

四川农业大学

本科毕业论文（设计）

（2023 届）

题 目： 官房沟水库混凝土重力坝设计

学 院： 水利水电学院

专 业： 水利水电工程

学生姓名： 张鑫淞 学号： 201902671

导 师： 霍苗 职称： 讲师

完成日期： 2023 年 5 月 18 日

目 录

摘要	I
Abstract.....	I
前言	1
1 基本资料	2
1.1 工程概况	2
1.1 工程规模	2
1.2 设计资料	2
1.2.1 水文资料	2
1.2.2 地质资料	3
1.2.3 气象资料	4
2 坝体布置	6
2.1 坝型选定	6
2.2 坝址选定	6
2.2.1 上坝址	6
2.2.2 下坝址	7
2.2.3 坝址确定	7
2.3 主要建筑物	8
3 水文及调洪演算	9
3.1 水文计算	9
3.1.1 推求洪峰流量.....	9
3.1.2 推求洪水过程线.....	13
3.2 推求特性曲线	17
3.2.1 下游水位与天然流量关系曲线.....	17
3.2.2 面积特性曲线.....	18
3.2.3 库容特性曲线.....	19

3.3 泥沙量计算	20
3.3.1 流域产沙概况.....	20
3.3.2 年输沙量计算.....	20
3.3.3 泥沙淤积形态.....	21
3.4 兴利计算	22
3.4.1 兴利计算原则.....	22
3.4.2 不计水量损失年调节计算	22
3.4.3 计入水量损失年调节计算	23
3.5 调洪计算	24
3.5.1 调洪原则	24
3.5.2 设计洪水调洪计算.....	26
3.5.3 校核洪水调洪计算.....	27
3.5.4 调洪计算成果汇总.....	28
3.6 水位确定	28
3.6.1 死水位	28
3.6.2 正常蓄水位	28
3.6.3 设计洪水位	28
3.6.4 校核洪水位	28
4 非溢流坝段设计	29
4.1 坝基高程	29
4.2 坝顶高程	29
4.2.1 计算思路	29
4.2.2 高差计算	30
4.2.3 坝顶高程确定.....	32
4.3 剖面设计	32

4.3.1 坝高	32
4.3.2 坝顶宽度	32
4.3.3 坝底宽度	33
4.3.4 剖面形态	33
4.4 荷载计算	34
4.4.1 设计工况	35
4.4.2 校核工况	38
4.4.3 特殊工况	39
4.4.4 荷载计算结果汇总	42
4.5 荷载组合	43
5 非溢流坝段稳定分析和应力分析	44
5.1 稳定分析	44
5.1.1 坝基面表层抗滑稳定分析	44
5.1.2 坝基面深层抗滑稳定分析	47
5.2 应力分析	48
5.2.1 基本假定	48
5.2.2 计算方法和控制标准	48
5.2.3 荷载弯矩计算	51
5.2.4 校核工况下应力分析	53
5.2.5 特殊工况下应力分析	54
5.3 坝体侧向稳定复核	54
5.3.1 计算方法	55
5.4 总述	58
6 溢流坝段设计	59
6.1 设计原则	59
6.2 设计概况	59

6.3 溢流堰设计	59
6.3.1 顶部曲线段	59
6.3.2 中间直线段	61
6.3.3 下部反弧段	61
6.4 闸墩设计	63
6.5 泄洪能力计算	64
6.6 消能防冲设计	65
6.6.1 挑流鼻坎设计	65
6.6.2 水舌挑距估算	65
6.6.3 最大冲坑水垫厚度计算	66
6.7 溢流坝坝面水面线计算	66
6.7.1 堰顶部分	66
6.7.2 直线部分	67
6.7.3 反弧段水深计算	70
6.8 溢流坝段边墙高度确定	70
6.9 荷载计算	70
6.9.1 设计工况	71
6.9.2 校核工况	74
6.9.3 特殊工况	75
6.9.4 荷载计算结果汇总	77
7 溢流坝段稳定分析和应力分析	79
7.1 稳定分析	79
7.1.1 坝基面表层抗滑稳定分析	79
7.1.2 坝基面深层抗滑稳定分析	82
7.2 应力分析	82
7.2.1 荷载弯矩计算	82

7.2.2 校核工况下应力分析	84
7.2.3 特殊工况下应力分析	85
7.3 总述	85
8 附属建筑物设计	87
8.1 取水放空隧洞	87
8.1.1 进水口闸室	87
8.1.2 洞内消力池	87
8.1.3 无压隧洞	87
8.1.4 隧洞出口	88
8.2 生态放水设施	88
8.3 渠系工程	90
8.4 连通工程	91
9 细部构造	92
9.1 坝顶构造	92
9.1.1 非溢流坝段	92
9.1.2 溢流坝段	92
9.1.3 边墩与导墙	93
9.2 分缝与止水	93
9.2.1 横缝	93
9.2.2 纵缝	93
9.2.3 止水	93
9.3 廊道系统	94
9.3.1 基础廊道	94
9.3.2 坝体廊道	94
9.4 坝体防渗与排水	95
9.4.1 坝体防渗	95

9.4.2 坝体排水95

9.5 坝体混凝土分区 95

10 地基处理与监测设计 96

10.1 地基处理 96

10.1.1 坝基开挖及处理.....96

10.1.2 帷幕灌浆和固结灌浆96

10.2 监测设计 97

10.2.1 变形监测97

10.2.2 渗流检测97

10.2.3 应力监测97

总结 98

参考文献 99

致谢 101

附录 102

论文原创性声明

本人郑重声明：所呈交的学位论文是我个人在导师指导下进行研究工作所取得的成果。尽我所知，除了文中特别加以标注和致谢的地方外，学位论文中不包含其他个人或集体已经发表或撰写过的研究成果，也不包含为获得四川农业大学或其它教育机构的学位或证书所使用过的材料。与我一同工作的同志对本研究所做的任何贡献均已在论文中作了明确的说明并表示了谢意。

本科生签名：张鑫淞 2023年 5月 18日

论文版权使用授权书

本人完全了解四川农业大学有关保留、使用学位论文的规定，即：学校有权保留并向国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保存、汇编学位论文。同意四川农业大学可以用不同方式在不同媒体上发表、传播学位论文的全部或部分内容。

☐ 本论文延迟年后公开，到期后适用本授权。

(限制级及涉密学位论文请在□内划“√”，并填写延迟公开时限。不勾选此项，默认为公开)

