸、坝和地基构成的建筑物实际上也是一个边坡,传统的分析方法和通用条分法所包含的原理没有本质上的差别。

13.12 日照电厂蔡家滩灰场挡灰堤

13.12.1 基本情况

(1) 项目来源: 山东电力工程咨询院。

(2) 完成日期: 2000 年 1 月。

(3) 设计阶段: 技施设计。

(4) 存档文件: 日照电厂蔡家滩灰场挡灰堤加固措施计算分析报告, 水利水电科学研究院, 2000 年 3 月, GE-2000-3-007。

13.12.2 工程概述

日照电厂灰场位于蔡家滩南海岸, 为长方形海域灰场。岸边坝段为块石护坡碾压土坝, 其余部分全部为抛石挡灰堤, 最大高度约 10.4m (图 13.39)。为防止粉煤灰渗入海洋, 在迎海洋面, 铺设有一层土工布。这样在海水涨落过程中, 堤内外经常出现 1~2m 的水位差。

蔡家滩灰场挡灰堤合龙后, 大堤内坡很多部位出现了不同程度的塌滑 (图 13.40), 局部土工布被拉断, 破坏全部发生在上游坡面。另外当灰场外侧潮位变化时, 土工布被撕裂堤段的内坡面发现有明显的水流现象, 堤内侧发生滑坡破坏后在堤脚处发现有淘出的砂堆, 说明有管涌破坏存在。可初步认为上游坡的破坏呈浅层滑动形式。

综合分析现场调查结果及挡灰堤施工和破坏资料后, 初步断定造成破坏的主要原因是潮水涨落, 导致堤内外水位差。由于挡灰堤建于饱和淤泥层上, 堤体透水性差、抗管涌能力和抗剪强度均很底。

蔡家滩灰场地形平坦, 灰场内无较大规模的断裂构造, 地层由上到下大致可分为五层:

(1) 黄褐色中细砂。为海底表层活动层, 厚度约 20~50cm, 松散, 颗粒呈圆状。

(2) 褐灰色淤泥质粉质粘土。为第四纪全新世海湾相沉积物, 呈流塑到软塑状态, 其最大厚度达 2.23m。

(3) 黑灰色粉质粘土。呈可塑状态, 最大厚度可达 1.07m。

(4) 褐黄色粉土。呈可塑状态, 最大厚度达 1.09m。

(5) 黄褐色大山沟组片麻岩。表层已强烈风化, 裂隙发育最大可达 1.5m 左右, 强风化层下为坚硬的中等风化基岩。

堤段发生滑坡后, 决定挖除上部硬土石的堆石体, 在迎水面铺设新的土工布, 再在前面抛投块石, 形成一个断面较大的挡灰堤, 参见图 13.39。工程加固的主要手段为抛石挤淤、结合分层施工预压的方法进行地基处理。

