



浙江省开化县
茅岗水库大坝结构安全评价报告
(送审稿)

浙江省水利河口研究院
浙江省水库大坝安全监测中心
二〇一八年五月

浙江省开化县茅岗水库 大坝结构安全评价报告

审 定 人：于桓飞

审 核 人：施齐欢

校 核 人：吉顺文

项目负责人：吉顺文 王 凯

报告编写人：王 凯

项目组成员：施齐欢 何耀辉 吉顺文

王 凯 张 婷 金泉华

胡天翰 方春晖 闫 滨

李 飞 王利容 赵 翀

浙江省水利河口研究院
浙江省水库大坝安全监测中心

目 录

1 工程概述	1
1.1 工程概况.....	1
1.2 坝基工程地质及处理	2
1.3 坝体结构工程质量	4
1.4 其他建筑物结构工程质量	7
1.5 现场检查及检测情况	8
1.6 变形监测资料分析	9
2 主坝结构安全复核	11
2.1 主坝强度安全复核.....	11
2.2 主坝坝体稳定复核	19
2.3 坝顶高程复核.....	23
2.4 坝顶宽度复核.....	23
2.5 结论	23
3 副坝结构安全复核	25
3.1 副坝坝体稳定复核.....	25
3.2 坝顶高程复核.....	28
3.3 坝顶宽度复核.....	29
3.4 上游护坡复核.....	29
3.5 结论.....	29
4 泄水建筑物泄流安全复核	30

4.1 泄洪设施泄流能力安全复核	30
4.2 正常溢洪道消能防冲复核	32
4.3 结论	33
5 灌溉发电输水隧洞进水口结构安全评价	35
6 结论	36

1 工程概述

1.1 工程概况

茅岗水库位于浙江省开化县境内，马金溪支流中村溪上游，距开化县城 30km。茅岗水库总库容 1116 万 m^3 ，主流长 8.35km，集雨面积 30 km^2 ，是一座以灌溉为主结合发电、防洪等综合利用的中型水库。茅岗水库于 1969 年开工建设，1977 年建成，2006 年进行除险加固，2010 年除险加固竣工验收。

水库主要由主坝、副坝、灌溉发电输水隧洞、非常溢洪道、放空洞、上坝道路等建筑物组成，工程等别为 III 等，主坝、副坝、非常溢洪道等主要建筑物级别为 3 级，按 50 年一遇（ $P=2\%$ ）洪水设计，PMF（最大可能）洪水校核；灌溉发电输水隧洞、放空洞、上坝道路等次要建筑物级别为 4 级，按 30 年一遇（ $P=3.3\%$ ）设计，200 年一遇（ $P=0.5\%$ ）校核。水库正常蓄水位 301.04m（1985 国家高程基准，下同），相应库容 875 万 m^3 。2006 年除险加固设计，主要建筑物按 50 年一遇（ $P=2\%$ ）洪水设计，5000 年一遇（ $P=0.02\%$ ）进行校核。水库正常蓄水位 301.04m（1985 国家高程基准，下同），相应库容 875 万 m^3 ；设计洪水位为 303.54m，相应库容 1031 万 m^3 ，相应下泄流量 425 m^3/s ；校核洪水位 304.91m，相应库容 1116 万 m^3 ，相应下泄流量 864 m^3/s 。

1、主坝

主坝分为左非溢流坝段、溢流坝段、右非溢流坝段。坝顶长度 120m，其中溢流坝段长度为 50m。溢流坝段顶高程为 301.04m，最大坝高为 38m，左右非溢流坝段顶高程为 305.04m，最大坝高为 42m。左非溢流坝段和溢流坝段为 80 号砂浆砌石重力坝。右非溢流坝段为上游侧 80 号砂浆砌石和下游侧干砌块石混合重力坝。溢流坝段和非溢流坝段上游均设 150 号 0.6~1.5m 厚混凝土面板防渗，后又增设了 5cm 厚高频振捣钢丝网水泥面板。

2、副坝

副坝位于主坝右侧 40m 处，为均质土坝，坝顶高程为 306.27m，最大坝高为 6.00m，上下游坝坡及坝顶均设干砌块石衬护。上游坝坡加厚至 1:2.5，设 12cm 厚浆砌 C25 混凝土预制块，并设 30cm 厚砂卵石反滤，设排水管。下游坝坡 1:

2.5, 下游设干砌块石护坡, 坝脚设排水棱体。

3、溢洪道

溢洪道位于主坝中间溢流坝段, 进口宽 50m, 堰顶高程 301.04m。溢流坝段溢流头部为 150 号钢筋混凝土, 直线段为水泥砂浆砌条石, 反弧段及挑流鼻坎为 150 号钢筋混凝土, 表层配置直径 6mm 钢筋网。消能设施为挑流消能。加固后反弧段及挑流鼻坎为 C25 钢筋混凝土。

4、非常溢洪道

非常溢洪道位于副坝右侧 43.0m 处, 原为自溃坝式侧堰溢洪道, 溢流堰堰型为宽顶堰, 堰顶高程 301.54m, 堰宽 40.7m。自溃坝为粘土和山壤土混合坝, 坝顶高程 304.56m。2006 年除险加固后取消自溃坝, 溢流堰改为实用堰, 堰顶高程 304.16m。

5、灌溉发电输水隧洞

灌溉发电输水隧洞位于主坝左坝头山体。最大发电引水流量为 $3.16\text{m}^3/\text{s}$, 隧洞进口段为城门洞型断面, 断面尺寸为 $1.2\text{m}\times 1.8\text{m}$, 其余段为圆形断面, 衬砌后直径 1.5m, 隧洞总长度为 111m, 进口底高程为 271.56m。

6、放空洞

放空洞设置在溢流坝段, 进水口中心线高程为 266.19m, 直径为 0.8m, 排架式启闭机平台高程为 273.91m, 设手动螺杆式启闭机。

1.2 坝基工程地质及处理

1.2.1 工程地质

1、工程区属区域构造相对稳定区, 根据《中国地震动参数区划图》(GB18306-2015), 区域设防水准为 50 年超越概率 10% 的地震动参数: 地震动峰值加速度为 $0.05g$ (相应地震基本烈度为 VI 度), 地震动反应谱特征周期为 0.35s。

2、主坝坝基岩性为浅变质细砂岩、粉砂岩, 中间段坝基为弱风化岩体, 岩质坚硬致密, 强度较高, 工程地质条件较好。左右坝段坝基局部为强风化岩体, 硅化强烈, 中等坚硬, 裂隙发育, 完整性较差, 工程地质条件一般。主坝坝体

与基岩接触面胶结较好，坝基岩体不存在较大的软弱结构面，利于坝基稳定。

3、副坝坝基岩性为粉砂岩，受 F_3 断裂带的影响，节理裂隙发育，岩体破碎，全、强风化带岩体厚，工程地质条件差。

1.2.2 坝基处理

1、主坝

（1）除险加固前

1969~1977 年建库期间坝基进行过清基处理，中间段（K0+013~K0+100）清基彻底，坝基为弱风化岩体，左右两端残留部分硅化的强风化岩体。硅化的强风化岩体饱和抗压强度中等，弱风化岩体饱和抗压强度较高，坝基岩体抗压强度和承载力基本能满足要求。右坝肩坝体浆砌块石与坝基岩体间有 1.7~3.7m 厚的混凝土浇筑层，左坝肩薄。混凝土浇筑层较密实，无较大孔洞，上下接触面紧密结合，接触良好。

中间段（K0+013~K0+100）坝基为弱风化岩体，岩质坚硬致密，强度较高，岩体完整性一般，岩层产状与坝轴线小角度相交，倾角较陡，且倾向上游，利于坝基稳定。左右两坝段（K0+000~K0+013 和 K0+100~K0+120）坝基为强风化岩体，岩体完整性较差。但该强风化岩体大部分已硅化，强度中等，岩层走向与坝轴线小角度相交，且倾向上游，有利于坝基稳定。左右两坝肩不存在倾向下流的缓倾角结构面，利于坝基稳定。位于大坝右侧山体的 F_3 断层倾角陡倾，且倾向山体内部，对坝肩稳定性影响不大。

坝基于 1973 年进行帷幕灌浆防渗处理，中间段布置一排帷幕孔，两坝肩布置两排帷幕孔，孔距 1.5m，帷幕深度一般 20m。坝趾处进行固结灌浆，三排孔，孔距 1.5~2.0m，排距 6m，深度 5m。灌浆后，经压水试验，左坝段坝基表层 4.5~9.0m 内岩体透水率为 7.63~13.6Lu，大于 5Lu，不满足规范要求；右坝段坝基岩体透水率小于 5Lu，满足规范要求。

（2）除险加固坝基处理

2006 年除险加固，在坝基上游设防渗帷幕，伸入相对不透水层 5m，左右坝肩延伸至相对不透水层与正常水位相交处。沿坝轴线设一排防渗帷幕，帷幕向上游偏 3.3° ，帷幕孔距为 2.5m，灌浆压力 1.0MPa，帷幕灌浆孔布置满足规

范要求。

为减少坝基扬压力，在坝基防渗帷幕下游（廊道内）设置 17 只排水孔，在施工期间采用手工炮杆造孔，用无砂混凝土管与坝体廊道连接，渗流汇集在廊道排水沟，再由排水总管排出坝体。

