

湖北省 淦水

谢家岭滑坡治理设计专题报告



中国水电顾问集团中南勘测设计研究院

2007 年 11 月

总 工 程 师:

设计总工程师:

专业总工程师:

校 核:

编 写:

目 录

1. 概述.....	1
1.1 滑坡概况.....	1
1.2 设计范围.....	1
1.3 依据资料.....	2
1.4 主要规程规范.....	2
2. 设计基本资料.....	2
2.1 边坡分级与安全系数.....	2
2.2 地震烈度.....	3
2.3 气象特征.....	3
2.4 地质条件.....	3
3. 边坡稳定分析.....	5
3.1 典型断面选取.....	5
3.2 计算参数.....	7
3.2.1 地质专业建议参数.....	7
3.2.2 参数反演计算.....	7
3.3 稳定性计算.....	11
4. 边坡排水设计.....	14
5. 边坡加固方案.....	15
5.1 压脚护坡方案.....	15
5.2 抗滑桩方案.....	15
5.2.1 抗滑桩的布置.....	16
5.2.2 抗滑桩的构造.....	17
5.2.3 抗滑桩推力的计算.....	18
5.2.4 抗滑桩稳定性及地基承载力计算.....	21
5.2.5 抗滑桩配筋计算.....	21
5.2.6 抗滑桩方案工程量.....	24
5.3 格构锚固方案.....	24
5.3.1 锚索的布置.....	25
5.3.2 格构设计.....	25
5.3.3 格构方案工程量.....	25
5.4 加固方案比选.....	26
6. 滑坡防治监测.....	27
6.1 施工期监测.....	27
6.2 完建期监测.....	27
6.3 滑坡防治监测方法.....	28
7. 施工组织设计.....	28
8. 施工技术要求.....	28
8.1 压脚护坡.....	28
8.2 抗滑桩及锚索.....	28
9. 结论与建议.....	30
9.1 主要结论.....	30
9.2 建议.....	30

1. 概述

1.1 滑坡概况

谢家岭滑坡位于江坪河坝址下游右岸约 3km 处,滑坡体后缘自然坡度 $17^{\circ} \sim 40^{\circ}$ 左右,前缘为江坪河原炸药库(该炸药库由业主选址,并委托其它单位设计),滑坡上游为一条冲沟,冲沟有常年性流水,流量约为 $3 \sim 101/s$,冲沟中地形相对平缓,地形坡度约为 20° 左右。冲沟上游紧邻瓦屋台边形岩体,滑坡体地形地貌见图 1.1-1。

滑坡堆积体前缘堆渣高程为 330m,已塌滑后缘高程为 390m,滑坡上部已开裂高程约 500m;前缘宽约 90~100m,已塌滑及堆渣面积约 $5630m^2$,体积约 $3 \times 10^4 m^3$,已开裂滑体纵长约 300m,面积约 $12 \times 10^4 m^2$,体积约 $80 \times 10^4 m^3$ 。滑坡体原始地形上呈椅状,主滑方向为 $N60^{\circ} W$ 。滑坡体已塌滑周界比较清晰,后缘以高程 390m 庄稼地平台作为边界,上下游两侧主要以冲沟为界。后缘上部边坡高程 420m~440m、480m~500m 左右发育有两级平台,综合地形坡度 $20^{\circ} \sim 25^{\circ}$ 左右,最大宽度达 210m。



图 1.1-1 谢家岭滑坡地形地貌图

1.2 设计范围

设计范围包括:谢家岭滑坡体及其周边影响范围的安全稳定分析及治理设

计。

1.3 依据资料

治理设计主要依据以下资料进行：

- 1) 滑坡体及其临近区域(滑坡体外围 100m) 1:1000 地形图；
- 2) 滑坡体区域地质平面图及沿主滑或主变形方向典型剖面图；
- 3) 滑坡体区岩土体物理力学参数；
- 4) 滑坡体区域初步监测成果。

1.4 主要规程规范

DL5180—2003	《水电枢纽工程等级划分及设计安全标准》
DL/T 5353-2006	《水电水利工程边坡设计规范》
DZ/T0219-2006	《滑坡防治工程设计与施工技术规范》
GB50330	《建筑边坡工程技术规范》
DL/T5057-1998	《水工混凝土结构设计规范》
DL/T5073-2000	《水工建筑物抗震设计规范》
DL5077-1997	《水工建筑物荷载设计规范》
DL/T5176-2003	《水电工程预应力锚固设计规范》
GB50086—2001	《锚杆喷射混凝土支护技术规范》
DL/T5088—1999	《水电水利工程量计算规定》

设计过程中，参考了长江三峡工程库区《滑坡防治工程设计与施工技术规范》等资料。

2. 设计基本资料

2.1 边坡分级与安全系数

谢家岭滑坡体位于江坪河水电站下游约 3km 处，位于下游淋溪河水库库，滑坡体下侧为②公路，控制着左岸能往坝址区的交通。据边坡所处位置、边坡重要性和失事后的危害程度，按照 DL/T5353-2006《水电水利工程边坡设计规范》，按 B 类水库边坡 II 级边坡设计，地震基本烈度 6 度，边坡抗滑稳定安全系数标准见表 2.1-1。

表 2.1-1 抗滑稳定安全系数标准

设计工况	作用组合	稳定安全系数
持久设计工况	(1) 自重+正常地下水位水压力+加固力	≥1.15

短暂设计工况	(2) 自重+暴雨(可能的泄流雾化雨)地下水位水压力+加固力	≥ 1.10
偶然设计工况	(3) 自重+正常地下水位水压力+地震作用+加固力	≥ 1.05
备 注	1) 正常地下水:根据坡面出水情况,结合降雨、地质条件推测地下水位线。 2) 暴雨地下水:滑坡区位于典型的暴雨区,按汛期水暴雨时地下水位抬升高至滑面以上 2~4m 计算。	

2.2 地震烈度

滑坡区基本地震烈度小于 6 度,本工程抗震设防类别为乙类。边坡防治设防烈度为 6 度,地震水平加速度取 0.05g。

2.3 气象特征

淦水流域属副热带季风气候区,雨量充沛,气候温和,四季分明。该流域在夏季既受西风带天气系统的控制,也受副热带系统的影响,有时受两类系统的共同作用,锋面活动显著,气旋经过频繁,是长江流域著名的暴雨区之一。

鹤峰气象站及滑坡附近走马坪气象站气象特征值统计见表 2.3—1。

表 2.3—1 鹤峰、走马坪气象站气象要素统计表

项 目	单位	鹤 峰	走马坪	备 注
多年平均降水量	mm	1684.5	1871.1	—
历年最大 1d 降水量	mm	277.8	265.6	—
多年平均蒸发量	mm	1000.5	921.8	—
多年平均气温	℃	15.4	12.2	—
历年极端最高气温	℃	40.0	29.7	—
历年极端最低气温	℃	-10.1	-5.6	—
多年平均相对湿度	%	81	83	—
多年平均风速	m/s	0.6	—	—
历年最大风速/风向	m/s	14.0 ENE	16.0/ENE	走马坪实测最大 18.0m/s 无风向记录

2.4 地质条件

滑坡体下伏基岩地层为震旦系上统灯影组至寒武系下统沧浪铺组,灯影组(Z_{bdn})为灰岩、泥灰岩;筇竹寺组(ϵ_{1q})为页岩;沧浪铺组(ϵ_{1c})为兰灰色泥灰岩、页岩及泥质灰岩。基岩产状为 $N0^{\circ} \sim 20^{\circ} W$, $SW \angle 20^{\circ} \sim 30^{\circ}$, 倾向上游,上游冲沟与岩层走向组合,构成顺向坡。滑坡区断裂构造发育,受断裂切割,山体显得较为破碎、单薄,且岩性较软弱,易于风化。

滑坡体为松散的碎(块)石夹土,滑床岩层为强风化的炭质页岩,为相对隔水层,地表大气降水易于下渗并易于储存在滑坡体内,因此,滑带易于饱水。



图 2.4-1 滑带岩芯(19.5m~24.5m)照片 1



图 2.4-2 滑带岩芯(24.5m~32.5m)照片 2

谢家岭滑坡体岩土力学参数建议值见表 2.4-1。

表 2.4-1

谢家岭滑坡体岩土力学参数建议值

类 型	岩体风化 程度	容重(KN/m ³)		抗剪强度		变形模量 (E ₀)	饱和抗 压强度	允许承载 强 度	泊桑 比
		天然	饱和						
		f	c (MPa)	GPa	MPa	MPa	μ		
残坡积及崩塌堆积层 (Q ^{edl} 、 Q ^{col})		21	24	0.38	0.04	0.015			0.34
∈ _{1L} ¹⁻¹ 、∈ _{1c} ³ 、 Z _{bdn} ³⁺⁴ 泥灰岩、 薄层灰岩	全风化	23	25	0.45~0.5	0.05	0.35~0.1			0.34
	强风化	25.5	26	0.6~0.7	0.2~0.4	2~4	10~20	1~2	0.3
	弱风化	26.5	26.8	0.7~0.9	0.7~0.8	5~8	40~50	3~4	0.27
∈ _{1q} 炭质页岩	全风化	23	25	0.45~0.5	0.05	0.35			0.34
	强风化	25.5	26	0.5~0.6	0.1~0.2	1	10	1	0.34
	弱风化	26.5	26.8	0.6~0.8	0.5~0.6	3~6	25~30	2.5~3	0.28

3. 边坡稳定分析

2007 年 7 月淦水流域连降暴雨，7 月 1 日~25 日，江坪河工程区累计降雨量超过 435mm，仅 7 月 22 日~25 日四天，降雨量高达 274mm。淦水水位上涨较快，坝址最大流量达 1800m³/s（2007 年 7 月 22 日 8 时）。谢家岭滑坡为明显沿土石分界面的滑坡，由于连降暴雨，致使地下水位抬升，岩土体含水量已处于饱和，从而引起前缘失稳，坡体高程 390m 至 500m 发现多组裂缝。

3.1 典型断面选取

谢家岭滑坡平面上呈“宝瓶”状，前缘窄，后缘宽，上下游冲沟切割，冲沟内基岩出露，滑坡基本沿土石分界线滑动，变形范围清晰。前缘宽度 90~100m，后缘宽度 200 左右，滑带为中间厚两翼薄，参考 DZ/T0219-2006《滑坡防治工程设计与施工技术规范》，沿主滑方向中部选一条地质剖面作为计算典型剖面进行计算，滑坡体形态及剖面位置见图 3.1-1，计算选用典型剖面见图 3.1-2。