灰场地区地震基本烈度为 6 度, 故在挡灰堤边坡稳定计算时不考虑地震因素的影响。

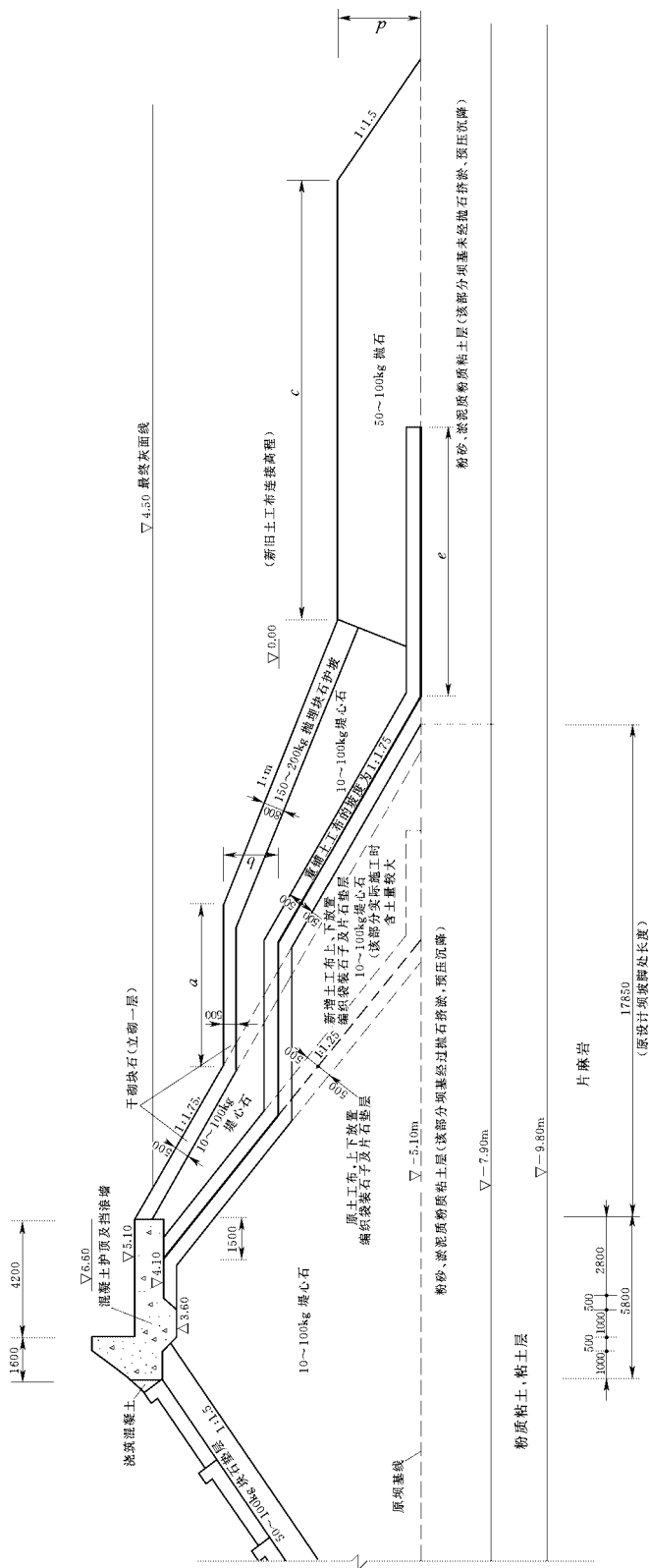


图 13.39 日照电厂挡灰堤典型剖面 (单位: m)

本项目配合挡灰堤加固设计,对挡灰堤边坡进行了稳定计算分析,根据计算分析结果并结合现场调查,建议了大堤内坡加固方案。本项目的任务是对可能的抛投块石剖面加固方案进行分析比较。



图 13.40 日照电厂挡灰堤开裂情况

13.12.3 计算条件

1. 计算工况

经过仔细的研究和分析,最终确定了上游边坡综合加固计算方案:

(1) 相应 2.0m 和 3.0m 两种不同的堤内外水位差,其对应的外侧(海水侧)和内侧(灰场侧)水位分别取 3.0~1.0m、3.0~0m、2.0~-1.0m、1.0~-1.0m 和 2.0~0m 等,其中前三种为校核工况,后两种为设计工况。

(2) 按照渗流计算成果对孔压进行内插,水头沿土工布的衰减幅度根据渗流计算结果给出。

(3) 采用毕肖普法计算。

(4) 稳定分析时取三种不同滑裂面,分别为:

- 1) 沿旧土工布浅层滑动;
- 2) 沿新土工布浅层滑动;
- 3) 沿新土工布上部滑动。

2. 强度指标

本次分析采用总应力指标,首先采用试验强度指标(如表 13.33)计算了上游实际堤身断面沿旧土工布浅层滑动的稳定安全系数。计算时按实测水位差,假定坡外水位为 2.0m,坡内水位为 0.0m,计算得稳定安全系数为 0.560,但是现在的挡灰堤上游边坡在没有通过加固的情况下仍处于稳定状态。由此可见,采用试验指标计算的结果明显偏于保守,与实际堤身的稳定差距太大,应根据不同材料的特性和所处位置相应提高其强度指标。

考虑各种试验方法对强度参数的影响,以试验成果为基础,并考虑淤泥层所处的位置,

对淤泥层土料和垫层料的强度指标作了一定的提高,对参数进行了反演分析计算。调整后的强度参数指标如表 13.34 所示。

表 13.33 稳定分析中各种材料的试验强度指标

土料名称	湿容重 (kN/m ³)	饱和容重 (kN/m ³)	强度指标	
			$\phi(^{\circ})$	$c(\text{kPa})$
抛填石料	1.9	2.1	35.0	0
垫层料	1.9	2.1	17.0	0
淤泥质粉质粘土(挤淤)	1.77	1.78	6	10
淤泥质粉质粘土(不挤淤)	1.77	1.78	2.7	7
粉土	2.0	2.05	10.0	20.0
基岩			50.0	300

表 13.34 稳定分析中各种材料的强度指标(调整指标)

土料名称	湿容重 (kN/m ³)	饱和容重 (kN/m ³)	强度指标	
			$\phi(^{\circ})$	$c(\text{kPa})$
抛填石料	1.8	2.1	35.0	0
垫层料	1.8	2.0	19.0	0
淤泥质粉质粘土(挤淤)	1.77	1.78	10	17
淤泥质粉质粘土(不挤淤)	1.77	1.78	2.4	7
粉土	2.0	2.05	10.0	20.0
基岩	2.6	2.7	50.0	300

13.12.4 计算成果与分析

各种运用条件计算获得的最小安全系数列于表 13.35 和图 13.41,分析这些计算成果,可得到如下几点初步结论:

(1) 根据实际测定的水位条件,用试验确定的强度指标,计算实际挡灰堤稳定情况下沿旧土工布浅层滑动的稳定安全系数,其值为 0.560,说明强度指标偏低。为此在试验基础上,对实际堤身进行参数反演分析,提高了淤泥质土层的强度指标。通过反演将垫层料的强度指标 ϕ 从 17°提高到 19°,同时考虑淤泥质土层挤淤程度和所处位置,将坝体下经过挤淤的淤泥质土层的强度指标作了相应提高,即将其粘聚力 c 从 10kPa 提高到 17kPa,将内摩擦角 ϕ 从 6°提高到 10°,坝体外的淤泥质土层的强度指标保持不变。调整参数后实际挡灰堤上游堤身的稳定安全系数为 1.004,可以认为其结果符合实际,是可靠和恰当的。