2、副坝

1969~1977 建库期间，副坝纵轴线清基不彻底，接触带属中等透水性，存在接触渗漏问题。坝基和左右坝肩全、强风化带厚，工程地质条件较差，并以中等透水性为主，局部弱透水性，存在坝基渗漏和绕坝渗漏。

除险加固未针对副坝进行坝基处理。

3、非常溢洪道

除险加固对堰体基础进行帷幕灌浆，设一排防渗帷幕，帷幕孔距 3m，灌浆压力 0.5MPa，两边各向岸坡延伸 10m。帷幕孔距及灌浆压力满足规范要求。

根据帷幕和充填灌浆质量检查孔压水和注浆试验成果，非常溢洪道 0+04.5（6~7#）处第一段透水率为 1.5Lu，第二段为 0.51Lu；非常溢洪道左 0+34.5（17~18#）处第一段透水率为 1.15Lu。均能满足规范要求（ $q \leq 5Lu$ ）。

1.3 坝体结构工程质量

1.3.1 主坝

1、筑坝材料

坝体为细骨料混凝土砌块石，块石母岩为灰绿色微风化浅变质砂岩，棱角状，大小不等；胶结材料为细骨料混凝土，经钻探揭露，浆砌块石填充饱满，局部有孔隙空洞分布，垫层混凝土填充饱满，整体性较好。右坝肩砌石体与岩基之间有 1.7~3.7m 厚的混凝土灌浆盖板，整体性较好；左坝肩混凝土盖板较薄，仅为 0.5m。

2、坝体防渗

（1）茅岗水库主坝防渗采用的是在坝体上游面设置混凝土防渗面板。1986 年对原混凝土面板进行防渗补强处理。上游防渗面板最小厚度水头比为 1/24，大于 1/30~1/60 的最大工作水头，顶部厚度为 0.5m（ $\geq 0.3m$ ）。防渗面板厚度满

足规范要求。

(2) 1986 年在原混凝土面板外部做高频振捣钢丝网水泥面板，平均厚度 5.0cm。该水泥面板温度缝及板缝止水的设置存在防渗薄弱环节，面板 288m 处水平裂缝的处理的耐久性不强，坝体防渗存在薄弱环节；2006 年除险加固，高频振捣防渗面板伸缩缝内填“SR”柔性止水材料，表面粘贴 SR 三元乙丙防渗盖片，周边用 30mm 宽 2mm 厚不锈钢片和 M8 不锈钢膨胀螺栓与面板固定，膨胀螺栓间距 0.4m。面板裂缝两侧各 15cm 范围内用毛刷或钢丝刷去除浮尘、油污等杂物，沿裂缝表面涂刷 20cm 宽厚 0.8-1.0mm 弹性环氧涂料。

(3) 原混凝土面板设三条温度竖缝，采用沥青井、止水橡皮及沥青麻片的联合防渗措施。由于沥青麻片防渗效果差，且未设止水铜片，沥青及聚乙烯胶泥易老化，防渗耐久性差，坝体防渗存在薄弱环节。1986 年在原面板外部增设高频振捣钢丝网水泥面板，新面板设有水平和垂直伸缩缝，竖缝 10 条，水平缝设 3 条，伸缩缝止水上口宽 3cm，下口宽 2.5cm，缝内浇灌聚乙烯胶泥，缝面上再粘一层以环氧树脂为粘结剂的平板橡皮，以螺丝固定。

(4) 主坝坝体廊道内设有坝体排水孔，但坝体排水孔由于 1987 年面板补强时堵塞，在廊道内的其它部位自然形成了 22 个排水点，并加以观测。

(5) 2006 年除险加固进行主坝充填灌浆。根据帷幕和充填灌浆质量检查孔压水和注浆试验成果，主坝右非溢流坝段 0+85.76（37#~38#）处第一段透水率为 5Lu，第二段为 1Lu，第三段为 5.0Lu，第四段为 3.0Lu。主坝右非溢流坝段 0+115.76（49#~50#）处第一段透水率为 0.44Lu，第二段为 0.17Lu。试验结果均能满足《混凝土重力坝设计规范》（SL319-2005）要求（ $q \leq 5\text{Lu}$ ）。

3、坝体构造

(1) 溢流坝段坝顶设置有长度 50m，宽为 3.2m 的 4 跨钢筋混凝土结构平板交通桥，混凝土强度为 C30；防浪墙采用钢筋混凝土砌筑，与坝体连为一体，两端与坝肩基岩相接，防浪墙高 1.1m，满足《砌石坝设计规范》（SL25-2006）要求。

(2) 在靠近上游面处设置廊道，廊道底部高程 272.04m，廊道内设有可靠的照明和排水设施，并设有扬压力观测孔，满足规范要求。

4、混凝土浇筑质量

(1)根据开化县建筑工程质量监督站检测中心对廊道 C25 混凝土钻芯取样检测抽检结果,该处混凝土抗压强度最小值为 19.8MPa,平均值为 25.7MPa,满足设计强度要求(C25)和规范要求(\geq C8)。经施工单位自评和监理单位复核,该项目 3 个单元工程优良率为 100%。

(2)坝顶新建交通桥工程为三墩四跨,桥面宽度 3.2m,混凝土强度 C30,桥墩直径 0.8m,桥板高度 0.6m,桥总长 50.8m,单块桥板 12.7m。根据开化县建筑工程质量监督站检测中心对交通桥 C30 混凝土钻芯取样检测抽检结果,该处混凝土抗压强度最小值为 30.2MPa,平均值为 36.6MPa,满足设计强度要求(C30)和规范要求(C23)。

(3)高程 274.243m 以上反弧段原混凝土和砌石拆除,重新采用 C30 钢筋混凝土浇筑。溢流堰头部段表层松散混凝土凿除,冲洗干净,刷无机粘结剂一度,面层采用 10cm 厚 C30 钢丝网混凝土补强。溢流面直线段经凿除原砌缝中的松散水泥砂浆后,使用水泥砂浆重新灌缝。

根据衢州市交通工程试验检测中心混凝土钻心取样抗压强度试验结果,主坝溢洪道反弧段 2#块混凝土强度等级为 C25,混凝土抗压强度 34.1MPa,满足设计要求。根据开化县建筑工程质量监督站检测中心混凝土钻心取样抗压强度试验结果,主坝溢洪道溢流面混凝土强度等级为 C30,混凝土抗压强度平均值为 37.2MPa,最小值为 37.2MPa,满足设计要求。

1.3.2 副坝

1、筑坝材料

(1)副坝坝体填筑料较单一,无明显分区,副坝坝型为粘土均质坝。副坝填土为粉质粘土。该副坝填土(粉质粘土)主要由粉粒和粘粒组成,两者平均含量总和为 88%,偶含砾石,土质较均匀。

(2)室内渗透试验统计成果表明:坝体填土②粉质粘土约 29%的土样属极微~微透水($<10^{-5}$ cm/s),约 57%的土样属弱透水($10^{-5}\sim 10^{-4}$ cm/s),约 14%的土样属中等透水($>10^{-4}$ cm/s)。由此可见该均质坝坝体填土以弱~微透水为主,少量中等透水,防渗性能基本满足规范($\leq 10^{-4}$ cm/s)要求。

(3) 除险加固后由浙江省水电建筑基础工程有限公司送样,开化县建设工程质量安全监督管理站试验室进行的室内击实试验统计成果表明,副坝土料各组实测压实度最小值为 96.6,满足规范要求 ($\geq 96\%$)。

2、坝体结构

(1) 副坝为均质粘土坝,依据材料不同可分成 4 个区,分别为粘土坝体、下游坡脚的排水棱体、上下游护坡及砂卵石垫层。坝体分区满足规范要求。

(2) 副坝上游护坡与坝壳之间设厚 0.3m 的砂卵石反滤层,其最小厚度满足规范要求。

(3) 该副坝坝趾处设排水棱体。由外至内分别设粗砂(厚 25cm)、10~20mm 石子(25cm)、20~40cm 石子(25cm)三层包裹土料,内部为堆砌石。排水棱体顶部超高 $\geq 0.5\text{m}$,顶部宽度 $\geq 1.0\text{m}$,上游坡脚无锐角,均能满足规范要求。

(4) 上游护坡厚 0.12m,护至坝踵;下游护坡采用干砌块石,厚 0.3m,护至排水棱体。上、下游护坡材料、覆盖范围等均能满足规范要求。

上游护坡和副坝台阶均采用 C25 混凝土预制块。根据开化县建筑工程质量监督站检测中心对上游护坡 C25 混凝土钻芯取样检测抽检结果,该处混凝土抗压强度为 19.6MPa,满足设计强度要求。

1.4 其他建筑物结构工程质量

1.4.1 灌溉发电输水隧洞

1、洞内岔管混凝土剥落处人工凿除松散混凝土,露出新鲜面,侧边开挖与外露面成直角,保证混凝土厚度不小于 10cm,接触面冲洗干净,采用 C25 混凝土人工插捣密实,表面原浆抹光,毛毯覆盖浇水养护。混凝土强度等级满足规范(C25)要求。