滑坡体计算纵剖面上布置 3 个钻孔，基本可控制整个滑带。

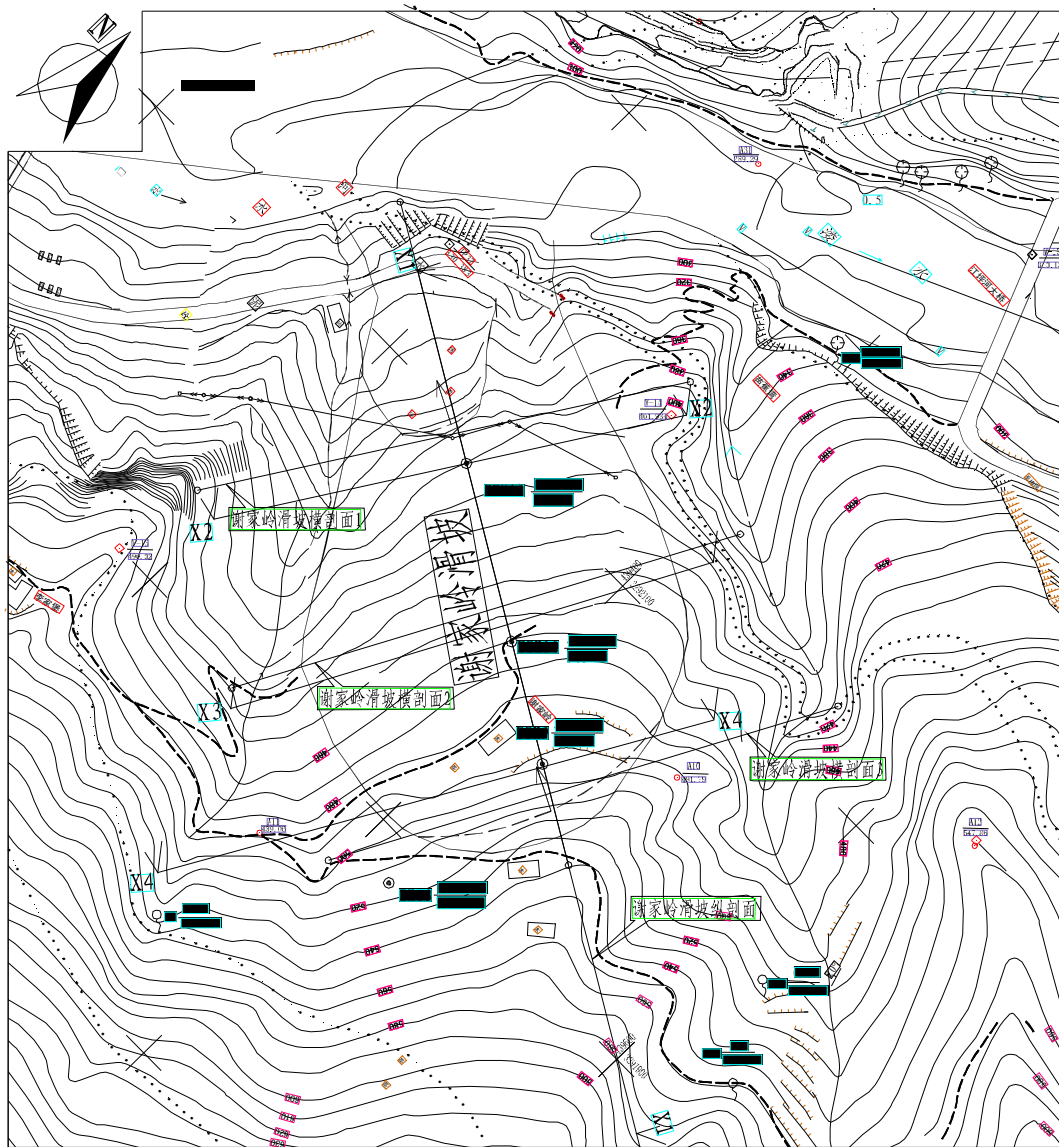


图 3.1-1 谢家岭滑坡平面图

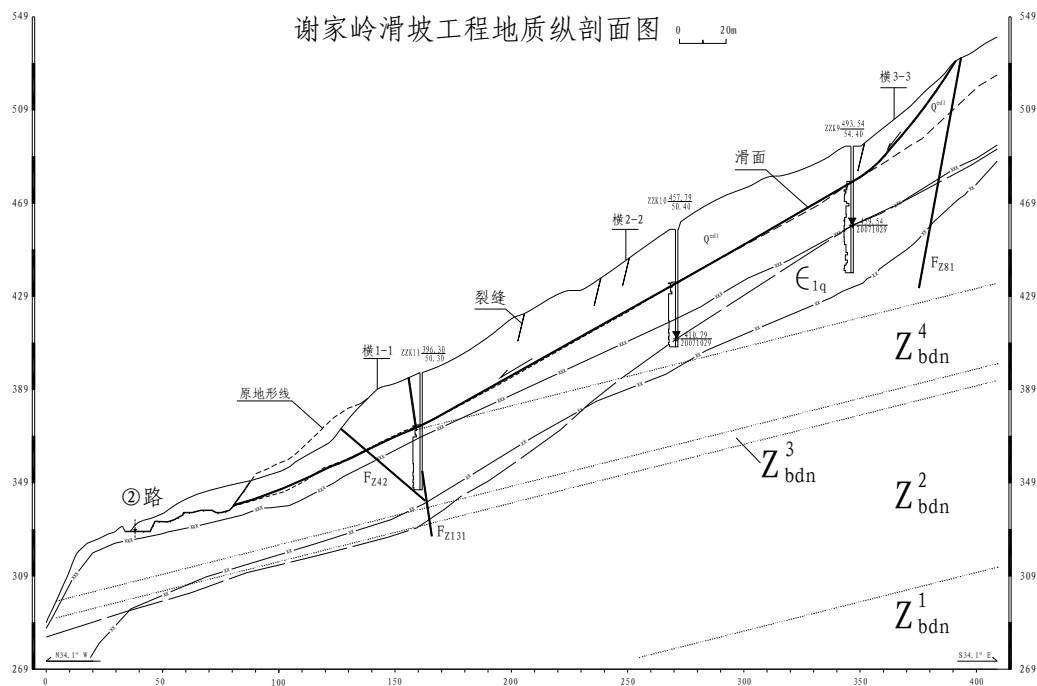


图 3.1-1 谢家岭滑坡工程地质纵剖面图

3.2 计算参数

3.2.1 地质专业建议参数

根据滑坡体岩土体的性状及前期勘探成果，地质专业建议值如表 2.4-1。

3.2.2 参数反演计算

本滑坡为土质滑坡，由于连降暴雨、前缘边坡开挖过陡等综合因素致使前缘失稳。滑坡体的成分、结构及性状复杂，均一性差。因此，在地质专业建议值的基础上，进行岩(土)体力学参数的反演计算，论证地质参数的合理性并进行修正。底滑面采用地质专业推测的底滑面，由于滑坡已经失稳，按原地形剖面进行反演分析时，安全系数取 0.98~1.00；按滑坡后的地形进行反演分析时，由于目前所测水位为枯水期水位，基本影响不到滑面；前缘失稳后，坡形再造，前缘较为平缓，起到一定的压脚作用，鉴于以上两方面的考虑，安全系数取 1.00~1.03。

根据计算过程及经验判断，地质专业建议值中残坡积及崩塌堆积层，粘聚力 0.04MPa 偏高，根据计算过程分析，取 0.027MPa 较为合适。

a) 整体稳定性计算

前缘失稳后，坡面形成多组张拉性裂缝，后缘最高裂缝开展至高程 500m 左右，说明边坡整体都在变形，整体的安全裕度不高。根据钻孔资料显示，基岩以上第四系堆积物性状明显较差，可判断边坡整体滑移变形为第四系堆积物沿土石

分界线滑动。根据推测滑面形状，采用折线形滑面，计算参数取内摩擦角为 25.5° ，粘聚力取 27kPa，容重为地质专业建议值，局部利用程序搜索进行计算，滑面形状见图 3.2-1，计算算法采用 Morgenstern-price 法，计算安全系数为 1.026。滑坡后缘高程为 500m 左右，与坡面裂发育高程基本一致。

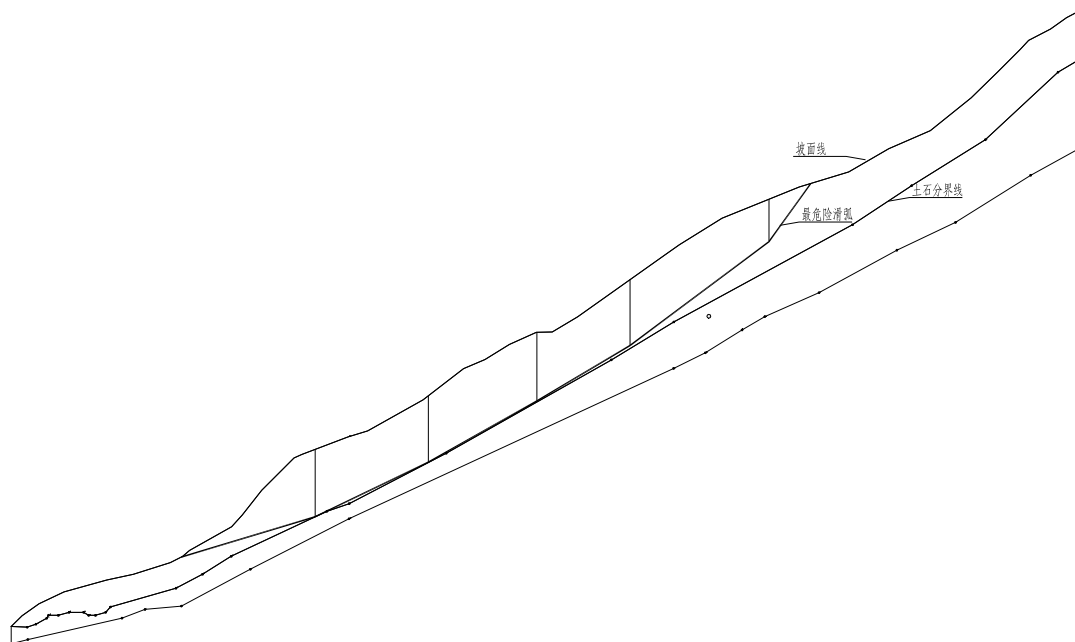


图 3.2-1 滑坡整体稳定计算图

b) 失稳前稳定计算

目前前缘已经失稳，剪出口为人工开挖边坡，滑面形状呈典型的圆弧型滑移。因此滑动模式选择圆弧形滑面，指定滑弧出入口范围，进行搜索。计算参数取内摩擦角为 25.5° ，粘聚力取 27kPa，容重为地质专业建议值，计算方采用简化 Bishop 法，边坡稳定系数为 0.998，滑弧形状及搜索指定的滑弧出入口范围见图 3.2-2。