(2) 堤身清淤至-7.9m 高程时用试验确定的强度指标计算挡灰堤断面沿旧土工布浅层滑动的稳定安全系数为 0.534,远不能满足要求。用调整后指标计算堤身清淤至-7.9m 高程时挡灰堤断面沿旧土工布浅层滑动的稳定安全系数为 0.900,其稳定亦不能满足规范要求。同时基础清淤的关键技术问题是在清淤施工过程中,如何控制清淤时的施工工艺和质量,保证施工过程中边坡的稳定性。因此在不能保证清淤施工时挡灰堤边坡稳定的情况下,放弃基础清淤并抛投块石的方案是合理的。

(3) 新铺土工布上部的压台厚度对沿旧土工布浅层滑动和沿新铺土工布上部滑动均有明显影响,当压台厚度增大时会降低沿旧土工布滑动的安全系数,而增大沿新铺土工布上

表 13.35 各断面稳定计算成果（采用调整强度指标）

水位 条件	滑动模式	$m=2.5, \quad a=4.5, \quad d=3$							
		$b=2$						$b=1.5$	
		$c=10$		$c=15$		$c=20$		$c=15$	
		安全 系数	数据 文件	安全 系数	数据 文件	安全 系数	数据 文件	安全 系数	数据 文件
2~1	旧土工布浅层	0.998	a12	1.097	a11	1.187	a13	1.126	a14
	沿新土工布浅层	1.015	a22	1.182	a21	1.353	a23	1.190	a24
	沿新土工布上部	1.250	a31	1.250		1.250		1.125	
1~1	沿旧土工布浅层	1.050	b12	1.151	b11	1.242	b13	1.183	b14
	沿新土工布浅层	1.174	b22	1.344	b21	1.514	b23	1.363	b24
	沿新土工布上部	1.418	b31	1.418		1.418		1.277	
3~0	沿旧土工布浅层	0.984	c12	1.090	c11	1.183	c13	1.118	c14
	沿新土工布浅层	1.038		1.220	c21	1.404	c23	1.211	c24
	沿新土工布上部	1.100	c31	1.100		1.100		0.945	
3~1	沿旧土工布浅层	1.136	d12	1.250	d11	1.357	d13	1.295	d14
	沿新土工布浅层	1.216	d22	1.413	d21	1.575	d23	1.440	d24
	沿新土工布上部	1.075	d31	1.075		1.075		0.916	
2~0	沿旧土工布浅层	1.038	e12	1.157	e11	1.240	e13	1.190	e14
	沿新土工布浅层	1.100	e22	1.281	e21	1.468	e23	1.286	e24
	沿新土工布上部	1.273	e31	1.273		1.273		1.118	