2、进水口喇叭口碳化混凝土人工凿除,通过验收后先涂抹环氧基液,后进行环氧砂浆抹面施工,主剂采用 E44 环氧树脂,固化剂采用乙二胺,稀释剂丙酮,填充料为水泥和过筛细砂(经干燥处理),按照推荐配比进行配比试验后得出实际施工参数。施工后效果良好。达到设计要求。经建设、监理、设计、质监等单位联合验收合格。

1.4.2 非常溢洪道

1、非常溢洪道包括堰体、泄槽两大部分工程。除险加固拆除自溃坝，改建为开敞式曲线型实用堰（规范要求侧槽式溢洪道侧堰可采用实用堰），采用 C25（规范要求 \geq C25）混凝土浇筑，堰顶高程为 304.16m。采用 WES 曲线，直线段接原护坡坡度，坡比为 1:0.7（规范要求 1:0.5~1:0.9）。清除泄槽内废渣。拆除侧槽原破损浆块石坡及护底，泄槽底板采用 20cm 厚 C25 混凝土浇筑，泄槽边坡采用 20cm 厚 C25 混凝土浇筑。溢洪道进口型式、直线段坡比、混凝土强度等级均能满足规范要求。

2、堰体基础进行帷幕灌浆，设一排防渗帷幕，帷幕孔距 3m，灌浆压力 0.5MPa，两边各向岸坡延伸 10m。帷幕孔距（规范要求 1.5~3.0m）及灌浆压力（规范要求不宜小于 0.2~0.5MPa）满足规范要求。

3、根据除险加固后衢州市交通工程试验检测中心对非常溢洪道溢流面 C25 混凝土钻芯取样检测抽检结果，该处混凝土抗压强度为 29.6MPa，满足设计强度要求。

1.5 现场检查及检测情况

经现场检查，以及工程现场检测，大坝总体情况如下：

1、库区及主坝近坝岸坡总体稳定，岸坡表面局部岩石裸露、风化，无明显滑坡等现象。

2、主坝结构整体较好，前期修补的裂缝表面弹性环氧涂料破损，部分面板缝 SR 保护盖片两侧翘起。左非溢流坝段下游坝面局部有渗水、勾缝砂浆剥落现象。溢流坝段上游面板局部破损，堰面局部存在混凝土砂浆剥落、石子裸露等现象，反弧段有上下贯穿性裂缝，且廊道顶部裂缝渗水。放空洞出口混凝土局部破损。

3、副坝总体稳定。坝顶整体平整，两岸坝肩稳定；上下游坝坡预制块护坡及坝脚排水棱体、岸坡排水沟混凝土完好。

4、灌溉发电输水隧洞进水口混凝土结构整体较好，进水口启闭机室墙面局部粉刷层脱落，室外平台表面混凝土碳化、砂化。

5、进水口事故闸门运行超过 40 年，现门体等结构基本完整，部分构件防腐涂层脱落、表面锈蚀，止水橡皮老化，主行走支承和侧向支承转动不灵活。拦污栅、闸门槽顶栅格盖板、钢丝，以及电动机等金属结构局部锈蚀。电缆接线龟裂老化，闸门开度指示器与上下限位开关均失效，启闭机控制柜、电动机外壳等部位均未有接地处理。闸门面板、梁板、翼板、螺栓、主行走支乘、侧向支乘等构件局部防腐涂层脱落、表面锈蚀，底侧止水橡皮存在局部老化现象；主行走支乘、侧向支乘转动不灵活。

6、非常溢洪道整体结构较好，底板局部存在砂浆剥落、石子裸露、开裂等现象，泄洪槽右岸边坡整体稳定。

1.6 变形监测资料分析

1.6.1 坝顶水平位移

坝顶水平位移观测采用视准线法，采用水准仪进行观测，水平位移分析从 2007 年 4 月 25 日到 2018 年 2 月 28 日，共 155 个测次。

1、坝顶各测点水平位移测值在一定程度上受库水位变化影响，表现特征为水平位移的增减与库水位的升降大致同步。各年 1 月份为枯水期，此时温度较低，库水位较低，相应的坝顶向下游位移减小或向上游位移增大；各年 7 月份为丰水期，此时温度较高，库水位较高，相应坝顶向下游位移增大或向上游位移减小。

2、坝顶各测点的水平位移以 0mm 为中心呈波动变化，无明显上升或下降趋势。

3、大坝向下游的水平位移最大值为 7.85mm（坝段 Y3 测点，2015-12-18），向上游的水平位移最大值为 9.8mm（坝段 Y3 测点，2008-10-20），水平位移年变幅最大值为 15.48mm（坝段 Y3 测点，2008 年），年变幅最小值为 2.66mm（坝段 Y2 测点，2007 年），水平位移的变化在大坝混凝土的弹性变化范围之内。Y1、Y2、Y3、Y4 各测点水平位移年均值无明显向上下游增大的趋势。

1.6.2 坝顶竖向位移

竖向位移分析从 2007 年 5 月 10 日到 2018 年 2 月 28 日，共 154 个测次。

竖向位移观测采用二等水准测量，以下沉为正，上升为负。

1、坝顶各测点竖向位移测值受库区主要受温度变化影响，表现特征为各测点的竖向位移过程线随时间呈周期性的波动变化。竖向位移的最大值一般发生在每年枯水期（即每年的 1 月份附近）。这是因为，此时库区气温为一年之中的最小值，混凝土收缩变形，测点下沉明显，故测得的竖向位移往往为一年之中的最大值。反之，竖向位移最小值常发生在每年的丰水期（即每年的 7 月份附近），此时库区气温为一年之中的最大值，混凝土膨胀变形，测点上升明显，故测得的竖向位移往往为一年之中的最小值。

2、大坝右岸坡坝段坝顶测点 Z3、Z4，竖向位移量以 0mm 为中心呈波动变化，大坝竖向位移变化幅度较小，无明显上升或下降趋势，坝段间相对竖向位移量较小；

3、大坝左岸坡坝段坝顶测点 Z1、Z2，竖向位移量以 0mm 为中心呈波动变化，大坝竖向位移变化幅度相对右岸坡较大，无明显上升或下降趋势，坝段间相对竖向位移量较小。

4、坝顶 Z1 测点最大竖向位移量为 10.8mm，变化区间为-14.8~10.8mm；Z2 测点最大竖向位移量为 14.2mm，变化区间为-11.4~14.2mm；Z3 测点最大竖向位移量为 8.85mm，变化区间为-6.4~8.85mm；Z4 测点最大竖向位移量为 19.6mm，变化区间为-10.05~19.6mm。最大竖向位移量均在混凝土弹性变形范围内，且小于坝高的 0.06%，较之其他类似工程属正常范围。Z1、Z2、Z3、Z4 各测点竖向位移年均值无明显向上、下增大的趋势。

2 主坝结构安全复核

2.1 主坝强度安全复核

2.1.1 计算方法

茅岗水库主坝最大坝高 42m，属中坝。对各坝段的强度复核方法为：

1、对左非溢流坝段及溢流坝段强度复核采用《浆砌石坝设计规范》（SL25-2006）所规定的材料力学方法，该方法将各坝段视为固接于地基上的悬臂梁，且该悬臂梁结构为各向同性的均质体。不考虑地基变形对坝体应力的影响，认为各坝段独立工作，假定坝体水平截面上的垂直正应力 σ_y 呈直线分布，不考虑廊道对坝体应力的影响。

2、右非溢流坝段上游部位为浆砌石重力墙，且该重力墙结构为各向同性的均质体。下游为堆石体，对重力墙进行强度复核，计算方法同上。重力墙后部的堆石体采用库仑土压力理论，计算堆石体作用于重力墙的主动土压力。

2.1.2 计算断面

分别在溢流坝段、左非溢流坝段和右非溢流坝段上各取一个典型的计算断面，进行坝体应力计算。根据《浆砌石坝设计规范》（SL 25-2006），“对于实体重力坝，计算坝基面和折坡处截面的上、下游面应力。对于中、低坝，也可只计算坝面应力。”各计算截面选取情况见表 2.1-1。在进行计算时，对单位宽度（1m）坝段进行应力分析。

表 2.1-1 各坝段计算截面高程（m）

截面 \ 坝段	左非溢流坝段	溢流坝段	右非溢流坝段
1#	263.04	263.04	273.04
2#	301.04	274.24	301.04
3#	304.09	279.97	304.09

2.1.3 计算工况及荷载组合

根据《中国地震动参数区划图》（GB18306-2001），枢纽区地震动峰值加速度为 0.05g，相应地震基本烈度值为 VI 度，地震动反应谱特征周期 0.35s，也不

进行抗震稳定复核，应力计算工况计算基本荷载和特殊荷载两类。各计算断面的荷载组合情况见表 2.1-2。

表 2.1-2 各计算断面荷载组合

计算断面	计算水位	静水压力	坝体自重	扬压力	淤沙压力	浪压力	动水压力	土压力
溢流坝段	正常	√	√	√	√	√	-	—
	设计	√	√	√	√	√	√	—
	校核	√	√	√	√	√	√	—
左非溢流坝段	正常	√	√	√	√	√	—	—
	设计	√	√	√	√	√	—	—
	校核	√	√	√	√	√	—	—
右非溢流坝段重力墙	正常	√	√	√	√	√	—	√
	设计	√	√	√	√	√	—	√
	校核	√	√	√	√	√	—	√