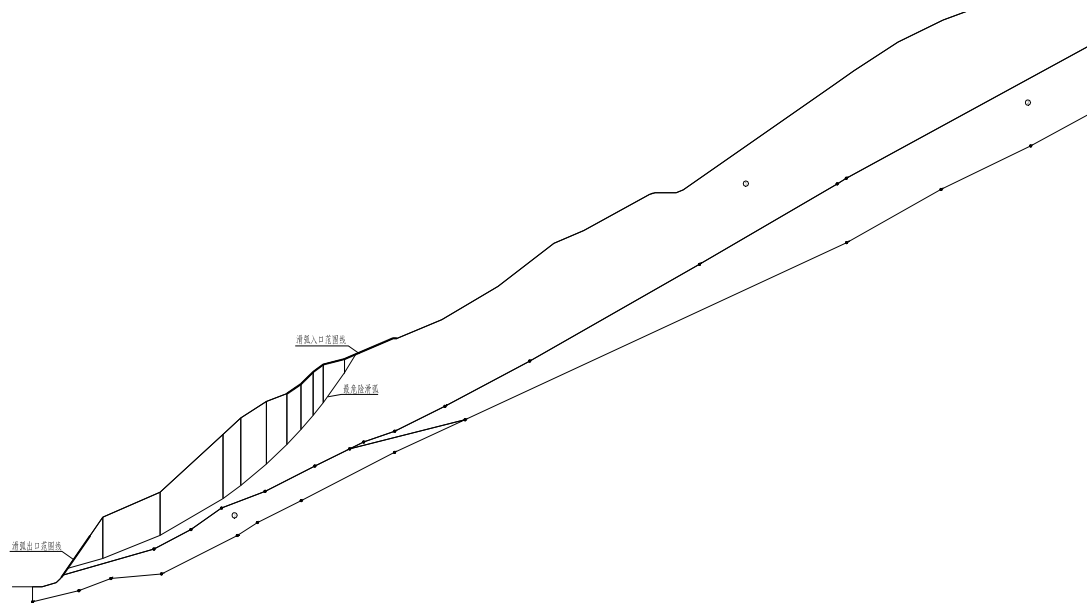


图 3.2-2 滑坡前缘稳定计算图

滑弧最高点高程为 392.5m，与边坡前缘实际滑塌高程 390.00m 大致相同。由此可判断在强降水情况下，局部隙水压力增大或在水的软化作用下边坡前缘即有可能失稳。同时亦可验证参数选取是较为符合实际情况的。

c) 参数敏感性分析

为验证岩土体力学性质的合理情及合理取值范围，进行敏感性分析，敏感性分析按整体稳定计算，计算断面及滑面见图 3.2-1，计算方法采用 Morgenstern-price 法。参数基准为内磨擦角为 25.5° ，粘聚力取 27kPa。敏感性分析成果见表 3.2-1。安全系数 $Fos-\phi$ 关系见图 3.2-3，安全系数 $Fos-c$ 关系见图 3.2-4。

表 3.2-1 岩（土）体力学参数敏感性分析成果表

$\phi (^{\circ})$ c (kPa)	24.60	24.83	25.05	25.28	25.50	25.72	25.94	26.16	26.38
25.92	0.985	0.993	1.002	1.010	1.019	1.027	1.036	1.044	1.053
26.19	0.986	0.995	1.003	1.012	1.021	1.029	1.038	1.046	1.055
26.46	0.988	0.997	1.005	1.014	1.022	1.031	1.039	1.048	1.056
26.73	0.990	0.998	1.007	1.016	1.024	1.032	1.041	1.050	1.058
27.00	0.991	1.000	1.008	1.017	1.026	1.034	1.043	1.051	1.060
27.27	0.993	1.002	1.010	1.019	1.027	1.036	1.044	1.053	1.061
27.54	0.995	1.003	1.012	1.021	1.029	1.038	1.046	1.055	1.063
27.81	0.996	1.005	1.013	1.022	1.031	1.039	1.048	1.056	1.065
28.08	0.998	1.007	1.015	1.024	1.032	1.041	1.049	1.058	1.067

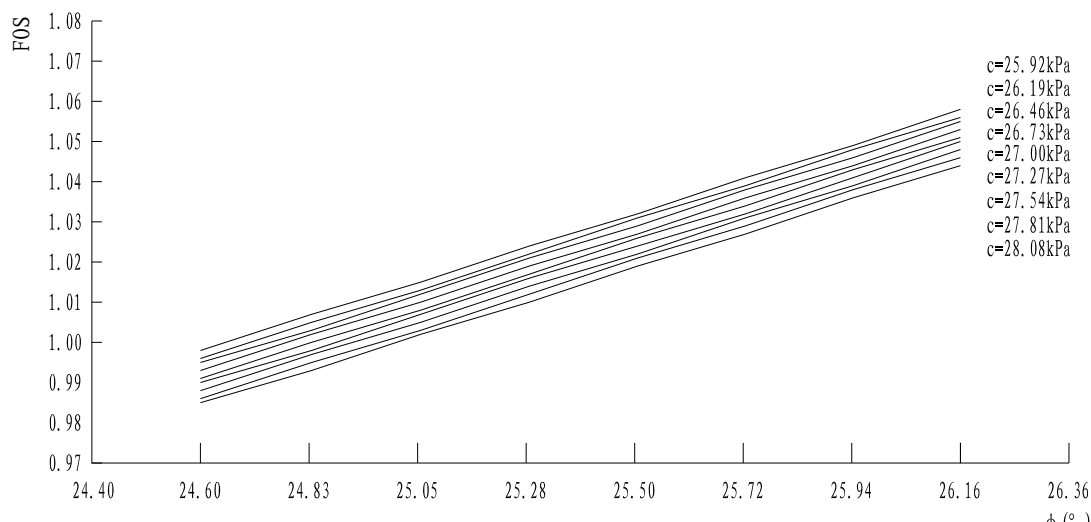


图 3.2-3 敏感性分析 Fos— ϕ 关系图

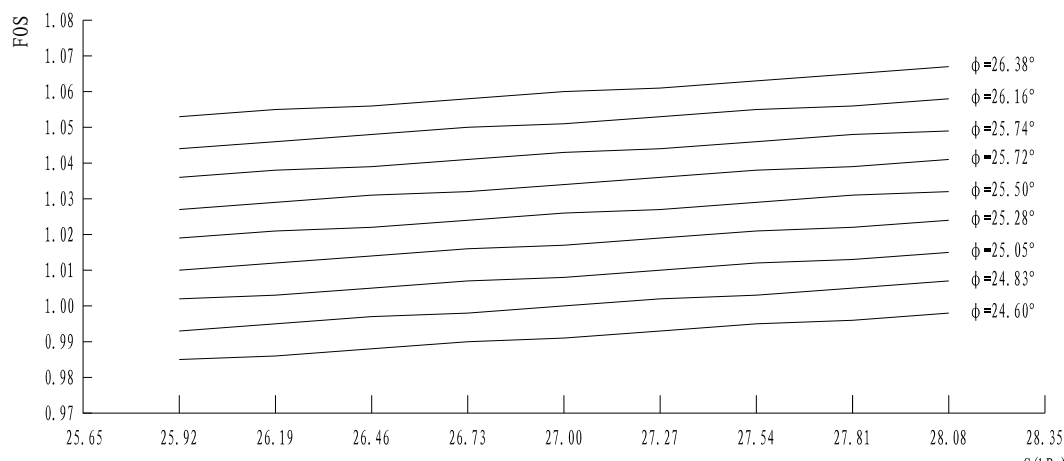


图 3.2-4 敏感性分析 Fos— c 关系图

敏感性分析结论：

- (1) 安全系数 Fos 与滑裂面凝聚力 C 和内摩擦角 ϕ 均与呈正相关；
- (2) 滑裂面抗剪强度指标中，内摩擦角 ϕ 对滑体稳定性影响较凝聚力 C 大。内摩擦角 ϕ 的正切值每提高 1%，安全系数 Fos 提高约 0.0073；凝聚力 C 每提高 1%，安全系数 Fos 仅提高 0.0016 左右。

d) 参数选取

由于滑坡滑带厚度在 23m 左右，边坡安全系对粘聚力不如对内摩擦角值敏感，因此可基本确定取 c 值为 27kPa，对应安全系数在 1.00~1.03 时内摩擦角为 $24.83^\circ \sim 25.61^\circ$ 。根据前缘稳定计算情况，取内摩擦角为 25.50° ，相应 f 值为 0.477，滑带容重按地质专业建议值选取。

3.3 稳定性计算

由于滑坡前缘已经失稳，局部坡比较陡，稳定状态相对较差，坡体前缘挖沿②公路砌筑 2m 高混凝土挡墙，挡墙内侧设置高 5m 的钢筋石笼护坡脚，然后按坡比 1:1.75 石渣回填修坡(局部需清挖)，每 20m 高设置一道 2m 宽的马道，坡面采用植被护坡，修坡后典型断面见图 3.3-1。边坡稳定计算参数见表 3.3-1。

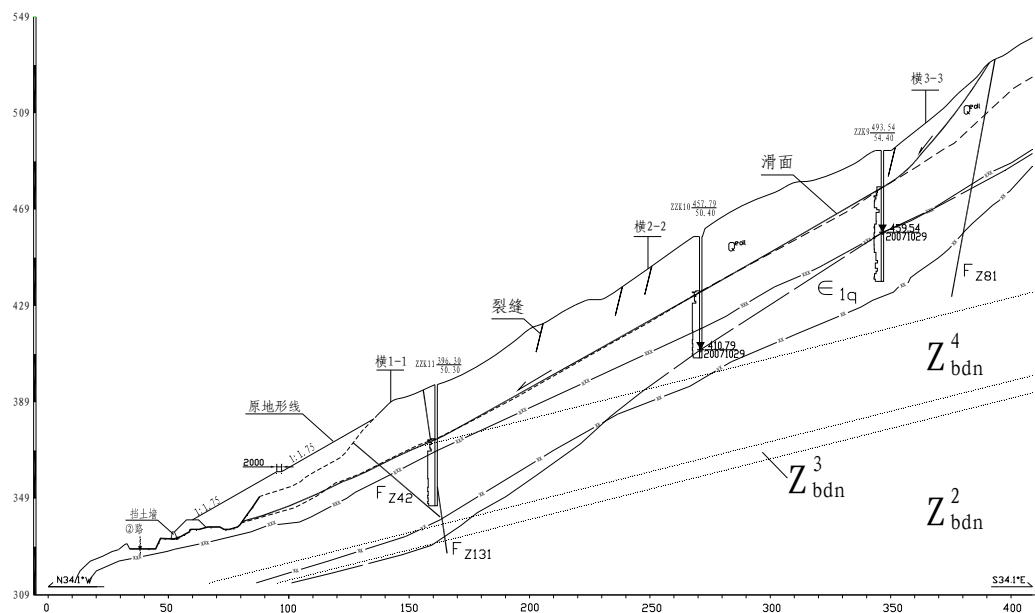


图 3.3-1 修坡后典型断面图

表 3.3-1		稳定计算参数表	
---------	--	---------	--

参 数 \ 岩(土)体		残坡积及崩塌堆积层	强风化带	石 渣
计算参数	湿容重 (kN/m ³)	21.0	23.0	19.0
	饱和容重 (kN/m ³)	24.0	25.0	21.0
	C (kPa)	27.0	50.0	5.0
	φ (°)	25.5	26.6	33.0