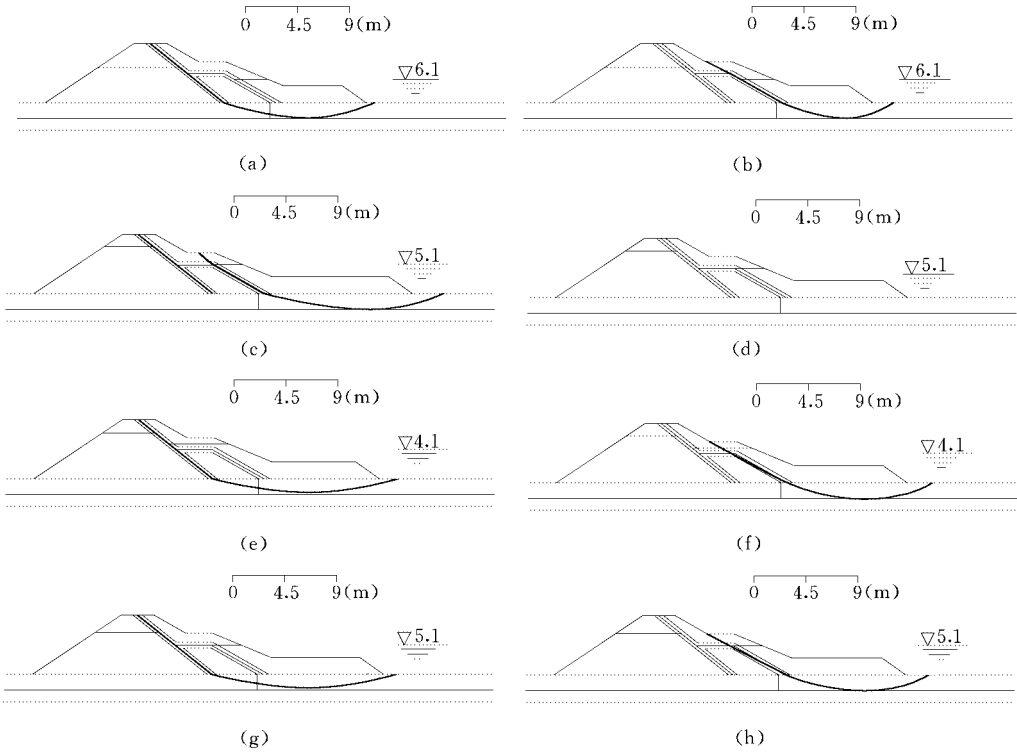


图 13.41 日照电厂挡灰堤稳定分析成果

(a) b12; (b) b22; (c) c23; (d) c31; (e) d11; (f) d21; (g) e11; (h) e21

部滑动的安全系数。反之,当压台厚度减小时,则增大沿旧土工布滑动的安全系数,而降低沿新铺土工布上部滑动的安全系数。此外反压平台的长度变化对沿旧土工布浅层滑动和沿新铺土工布上部滑动这两个滑裂面也有类似的影响。根据计算结果,新铺土工布上部的压台长一般取 4.5m,其厚度取为 2.0m,个别情况取 3m,从表 13.35 知,安全系数可达到 1.10 以上。此计算成果为设计单位最终确定设计提供了依据。

13.13 紫坪铺工程 2[#]导流洞出口滑坡稳定分析

13.13.1 基本情况

- (1) 项目来源:四川省水利水电勘测设计院。
- (2) 完成日期:2001 年 11 月。
- (3) 设计阶段:技施设计。
- (4) 存档文件:

1) 紫坪铺水利枢纽工程 2[#]导流洞出口滑坡稳定分析及处理方案,四川省水利水电勘测设计院,2001 年 10 月;

2) 紫坪铺水利枢纽工程 2[#]导流洞出口滑坡稳定分析及处理方案补充报告,四川省水利水电勘测设计院,中国水利水电科学研究院,2001 年 11 月 7 日。

13.13.2 工程概述

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,地貌上为 F_3 断层带所形成的槽谷下部。2[#]导流洞出口开挖边坡高约 90m,宽约 80m,上部开口高程 830m 左右,下部底口高程 741.156m,出口开挖于 2000 年 4 月初开工,6 月中旬开挖至 213 国道高程 779m 左右时,边坡开挖总高度约 50m。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 13.42 示 7 月 20 日发生于 IV 区的滑坡的实景。图 13.43 为滑坡发生后的山体。



图 13.42 7 月 20 日 IV 区发生滑坡时的实景



图 13.43 滑坡后的地貌

根据地质资料,可将滑坡分为4区,如图13.44所示。图13.45和图13.46给出了典型地形剖面图。

I区为6月23日主滑坡的区域,分布于高程788~834m之间的已开挖边坡范围内。平面长70m,宽33~42m,厚度约10m,平面面积 2162m^2 ,初估方量约 $1.2\sim 1.5\text{万 m}^3$;主滑动方向 $S75^\circ E$,滑坡后缘陡坎高约10m,最大滑距约20m。

II区分为2个亚区。II₁区位于 F_3 断层带槽谷中部一带,自然坡度相对较缓,为 $30^\circ\sim 50^\circ$ 。层厚10~20m。II₂区位于I区靠上游侧一带,地形坡度约 $40^\circ\sim 50^\circ$,地表为崩坡积成因的块碎石土。II₁区和II₂区于7月14日同时发生滑动,均是沿着基覆界面缓慢变形,滑动过程中牵动了少量外边缘破碎岩体失稳。

III区也分为2个亚区。III₁区为滑坡危险区,位于滑动区II₁区上部,自然边坡相对较缓,地形坡度约 30° ,地表为崩坡积成因的块碎石土,厚度10~15m。7月4日地表调查发现比较连续的拉裂缝,宽1~5cm,局部宽达10~20cm,延伸长达70m以上,分布最高高程在887m,除此外坡体内还断续分布有一些相对较小的拉裂缝。变形体长约85m,宽65m,体积约 5.0万 m^3 。III₂区为潜在危险区,位于III₁区上部,边坡亦相对较缓,地形坡度约 $25^\circ\sim 30^\circ$,地表为崩坡积成因的块碎石土,厚度10~17m,变形体长约80m,宽15~40m,体积约 2.4万 m^3 。

IV区也为潜在危险区,位于II₂区后部,自然边坡相对较缓,地形坡度约 $35^\circ\sim 40^\circ$,地表为崩坡积成因的块碎石土,钻探揭示厚度6.1~12.11m,后缘拉裂缝长80m,一般宽1~5cm,局部宽达10~20cm,分布最高高程大约930m。