2.1.4 基本计算参数

1、上、下游水位

正常蓄水位组合，上游水位 301.04m，下游水位 265.64m。

设计洪水位组合，上游水位 303.54m，下游水位 267.66m。

校核洪水位组合，上游水位 304.91m，下游水位 269.38m。

2、坝体各种材料的容重

浆砌石：22.0kN/m³

混凝土面板及垫层：23.0kN/m³

干砌石：20.0kN/m³

3、扬压力系数

根据《开化县茅岗水库大坝安全监测评价报告》回归得出特征水位时各坝段测压管的扬压力系数，其结果见表 2.1-3。

表 2.1-3 各坝段特征水位扬压力系数

工况	左非溢流坝段	溢流坝段	右非溢流坝段
正常蓄水位	0.219	0.329	0.215
设计洪水位	0.132	0.244	0.174
校核洪水位	0.121	0.238	0.171

2.1.5 荷载计算

根据《浆砌石坝设计规范》(SL25-2006) 计算各荷载。荷载方向规定：在坝体荷载计算中，水平力向下游为正，向上游为负，竖向力以铅直向下为正，铅直向上为负，力矩以逆时针方向为正，顺时针方向为负。

1、扬压力

根据《浆砌石坝设计规范》(SL25-2006)，“当坝基设有防渗帷幕和排水孔时，在坝踵处的扬压力作用水头为 H_1 (上游水深)，排水孔线上为 $H_2 + \alpha(H_1 - H_2)$ ，坝趾处为 H_2 (下游水深)”，其间依次以直线连接。坝体横断面扬压力分布图如下：

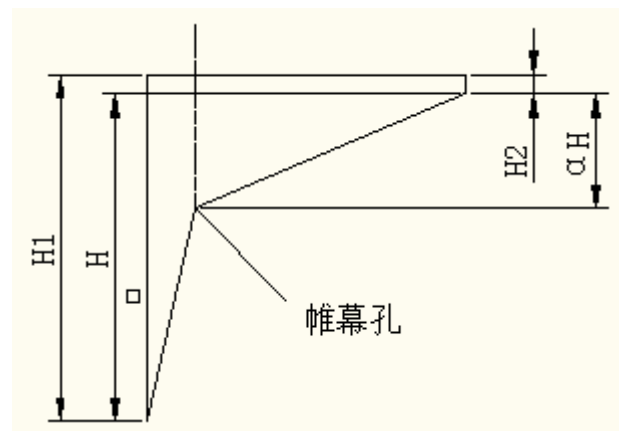


图 2.1-1 扬压力计算示意图

2、泥沙压力

垂直泥沙压力按作用面上土的浮容重计算，水平泥沙压力按下式计算：

$$p_{sk} = \gamma_{sb} h_s \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_s}{2}) \quad (2.1-1)$$

$$\gamma_{sb} = \gamma_{sd} - (1-n)\gamma_w \quad (2.1-2)$$

式中: γ_{sd} —为泥沙干容重, 取 $15\text{kN} / \text{m}^3$, n 为泥沙的孔隙率, 取 0.4;

h_s —坝前泥沙的淤积高度, 取 3.0m;

φ_s —泥沙的摩擦角, 取 18° ;

γ_w —为水容重, 取 $9.81\text{kN} / \text{m}^3$ 。

3、浪压力

浪高、波长按官厅水库公式 (2-3) 和 (2-4) 计算。(适用于 $v_0 < 20\text{m} / \text{s}$ 和 $D < 20\text{km}$ 的山区峡谷水库。)

$$\frac{gh_b}{v_0^2} = 0.0076v_0^{-\frac{1}{12}} \left(\frac{gD}{v_0^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.1-3)$$

$$\frac{gL_m}{v_0^2} = 0.33v_0^{-\frac{7}{15}} \left(\frac{gD}{v_0^2} \right)^{\frac{4}{15}} \quad (2.1-4)$$

式中:

g ——重力加速度, $9.8\text{m} / \text{s}^2$;

h_b ——波高, m;

L_m ——平均波长, m;

D ——风区长度, m;

v_0 ——计算最大风速, m。

浪压力可近似按直墙式挡水建筑物的情况进行计算:

(1) 当坝前水深 $H_1 \geq H_{cr}$, $H_1 > L_m / 2$ 时, 单位长度上的浪压力可按下列公式计算:

$$P_{wk} = \frac{1}{4} \gamma_w L_m (h_{5\% \sim 10\%} + h_s) \quad (2.1-5)$$

$$h_s = \frac{\pi h_{5\% \sim 10\%}^2}{L_m} \text{cth} \frac{2\pi H_1}{L_m} \quad (2.1-6)$$

$$H_{cr} = \frac{L_m}{4\pi} \ln \frac{L_m + 2\pi h_{5\% \sim 10\%}}{L_m - 2\pi h_{5\% \sim 10\%}} \quad (2.1-7)$$

式中:

H_{cr} ——使波浪破碎的临界水深, m;

$h_{5\% \sim 10\%}$ ——累积频率 5%~10% 的波高, m;

P_{wk} ——单位长度坝面上的浪压力, kN/m;

h_s ——波浪中心线至计算水位的高度, m。

(2) 当坝前水深 $H_1 \geq H_{cr}$, $H_1 \leq L_m/2$ 时, 单位长度浪压力可按下列公式计算:

$$P_{wk} = \frac{1}{2} [(h_{5\% \sim 10\%} + h_s)(\gamma_w H_1 + p_{1f}) + H_1 p_{1f}] \quad (2.1-8)$$

$$p_{1f} = \gamma_w h_{5\% \sim 10\%} \sec h \frac{2\pi H_1}{L_m} \quad (2.1-9)$$

式中:

p_{1f} ——坝底面处的剩余浪压力强度, kPa。

4、动水压力

反弧段上的动水压力的水平和垂直分力的计算按如下公式计算:

水平分力:

$$P_x = q\gamma v(\cos \varphi_2 - \cos \varphi_1) \quad (2.1-10)$$

垂直分力:

$$P_y = q\gamma v(\sin \varphi_2 + \sin \varphi_1) \quad (2.1-11)$$

式中:

φ_1 、 φ_2 ——反弧段的夹角;

v ——反弧段最低点处断面水的平均流速, m/s;

q ——反弧段的单宽流量, m²/s。

5、主动土压力

右非溢流坝段在浆砌石坝体下游侧为由干砌石组成。堆石体对上游浆砌石刚性墙的主动土压力采用库仑土压力计算公式进行计算，土压力计算示意图如下：

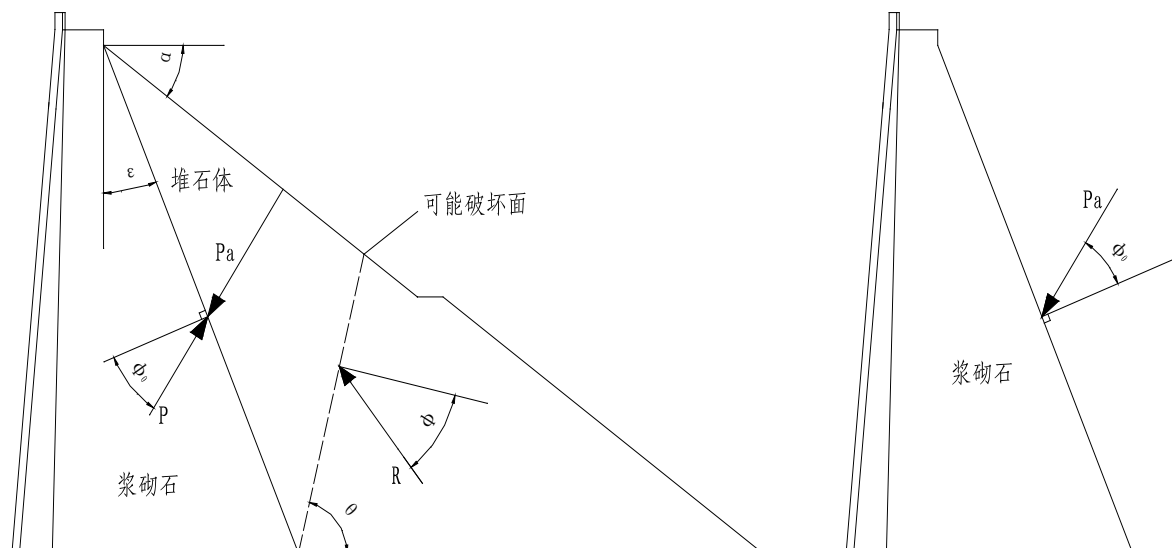


图 2.1-2 动土压力计算示意图

$$P_a = \gamma H^2 K_a / 2 \quad (2.1-12)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cos(\varepsilon + \phi_0) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \phi_0) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \phi_0) \cos(\varepsilon - \alpha)}} \right]^2} \quad (2.1-13)$$