本科生签名：张鑫松

2023年 5月 18日

导师签名：霍苗

2023年 5月 18日

官房沟水库混凝土重力坝设计

水利水电工程工程专业 张鑫淞

导师：霍苗

摘要：官房沟水利枢纽工程位于黑潭河上游，属渠江主源巴河二级支流。官房沟水库是以农业灌溉、乡镇供水和农村人畜饮水及改善水生态环境等综合利用的水利工程。水利是农业的命脉，兴建官房沟水库，可以彻底改变该区域的水利设施贫弱的局面。本设计主要对官房沟水利枢纽工程的坝体部分进行设计，包含坝体溢流坝段和非溢流坝段。本设计主要内容包含：坝址、坝型选择；调洪演算；枢纽布置；溢流坝段和非溢流坝段剖面设计；应力分析和稳定性验证；坝体细部构造设计；坝基处理。

关键词：混凝土重力坝；溢流坝；非溢流坝；稳定及应力分析

The Design of Concrete Gravity Dam of Guanfanggou Reservoir

Water Conservancy and Hydropower Engineering Zhang Xinsong

Supervisor: Huo Miao

Abstract: The Guanfanggou Water Conservancy Hub Project is located in the upper reaches of the Heitan River and is a secondary tributary of the Ba River, the main source of the Qujiang River. Guanfanggou Reservoir is a water conservancy project with comprehensive utilization of agricultural irrigation, township water supply, drinking water for rural people and livestock, and improvement of water ecological environment. Water conservancy is the lifeblood of agriculture, and the construction of the Guanfanggou reservoir can completely change the poor water conservancy facilities in the region. This design mainly designs the dam body part of the Guanfanggou Water Conservancy Hub Project, including the overflow dam section and the non-overflow dam section of the dam body. The main contents of this design include: dam site and dam type selection; flood calculus; hub arrangement; Profile design of overflow dam sections and non-overflow dam sections; Stress analysis and stability verification; Detailed structural design of dam body; Dam foundation treatment.

Key words: Concrete gravity dam; Overflow dam; Non-overflow dam; Stability and stress analysis.

前言

一方水土养一方人，人们的生活与劳作都离不开水。但大自然中水资源时空分布不均，往往不能满足人类的需求。为了能合理利用水资源、降低汛期洪灾发生的风险、保证早期农业及其他方面的用水等，可修建挡水坝满足以上需求。混凝土重力坝因其结构简单、安全可靠且施工方便，被广泛应用于全国各地水利工程的修建中。

根据官房沟水库灌区乡镇资料统计，灌区内水利基础设施缺乏，无一座骨干水库工程，仅有些小、微型水利设施，且部分工程老化，病险问题突出，而水利是农业的命脉。官房沟水库灌区规划灌面4.14万亩，其中耕地3.90万亩，林地0.24万亩，按照现有的官房沟水库库容，其水量已无法满足城镇发展对水量的需求。而下游的玉堂水库又存在无法满足官房沟灌区用水高程要求，以及为上游的熊包梁供水站供水的年运行费用高的缺点。因此，区域农业灌溉及乡镇生活用水急需新建水源工程。从区域水资源配置角度分析，本着高水高用、低水低用的原则，兴建官房沟水库是完善区域水资源配置体系的重要环节。南江县为革命老区，居民生活配套设施不完善，区域经济社会发展水平较为滞后，人民生活水平亟待提高。随着官房沟水库工程的建设，投入大量建设资金，可扩大内需、拉动地方经济发展；灌区工程的建设，为便于今后渠系维护和施工方便，按照“山、水、田、林、路”统一规划，灌区工程新建期间，将按三级泥结石路标准新建、扩建部分公路，将改善灌区主要渠系周边地区的交通条件；供水安全统筹考虑，为灌区内的人畜提供生活用水，可促进供水基础设施的改善^[1]。

本设计为拟改扩建原水库。旧官房沟水库坐落在南江县长赤镇永新村，是以灌溉、饮用水等综合利用的小（一）型水库。拟扩建的官房沟水库位于黑潭河上游，属渠江主源巴河二级支流，南江县长赤镇永新村境内官房沟处，坝址区距南江县城约46km。水库由挡水建筑物、泄水建筑物组成。官房沟水库建成后将解决区域农业灌溉及乡镇生活用水问题，保障区域粮食安全，促进农业生产发展，推动乡村全面振兴。目前，该地实际工程还未复工，本设计仅基于实际资料做坝工设计，主要内容包含枢纽布置、溢流坝段和非溢流坝段设计、细部构造、坝基处理等^[2]。

1 基本资料

1.1 工程概况

官房沟水库坐落在四川省巴中市南江县长赤镇永新村境内。距南江县城区约46km处为坝址所在地，有公路通过坝址区，交通较为方便。官房沟水库南江县西部水利发展的重要组成部分，水库建成后可为南江县双桂乡、长赤镇、天池乡、侯家乡等4个乡镇提供乡镇生产生活和灌溉用水。水库枢纽主要由取水建筑物、拦河坝及泄水建筑物等组成，主要任务是农业灌溉、乡镇供水和农村人畜饮水及改善水生态环境等综合利用。

1.1 工程规模

依据规划资料，查找《水利水电工程等级划分及洪水标准》(SL252-2017)中工程等级划分，可知本工程水库枢纽为III等工程，工程规模为中型，主要建筑物级别为3级。

1.2 设计资料

1.2.1 水文资料

径流：南江河流域的水流主要来自于降雨和地下水补给，其中降雨对径流的贡献较大。5月至10月期间，径流主要由降雨形成；在12月至次年3月期间，径流主要来源于地下水；而在4月和11月期间，径流则由降雨和地下水混合补给。径流量的季节变化和地区分布与降水变化趋势基本一致。流域内植被繁茂，对径流有一定的水文调节作用。南江河是巴河的主源，发源于南江县与陕西省西乡县处米仓山系铁船山北段，流经南江县的上两、南江镇、下两镇左纳明江(神潭河)，由元潭乡进入巴州区境内过巴中城区，在巴州区的三江镇与恩阳河汇合后以下称巴河。流域面积2880km²，河流长度226km，平均比降4.80‰，落差1081m。南江河长93.0km，河道平均比降12.4‰。年径流深690mm，流域面积1204km²。总落差1155m。其水文站点有赶场水文站，控制流域面积273 km²。恩阳河是南江河右岸最大一级支流，工程所在的黑潭河为恩阳河左岸一级支流。

由于工程河段缺乏水文计算的所需资料，在进行水文计算时利用《四川省中小流域暴雨洪水计算手册》的方法和数据进行推算。径流的年内分配与降雨的年内分配基本一致，径流从每年4月开始随降雨的增大而增大，7、9两月水量最丰，8、10月份次丰，11月后由于降雨量的减少，地下水补给的比重渐渐增大，径流逐渐以地下水补

给为主，稳定退水至翌年3月。径流在年内的分配不均匀，年最小流量一般出现在每年的1、2月份，多数出现于2月。

洪水：设计流域地处大巴山、米仓山暴雨区，受大气环流及中亚热带湿润气候影响，常有暴雨或大暴雨发生。暴雨一般发生在5至9月，年内最大暴雨多出现在7、8、9三个月。黑潭河流域主要为暴雨洪水，暴雨和洪水的产生及演变过程基本一致。流域内暴雨发生频繁，并且洪灾的产生具有易形成性和突发性的特点。年最大流量与暴雨产生时间发生在5~10月，7、8、9月最多。洪水过程表现出山区性河流陡涨陡落、峰型尖瘦、通常呈单峰、持续时间约一天等特征。