13.13.3 计算条件

1. 强度指标

根据现场取样试验,并结合以往工程经验,提出稳定分析建议的物理力学指标见表13.36。

图 13.44 平面地质图

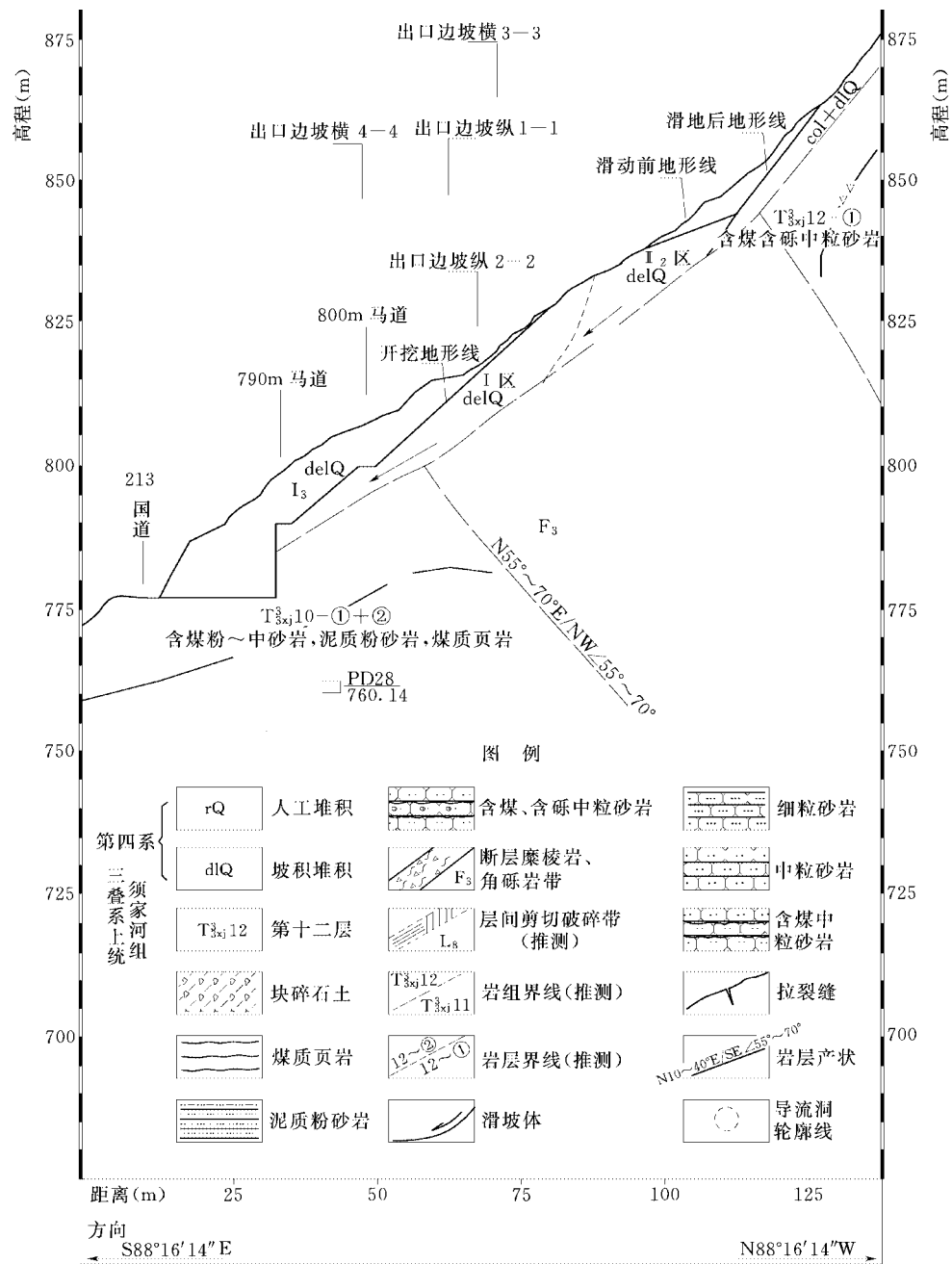


图 13.45 纵 4-4 剖面图

2. 计算方案

(1) 方案 1 为抗滑桩方案。该方案对III₂区 890m 高程以上的土体采用 2 排共 26 根抗滑桩, 其中在III₂区前缘设 10 根 3m×5m 抗滑桩, 并在 890m 高程处设一 20m 高挡墙, 同时建议在修建挡墙土体下挖过程中, 把出露的抗滑桩在横向用钢筋混凝土梁连起来, 形成框架,

以增加抗滑桩的刚度，提高抗滑桩的整体抗滑稳定性。加固示意图如图 13.47 所示。IV区坡体也采用的抗滑桩加固。

(2) 方案 2 为挡土墙方案。导流洞覆盖层经塌滑后，在 213 国道处形成一个约 60m 宽的垭口。由于此处地形地貌上表现为一凹沟（参见图 13.43），此方案建议在此垭口处修建一个高 35m 的混凝土挡土墙（基底高程为 776m），将沟口封闭，挡住堆积体的主滑方向，挡墙上布置排水孔，挡墙后用透水石料回填至 830m 高程形成一个高 50m，坡度为 1:2.4 的经碾压的边坡，加固示意图如图 13.48 所示。要求对原滑坡残留土作振冲或强夯处理。保留 IV 区的加固方案。