式中 γ —干砌石体容重，取 $20.0 \text{ kN} / \text{m}^3$ ；

H —截面以上干砌石高度，单位 m ；

K_a —主动土压力系数

ε —墙背面与竖直线的夹角， 21.8° ；

α —填土表面与水平面的夹角， -52.4° ；

ϕ_0 —浆砌石与干砌石之间的摩擦角；

ϕ —堆石内摩擦角，根据设计值取 40° ， $\phi_0 = 2\phi / 3$ 。

2.1.6 应力控制标准

根据《浆砌石坝设计规范》(SL25-2006)规定,实体重力坝的应力应符合下列要求:

- 1、在各种荷载(地震荷载除外)组合下,坝基面垂直正应力应小于砌石体容许压应力和地基的容许承载力,砌石体容许压应力取 3.2MPa。
- 2、坝基面最小垂直正应力应为压应力。
- 3、坝体最大主压应力应小于砌石体容许压应力。
- 4、坝体内一般不得出现拉应力。溢流堰顶、廊道和孔洞周边除外,当这些部位出现拉应力时,应采用钢筋混凝土结构。

2.1.7 坝体应力计算成果分析

计算结果中压应力为正,拉应力为负,当垂直正应力大于水平正应力时,夹角为第一主应力与铅垂线夹角,当垂直正应力小于水平正应力时,夹角为第二主应力与铅垂线夹角。夹角符号:从铅垂线转向相应的主应力,顺时针为正。

茅岗水库大坝各坝段坝体控制应力成果见表 2.1-4~2.1-6。各坝段应力分析如表 2.1-4~表 2.1-6 所示。

1、溢流坝段

如表 2.1-4 所示,溢流坝段在各种荷载组合下:

(1) 坝趾最大垂直正应力出现在设计洪水位工况,此截面高程为 263.04m,相应坝体应力为 0.56MPa(≤ 3.2 MPa),满足规范要求。

(2) 坝踵最小垂直正应力出现在设计洪水位工况,此截面高程为 273.04m,相应坝体应力为 0.25MPa(> 0 MPa),满足规范要求。

(3) 坝体最大主应力出现在校核洪水位工况下游面,此截面高程为 279.97m,相应坝体应力为 0.573MPa(≤ 3.2 MPa),满足规范要求。

(4) 坝体最小主应力出现在校核洪水位工况上游面,此截面高程为 279.97m,相应坝体应力为 -0.007MPa(< 0 MPa),说明上游混凝土防渗面板出现局部拉应力,由于拉应力比较小,对防渗面板结构影响不大,溢流坝段坝体应力基本满足规范要求。

2、左非溢流坝段

如表 2.1-5 所示，左非溢流坝段在各种荷载组合下：

(1) 坝趾最大垂直正应力出现在校核洪水位工况下游面，此截面高程为 263.04m，相应坝体应力为 0.544MPa(≤ 3.2 MPa)，满足规范要求。

(2) 坝踵最小垂直正应力出现在校核洪水位工况上游面，此截面高程为 263.04m，相应坝体应力为 0.239MPa(> 0 MPa)，满足规范要求。

(3) 坝体最大主应力出现在校核洪水位工况下游面，此截面高程为 301.04m，相应坝体应力为 0.043MPa(≤ 3.2 MPa)，满足规范要求。

(4) 坝体最小主应力出现在校核洪水位工况上游面，此截面高程为 0.011m，相应坝体应力为 0.011MPa(> 0 MPa)，满足规范要求。

3、右非溢流坝段重力墙

如表 2.1-6 所示，右非溢流坝段在各种荷载组合下：

(1) 坝趾最大垂直正应力出现在校核洪水位工况下游面，此截面高程为 273.04m，相应坝体应力为 1.413MPa(≤ 3.2 MPa)，满足规范要求。

(2) 坝踵最小出现在正常蓄水位工况上游面，此截面高程为 273.04m，相应坝体应力为 0.029MPa(> 0 MPa)，满足规范要求。

(3) 坝体最大主应力出现在校核洪水位工况下游面，此截面高程为 301.04m，相应坝体应力为 0.118MPa(≤ 3.2 MPa)，满足规范要求。

(4) 坝体最小主应力出现在校核洪水位工况上游面，此截面高程为 304.09m，相应坝体应力为 0.011MPa(> 0 MPa)，满足规范要求。

表 2.1-4 溢流坝段坝体控制应力计算成果表

应力控制值	荷载组合	发生部位		应力值 (MPa)	规范要求
		截面高程 (m)	上游/下游		
坝趾最大垂直正应力	设计洪水位	263.04	下游面	0.56	≤ 3.2
坝踵最小	设计洪水位	273.04	上游面	0.25	> 0
坝体最大主应力	校核洪水位	279.97	下游面	0.573	≤ 3.2
坝体最小主应力	校核洪水位	279.97	上游面	-0.007	> 0

表 2.1-5 左非溢流坝段坝体控制应力计算成果表

应力控制值	荷载组合	发生部位		应力值 (MPa)	规范要求
		截面高程 (m)	上游/下游		
坝趾最大垂直正应力	校核洪水位	263.04	下游面	0.544	≤ 3.2
坝踵最小	校核洪水位	263.04	上游面	0.239	> 0
坝体最大主应力	校核洪水位	301.04	下游面	0.043	≤ 3.2
坝体最小主应力	校核洪水位	0.011	上游面	0.011	> 0

表 2.1-6 右非溢流坝段坝体控制应力计算成果表

应力控制值	荷载组合	发生部位		应力值 (MPa)	规范要求
		截面高程 (m)	上游/下游		
坝趾最大垂直正应力	校核洪水位	273.04	下游面	1.413	≤ 3.2
坝踵最小	正常蓄水位	273.04	上游面	0.029	> 0
坝体最大主应力	校核洪水位	301.04	下游面	0.118	≤ 3.2
坝体最小主应力	校核洪水位	304.09	上游面	0.011	> 0

2.2 主坝坝体稳定复核

2.2.1 计算断面

茅岗水库坝地质比较复杂，左、右非溢流坝段坝基及河床坝段坝基情况都不相同，因此，在左、右非溢流坝段坝基及河床坝段坝基各取一个典型计算

断面，对坝体抗滑稳定进行复核。

2.2.2 计算截面

根据《水库大坝安全评价导则》（SL258-2017）和《砌石坝设计规范》（SL25-2006），浆砌石重力坝坝体稳定复核应复核以下内容：

- 1、沿垫层混凝土与基岩接触面的滑动；
- 2、沿砌石体与垫层混凝土接触面的滑动；
- 3、砌石体之间的滑动；
- 4、当坝基存在软弱夹层、缓倾角结构面时，还应复核深层抗滑稳定。

本工程主坝地基工程地质条件较好，不存在软弱夹层、缓倾角结构面，不需复核深层抗滑稳定。

根据坝体实际构造，分别对左、右非溢流坝段和溢流坝段确定稳定复核计算截面如下：

表 2.2-1 主坝各坝段稳定复核计算截面高程（m）

截面号	左非溢流坝段	溢流坝段	右非溢流坝段	备注
1#	263.04	263.04	273.04	垫层混凝土与基岩接触面
2#	263.74	263.74	273.74	砌石体与垫层混凝土接触面
3#	268.74	268.74	278.74	砌石体之间滑动面
4#	273.74	273.74	283.74	
5#	278.74	278.74	288.74	
6#	283.74	283.74	293.74	
7#	288.74	288.74	298.74	
8#	293.74	293.74		

2.2.3 计算公式及计算标准

1、计算公式

根据《砌石坝设计规范》（SL25-2006），坝体抗滑稳定计算采用抗剪公式：

$$K' = \sum (f'W + c'A) / \sum P \quad (2.2-1)$$

式中： K' —抗剪断计算的抗滑稳定安全系数；

f' —滑动面上的抗剪断擦系数；

W —作用于计算截面以上坝体的全部荷载，对滑动面的法向分量；

c' —滑动面上的抗剪断凝聚力；

A —滑动面截面积；

$\sum P$ —作用于计算截面以上坝体的全部荷载，对滑动面的切向分量。

2、复核标准

茅岗水库总库容 1116 万 m^3 ，根据《防洪标准》(GB 50201-2014)和《水利水电工程等级划分及洪水标准》(SL 252-2017)，茅岗水库属中型水库，为 III 等工程，主要水工建筑物的级别为 3 级，其防洪标准（重现期）：设计为 100~50 年，校核为 1000~500 年。根据《砌石坝设计规范》(SL25-2006)，采用上述抗滑稳定安全系数公式计算坝体安全系数时，基本荷载组合条件下抗滑稳定的安全系数不小于 3.00，特殊荷载组合条件下应不小于 2.50。

2.2.4 计算参数

根据地质勘探成果：左右坝肩上部为强风化，下部为弱风化，河床段为弱~微风化。左右坝肩部位强风化岩石与砼的抗剪断强度指标： $f' = 0.75$ ， $c' = 0.5\text{MPa}$ ，河床坝段部位弱风化岩石与砼的抗剪断强度指标： $f' = 0.9$ ， $c' = 0.7\text{MPa}$ 。

2.2.5 主坝稳定复核计算结果

1、垫层混凝土与基岩接触面

各坝段垫层混凝土与基岩接触面抗滑稳定计算结果见表 2.2-1。从计算成果中可以看出：溢流坝段和非溢流坝段垫层混凝土与基岩接触面的抗滑稳定安全系数均满足规范要求，且抗滑稳定安全系数裕度较大。