泥沙：拟建官房沟水库位于黑潭河上游，黑潭河全流域面积159.0km²，河道全长37.0km，河道总落差391m。黑潭河流域山高谷深的河道逶迤而过，流水切割形成台状方山或者低山丘陵，中间散布着少量的平坝且河道大多迂回曲折。河谷形态为近对称的“U”形，河谷深切，滩地多水流湍急。峡谷两侧均有广泛的阶地分布，但也有较多的河流和支流，每条冲沟的延伸长度均在2.0~10.0km之间。河床由砾石或石质组成，河道两岸植被良好，人类活动影响相对较弱。本区泥沙来源主要是由水力、风化、人为耕种等方面的因素相互作用而形成。每年汛期时水流混浊，含沙量最多。

1.2.2 地质资料

(1) 地形地貌

工程区在四川盆地北东边缘，属浅、中切割剥蚀（侵蚀）结构中低山地形，峰顶海拔660~850m，大多是不规则的条形山岭，或者是宽缓的圆顶山，还有单面山、桌状山和丘状地形，相对高差100~120m。山脊与侵蚀洼地相间分布，冲沟已形成的时间较长。

构造剥蚀地貌的主控因素是岩性，在区域中，由于在风化剥蚀的影响下，多形成了台状低山、馒头状山及条形山脊等地貌形态，地形坡高一般15~35°，砂岩地段则多呈陡坎、陡崖地形，地形坡度40~70°。沟谷一般较为开阔，谷底宽度多在30~200m^[3]。

(2) 水文地质

该区地下水以第四系松散堆积层孔隙潜水和基岩裂隙水为主。孔隙潜水埋在松散堆积层内，由大气降水回灌、排泄到库内或沟谷内，并沿下伏基岩面以下降泉的方式零星露头，水的流量因季节性而异。基岩裂隙水多埋在砂岩和泥质粉砂岩的裂隙内，含水不丰富，受大气降水或其上覆的松散堆积层孔隙潜水的补给而排出沟谷外。新鲜

完整的粉砂质泥岩结构致密，裂隙不发育，含水微弱，透水性差，可视为相对隔水岩层^[4]。

官房沟库区物理地质作用较弱，规模较小，在水库工程中，没有发现大型滑坡、泥石流等不良的地质过程，也没有发现大型的地质体。库区物理地质现象主要表现为岩体风化、卸荷、小型崩塌。地质勘探资料表明岩体风化的发生受地形地貌和岩性的控制，通常情况下，在山脊、垭口、山嘴及陡坡路段，岩体风化比较强烈，强、弱风化带厚度分别为5~8m及10~20m。河床、沟谷底部岩体风化作用较弱，强、弱风化带厚度一般分别为1~3m及4~7m。在陡崖地段，发育有卸荷裂隙，据平面地质测绘及对开采料场的调查，卸荷带水平宽度一般为5~20m。局部陡崖地段，由于受裂隙切割，加之地下水和重力作用常在坡脚形成崩塌堆积，但规模不大，体积一般 500~5000m³^[5]。

(3) 地层岩性

工区内地层为中生界、新生界，中生界为陆相沉积，岩石类型以砂岩、粉砂质泥岩和泥质粉砂岩为主，断续的峡谷阶地和凹陷中分布着新生代。官房沟水库及灌区工程地处四川盆地北部边缘，其在龙门山断裂带、秦岭大巴山断裂带和华蓥山断裂带的周边地区，该地区的结构稳定受到了强烈的中强震的冲击。

本设计附近区域内没有显著的发震结构，属于较稳定区域，周边强震波对该区域产生的影响较大。在工程区25公里以内，以及在工程区8公里以内，均未发现有古断层的存在。工程场地的工程地震条件简单，适宜建设。以该项目所处于的大地构造位置、区块升降特征及速率、断裂活动年龄及速率、地震活动性及频率为依据，对本设计的地区构造进行综合判断可知稳定性良好。

本工程场地50年超越概率 10%的基岩水平峰值加速度 53cm/sec^2 ，地震烈度 6.2度，渠系建筑物地震动峰值加速度为0.05g，对应的地震基本烈度均为VI度^[6]；按《水电工程区域构造稳定性勘察规程》（NB/T35098-2017），本工程区域构造稳定性好。

1.2.3 气象资料

巴河（南江河）位于我国西南部典型的亚热带、潮湿的季风地区。天气宜人，降水量充沛。此外，强风，低湿度，日照时间不短，降雪开始和结束时间较长等特点也是该地区的气候特点。气候受地形影响较显著，气温随地势升高而逐渐降低；流域上游处于盆地东北边缘山区，气温较低，多年平均气温约16℃；气候特征为：冬季更长

雨量集中于夏秋，春天为主要风季等特点。河流中下游年均气温17℃左右，年平均气候较暖，冬季多雾，霜雪少见，每年有不同程度的夏（伏）旱。

巴河(南江河)流域位于大巴山暴雨区的西北角，位于米仓山山脉暴雨区的南面，降水量充沛。地形越高，降水越多。年平均降水从 970 毫米到 1462 毫米不等，并呈现出从西南到东北逐渐增加的趋势；降水呈现出明显的年际变异和季节分布不均的特征，五至十月降水约为全年降水的 85%，而十一至四月只占 15%。夏季和秋季是降水最多的季节，且大降水通常具有强度大，持续时间短的特征。

据官房沟水库所在的南江县气象站多年实测资料显示，该库区多年的降水为 1153.1mm，温度为16.0℃，其中最高温度为39.5℃，最低温度为-7.1℃；多年平均蒸发量1283.9mm，多年平均日照时数1574.5小时，多年平均相对湿度77%，多年平均风速 1.6m/s，历史最大风16.7m/s速，南江多年平均最大风速10.7m/s。

2 坝体布置

2.1 坝型选定

官房沟河谷多呈狭窄的“U”型谷，河谷基本对称，库岸山体地貌形态多为中深切割侵蚀～构造中山地形，北西侧高，南东侧低，山顶高程 850～900m，相对高差 120～150m。官房沟库区内除广泛分坡洪积、坡残积、冲洪积、崩坡积、湖积外，库周山体基岩为白垩系城墙岩群汉阳铺组地层，为一套河湖相碎屑沉积岩，岩相变化较大。官房沟坝址区除第四系松散堆积层外，基岩主要为白垩系城墙岩群汉阳铺组砂岩、粉砂质泥岩夹泥质粉砂岩互层等一套河湖相沉积的碎屑岩。