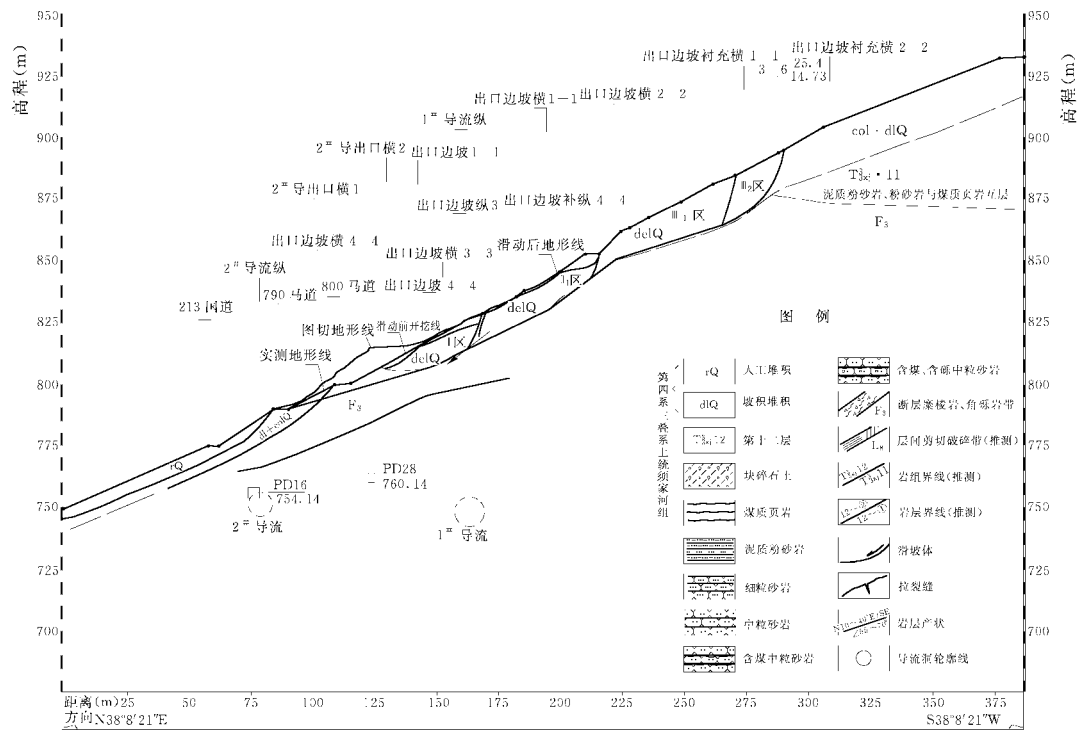
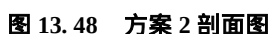
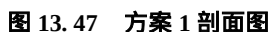


图 13.46 纵 2-2 剖面图

表 13.36 稳定分析建议的物理力学指标

编号	材 料	c (MPa)	φ (°)	容重(g/cm ³)
1	碾压后堆石	0.000	42.00	2.20
2	DelQ和未滑动部分的层间接触面	0.000	26.00	2.10
3	已滑动部分的层间接触面	0.007	10.00	2.00
4	经强夯的滑坡残留土	0.05	26.00	2.00
5	混凝土和基岩接触面	0.00	21.80	2.00
6	混凝土挡墙后的破碎岩体(F ₃ 影响带)	0.10	26.56	2.00
7	T _{3sj} ³	0.3	26.00	2.60
8	挤压破碎带	0.05	30.00	2.45



13.13.4 计算成果和分析

1. 反演分析成果

在进行边坡加固设计时，正确选用滑坡体与基岩接触带的抗剪强度，对于加固工程量的影响极大。设计使用的指标为 $c=0$ ， $\phi=26^\circ$ 。

根据紫坪铺工程边坡的实际情况，对于 2[#]导流洞出口坡积层曾经发生的两次滑动，分别相应剖面纵 2-2 和纵 4-4（参见图 13.45 和图 13.46）。因此在方案比较中，进行了反演分析。反演分析分别按安全系数 1.00 和 0.95 两种情况进行，且不考虑地下水作用。表 13.37 示安全系数为 0.95 时的反演成果。图 13.49 示反演计算的简图。

表 13.37 反演成果

工况	组合	$c(\times 9.8\text{kN/m}^2)$	$\phi(^{\circ})$	安全系数
I区（剖面4-4） 数据文件为zz2-2	1	3.17	20	0.9504
	2	3.38	19	0.9510
	3	3.58	18	0.9505
	4	3.78	17	0.9504
	5	3.98	16	0.9507
II区（剖面2-2） 数据文件为zz4-4	1	1.76	19	0.9503
	2	2.04	18	0.9505
	3	2.32	17	0.951
	4	2.59	16	0.9509
	5	2.86	15	0.951