表 2.2-1 各坝段垫层混凝土与基岩接触面抗滑稳定复核成果表

坝段	工况	K'	规范要求值
溢流坝段	正常蓄水位	6.31	3.0
	设计水位	5.487	3.0
	校核水位	5.138	2.5
左非溢流坝段	正常蓄水位	4.338	3.0
	设计水位	3.792	3.0
	校核水位	3.541	2.5
右非溢流坝段	正常蓄水位	6.748	3.0
	设计水位	5.221	3.0
	校核水位	4.614	2.5

2、砌石体与垫层混凝土接触面

各坝段砌石体与垫层混凝土接触面抗滑稳定计算结果见表 2.2-2。从计算成果中可以看出：溢流坝段和非溢流坝段砌石体与垫层混凝土接触面的抗滑稳定安全系数均满足规范要求，且抗滑移定安全系数裕度较大。

表 2.2-2 各坝段砌石体与垫层混凝土接触面抗滑稳定复核成果表

坝段	工况	K'	规范要求值
溢流坝段	正常蓄水位	7.886	3
	设计水位	6.83	3
	校核水位	6.452	2.5
左非溢流坝段	正常蓄水位	7.08	3
	设计水位	6.174	3
	校核水位	5.77	2.5
右非溢流坝段	正常蓄水位	11.245	3
	设计水位	8.604	3
	校核水位	7.565	2.5

3、砌石体之间滑动面

各坝段砌石体之间滑动面抗滑稳定计算结果见表 2.2-1。从计算成果中可以看出：溢流坝段和非溢流坝段砌石体之间滑动面的抗滑稳定安全系数均满足规范要求，且抗滑移定安全系数裕度较大。

表 2.2-1 各坝段砌石体之间滑动面抗滑稳定复核成果表

坝段	工况	各截面高程 (m) 下的 K' 值							规范要求 K' 值
		268.74	273.74	278.74	283.74	288.74	293.74	298.74	
溢流坝段	正常蓄水位	9.856	12.832	11.825	15.293	23.324	47.297	-	3
	设计水位	8.38	10.605	9.403	11.433	15.653	25.204	-	3
	校核水位	7.67	9.623	8.38	9.913	12.972	19.141	-	2.5
左非溢流坝段	正常蓄水位	8.214	9.77	12.156	16.223	24.474	47.643	-	3
	设计水位	7.023	8.138	9.759	12.316	16.893	27.099	-	3
	校核水位	6.463	7.413	8.738	10.752	14.163	21.075	-	2.5
右非溢流坝段	正常蓄水位	-	-	14.255	19.66	32.053	77.898	2188.4	3
	设计水位	-	-	10.264	12.889	17.743	29.057	70.637	3
	校核水位	-	-	8.804	10.672	13.887	20.529	39.998	2.5

2.3 坝顶高程复核

根据《开化县茅岗水库大坝防洪能力复核报告》，茅岗水库主坝现有坝顶高程 305.043m，高于校核洪水位（ $P=0.02\%$ ）305.03m，防浪墙顶高程 306.143m，高于计算防浪墙顶高程 306.129m。因此，茅岗水库主坝现有防洪标准满足 50 年一遇设计、5000 年一遇校核要求。从洪水复核来看，主坝坝顶高程已能满足防洪安全要求。

2.4 坝顶宽度复核

本工程主坝左、右非溢流坝段坝顶宽度 3.5m，大于 3.0m，溢流坝段坝顶设置有长 50m、宽 3.2m 的 4 跨钢筋混凝土结构平板交通桥，满足规范要求。

2.5 结论

1、本工程主坝坝体左、右非溢流坝段应力结果满足规范要求；溢流坝段上游防渗面板出现局部拉应力，坝体最大拉应力为 0.007MPa，拉应力较小，溢流

坝段坝体应力基本满足规范要求。

2、本工程主坝坝体溢流坝段和非溢流坝段沿垫层混凝土与基岩接触面的滑动、沿砌石体与垫层混凝土接触面的滑动、砌石体之间的滑动抗滑稳定安全系数均能满足规范要求。

3、主坝各坝段坝顶高程已能满足防洪安全要求，坝顶宽度满足规范要求。

4、主坝坝体监测资料分析表明，主坝坝顶各测点水平位移变化量值合理，水平位移年最大值、最小值、年变幅及年均值无明显趋势性变化，大坝水平位移变化稳定；坝顶各测点竖向位移测值受库区温度影响非常明显，符合混凝土重力坝温度变形的一般特征。坝顶各竖向位移测点的竖向位移变形均在坝顶混凝土温度变形的正常范围内。

3 副坝结构安全复核

3.1 副坝坝体稳定复核

3.1.1 计算标准及工况

1、计算标准

根据《防洪标准》(GB 50201-2014)和《水利水电工程等级划分及洪水标准》(SL 252-2017),茅岗水库属中型水库,为III等工程,主要水工建筑物的级别为3级。

根据《碾压式土石坝设计规范》(SL274-2001)规定,采用计及条块间作用力的简化毕肖普法(Simplified Bishop)法计算坝坡稳定时,3级坝的坝坡抗滑稳定的安全系数在正常运用条件下应不小于1.30,在非常运用条件I下应不小于1.20。

2、计算工况

根据规范要求,分析稳定渗流期的上、下游坝坡抗滑稳定安全以及库水位骤降期的上游坝坡抗滑稳定安全。结合本工程实际,主坝正常蓄水位时,副坝上游无水,故此工况下不做具体计算。具体情况见表3.1-1。

表 3.1-1 副坝坝坡抗滑稳定分析工况表

工况编号	上游水位	下游水位	渗流情况	备注
1	设计洪水位 303.54m	298.34m	稳定渗流	正常运用条件
2	校核洪水位 304.91m	298.34m	稳定渗流	非常运用条件 I
3	校核洪水位 (304.91m) 骤降至 堰顶高程 (301.04m)	298.34m	骤降	非常运用条件 I

3.1.2 计算断面及计算方法

1、计算断面

本次复核采用标准横断面进行计算。具体分区及坝断面型式见图3.1-1。

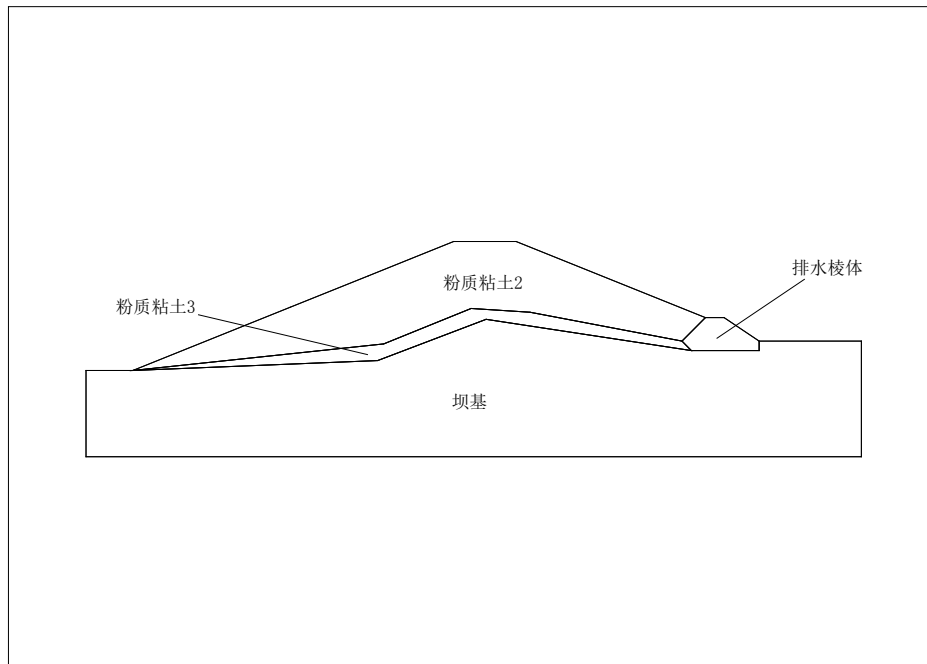


图 3.1-1 副坝分区图

2、计算方法

根据《碾压式土石坝设计规范》(SL274-2001), 采用计及条块间作用力的简化毕肖普法 (Simplified Bishop) 进行分析计算, 具体计算公式如下:

$$K = \frac{\sum \{ [W \sec \alpha - ub \sec \alpha] \tan \phi' + c' b \sec \alpha \} \times [1 / (1 + \tan \alpha \tan \phi' / K)]}{\sum [W \sin \alpha]} \quad (3.1-1)$$

式中:

- W—土条重量 (包括土条中含水的重量);
- u—作用于土条底面的孔隙水压力;
- a—条块重力线与通过此条块底面中点的半径之间的夹角;
- b—土条宽度;
- c'、 ϕ' —土条底面的有效应力抗剪强度指标;