结合坝址所在地资料进行综合分析如下：

拱坝方案：沟谷剖面宽阔而浅薄，不呈“V”型，左、右岸岩石状况相差悬殊，无适合的地貌和地质环境。且拱坝的施工复杂，模板用量大，从本工程造价方面考虑，前期投入成本过高。故本方案不可取。

土石坝方案：坝址所在地区年气候变化较大，而粘性土料受气候条件影响较大，易影响工期。坝址下游河道若开挖溢洪道，则开挖工程量较大。并且当地土料和土石坝防渗体材料比较缺乏，远距离运输将会提高材料的造价和损耗。故本方案不可取。

重力坝方案：根据枢纽工程布置，重力坝泄洪建筑物采用坝身泄洪，依靠坝身溢流表孔即可满足要求，且无需设置导流隧洞，工程布置相对紧凑、简单^[7]，就枢纽布置条件而言，重力坝方案优势明显。从天然建筑材料利用上看，坝址附近满足使用规范的砂岩石料充足。从建筑材料的用量和运输来看，重力坝所需的建筑材料可从坝址附近开采，也可就近采购。

综合以上因素，本设计采用混凝土重力坝。

2.2 坝址选定

本工程初选上下两个坝址进行比较。官房沟上坝址位于原老坝体附近河段上，官房沟下坝址位于周家梁峡口河段，距上坝址1.2km。其位置见图 2-1 坝址选址示意图。

2.2.1 上坝址

官房沟河床宽 54m，正常蓄水位处河谷宽 195m，河谷为“U”型宽谷。上坝址水库两岸岩层倾角较缓，库岸整体稳定性较好。河床覆盖粉质粘土夹碎石，松散，厚度 5.2～10.3m，强风化厚度 0.2～3.5m，两岸岩层倾角较缓，库岸整体稳定性较好。坝基主要持力层为砂、泥岩互层，防渗深度 8～16m。由于上坝址距老坝体距离较近，考

虑之前的库区淹没，故上坝址两岸无太近的聚居地。坝体左右岸均有交通设施。上坝址距离周边乡镇主要供水水源熊包梁供水站更近。

2.2.2 下坝址

官房沟河床宽 42m，正常蓄水位处河谷宽 150m，河谷为“V”型宽谷。下坝址水库在谢家沟存在潜在的不稳定的顺向岸坡，对大坝安全存在不利影响。河床覆盖粉质粘土夹碎石，松散，厚度 4.9~10.9m，强风化厚度 0.5~2.5m，两岸岩层倾角较缓，由于河谷较窄、建筑物均布置在右岸，在施工上存在一定的干扰。坝基主要持力层为砂、泥岩互层，防渗深度 12~26m。下坝址两岸存在少量居民房屋。坝体左右岸均有交通设施。

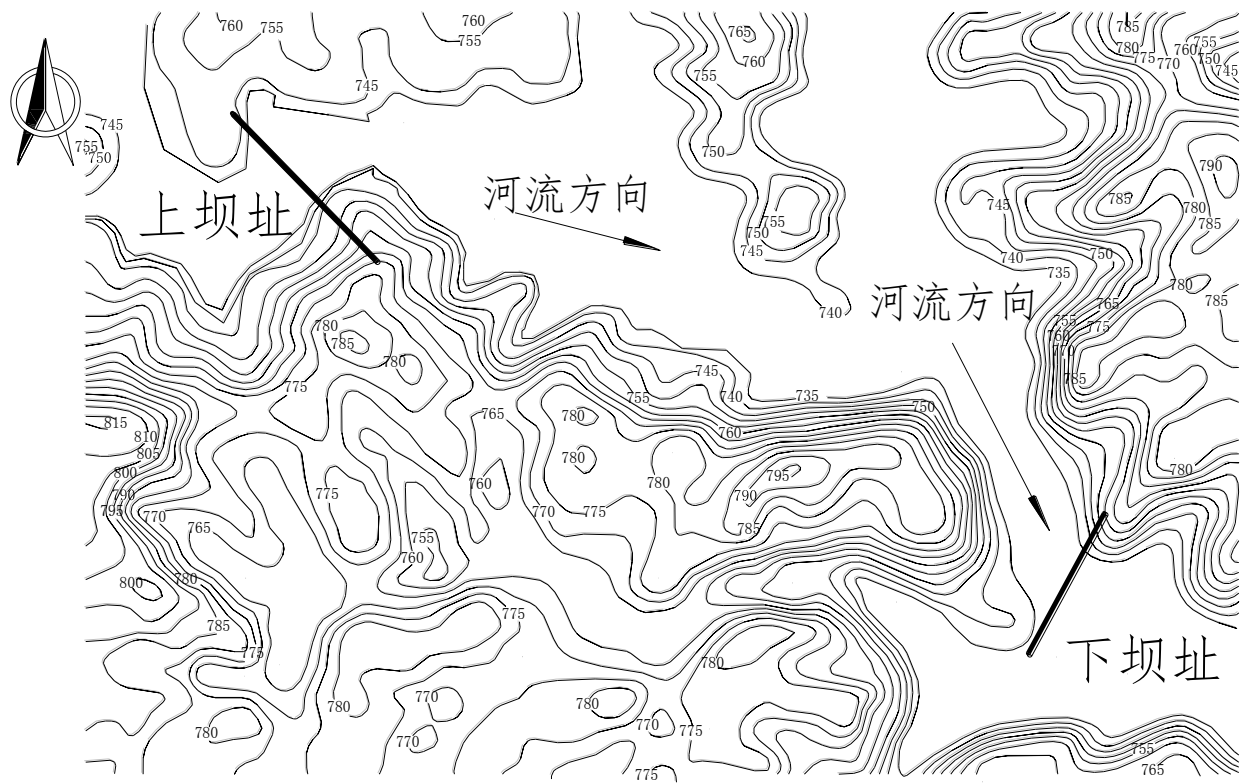


图 2-1 坝址选址示意图

2.2.3 坝址确定

上、下坝址方案距离较近，地形条件以及水文资料基本一致，地质条件、枢纽布置条件相近；工区交通均较为便利，故施工条件、交通条件基本相近。下坝址土建工程较上坝址略小，但上坝址距老坝体更近，可节省部分库区施工工程量，总体而言上下坝址施工工程量差异不大，因此两个方案产生的施工三废及噪声污染影响基本相

当。下坝址天然来水量较上坝址更为充足，但上坝址自流灌溉面积较下坝址更多；下坝址较上坝址而言成库条件较好，但上游的建设条件、水库淹没情况、相对投资、移民费用和运行费用均优于下游的建设地点，在综合考虑上游的影响因素后，在现阶段建议上游建设地点。从水土保持角度分析，上坝址距离料场距离较近，土石方工程量较小，且淹没面积较小，水土保持扰动和破坏小，占地补偿投资低。因此主体工程推荐上坝址是可行的。取得上坝址所在地的等高线地形图，选定坝体坝轴线，并绘制坝轴线的地形剖面图如图 2-2 坝址地形剖面图。