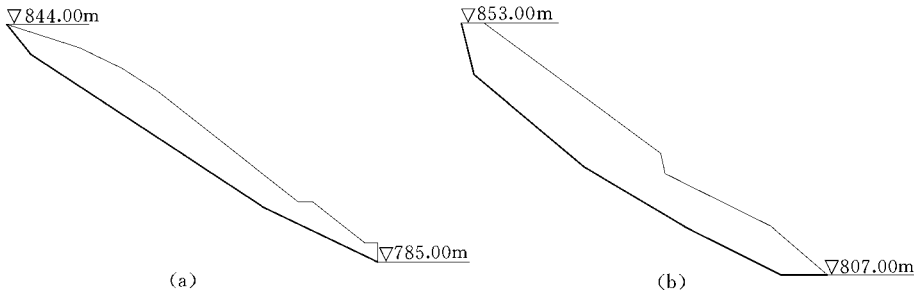


图 13.49 反演成果计算简图

2. 方案 1 分析成果

滑坡处理方案中对II₂区主要采用抗滑桩加混凝土挡墙进行加固。在III₂区前缘设置一高约 20m 的混凝土挡墙，与前缘钢管桩一起支挡前沿土体，在挡土墙及钢管桩后缘设置一排断面为 3m×5m 的抗滑桩，共 16 根，深 35m。在后部设置一排断面为 2m×4m、间距为 4m（中对中）、深 20~25m 的抗滑桩 10 根，以提高III₂区后缘坡体的稳定程度。计算采用纵 2-2 剖面，参见图 13.46。结果见表 13.38。

由计算结果可以看出，采用设计指标，原地形坡体的安全系数为 0.868，在坡体内打 1 排单宽抗滑力为 2500kN/m 的抗滑桩，边坡稳定安全系数可提高到 0.953，比原地形工况增

大了近 0.1, 若挖除桩前滑坡堆积体, 则桩后坡体的稳定安全系数降低至 0.914, 可见桩后堆积体开挖后边坡安全系数较低, 因此在施工期应采取分段开挖的方式, 并及时浇筑混凝土挡墙, 以保证堆积体开挖过程中边坡的稳定。设置混凝土挡墙后, 边坡稳定程度有较大提高, 安全系数可达到 1.416, 比原地形工况提高了 0.54。

表 13.38 方案 1 (III₂ 区边坡稳定性分析成果)

编号	工 况	安全系数	数据文件
1	原地形	0.868	z4-0
2	原地形, 堆积体内打 1 排抗滑桩	0.953	z4-1
3	堆积体内打 1 排抗滑桩, 桩前滑体挖除	0.914	z4-2-2
4	桩前滑体挖除, 上部边坡整体从桩顶滑出	1.814	z4-2-1
5	桩前滑体挖除, 混凝土挡墙加抗滑桩	1.416	z4-3-1

注 以上工况计算中均考虑孔隙水压力系数为 $r_u=0.1$ 。

为了降低孔隙水压力, 在 III₂ 区坡体布置了必要的排水措施。除在坡面布设排水管、排水沟外, 在 860m 高程左右设置 2.5m×2.5m 的排水洞, 并在洞顶打放射状的排水孔, 考虑到上述措施, 在以上 III₂ 区边坡稳定各计算工况中均考虑孔隙水压力系数为 0.1。若不考虑排水措施, 在计算中采用孔隙水压力系数为 0.25, 则各工况条件下边坡稳定计算的敏感性分析结果表 13.39 所示。

表 13.39 方案 1 (III₂ 区边坡稳定考虑孔隙水压力敏感性分析成果)

编号	工 况	安全系数	数据文件
1	原地形	0.706	z4-0
2	原地形, 堆积体内打 1 排抗滑桩	0.757	z4-1
3	堆积体内打 1 排抗滑桩, 桩前滑体挖除	0.723	z4-2-2
4	桩前滑体挖除, 上部边坡整体从桩顶滑出	1.490	z4-2-1
5	桩前滑体挖除, 混凝土挡墙加抗滑桩	1.146	z4-3-1

注 以上工况计算中均考虑孔隙水压力系数为 $r_u=0.25$ 。

比较表 13.38 和表 13.39 可见, 孔隙水压力系数由 0.1 提高到 0.25 后, 各工况下边坡稳定安全系数降低了 0.15~0.35。其中, 对于第 5 种工况, 即在 III₂ 区前缘打 1 排 3m×5m、单宽抗力为 2500kN/m 的抗滑桩, 其后滑坡堆积体挖除并设置混凝土挡墙的工况条件下, 如果不考虑排水措施边坡稳定安全系数由 1.416 降低到 1.146。此外, 孔隙水压力系数为 0.25 时, 第 5 种工况安全系数比原地形的 0.706 提高了 0.4, 基本可满足边坡稳定要求。

3. 方案 2 分析成果

边坡稳定计算主要考虑边坡整体滑动、局部滑动、边坡分别从挡墙顶部和底部滑出, 以及目前边坡的稳定情况等工况。相应纵 2-2 和纵 3-3 剖面计算结果分别见表 13.40 和表 13.41。部分计算简图如图 13.50 示。