按上述计算公式采用 GeoStudio-SLOPE/W 程序计算。

3.1.3 孔隙水压力及计算参数

1、孔隙水压力的确定

可能滑动面上的孔隙水压力, 在稳定渗流期及库水位快速降落期, 均根据渗流计算确定坝体内孔隙水压力的分布状态及大小。

2、计算参数

坝体各层土物理力学指标按地质勘探成果进行选取，具体选用土的物理和力学指标见表 3.1-2:

表 3.1-2 茅岗水库副坝稳定分析各分区土料的物理力学性指标

<div> <div>物力指标</div> <div>土层名称</div> </div>	湿容重	饱和容重	抗剪强度	
	kN/m ³	kN/m ³	C(kPa)	$\varphi(^{\circ})$
①坝体粉质粘土	18.7	19.2	19.0	21.0
②坝体粉质粘土	19.0	19.4	19.5	23.0
③风化层接触带	18.6	19.0	19.5	26.6

3.1.4 计算结果与分析

采用简化毕肖普法计算分析成果见表 3.1-3 及图 3.1-2~3-1-4。

表 3.1-3 茅岗水库副坝坝坡稳定分析结果

工况 编号	计算 方法	滑弧半径 (m)	安全 系数 K	规范 要求值	滑弧位置图
1	毕肖普法	16.551	2.239	1.30	图 4-2
2	毕肖普法	24.096	2.178	1.20	图 4-3
3	毕肖普法	20.351	1.718	1.20	图 4-4

由上表可见:

1、在设计水位时，副坝下游坝坡发生破坏，滑弧半径 16.551m，安全系数 2.239，大于规范要求值 1.30，满足规范要求。

2、在校核水位时，副坝下游坝坡发生破坏，滑弧半径 24.096m，安全系数 2.178，大于规范要求值 1.20，满足规范要求。

3、库水位由校核水位骤降至主坝堰顶高程时，副坝上游坝坡发生破坏，滑弧半径 20.351，安全系数 1.718，满足规范要求。

综上所述，在不同工况下，副坝坝坡的抗滑稳定安全系数均大于规范要求值。故上、下游坝坡的抗滑稳定满足要求。

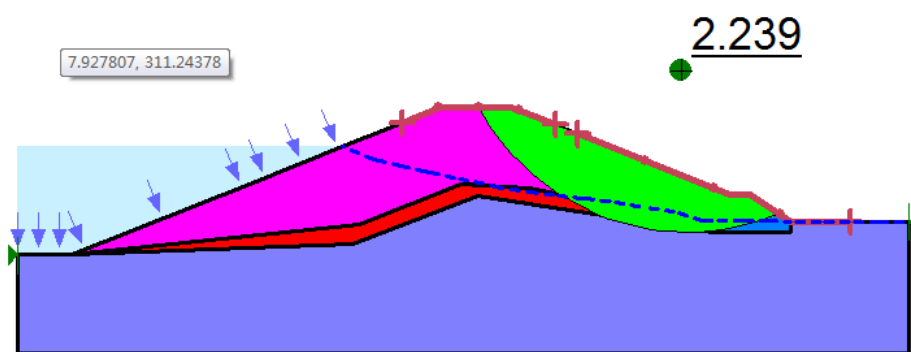


图 3.1-2 正常运行工况设计洪水位下滑弧面位置

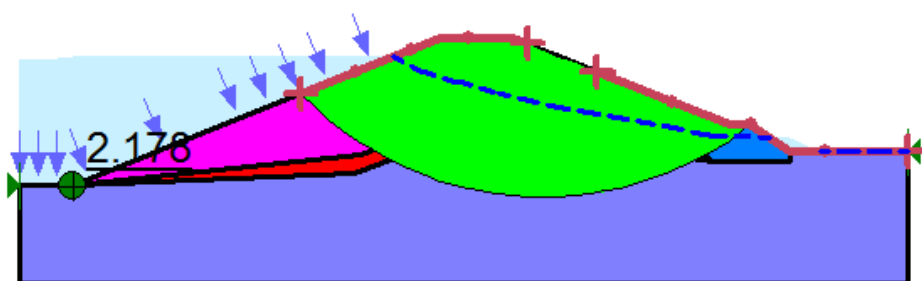


图 3.1-3 非常运行工况 I 校核洪水位下滑弧面位置

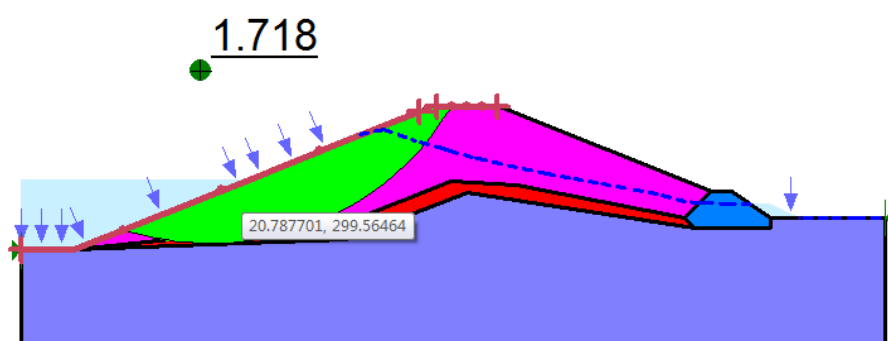


图 3.1-4 非常运行工况 I-库水位骤降下滑弧面位置

3.2 坝顶高程复核

根据《开化县茅岗水库大坝防洪能力复核报告》，茅岗水库副坝现有坝顶高

程 306.27m，高于计算要求坝顶高程 306.054m。因此，茅岗水库副坝现有防洪标准满足 50 年一遇设计、5000 年一遇校核要求。从洪水复核来看，副坝坝顶高程已能满足防洪安全要求。

3.3 坝顶宽度复核

根据《碾压式土石坝设计规范》（SL274-2001）要求，“坝顶宽度应根据构造、施工、运行和抗震等因素确定，中低坝可选用 5~10m。”本工程副坝坝顶宽 5m，满足规范要求。

3.4 上游护坡复核

根据《碾压式土石坝设计规范》（SL274-2001）要求，“上下游护坡可采用堆石、干砌石、预制或现浇混凝土等；覆盖范围自坝顶起至死水位下不宜小于 2.5m，最低水位不确定时护至坝脚。”上游护坡厚 0.12m，采用 C25 砼预制块，护至坝踵；上游护坡材料、覆盖范围等均能满足规范要求。

3.5 结论

1、在设计洪水位和校核洪水位情况下，副坝下游坝坡发生破坏，稳定安全系数分别为 2.239 和 2.178，满足规范要求。

2、在库水位骤降期间，副坝上游坝坡发生破坏，稳定安全系数为 1.718，满足规范要求。

3、本工程副坝坝顶宽 5m，满足规范要求；上游护坡厚 0.12m，采用 C25 砼预制块，护至坝踵；上游护坡材料、覆盖范围等均能满足规范要求。

4 泄水建筑物泄流安全复核

4.1 泄洪设施泄流能力安全复核

泄水建筑物有正常溢洪道、非常溢洪道及灌溉发电洞。正常溢洪道为坝顶开敞式正堰溢洪道，堰型为实用堰，堰顶高程为 301.043m，堰顶宽 50m，交通桥墩宽 3×0.8m，过水净宽 47.6m；非常溢洪道为开敞式 WES 曲线型实用堰，启用标准为 500 年一遇洪水，堰顶高程为 304.16m，堰上设计水头为 0.75m，直线段坡比为 1:0.7；灌溉发电洞最大发电引水流量为 3.16m³/s，调洪时不考虑该流量。

1、本次复核

溢流坝段及非常溢洪道的泄水流量计算公式为：

$$Q = cm\varepsilon\sigma_s B \sqrt{2g} H_o^{1.5} \quad (4.1-1)$$

$$\varepsilon = 1 - 0.2 \left[\xi_k + (n-1)\xi_0 \right] \frac{H_0}{nb} \quad (4.1-2)$$

式中：

Q——下泄流量，m³/s；

B——溢流堰总净宽，m，本工程为 47.6；

H_o——计入行进流速水头的堰上总水头（m）， $H_o = H + v^2/2g$ ；

g——重力加速度，m/s²，取 9.81；

m——流量系数，由表查得；

c——上游堰坡影响系数，取 1.0；

ε——闸墩侧收缩系数，根据闸墩厚度及墩头形状而定；

ξ₀——中墩形状系数，取 0.45；

ξ_k——边墩形状系数，取 0.1；

σ_s——淹没系数。

水库水位与溢流坝段下泄流量关系见表 4.1-1。

表 4.1-1 水库水位与溢流坝段泄流能力关系表（本次复核）

水位（m）	301.04	301.24	301.44	301.64	301.84	302.04	302.24
泄流量（m ³ /s）	0	8.2	23.2	42.6	65.6	91.5	120.2
水位（m）	302.44	302.64	302.84	303.04	303.24	303.44	303.64
泄流量（m ³ /s）	154.1	192.1	233.3	277.7	325.5	375.3	427.7
水位（m）	303.84	304.04	304.24	304.44	304.64	304.84	305.04
泄流量（m ³ /s）	482.6	539.7	599.0	660.5	721.8	785.1	850.4