说明：强风化带参数取高值。

勘察地下水位枯水期低于滑面, 由于没有监测资料, 淦水流域暴雨强度较大, 最大日降水量达 273mm/d。本滑坡体上下游均有冲沟发育, 地下水排泄条件较好, 坡外补给少, 滑坡周边设置截水沟, 滑坡体地下水主要受降水补给。基于以上条件假定, 滑坡土体暴雨季节空隙占 10%, 强降水致使水面抬升至推测滑面以上 2.73m, 较勘测水位抬升了 6~7m。

计算分别采用圆弧形滑面及折线形滑面进行搜索相应稳定系数见表 3.3-2, 滑面形状分别见图 3.3-2~4。

地下水参数:按地下水位在土石分界面上 2.73m。

地震作用参数:地震水平加速度取 0.05g,地震重要性系数取 1.0,地震综合作用系数取 0.25,地震作用于土条重心处,水平加速度分布按矩形分布。

表 3.3-2 稳定计算结果表

工况及滑面类型		安全系数	目标安全系数	剩余下滑力 (kN/m)
持久设计工况	折线形滑面	1.068	1.15	2724
	圆弧形滑面	1.114	1.15	/
短暂设计工况	折线形滑面	1.028	1.10	2452
	圆弧形滑面	1.096	1.10	/
偶然设计工况	折线形滑面	1.039	1.05	223
	圆弧形滑面	1.082	1.05	/

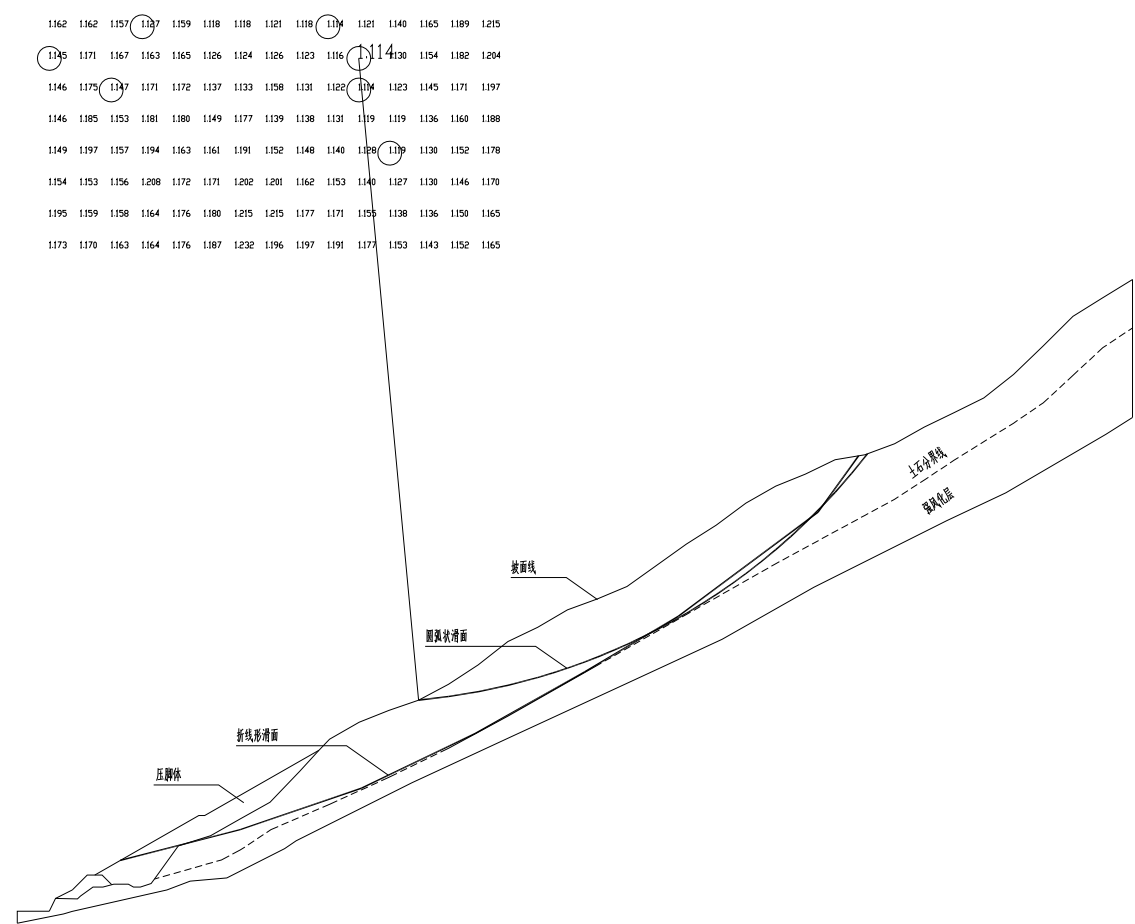


图 3.3-2 持久设计工况计算结果简图

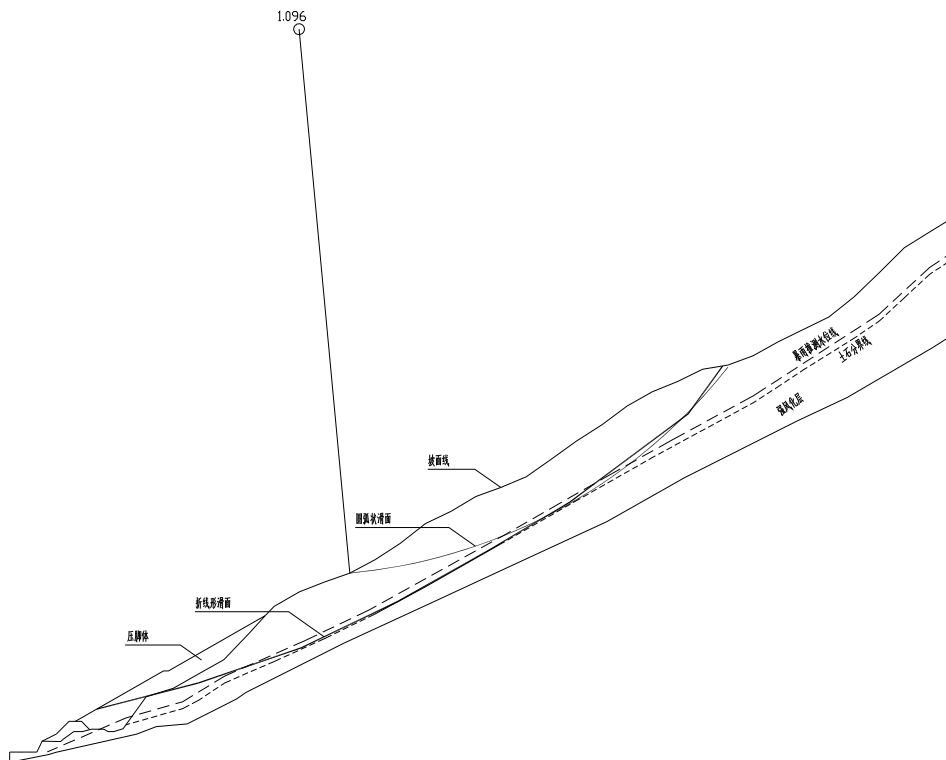


图 3.3-3 短暂设计工况计算结果简图

1.098 1.094 1.090 1.085 1.083 1.085 1.089 1.086 1.082 1.089 1.106 1.131 1.154 1.173
 1.102 1.100 1.103 1.094 1.094 1.090 1.090 1.093 1.090 1.084 1.098 1.121 1.147 1.169
 1.103 1.106 1.104 1.103 1.100 1.099 1.097 1.098 1.098 1.092 1.082 1.090 1.111 1.137 1.162
 1.102 1.110 1.110 1.108 1.110 1.109 1.108 1.105 1.105 1.098 1.087 1.087 1.104 1.127 1.154
 1.105 1.106 1.113 1.115 1.117 1.119 1.156 1.117 1.117 1.108 1.096 1.087 1.098 1.119 1.144
 1.111 1.108 1.111 1.126 1.124 1.126 1.130 1.129 1.128 1.121 1.107 1.095 1.098 1.114 1.136
 1.123 1.113 1.113 1.118 1.127 1.134 1.139 1.143 1.143 1.138 1.122 1.106 1.104 1.117 1.132
 1.130 1.125 1.117 1.119 1.127 1.138 1.147 1.155 1.160 1.156 1.143 1.121 1.111 1.120 1.132