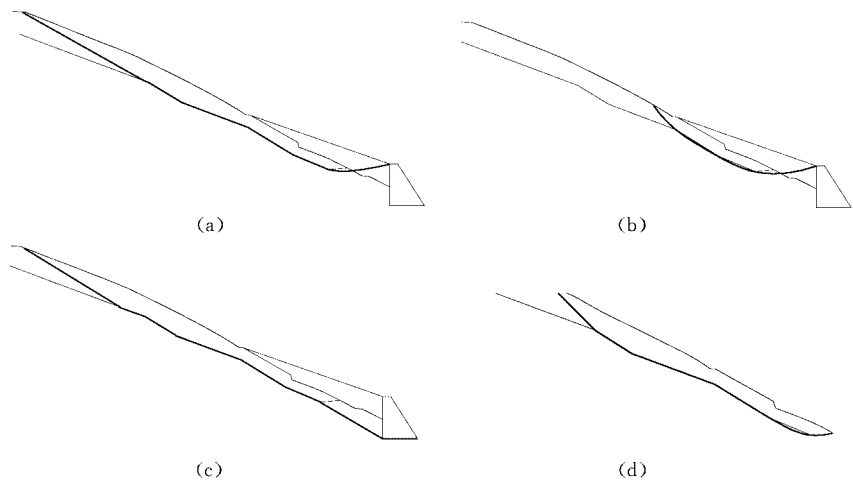


图 13.50 典型方案计算简图
(a) z2-1; (b) w2-2; (c) z2-2; (d) z2f

表 13.40 挡土墙方案纵 2-2 剖面稳定分析成果

编号	工 况	安全系数	土压力(kN/m)	数据文件
1	边坡整体滑动，从挡墙顶部滑出	1.229		z2-1
2	边坡局部滑动，从挡墙顶部滑出	1.355		w2-2
3	边坡整体滑动，从挡墙底部滑出	1.168		z2-2
4	边坡整体滑动，挡墙底部土压力		6160	z2-t
5	边坡现状	0.77		z2f

表 13.41 挡土墙方案纵 3-3 剖面稳定分析成果

编号	工 况	安全系数	土压力(kN/m)	数据文件
1	边坡整体滑动，从挡墙顶部滑出	1.005		z3-1
2	边坡整体滑动，挡墙底部土压力		6200	z3-t
3	边坡现状	0.37		z3f

由表 13.41 所示纵 2-2 剖面计算结果可见，对于整体边坡分别从混凝土挡墙顶部和底部滑出的工况，其稳定安全系数分别为 1.229 和 1.168，相对于边坡现状稳定安全系数 0.77，分别提高了 0.46 和 0.4。而对于纵 3-3 剖面边坡整体从挡墙顶部滑出的工况，其稳定安全系数为 1.005，相对于现状边坡的稳定安全系数 0.37 提高了 0.63。

13.13.5 讨论

本节所列内容，是作者参加紫坪铺工程发生滑坡后的科研和技术咨询时所做的工作。所介绍的内容均为优化设计过程中的比较方案，从中可以看出一个边坡加固工程的决策所经历的多方位的方案比较过程。本节内容的以下特点值得重视。

(1) 对于已经发生了滑坡的工程，在加固设计时采用的强度指标应与反分析相匹配。如果用原来建议的强度指标去核算已发生滑坡的安全系数，得出其值为 0.6 或 0.7，则说明加固设计采用的强度指标可能过于保守，有必要考虑进一步优化。

(2) 对于天然边坡, 坡内孔隙水压力主要是降雨引起的。目前的水平不可能十分准确地予以确定, 此时, 根据边坡内的排水条件, 使用一个孔隙水压力系数 r_u , 并进行敏感分析, 可能是一个比较现实、可行的方法。

(3) 本节所列的一部分算例, 使用第 8 章介绍的 STAB 程序进行抗滑桩和挡土墙加固边坡的功能, 可供进行类似工程设计的人员参考。

13.14 本章附录

13.14.1 本章数据 (表13.42)

表 13.42 本章数据文件

有关章节	系列号	数据文件名	内容
13.1	13-01	13-1.ZIP	蒲城电厂张家沟灰坝
13.2	13-02	13-2.ZIP	公伯峡水电站堆石坝
13.3	13-03	13-3.ZIP	小浪底水利枢纽大坝
13.4	13-04	13-4.ZIP	三峡工程3坝段坝基深层抗滑稳定分析
13.5	13-05	13-5.ZIP	小浪底库岸河岸边坡稳定分析
13.6	13-06	13-6.ZIP	宜兴抽水蓄能电站上池
13.7	13-07	13-7.ZIP	紫坪铺水库左岸堆积体
13.8	13-08	13-8.ZIP	徐村水电站溢洪道边坡
13.9	13-09	13-9.ZIP	天生桥厂房高边坡
13.10	13-10	13-10.ZIP	乌鲁瓦提面板堆石坝
13.11	13-11	13-11.ZIP	黄河三盛公水利枢纽拦河闸
13.12	13-12	13-12.ZIP	日照电厂蔡家滩灰场挡灰堤
13.13	13-13	13-13.ZIP	紫坪铺工程2#导流洞出口滑坡稳定分析