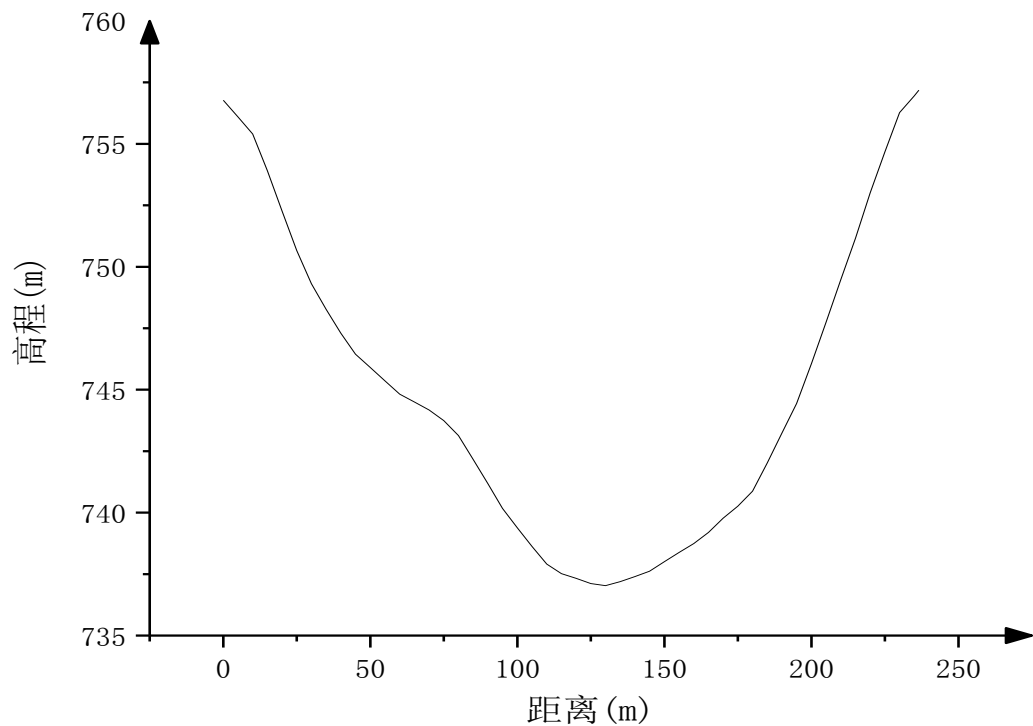


图 2-2 坝址地形剖面图

2.3 主要建筑物

官房沟坝区枢纽该工程主要包括溢流坝段、非溢流坝段和灌溉取水隧洞。在河道两侧布置非溢流坝段，在河道中部布置溢流坝段，取水隧洞布置在河道右岸。

3 水文及调洪演算

官房沟水库所在河段黑潭河无实测洪水数据和降雨资料，但坝址所在河段南江河流域的径流主要由降雨形成，其次是地下水补给，故洪水的发生与暴雨的形成基本同频率。因此，本设计以下游赶场水文站作为参考站，利用《四川省中小流域暴雨洪水计算手册》中的公式和有关参数，由暴雨资料推得设计洪水。

坝址以上控制集水面积 4.05km^2 ，坝址以上河长 3.89km ，河道平均比降 34.0% ；根据《水利水电工程等级划分及洪水标准》（SL252-2017）以及《巴中市南江县水利发展十二五规划》，官房沟水库设计洪水重现期取 50 年（ $P=2\%$ ），校核洪水重现期取 1000 年（ $P=0.1\%$ ）。

3.1 水文计算

3.1.1 推求洪峰流量

由于无实测暴雨资料，本设计拟采用《四川省中小流域暴雨洪水计算手册》中的推理公式法，通过查找手册附表关于设计流域的暴雨参数，通过暴雨点面关系，求相应设计暴雨量^[8]，进而推求设计洪水。推理公式基本关系式如式（3-1）所示：

$$Q=0.278\cdot\psi\cdot\frac{S}{\tau^n}\cdot F \text{ \#(3-1)}$$

式中：Q—最大流量， m^3/s ；

ψ —洪峰径流系数；

S—暴雨雨力，即最大 1 小时暴雨量， mm/h ；

τ —流域汇流时间，h；

n—暴雨公式指数；

F—流域面积， km^2 ；

（1）流域特征参数 F、L、J。依据四川省水利水电勘察设计院发布的《官房沟水库工程水土保持方案报告书》，官房沟水库流域特征参数如下表 3-1 官房沟水库流域特征参数所示：

表 3-1 官房沟水库流域特征参数

位置	流域面积F (km^2)	河长L (km)	河道平均比降 ($\%$)
官房沟水库坝址	4.05	3.89	34.0

(2) 计算流域特征系数 θ 、汇流参数 m 、产流参数 μ 。计算过程如下:

$$\theta = \frac{L}{J^{1/3} \cdot F^{1/4}} = \frac{3.89}{0.034^{1/3} \times 4.05^{1/4}} = 8.464 \# (3-2)$$

式中: θ —流域特征系数;

L —河长, km;

J —河道平均比降, 采用绝对比值即以小数记;

F —流域面积, km^2 。

由于流域处盆缘山区, 相对高差在两百米以上, 切割较深, 植被较好, 故采用下式 (3-3) 计算:

$$\mu = 3.6 \cdot F^{-0.19} = 2.76 \text{mm/h} \# (3-3)$$

式中: μ —汇流参数, 即产流历时内流域平均入渗强度, mm/h;

F —流域面积, km^2 。

因为该流域处于盆边山地, 其降雨持续时间通常比较长, 且在空间和时间上都比较均衡, 且流域特征系数 θ 介于 1~30, 故采用下式 (3-4) 计算:

$$m = 0.318 \cdot \theta^{0.204} = 0.318 \times 8.464^{0.204} = 0.49 \# (3-4)$$

式中: m —汇流参数;

θ —流域特征系数。

由于流域内地质并不破碎疏松, 且岩溶不发育, 故汇流参数无需进行修正。

(3) 确定设计流域的暴雨特征值。依据《四川省中小流域暴雨洪水计算手册》中对于其中暴雨资料采用皮尔逊III型曲线进行适线处理的方式, 则取 $C_s=3.5C_v$ 并在《四川省暴雨统计参数等值线图册》中查得坝址处 1/6 小时、1 小时、6 小时、24 小时各时段的暴雨特征值, 在《四川省中小流域暴雨洪水计算手册》分别查表得皮尔逊III型曲线模比系数 $K_{ps}=2.76$ 和 $K_{pj}=4.62$ 。将暴雨均值通过式 (3-5) 换算后可得暴雨特征值如下表 3-2 所示:

表 3-2 暴雨特征值

时段 t	设计暴雨量 $H_p(\text{mm})$	校核暴雨量 $H_p(\text{mm})$	C_v	C_s/C_v	C_s
1/6 小时	41.4	69.3	0.37	3.5	1.295
1 小时	118.68	198.66	0.48	3.5	1.68
6 小时	220.8	369.6	0.55	3.5	1.925
24 小时	372.6	623.7	0.60	3.5	2.1

$$H_{tp}=K_p \cdot \overline{H_t} \# (3-5)$$

式中： K_p —模比系数；

$\overline{H_t}$ —历时 t 暴雨雨量均值，mm；

(4) 计算衰减指数和设计频率下的暴雨雨力。

利用表 3-2 中暴雨量均值可算得各衰减指数如下式 (3-5)、式 (3-6)、式 (3-7) 所示：

$$n_{1s}=1+1.285 \cdot \lg \left(\frac{H_{1/6ps}}{H_{1ps}} \right) = 1+1.285 \times \lg \frac{41.4}{118.68} = 0.41 \# (3-6)$$

$$n_{2s}=1+1.285 \cdot \lg \left(\frac{H_{1ps}}{H_{6ps}} \right) = 1+1.285 \times \lg \frac{118.68}{220.8} = 0.65 \# (3-7)$$

$$n_{3s}=1+1.661 \cdot \lg \left(\frac{H_{6ps}}{H_{24ps}} \right) = 1+1.661 \times \lg \frac{220.8}{372.6} = 0.62 \# (3-8)$$

$$n_{1j}=1+1.285 \cdot \lg \left(\frac{H_{1/6pj}}{H_{1pj}} \right) = 1+1.285 \times \lg \frac{69.3}{198.66} = 0.41 \# (3-9)$$

$$n_{2j}=1+1.285 \cdot \lg \left(\frac{H_{1pj}}{H_{6pj}} \right) = 1+1.285 \times \lg \frac{198.66}{369.6} = 0.65 \# (3-10)$$

$$n_{3j}=1+1.661 \cdot \lg \left(\frac{H_{6pj}}{H_{24pj}} \right) = 1+1.661 \times \lg \frac{369.6}{623.7} = 0.62 \# (3-11)$$

式中： n —衰减指数；

H_{tp} —对应历时暴雨量均值,mm。

由表 3-2 知历时一天偏态系数 $C_{sld}=2.1$,联合设计频率 $P=2\%$ 和校核频率 $P=0.1\%$,在《四川省中小流域暴雨洪水计算手册》分别查表得皮尔逊III型曲线模比系数 $K_{ps}=2.76$ 和 $K_{pj}=4.62$ 代入下式(3-12)、(3-13)、(3-14)、(3-15)算得暴雨雨力：

$$\alpha_s=1.1 \cdot (1+C_{vld} \cdot K_{ps})=1.1 \times (1+0.6 \times 2.76)=2.92 \# (3-12)$$

$$S_s=\alpha_s \cdot H_{24p} \cdot 24^{n_s-1}=2.92 \times 372.6 \times 24^{0.62-1}=325.196 \text{ mm/h} \# (3-13)$$

$$\alpha_j=1.1 \cdot (1+C_{vld} \cdot K_{pj})=1.1 \times (1+0.6 \times 4.62)=4.15 \# (3-14)$$

$$S_j=\alpha_j \cdot H_{24p} \cdot 24^{n_j-1}=4.15 \times 623.7 \times 24^{0.62-1}=544.35 \text{ mm/h} \# (3-15)$$

式中： n_3 —历时 24 小时即一天衰减指数；

K_{ps} 、 K_{pj} —模比系数；

C_{vld} —历时一天变差系数；

α_s 、 α_j —暴雨雨力参数；

H_{24p} —历时 24 小时暴雨量均值,mm；

S_s 、 S_j —设计暴雨雨力 mm/h。

(5) 计算设计流域汇流时间 τ_s 和 τ_j 。由于流域面积 $F=4.05 \text{ km}^2$ ，故据《四川省中小流域暴雨洪水计算手册》可先用 n_2 如下式 (3-16) 和 (3-17) 进行试算：

$$\tau_{0s} = \left[\frac{0.278^{3/4}}{\frac{mJ^{1/3}}{L} (S_s F)^{1/4}} \right]^{\frac{4}{4-n_2}} = \left[\frac{0.383}{\frac{m}{\theta} S_s^{1/4}} \right]^{\frac{4}{4-n_2}} = \left[\frac{0.383}{\frac{0.49}{8.464} 325.196^{1/4}} \right]^{\frac{4}{4-0.65}} = 1.70\text{h} \quad (3-16)$$

$$\tau_{0j} = \left[\frac{0.278^{3/4}}{\frac{mJ^{1/3}}{L} (S_j F)^{1/4}} \right]^{\frac{4}{4-n_2}} = \left[\frac{0.383}{\frac{m}{\theta} S_j^{1/4}} \right]^{\frac{4}{4-n_2}} = \left[\frac{0.383}{\frac{0.49}{8.464} 544.35^{1/4}} \right]^{\frac{4}{4-0.65}} = 1.46\text{h} \quad (3-17)$$

式中： τ_{0s} 、 τ_{0j} —初始汇流时间。

虽然设计流域面积较小，但无实测资料说明其为全面汇流，因此先以该流域全面汇流试算，即汇流历时不大于产流历时。按下式 (3-18)、(3-19) 计算洪峰径流系数：

$$\psi_s = 1 - 1.1 \frac{\mu}{S_s} \tau_{0s}^{n_2} = 1 - 1.1 \times \frac{2.76}{325.196} \times 1.70^{0.65} = 0.99 \quad (3-18)$$

$$\psi_j = 1 - 1.1 \frac{\mu}{S_j} \tau_{0j}^{n_2} = 1 - 1.1 \times \frac{2.76}{544.35} \times 1.46^{0.65} = 0.99 \quad (3-19)$$

式中： ψ_s 、 ψ_j —洪峰径流系数；

其它参数如以上过程所示。

由式 (3-20)、(3-21) 计算设计流域汇流时间：

$$\tau_s = \tau_{0s} \cdot \psi_s^{\frac{1}{1-n_2}} = 1.70 \times 0.99^{\frac{1}{1-0.65}} = 1.65\text{h} \quad (3-20)$$

$$\tau_j = \tau_{0j} \cdot \psi_j^{\frac{1}{1-n_2}} = 1.46 \times 0.99^{\frac{1}{1-0.65}} = 1.42\text{h} \quad (3-21)$$

式中： τ_s 、 τ_j —设计流域汇流时间。

依据《四川省中小流域暴雨洪水计算手册》，试算所得设计流域汇流时间在 1~6h 之间则符合要求，故按照 n_2 试算出设计流域汇流时间为 1.65h 和 1.42h 的结果合理。