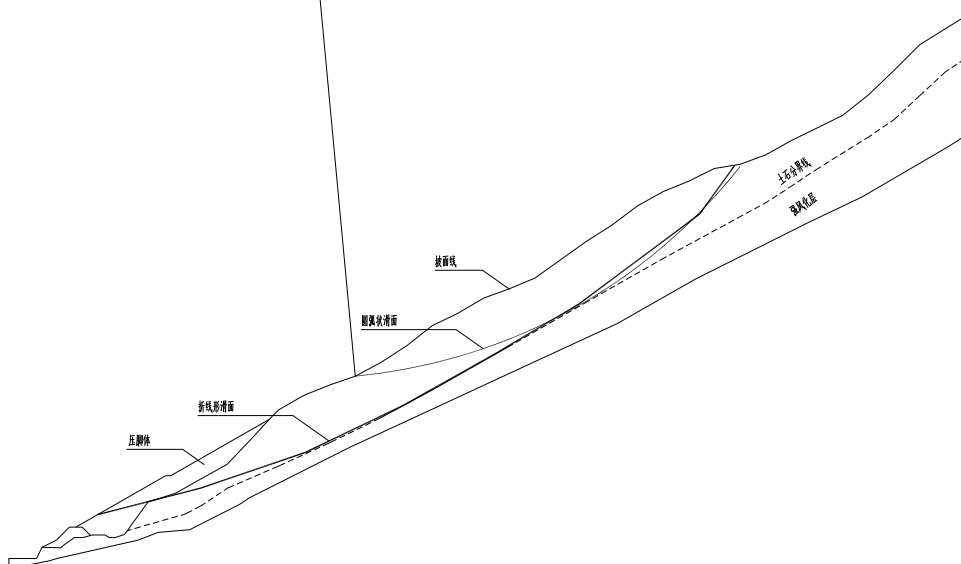


图 3.3-4 偶然设计工况计算结果简图

结论：① 本滑坡为土质滑坡，滑裂面沿土石分界面的折线形滑面在各工况下计

算的安全系数均为最低，折线形滑裂面为边坡控制滑裂面，且与边坡上不同高程多组拉裂缝的特征相符；圆弧形滑裂面多为局部滑面，安全系数偏高，不作为控制性滑面。

② 坡脚压脚起到良好效果，使边坡的稳定系数在持久工况下由 1.026 提高至 1.068，但尚达不到设计目标值，因此除了压脚处理措施外尚需增加其它加固措施。

③持久设计工况为边坡加固力的控制工况，最大剩余下滑力为 2724kN/m。

4. 边坡排水设计

由于上游侧冲沟存在，坡体内地下水在降水后能迅速排泄，枯水期地下水位线相对较低，基本不影响滑面，因此谢家岭滑坡排水措施主要考虑坡面排水。通过设置坡面排水沟，将地表水引至上游冲沟。外围截水沟应设置在滑坡体或老滑坡后缘最远处裂缝 5m 以外的稳定斜坡面上，平面上依地形而定。沟底比降无特殊要求，以顺利排除拦截地表水为原则。坡面高程每隔 30 左右设置一道排水沟，同时可采用“人”字形排水沟连系上下两级排水沟，在坡面形成排水沟网。

排水工程设计应在滑坡防治总体方案基础上，结合工程地质、地下水及降雨条件，研究地表排水、地下排水及其二者相结合方案。边坡排水量可按 20 年一遇降雨强度和泄洪雾雨强度综合比较进行排水量设计。

综合考虑本滑坡特点，排水流量强度按雾雨强度为 9.25mm/h 计算。地表排水工程设计频率、地表水汇流量计算可根据中国水利科学院水文研究所小汇水面积设计流量公式计算。计算公式为：

$$Q_p = 0.278\phi S_p F / \tau^n \quad \text{式 6.1-1}$$

式中 Q_p —设计频率地表水汇流量 (m^3/s)；

S_p —设计降雨雨强 (mm/h)；

τ —流域汇流时间 (h)；

ϕ —径流系数，建议值 0.8；

n —降雨强度衰减系数；

F —汇水面积 (km^2)。

周边截水沟汇水面积约为 20000 m^2 ，流量为 0.041 m^3/s ，排水沟汇水面积按 5000 m^2 计，流量为 0.01 m^3/s 。

地表排水工程水力设计，应首先对排水系统各主、支沟段控制的汇流面积进行分割计算，并根据设计降雨强度、校核标准分别计算各主、支沟段汇流量和输水量，在此基础上确定排水沟断面或校核已有排水沟过流能力。排水沟过流量计算公式为：

$$Q = AC\sqrt{Ri}$$

$$C = R^{\frac{1}{6}} / n$$

式中 Q ——过流量 (m^3/s) ;

R ——水力半径 (m) ;

i ——水力坡降 ($^{\circ}$) ;

A ——过流断面面积 (m^2) ;

C ——流速系数 (m/s)

经计算周边截水沟净截面积为 800mm×800mm，坡面排水沟净截面积为 500mm×500mm。

5. 边坡加固方案

根据滑坡体或变形形体的地形地质情况，治理设计除了要求作好坡面防护以外，还应着重研究以下加固方案，并进行经济比选：①压脚护坡方案；②抗滑桩方案；③格构锚固方案。

5.1 压脚护坡方案

由于谢家岭滑坡体前缘局部已经失稳，失稳后局部稳定状态较差，必须进行清理，方可实施其它加固措施。坡体前缘挖沿②公路砌筑 2m 高混凝土挡墙，挡墙内侧设置高 5m 的钢筋石笼护坡脚，然后按坡比 1:1.75 石渣回填修坡(局部需清挖)，每 20m 高设置一道 2m 宽的马道，坡面采用植被护坡或喷混凝土护坡，即压脚方案，该方案较为经济合理，江坪河水电站边坡开挖石渣料丰富，不需单独开采，尚可解决弃渣问题。但由于地形限制，堆渣压脚后尚无法达到边坡稳定设计值，还需研究其它加固措施。

5.2 抗滑桩方案

谢家岭滑坡为第四系堆积物滑坡，滑面基本沿土石分界面，滑带及边界条件清晰，下盘岩石为炭质灰岩及泥灰岩，强风化层厚度不大，采用刚度较大的抗滑

桩加固边坡，具有较高的可靠性，为改善抗滑桩的受力状态，桩顶可布置一束 2000kN 级的预应力锚索。

5.2.1 抗滑桩的布置

抗滑桩一般布置于滑坡体厚度较薄、推力较小，且嵌岩段地基强度较高地段。滑坡堆力作用下属于压弯构件。谢家岭滑坡属于散体结构，抗滑桩布置宜布置于一条直线，抗滑桩间距不宜过大，根据边坡剩余下滑力情况，在边坡中下部布置 10 根抗滑桩，抗滑桩截面 $2.5\text{m} \times 3.7\text{m}$ ，桩间距 8m(中对中)，桩顶布置一束 2000kN 级的预应力锚索，俯倾角 10° 。桩体长度包括受荷段和锚固段，桩顶可以略低于地面。锚固长度取决于两个方面：

1) 下盘岩(土)体的性状，下部基岩为泥灰岩、薄层灰岩，岩体较为完整，但由于岩体强度及弹模不高，软化系数低，桩体锚固度不宜过短，以防在桩底形成新的滑动面，桩底计算时按铰支承处理。

2) 抗滑桩属于被动支护，桩顶设置预应力锚索，为保证抗滑桩与锚索联合受力，抗滑桩支护后变形体变形不能过大。预应力锚索采用高强低松驰钢绞线，70%的屈服强度张拉伸长率为 2.5%，屈服强度伸长率为 3.5%，因此桩顶最大位移不宜超过 0.3m。参考 SJG05-96《深圳地区建筑深基坑技术规范》等相关资料桩顶位移一般控制在 $0.01ht$ (ht 为抗滑桩的全长)，当周边建筑物对抗滑桩变形较敏感时，则控制在 $0.005ht$ ，结合本工程的具体情况，桩顶变形控制在 $0.005ht$ 。综合考虑，桩嵌固段长度约为桩长的 $1/3$ 。

滑桩布置见图 5.2-1~2，抗滑桩几何参数见表 5.2-1。

表 5.2-1 抗滑桩参数表

抗滑桩编号	桩顶高程(m)	推滑底滑面高程(m)	嵌固段长(m)	桩长(m)
KHZ1	383.00	365.57	12.57	30.00
KHZ2	384.00	365.48	12.48	31.00
KHZ3	386.00	365.86	12.83	33.00
KHZ4	389.00	366.44	12.42	35.00
KHZ5	390.00	367.35	12.35	35.00
KHZ6	391.50	368.72	12.22	35.00
KHZ7	393.50	370.62	12.12	35.00
KHZ8	395.00	372.68	12.68	35.00
KHZ9	395.00	374.77	13.77	34.00
KHZ10	395.00	376.88	13.89	32.00
KHZ11	395.00	379.04	15.04	31.00