水库水位与非常溢洪道下泄流量关系见表 4.1-2。

表 4.1-2 水库水位与非常溢洪道泄流能力关系表（本次复核）

水位（m）	304.16	304.24	304.44	304.64	304.84	305.04
泄流量（m ³ /s）	0	1.9	11.9	28.8	50.9	76.4

本工程水库水位与下泄能力关系见表 4.1-3，溢流曲线见附图 3。

表 4.1-3 水库水位与总泄流能力关系表（本次复核）

水位（m）	301.04	301.24	301.44	301.64	301.84	302.04	302.24
泄流量（m ³ /s）	0	8.2	23.2	42.6	65.6	91.5	120.2
水位（m）	302.44	302.64	302.84	303.04	303.24	303.44	303.64
泄流量（m ³ /s）	154.1	192.1	233.3	277.7	325.5	375.3	427.7
水位（m）	303.84	304.04	304.24	304.44	304.64	304.84	305.04
泄流量（m ³ /s）	482.6	539.7	599.0	660.5	721.8	785.1	850.4

2、除险加固工程初设报告结果

除险加固工程初设报告中库水位与下泄流量关系见表 4.1-4。

表 4.1-4 水库水位与泄流能力关系表（除险加固初设报告）

水位（m）	301.04	301.34	301.64	301.94	302.24	302.54	302.84	303.14
泄流量（m ³ /s）	0	19	47	84	130	183	245	306
水位（m）	303.44	303.74	304.04	304.34	304.54	304.84	305.04	
泄流量（m ³ /s）	391	475	567	658	723	836	916	

3、本次复核与除险加固初设报告成果对比

将本次复核结果与除险加固工程初设报告结果（见表 4.1-4）对比，见图 4.1-1。从图中可以看出，两者水位~下泄能力关系相差不大。泄洪设施泄洪能力满足设计要求。

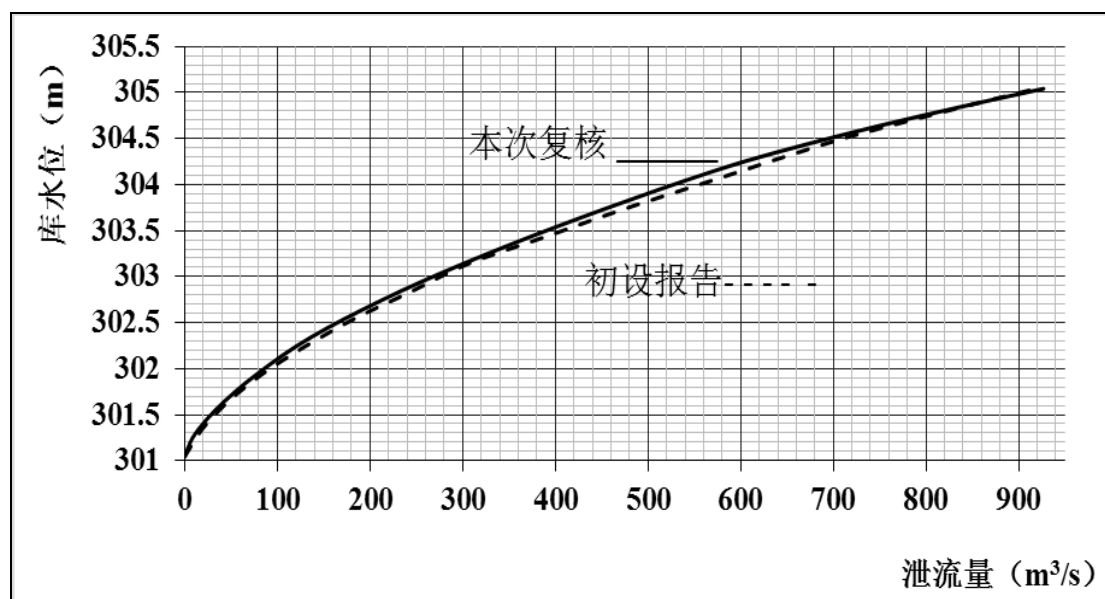


图 4.1-1 除险加固初设报告泄流量与本次复核结果对比图

4.2 正常溢洪道消能防冲复核

4.2.1 计算理论

根据《混凝土重力坝设计规范》(SL 319-2005)和《溢洪道设计规范》(SL 253-2000),挑流消能水力要素计算公式如式 4.2-1~4.2-3 所示:

$$L = \frac{1}{g} [v_1^2 \sin \theta \cos \theta + v_1 \cos \theta \sqrt{v_1^2 \sin^2 \theta + 2g(h_1 + h_2)}] \quad (4.2-1)$$

$$h_1 = h \cos \theta \quad (h = q/v) \quad (4.2-2)$$

$$v_1 = 1.1v = 1.1\varphi \sqrt{2gH_0} \quad (4.2-3)$$

式中:

L ——坝下游垂直面到挑流水舌外缘进入下游水面后与河床面交点的水平距离 (m);

v_1 ——坎顶水面流速 (m/s);

v ——鼻坎处平均流速 (m/s);

θ ——鼻坎的挑角 (度);

h_1 ——坎顶垂直方向水深 (m);

h_2 ——坎顶至河床面高差 (m);

h ——坎顶平均水深 (m);

φ ——堰面流速系数, 由用户交互;

H_0 ——水库水位至坎顶的落差 (m)。

最大冲坑水垫厚度计算公式如 4.2-4 所示:

$$t_k = kq^{0.5} H^{0.25} \quad (4.2-4)$$

式中:

t_k ——水垫厚度 (m);

k ——冲刷系数;

H ——上下游水位差 (m)。

4.2.2 控制标准

根据《混凝土重力坝设计规范》(SL 319-2005) 和《溢洪道设计规范》(SL 253-2000), “挑流消能的安全挑距, 应不影响坝趾基岩稳定。冲坑最低点距坝趾的距离应大于 2.5 倍的坑深。”

因此, 由公式 4.2-1~4.2-4, 可得规范控制标准为:

$$L/t_k > 2.5 \quad (4.2-5)$$

4.2.3 消能防冲复核成果

挑流消能复核计算成果见表 4.3-1。从表可知, 在上游分别为设计洪水位和校核洪水位工况时, 总挑距与冲坑深度之比均大于 2.5, 满足规范要求, 溢流道泄洪不会影响安全。

表 4.3-1 挑距与冲坑深度复核计算成果表

工况	下泄流量 (m ³ /s)	下游水位 (m)	水舌抛距 (m)	水垫厚度 (m)	冲坑深度 (m)	总挑距/冲 坑深度
设计水位	470	265.64	74.942	10.650	9.050	8.28
校核水位	850	269.38	79.202	14.093	8.753	9.05

4.3 结论

1、将本次泄流能力复核结果与除险加固工程初设报告结果对比可知, 两者

水位~下泄能力相差不大。泄洪设施泄洪能力满足设计要求。

2、在上游分别为设计洪水位和校核洪水位工况时，总挑距与冲坑深度之比均大于 2.5，满足规范要求，正常溢流道泄洪不会影响安全。

5 灌溉发电输水隧洞进水口结构安全评价

现场检查检测：启闭平台梁板结构、排架柱及进水口左右侧墙与连系梁结构完整，无明显裂缝、破损、变形等异常。左、右侧墙混凝土存在局部砂浆剥落、石子裸露现象，总体结构安全性良好。

6 结论

1、主坝坝体监测资料分析表明，主坝坝顶各测点水平位移变化量值合理，水平位移年最大值、最小值、年变幅及年均值无明显趋势性变化，大坝水平位移变化稳定；坝顶各测点竖向位移受库区温度影响，符合混凝土重力坝变形的一般特征，竖向位移变幅在正常范围内。

2、主坝坝体左、右非溢流坝段应力结果满足规范要求。溢流坝段上游防渗面板出现局部拉应力（0.007MPa），拉应较小，基本满足规范要求。现场检查及检测，溢流坝段上游面板局部破损，堰面局部存在混凝土砂浆剥落、石子裸露等现象，反弧段有上下贯穿性裂缝，且廊道顶部裂缝渗水。目前对大坝结构安全无较大影响。

3、主坝各坝段沿垫层混凝土与基岩接触面的滑动、砌石体与垫层混凝土接触面的滑动、砌石体之间的滑动抗滑稳定安全系数均能满足规范要求。

4、主坝坝顶高程满足防洪安全要求，坝顶宽度满足规范要求。

5、在各计算工况下，总挑距与冲坑深度之比均大于 2.5，满足规范要求，正常溢流道泄洪不会影响大坝安全。现场检查及检测，非常溢洪道整体结构较好，泄洪槽右岸边坡整体稳定，但底板局部存在砂浆剥落、石子裸露、开裂等现象，建议适时处理。

6、各工况下，副坝上、下游坝坡抗滑安全稳定安全系数均满足规范要求。副坝坝顶宽度、上游护坡材料及覆盖范围等均能满足规范要求。现场检查及检测，副坝总体情况较好。

7、现场检查及检测，灌溉发电输水隧洞进水口各结构完整，无明显变形、裂缝、露筋、破损等异常现象。进水口两侧墙及排架柱局部砂浆剥落、石子裸露现象，建议适时处理。

综上所述，根据《水库大坝安全评价导则》（SL258-2017），综合评定茅岗水库大坝结构安全为“A”级。