(6) 计算产流历时并验算全面汇流方式合理性：

$$t_{cs} = \left[\frac{(1-n_2) \cdot S_s}{\mu} \right]^{1/n_2} = \left[\frac{(1-0.65) \times 325.196}{2.76} \right]^{1/0.65} = 305.55\text{h} \quad (3-22)$$

$$t_{cj} = \left[\frac{(1-n_2) \cdot S_j}{\mu} \right]^{1/n_2} = \left[\frac{(1-0.65) \times 544.35}{2.76} \right]^{1/0.65} = 674.98 \text{h} \quad (3-23)$$

式中： t_{cs} 、 t_{cj} —产流历时，h。

计算出 $t_{cs} > \tau_s$ ， $t_{cj} > \tau_j$ ，故假设设计流域为全面汇流，该假设成立。

(7) 计算设计洪峰流量。按式(3-1)计算洪峰流量：

$$Q_s = 0.278 \cdot \psi_s \cdot \frac{S_s}{\tau_s^{n_2}} \cdot F = 0.278 \times 0.99 \times \frac{325.196}{1.65^{0.65}} \times 4.05 = 261.77 \text{ m}^3/\text{s} \quad (3-24)$$

$$Q_j = 0.278 \cdot \psi_j \cdot \frac{S_j}{\tau_j^{n_2}} \cdot F = 0.278 \times 0.99 \times \frac{544.35}{1.42^{0.65}} \times 4.05 = 483.09 \text{ m}^3/\text{s} \quad (3-25)$$

$$Q_j = 0.278 \cdot \psi_j \cdot \frac{S_j}{\tau_j^{n_2}} \cdot F = 0.278 \times 0.99 \times \frac{544.35}{1.42^{0.65}} \times 4.05 = 483.09 \text{ m}^3/\text{s} \quad (3-25)$$

式中： Q_s 、 Q_j —设计洪峰流量、校核洪峰流量， m^3/s 。

其它参数如以上过程所示。

(8) 校核汇流参数。将洪峰流量代入式(3-26)和式(3-27)中算得汇流参数 m' ，并与 m 进行比较：

$$m'_s = \frac{0.278L}{\tau_s \cdot J^{1/3} \cdot Q_s^{1/4}} = \frac{0.278 \times 3.89}{1.65 \times 0.034^{1/3} \times 261.77^{1/4}} = 0.503 \quad (3-26)$$

$$m'_j = \frac{0.278L}{\tau_j \cdot J^{1/3} \cdot Q_j^{1/4}} = \frac{0.278 \times 3.89}{1.42 \times 0.034^{1/3} \times 483.09^{1/4}} = 0.501 \quad (3-27)$$

上述结果表明 m' 与 m 基本一致，故以上所得洪峰流量计算结果可取。

洪峰流量计算结果如下表 3-3 所示：

表 3-3 洪峰流量计算结果

保证率	洪峰流量(m^3/s)	产生时间 (h)
P=2% (设计)	$Q_s=261.77$	$\tau_s=1.65$
P=0.1% (校核)	$Q_j=483.09$	$\tau_j=1.42$

3.1.2 推求洪水过程线

(1) 计算暴雨历时。依据《官房沟水库工程水土保持方案报告书》中对于黑潭河的洪水特性调查，可知设计流域洪水过程一般为单峰，故根据设计要求可用式(3-28)计算设计流域的单峰洪水暴雨历时：

$$T = 12.8 \cdot F^{1/4} = 12.8 \times 4.05^{1/4} = 18.16 \text{h} \quad (3-28)$$

(2) 计算洪水总量。由于算出 T 介于 6~24 小时，故为短历时，单位仍以小时计，并按式 (3-29) 和 (3-30) 算得历时为 T 的暴雨量：

$$H_{Tps}=H_{24ps}\cdot\left(\frac{T}{24}\right)^{1-n_3}=372.6\times\left(\frac{18.16}{24}\right)^{1-0.62}=335.14\text{mm}\#(3-29)$$

$$H_{Tpj}=H_{24pj}\cdot\left(\frac{T}{24}\right)^{1-n_3}=623.7\times\left(\frac{18.16}{24}\right)^{1-0.62}=560.10\text{mm}\#(3-30)$$

式中： H_{24p} —历时 24 小时暴雨量均值，mm；

n_3 —衰减指数。

从《四川省暴雨径流关系分区图》中可以看出，该大坝的位置属于大巴山暴雨区。在《四川省小流域暴雨径流关系综合成果表》中，与以上的降水量相联系，采用内插法可得径流深 $h=108.14\text{mm}$ ，径流系数 $\alpha=0.89$ ，由式 (3-31) 和 (3-32) 算得洪水总量：

$$W_{ps}=0.1\cdot\alpha\cdot H_{Tp}\cdot F=0.1h\cdot F=130.08\times 10^4\text{m}^3\#(3-31)$$

$$W_{pj}=0.1\cdot\alpha\cdot H_{Tp}\cdot F=0.1h\cdot F=221.58\times 10^4\text{m}^3\#(3-32)$$

式中： W_p —洪水总量， m^3 ；

F —流域面积， km^2 。

(3) 计算设计洪水过程的概化矩形历时。将上述洪水总量与洪峰流量代入式 (3-33) 和 (3-34) 得：

$$T_{ps}=2.78\cdot\frac{W_p}{Q_s}\div 10^4=2.78\times\frac{130.08\times 10^4\div 10^4}{261.77}=1.38\text{h}\#(3-33)$$

$$T_{pj}=2.78\cdot\frac{W_p}{Q_j}\div 10^4=2.78\times\frac{221.58\times 10^4\div 10^4}{483.09}=1.28\text{h}\#(3-34)$$

式中： T_{ps} 、 T_{pj} —设计频率下、校核频率下的概化矩形历时。

(4) 计算基流量。由于设计流域属渠江主源巴河二级支流，故用式 (3-35) 算得基流量：

$$Q_0=0.014\cdot F^{0.984}=0.014\times 4.05^{0.984}=0.0554\text{m}^3/\text{s}\#(3-35)$$

(5) 选取概化过程线。由于设计流域位于四川省东部，并且一般为具有山区河流陡涨陡落的特点的单峰洪水，因此根据式 (3-36) ~ (3-41) 计算后得表 3-4、3-5：

表 3-4 P=2%设计洪水过程线成果表

x	y	$t_s(h)$	$Q'_{ts}(m^3/s)$	$Q_{ts}(m^3/s)$
0.00	0.00	0.00	0.00	0.06
0.11	0.05	0.15	13.09	13.14
0.15	0.10	0.21	26.18	26.23
0.20	0.20	0.28	52.35	52.41
0.25	0.40	0.34	104.71	104.76
0.32	0.60	0.43	157.06	157.12
0.40	0.80	0.55	209.42	209.47
0.50	0.95	0.68	248.68	248.74
0.60	1.00	0.83	261.77	261.83
0.70	0.95	0.97	248.68	248.74
0.82	0.80	1.12	209.42	209.47
0.99	0.60	1.36	157.06	157.12
1.24	0.40	1.70	104.71	104.76
1.64	0.20	2.26	52.35	52.41
2.10	0.10	2.90	26.18	26.23
2.58	0.05	3.56	13.09	13.14
3.85	0.00	5.31	0.00	0.06