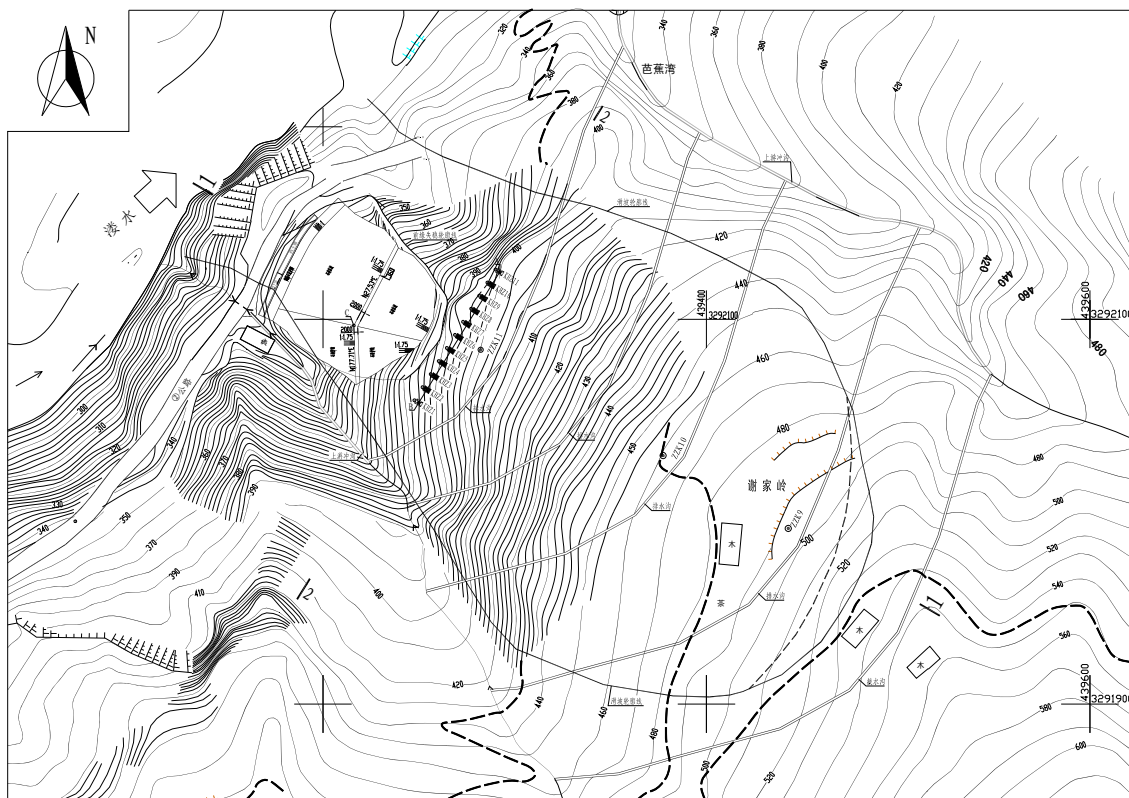


图 5.2-1 抗滑桩布置平面图

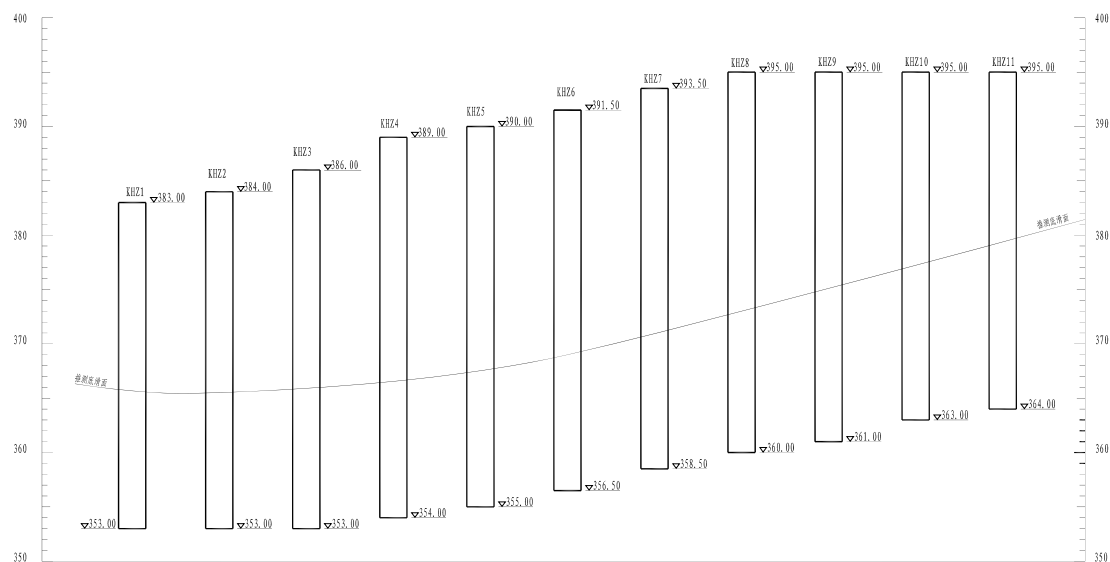


图 5.2-2 抗滑桩布置剖面图

5.2.2 抗滑桩的构造

为保护环境，桩顶宜埋置于地面以下 0.5m~1m，桩顶部采用粘土回填至坡面，并夯实。桩身混凝土可采用 C30 普通混凝土。水泥宜采用普通硅酸盐水泥，

可根据施工时变形体变形情况,适当添加早强剂。纵向受拉钢筋应采用Ⅱ级以上的带肋钢筋。纵向受拉钢筋直径应大于 16mm。净距应在 120~250mm 之间,配筋困难时可适当减少,但不得小于 60mm。如用束筋时,每束不多于 3 根。如配置单排钢筋有困难时,可设置 2 排或 3 排,排距 180mm。钢筋笼的混凝土保护层应大于 50mm。

5.2.3 抗滑桩推力的计算

依照平面刚体极限平衡法计算滑坡达到设计稳定系数时所需的支护力,作用于抗滑桩上。持久工况滑坡剩余下滑力达 2724kN/m,由于滑坡推力基本平行于底滑面,按底滑面倾角为 26° 计其水平力分量为 2427kN/m,桩体截面巨大,竖向力分量一般对桩体受力有利,忽略不计。由于滑坡体为碎石土,滑坡推力按三角形分布计算。

4) 抗滑桩内力计算

抗滑桩受荷段桩身内力应根据滑坡推力和阻力计算,嵌固段桩身内力根据滑面处的弯矩和剪力按文克尔地基计算。抗滑桩嵌固段地基水平抗力系数按下式计算:

$$K = m(y + y_0)^n \quad \text{式 5.2-1}$$

式中:

K — 嵌固段地基系数, kN/m^3 ;

m — 地基系数随深度变化的比例系数;

n — 与岩土特性有关的参数;

y — 抗滑桩桩前滑体厚度, m ;

y_0 — 嵌固段底端距滑面深度, m 。

地基系数与滑床岩体性质相关,可概括为下列情况:

- ① K 法: 地基系数为常数 K , 即 $n=0$ 。滑床为较完整的岩质和硬粘土层。
- ② m 法: 地基系数随深度呈线性增加, 即 $n=1$, $K=my$ 。滑床为硬塑~半坚硬的砂粘土、碎石土或风化破碎成土状的软质岩层。
- ③ C 法: K 值随深度为外凸的抛物线, $0 < n < 1$ 。

本工程下盘岩体为强风化或弱风化基岩,按 k 法进行计算,由于底滑面沿土

石分界面，前缘无能够提供抗力土体，按悬臂桩计算。参照 DL/T-5353-2006《水电水利边坡设计规范》及 DZ/T0219-2006《滑坡防治工程设计与施工技术规范》，抗滑地基系数 K 的取值： $0.25 \times 10^6 \text{ kPa/m}$ 。

根据抗滑桩的变形系数判断抗滑桩属于刚性桩还是弹性桩，按以下计算式判断：

抗滑桩嵌固段的极限承载能力与桩的弹性模量、截面惯性矩和地基系数相关。在进行内力计算时，须判定抗滑桩属刚性桩还是弹性桩，以选取适当的内力计算公式。判定式如下：

按“K”法计算，桩的变形系数为 $\beta \text{ (m}^{-1}\text{)}$ ：

$$\beta = \left(\frac{KB_p}{4EI} \right)^{1/4} \quad \text{式 5.2-2}$$

式中： K — 地基系数 (kN/m^3)， $0.25 \times 10^6 \text{ kN/m}^3$ ；

B_p — 桩正面计算宽度 (m)，矩形桩 $B_p = B + 1$ ，本工程抗滑桩取 3.5m；

E — 桩的弹性模量 (kPa)，C30 混凝土，取 $3.0 \times 10^7 \text{ kPa}$ ；

I — 桩的截面惯性矩 (m^4)， 10.55 m^4 ；

判别条件：当 $\beta h_2 \leq 1.0$ ，属刚性桩；当 $\beta h_2 > 1.0$ ，属弹性桩。

$$\beta = 0.162$$

当抗滑桩嵌固段长度大于 6.17m 时，即按弹性桩计算，本工程所设计抗滑桩嵌固段长度一般为 10~12m，均按弹性桩计算。

桩身内力可按下式计算：

$$[[K_z] + [K_T] + [K_{T0}]]\{\delta\} = \{p\} \quad \text{式 5.2-3}$$

式中：

$[K_z]$ —— 抗滑桩的弹性刚度矩阵；

$[K_T]$ —— 滑坡面以下土体的弹性刚度矩阵；

$[K_{T0}]$ —— 滑坡面以下土体的初始弹性刚度矩阵；

$\{\delta\}$ —— 抗滑桩的位移矩阵；

$\{p\}$ —— 抗滑桩的荷载矩阵。

桩顶最大变形为 112mm，满足桩顶位移 175mm 的要求，计算结果见表 4.2-2

及图 5.2-3。

表 5.2-2 抗滑桩内力计算表

点号	距顶距离 (m)	弯矩 (kN·m)	剪力 (kN)	位移 (mm)	土反力 (kPa)
1	0.00	0	0	-112	0
2	1.31	-955.112	1882.932	-106.16	0
3	2.31	-2786.741	1732.585	-101.64	0
4	3.32	-4424.299	1498.368	-97.1	0
5	4.33	-5783.136	1180.281	-92.56	0
6	5.34	-6778.604	778.325	-87.99	0
7	6.35	-7326.05	292.499	-83.41	0
8	7.36	-7340.826	-277.197	-78.8	0
9	8.37	-6738.282	-930.763	-74.16	0
10	9.38	-5433.768	-1668.198	-69.51	0
11	10.39	-3342.634	-2489.503	-64.83	0
12	11.40	-380.23	-3394.677	-60.15	0
13	12.41	3538.097	-4383.722	-55.47	0
14	13.42	8496.99	-5456.636	-50.8	0
15	14.43	14581.103	-6613.42	-46.15	0
16	15.44	21875.084	-7854.073	-41.55	0
17	16.44	30463.594	-9178.598	-37.03	0
18	17.45	40431.266	-10586.99	-32.6	0
19	18.46	51862.754	-12079.253	-28.3	0
20	19.47	64842.715	-13655.385	-24.17	0
21	20.48	79455.789	-15315.387	-20.25	0
22	21.49	95786.633	-17059.258	-16.58	0
23	22.50	113841.305	-18419.584	-13.23	-1645.88
24	23.50	126808.383	-8163.475	-10.26	-2565.53
25	24.50	130774.305	-330.238	-7.69	-1923.38
26	25.50	127985.836	5435.163	-5.54	-1383.95
27	26.50	120331.477	9489.65	-3.78	-945.189
28	27.50	109348.188	12175.916	-2.4	-601.178
29	28.50	96241.898	13811.049	-1.37	-343.344
30	29.50	81917.297	14678.972	-0.65	-161.412
31	30.50	67013.602	15025.788	-0.18	-44.122
32	31.50	51943.906	15057.27	0.08	20.261
33	32.50	36936.152	14937.803	0.17	43.62
34	33.50	22074.684	14790.227	0.15	37.798
35	34.50	7341.695	14696.107	0.06	14.533
36	35.00	0	7341.695	0	0

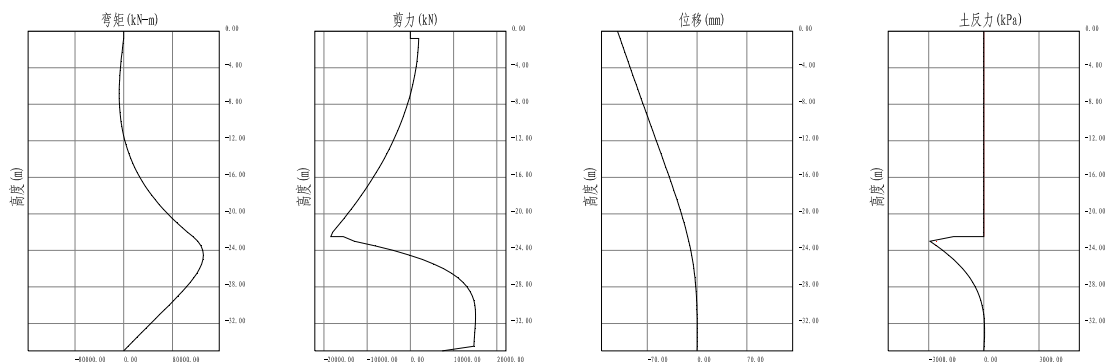


图 5.2-3 抗滑桩内力计算简图

5.2.4 抗滑桩稳定性及地基承载力计算

抗滑桩的稳定性与嵌固段长度、桩间距、桩截面宽度，以及滑床岩土体强度有关，由于岩体为三向受力状态，其抗压强度较双向受压有所提高，参考铁道部第二勘测设计研究院科学技术研究所《抗滑桩设计与计算参考资料》，桩身作用于围岩的侧向应力，其容许值 $c_{\max}$ 按下式计算：

$$c_{\max} \leq KCR$$

$c_{\max}$ — 嵌固段围岩最大侧向压力值 (MPa)；

K — 根据岩层构造在水平方向的岩石容许承载力换算系数，取 0.5~1.0；

C — 折减系数，根据岩石的裂隙、风化及软化程度，取 0.3~0.5；

R — 岩石单轴抗压强度极限强度，(MPa)。

根据岩石力学试验，试块饱和抗压强度平均值为 10~20MPa，嵌固段为强风化及弱风化层，取 15MPa，构造发育，K 值取 0.5，C 值取 0.4， $c_{\max} \leq 3\text{MPa}$ 。

计算结果表明，抗滑桩最大侧向压应力为 2.57MPa，满足基础应力要求。

5.2.5 抗滑桩配筋计算

抗滑桩配筋根据抗滑桩内力按 DL/T5057-1998《水工混凝土结构设计规范》配筋计算，抗滑桩桩顶变形按桩长的 0.5% 控制。

矩形抗滑桩纵向受拉钢筋配置数量应根据弯矩图分段确定，其截面积按如下公式计算：

$$A_s = \frac{K_1 M}{r_s f_y h_0} \quad \text{式 5.2.5-1}$$

或

$$A_s = \frac{K_1 \xi f_{cm} b h_0}{f_y} \quad \text{式 5.2.5-2}$$

α_s 、 ξ 、 γ_s 计算系数由下式给定：

$$\alpha_s = \frac{K_1 M}{f_{cm} b h_0^2} \quad \text{式 5.2.5-3}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} \quad \text{式 5.2.5-4}$$

$$\gamma_s = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_s}}{2} \quad \text{式 5.2.5-1}$$

式中 A_s — 纵向受拉钢筋截面面积 (mm^2)；

M — 抗滑桩设计弯矩 ($\text{N} \cdot \text{mm}$)；

f_y — 受拉钢筋抗拉强度设计值 (N/mm^2)；

f_{cm} — 砼弯曲抗压强度设计值 (N/mm^2)；

h_0 — 抗滑桩截面有效高度 (mm)；

b — 抗滑桩截面宽度 (mm)；

K_1 — 抗滑桩受弯强度设计安全系数，取 1.2。

矩形抗滑桩应进行斜截面抗剪强度验算，以确定箍筋的配置，可按如下公式计算：

$$V_{CS} = 0.07 f_c b h_0 + 1.5 f_{yv} \frac{A_{SV}}{s} h_0 \quad \text{式 5.2.5-6}$$

且要求满足条件

$$0.25 f_c b h_0 \geq K_2 V \quad \text{式 5.2.5-7}$$

式中 V — 抗滑桩设计剪力 (N)；

V_{cs} —抗滑桩斜截面上砼和箍筋受剪承载力(N)；

f_c —砼轴心抗压设计强度值(N/mm²)；

f_{yv} —箍筋抗拉设计强度设计值(N/mm²)，取值不大于 310N/mm²；

h_0 —抗滑桩截面有效高度(mm)；

b —抗滑桩截面宽度(mm)；

A_{sv} —配置在同一截面内箍筋的全部截面面积(mm²)；

s —抗滑桩箍筋间距(mm)；

K_2 —抗滑桩斜截面受剪强度设计安全系数，取 1.3。

表 5.2-3 抗滑桩配筋计算表

点号	距顶距离(m)	面侧纵筋(mm ²)	背侧纵筋(mm ²)	箍筋(mm ²)
1	0.00	18500	18500	572
2	1.31	18500	18500	572
3	2.31	18500	18500	572
4	3.32	18500	18500	572
5	4.33	18500	18500	572
6	5.34	18500	18500	572
7	6.35	18500	18500	572
8	7.36	18500	18500	572
9	8.37	18500	18500	572
10	9.38	18500	18500	572
11	10.39	18500	18500	572
12	11.40	18500	18500	572
13	12.41	18500	18500	572
14	13.42	18500	18500	572
15	14.43	18500	18500	572
16	15.44	18500	18500	572
17	16.44	18500	23297	572
18	17.45	18500	31036	572
19	18.46	18500	40127	572
20	19.47	18500	50751	652
21	20.48	18500	63135	894
22	21.49	18500	77569	1148
23	22.50	18500	94367	1346
24	23.50	18500	107062	572
25	24.50	18500	111064	572

点号	距顶距离(m)	面侧纵筋(mm ²)	背侧纵筋(mm ²)	箍筋(mm ²)
26	25.50	18500	108244	572
27	26.50	18500	100649	572
28	27.50	18500	90096	572
29	28.50	18500	77981	675
30	29.50	18500	65268	801
31	30.50	18500	52562	852
32	31.50	18500	40192	856
33	32.50	18500	28303	839
34	33.50	18500	18500	818
35	34.50	18500	18500	804
36	35.00	18500	18500	572

说明：箍筋间距 200mm。

5.2.6 抗滑桩方案工程量

抗滑桩方案与压脚护坡方案工程量见表 5.2-4。

表 5.2-4 主 要 工 程 量 表

项目		单位	工程量	备注
压脚护坡	土方明挖	m ³	7400	钢筋石笼基础、坡面腐质土清挖
	钢筋石笼	m ³	3600	
	回填石渣	m ³	19787	
抗滑桩及锚索	抗滑桩竖井开挖	m ³	4439	
	混凝土 C30	m ³	3386	桩身混凝土
	护壁混凝土 C15	m ³	999	护壁及锁口
	钢筋制安	t	326.69	主要受力筋采用III 级钢，箍筋及构造筋采用 II 级钢。
	2000kN 预应力锚索(粘结式)	束	10	长度 50m~60m
	2000kN 预应力锚索(无粘结式)	束	1	长度 50m~60m，监测锚索
截(排)水沟	土石方槽挖	m ³	2764	
	混凝土 C20	m ³	1024	
坡面平整	地表裂缝封闭、局部平整	项	1	

为减少耕作地表水入渗，建议坡面农作物种植为旱地作物，居民生活用水合理排放。

5.3 格构锚固方案

预应力锚索是对滑坡体主动抗滑的一种技术。通过施加预应力，增强滑带的法向应力和减少滑体下滑力，有效地增强滑坡体的稳定性。由于滑坡体为堆积层或土质滑坡，预应力锚索应与钢筋混凝土梁、格构组合作用。

格构锚固技术是利用浆砌块石、现浇钢筋混凝土或预制预应力混凝土进行坡

面防护，并利用锚杆或锚索固定的一种滑坡综合防护措施。滑坡稳定性差，且坡度较陡，当滑坡稳定性差，且滑坡体较厚，下滑力较大时，可采用混凝土格构+预应力锚索进行防护，并须穿过滑带对滑坡阻滑。

采用格构锚固技术进行边坡加固时，应选根据滑坡推力或所需支护力，计算所需锚索的数量，布置锚索，根据锚索布置情况设计格构。

5.3.1 锚索的布置

根据地形地质和潜在滑面的埋藏情况，在保证提供等效总锚固力的前提下，尽量将锚索均匀布置在滑面埋藏较浅或下盘岩体完整的地段。由于坡体为松散结构，锚索吨位不宜过大，根据工程经验，锚索采用 1500kN 级，俯倾角 10° ，锚索间距 6m，锚索长度 50m~60m。

锚索所提供的抗滑力可分为两部分，平行滑面分量，直接提供抗滑力，滑面法向分力，增加滑面的正应力，增大按摩擦力来提供抗滑力，底滑面角度按 26° 计算，单根锚索可提供的抗滑力为：

$$1500\text{kN}/6\text{m} \times \cos(10^{\circ} + 26^{\circ}) + 1500\text{kN}/6\text{m} \times \sin(10^{\circ} + 26^{\circ}) \times \tan(25.5^{\circ}) = 280\text{kN/m}$$

边坡剩余下滑力为 2724，需预应力锚索 9 排。

5.3.2 格构设计

每榀格构尺寸为 12m×12m，分别有横向纵向主梁各 2 根，主梁为 500mm×500mm，次梁为 300mm×300mm，在主梁节点处设置 1500kN 级的预应力锚索，每榀格构共布置 4 束 1500kN 级预应力锚索。格构按文克尔弹性地基梁模型进行配筋计算。格构混凝土采用混凝土 C25。

5.3.3 格构方案工程量

表 5.3-1 主 要 工 程 量 表

项目		单位	工程量	备注
压脚护坡	土方明挖	m ³	7400	钢筋石笼基础、坡面腐质土清挖
	钢筋石笼	m ³	3600	
	回填石渣	m ³	19787	
格构及锚索	土方明挖	m ³	6048	格构部位腐质土清挖, 坡面平整
	混凝土 C25	m ³	465.92	
	锚杆 Φ28, L=9m	根	588	自钻式锚杆
	钢筋制安	t	82.6	
	1500kN 级预应力锚索	束	112	长度 50~60m, 含监测锚索

截(排)水沟	土石方槽挖	m ³	2764	
	混凝土 C20	m ³	1024	
坡面平整	地表裂缝封闭、局部平整	项	1	

5.4 加固方案比选

由于谢家岭滑坡体前缘局部已经失稳，失稳后局部稳定状态较差。压脚方案为经济合理，江坪河水电站边坡开挖石渣料丰富，不需单独开采，尚可解决弃渣问题。但由于地形限制，堆渣压脚后尚无法达到边坡稳定设计值，还需其它加固措施，目前主要比选方案为抗滑桩方案与格构锚固方案。

表 5.4-1 加固方案对比表

方 案 比选参数	抗滑桩方案	格构锚固方案
工程造价		
优点	滑坡体为堆积物与基岩界面滑坡，滑带厚度不大，下盘岩体稳定性较好，适宜布置抗滑桩。 抗滑桩为大截面压弯构件，再加上预应力锚索的作用，其受力合理，能充分发挥材料的强度。 抗滑桩截面刚度较大，抗滑桩本身虽然为被动受力结构，但加上预应力锚索作用，已属于主动受力结构，能很好控制边坡变形。 本方案主要受力结构为抗滑桩，抗滑桩钢筋在混凝土的保护下，耐久性好，运行期基本上不需维护。	施工快速，施工条件较好。 下盘为基岩，内锚段处于良好位置，锚索质量施工质量有一定保证。 加固力分散布置，能有效防止次生滑面的发生。
缺点	大截面抗滑桩竖井开挖施工相对较慢，在 2007 年~2008 年枯水期内完成，工期稍嫌紧张。 抗滑桩竖井开挖，工作人员井下作业施工条件和安全性相对较差。 加固力集中，有坡面局部滑塌风险。	坡面自然地形为 25°~30°，且为土质边坡，不利于发挥锚索预应力的优势。 锚索工程量较大，布置困难。 边坡为土质边坡，随着时间的推移，土体蠕变大，预应力损失严重。 由于边坡为土质坡，锚索钻孔需采用跟管工艺。 控制锚索质量的有多个环节，内锚段、钢绞线、锚具、注浆等环节均影响锚索质量，质量控制困难。 耐久性，抗外界干扰性较差。

抗滑桩方案与格构锚固方案工程造价_____，但抗滑桩方案相对于格构锚固方案在技术上有很大优势，工期虽然有些紧张，但加强施工管理，优化施工

程序，2008 年是可以完成的。抗滑桩布置于滑坡下部，失稳部位压渣防护，局部滑塌风险较小。施工安全问题主要通过施工人员的安全教育，严格按照规程施工，施工安全有一定保障。井下施工条件差，出渣、排烟、排水均有一定困难，但处理工程量不大，仅有 11 根抗滑桩，总体施工难度不大。经以上分析，推荐采用抗滑桩方案。

6. 滑坡防治监测

本区域滑坡体关系到江坪河水电站的施工及运行，必须建立完善的监测及预警机制，以保证电站施工期施工人员及设备安全，运行期枢纽运行安全。

滑坡防治监测包括施工安全监测、防治效果监测和动态长期监测。应以施工安全监测和防治效果监测为主，所布网点应可供长期监测利用。在施工期间，监测结果应作为判断滑坡稳定状态、指导施工、反馈设计和防治效果检验的重要依据。

建立地表与深部相结合的综合立体监测网，并与长期监测相结合；滑坡监测方法的确定、仪器的选择，既要考虑到能反映滑坡体的变形动态，又要考虑到仪器维护方便和节省投资。滑坡监测系统包括仪器安装，数据采集、传输和存储，数据处理，预测预报等。所采用的监测仪器必须具有仪器生产许可证，产品质量合格。使用前，须经过国家有关计量部门标定，并具有相应的质检报告。

6.1 施工期监测

施工安全监测对滑坡体进行实时监控，以了解由于工程扰动等因素对滑坡体的影响，并及时地指导工程实施、调整工程部署、安排施工进度等。监测点应布置在滑坡体稳定性差，或工程扰动大的部位，力求形成完整的剖面，采用多种手段互相验证和补充。施工期监测项目包括地面变形监测、地表裂缝监测、滑体深部位移监测、地下水位监测、孔隙水压力监测、地应力监测等内容，同时还应加强坡面巡视。施工安全监测原则上采用 24 小时自动定时观测方式进行，以使监测信息能及时地反映滑坡体变形破坏特征，供有关方面作出决断。防治效果监测将结合施工安全和长期监测进行，以了解工程实施后，滑坡体的变化特征，为工程的竣工验收提供科学依据。

6.2 完建期监测

本滑坡治理完建期江坪河水电站主体开始施工，大量建筑材料的运输需从坡脚通过，必需加强监测，以确保过往行人及车辆安全。

6.3 滑坡防治监测方法

滑坡监测内容一般包括：地表大地变形监测、地表裂缝位错监测、地面倾斜监测、建筑物变形监测、滑坡裂缝多点位移监测、滑坡深部位移监测、地下水监测、孔隙水压力监测、滑坡地应力监测等。应建立地表与深部相结合的综合立体监测网。

地表大地变形监测是滑坡监测中常用的方法。采用经纬仪、全站仪、GPS等测量仪器了解滑坡体水平位移、垂直位移以及变化速率。点位误差要求不超过 $\pm 2.6\sim 5.4\text{mm}$ ，水准测量每公里中误差小于 $\pm 1.0\sim 1.5\text{mm}$ 。对于土质滑坡，精度可适当降低，但要求水准测量每公里中误差不超过 $\pm 3.0\text{mm}$ 。

地表裂缝位错监测将了解地裂缝伸缩变化和位错情况。采用伸缩仪、位错计，或千分卡直接量测。测量精度 $0.1\sim 1.0\text{mm}$ 。

地下水动态监测以了解地下水位为主，可进行地下水孔隙水压力、扬压力、动水压力及地下水水质监测。

滑坡深部位移监测是监测滑坡体整体变形的重要方法，用以指导防治工程的实施和效果检验。采用钻孔倾斜仪了解滑坡深部，特别是滑带的位移情况。系统总精度不超过 $\pm 5\text{mm}/15\text{m}$ 。

锚索测力计用于预应力锚索监测，以了解预应力动态变化和锚索的长期工作性能，为工程实施提供依据。采用轮幅式压力传感器、钢弦式压力盒、应变式压力盒、液压式压力盒进行监测。长期监测的锚杆数不少于总数的5%。

压力盒用于抗滑桩受力和滑带承重阻滑受力监测，以了解滑坡体传递给支挡工程的压力。压力传感器依据结构和测量原理区分，类型繁多，使用中应考虑传感器的量程与精度、稳定性、抗震及抗冲击性能、密封性等因素。

7. 施工组织设计

8. 施工技术要求

8.1 压脚护坡

压脚钢筋石笼施工前应先将滑坡前缘滑塌泥土清理干净，钢筋石笼可采用钢筋焊接亦可采用定型产品，钢筋笼中应选质地坚硬的块石填充密实。压脚石渣应采用边坡或洞室弱风化石料，泥含量不应大于15%，填筑后宜采用机具压实。

8.2 抗滑桩及锚索

抗滑桩施工包括施工准备、桩孔开挖、地下水处理、护壁、钢筋笼制作与安

装、混凝土灌注及混凝土养护等施工工序。施工前应按工程要求进行备料，修建施工平台，井内外设置足够的照明设备，平整孔口施工场地，配备足够的井内排水设施和井内通风设施，并做好施工区的地表截、排水及防渗工作等施工准备。

抗滑桩开挖及临时支护循环程序为：施工放样→钻孔→爆破→通风散烟→出渣及井壁修整→立模→浇筑护壁早强混凝土→进入下一循环施工。

桩孔开挖以人工开挖为主，桩孔采用分序间隔方式开挖，每次间隔 1~2 孔，可根据施工单位施工能边自行调整，前序抗滑桩混凝土浇筑完成 7 天后进行后序抗滑桩的开挖施工。按由浅至深，由两侧向中间的顺序施工。表面松散层段采用人工开挖，孔口做锁口处理，桩孔身作护壁处理。基岩或坚硬孤石段采用人工钻孔爆破方式，为防止爆破振动造成塌孔和周边已完成的桩体破坏，应采用少药量、多炮眼的松动爆破方式，并进行爆破监测，爆破质点震动速度控制在 2.5m/s 以内。开挖基本成型后再人工刻凿孔壁至设计尺寸。由于地质条件差，抗滑桩井室高度大，井室开挖采用分层掘进的方法，一次最大开挖高度以不超过 1m 为宜，并及时进行井壁支护，防止井壁出现塌垮现象。对于坍塌严重段应采用先注浆后开挖的方法。弃渣采用卷扬机吊起，吊出后立即运至指定的渣场，以免堆放在滑坡体上，防止诱发次生灾害。

开挖护壁采用现浇早强混凝土，混凝土强度达到设计强度的 70%以上时，方可进行下一循环的施工，每开挖一段即护壁一节。为确保施工安全，对护壁钢筋混凝土采用型钢对撑等临时措施。

桩孔经检查合格后进行桩身混凝土灌注，桩身混凝土灌注要求连续进行，不留施工缝。混凝土通过串筒或导管注入桩孔，每连续灌注 0.5~0.7m 时，插入振捣器振捣密实。对出露地表的抗滑桩及时派专人用麻袋、草帘加以覆盖并养护，养护期在 7 天以上。

桩顶预应力锚索在桩体混凝土达到设计强度的 70%后开始施工，预应力锚索施工程序为：造孔→锚索加工→内锚固段固结灌浆→外锚墩打筑→锚索张拉段及外锚墩防腐处理→锚索张拉与锚固力锁定。

预应力锚索造孔采用 GLP-150 钻机钻孔，导槽人工下锚方式、分级张拉施工，SNS-200/10 注浆泵灌浆。

9. 结论与建议

9.1 主要结论

① 谢家岭滑坡上下游冲沟发育,形成孤立的第四系坡积物山脊,在强降水的情况下诱发前缘滑塌,整个坡体发生变形。从钻孔资料及计算分析结果来看,边坡属于沿土石分界面的滑坡。

② 谢家岭滑坡位于江坪河电站的下游,淋溪河水电站的库尾,②公路由其下侧通,滑坡方量较大,因此该边坡等级按照 DL/T5353-2006《水电水利工程边坡设计规范》,按 B 类水库边坡 II 级边坡设计。

③ 边坡岩土体系数根据地质专业建议值,进行反演修正后,计算情况与坡体前缘滑塌,坡面裂缝发育特征基本一致,利用反演参数作为加固处理的依据是可信的。

④ 坡体上下游冲沟发育,地下水排泄条件良好,枯水期地下水位很低,排水措施以坡面截排水系统是合理的。

⑤ 边坡加固采用坡脚压脚、抗滑桩+预应力锚索方案能够因地制宜,充分利用材料强度,技术上是可行的,经济上是良好的。

9.2 建议

1)应认真做好监测工作,重点监测位移、变形、地下水等情况。

2)加强边坡支护处理施工组织工作,争取在 2008 年汛期前完成,确保工程安全。同时重视监测资料的分析及信息反馈工作,及时调整和优化支护处理设计。

3)谢家岭滑坡体主要支护手段采用抗滑桩,抗滑桩属于被动受力支护措施,滑坡体在加固施工完成后在坡面荷载变化时可能会发生一定量的变形,但变形应是收敛的,如果变形异常,应及时上报,并分析结果采取相应的应急措施。

4)坡面巡视工程非常重要,巡视时发现坡面裂缝、截排水沟破坏时应及时上报,并及时组织对裂缝进行回填和截水沟的修复工作。

5)为减少耕作地表水入渗,建议坡面农作物种植为旱地作物,居民生活用水合理排放。