表 3-5 校核洪水过程线成果表

x	y	$t_j(h)$	$Q'_{tj}(m^3/s)$	$Q_{tj}(m^3/s)$
0.00	0.00	0.00	0.00	0.06
0.11	0.05	0.14	24.15	24.21
0.15	0.10	0.19	48.31	48.36
0.20	0.20	0.26	96.62	96.67
0.25	0.40	0.31	193.24	193.29
0.32	0.60	0.40	289.85	289.91
0.40	0.80	0.51	386.47	386.53
0.50	0.95	0.63	458.94	458.99
0.60	1.00	0.77	483.09	483.15
0.70	0.95	0.90	458.94	458.99
0.82	0.80	1.04	386.47	386.53
0.99	0.60	1.26	289.85	289.91
1.24	0.40	1.58	193.24	193.29
1.64	0.20	2.10	96.62	96.67
2.10	0.10	2.69	48.31	48.36
2.58	0.05	3.30	24.15	24.21
3.85	0.00	4.93	0.00	0.06

$$Q'_{ts}=y \cdot Q_s \#(3-36)$$

$$Q'_{tj}=y \cdot Q_j \#(3-37)$$

$$t_s=x \cdot T_{ps} \#(3-38)$$

$$t_j = x \cdot T_{pj} \# (3-39)$$

$$Q_{ts} = Q'_{ts} + Q_0 \# (3-40)$$

$$Q_{tj} = Q'_{tj} + Q_0 \# (3-41)$$

式中： Q'_{ts} 、 Q'_{tj} —设计、校核洪水过程线（未包括基流）的流量坐标；

Q_{ts} 、 Q_{tj} —设计、校核洪水过程线的流量坐标；

x 、 y —典型概化洪水过程线相对坐标。

绘制设计、校核洪水过程线如图 3-1 所示：

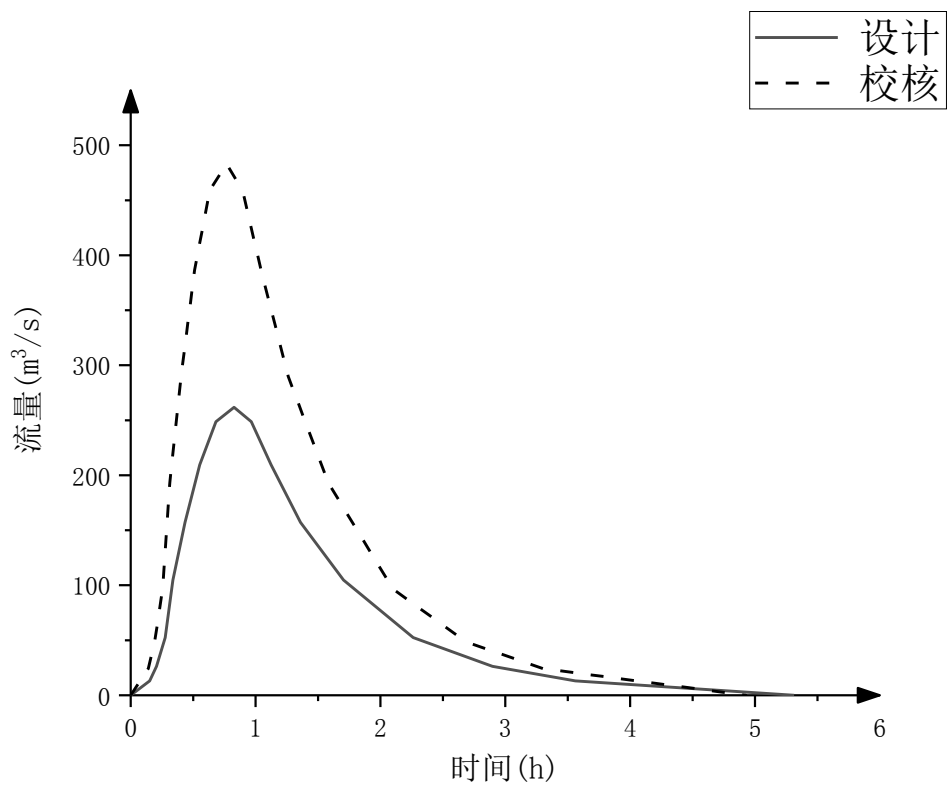


图 3-1 设计、校核洪水过程线成果图

检验计算过程合理性。在 CAD 中对洪水过程线在坐标图中所围区域求得面积可知，洪水过程的洪水总量与计算总量基本一致，且洪峰流量图满足设计流域洪水峰型尖瘦、一般为单峰、历时接近一天的特点。因此，上述计算过程合理。

3.2 推求特性曲线

3.2.1 下游水位与天然流量关系曲线

(1) 工程所在设计流域无实测径流资料, 可用明渠均匀流的流量公式推求官房沟水库坝轴线断面处水位与流量的关系曲线。选取的水位高程参照老官房沟水库在丰水年的水位变化范围。利用式 (3-42) 曼宁公式进行流量求解^[9]。其中, 各水位的过水面积和水力半径取自实测坝轴线处的地形剖面图, 河道平均比降则取表 3-1 中的 34‰; 糙率根据河床实际情况, 查阅《水文水利计算糙率表》, 可知该设计流域河床糙率取值一般在 0.03~0.034, 此处取 0.032。

$$Q=A \cdot \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2} \quad (3-42)$$

式中: Q —流量, m^3/s ;
 A —过水面积, m^2 ;
 R —水力半径, m ;
 n —河床糙率;
 J —水力坡降。

计算结果如表 3-6 所示。

表 3-6 水位与天然流量关系计算成果表

水位(m)	湿周(m)	过水面积(m^2)	水力半径(m)	流量(m^3/s)
742.044	79.24	520.74	6.57	9357.81
740.132	69.96	390.77	5.59	6300.89
737.241	57.65	221.14	3.84	2775.44
735.402	46.29	133.16	2.88	1379.67
733.279	28.24	59.90	2.12	506.57
732.601	21.61	45.19	2.09	378.54
730.473	11.58	15.92	1.38	100.85
727.069	0.00	0.00	0.00	0.00
730.957	13.58	20.84	1.53	141.94
733.352	28.58	61.65	2.16	527.24
733.884	34.92	76.63	2.19	662.72
734.771	42.31	107.72	2.55	1028.74
736.158	51.26	166.63	3.25	1872.84
737.954	61.17	259.91	4.25	3492.23
740.781	73.10	433.19	5.93	7266.00

(2) 得到下游水位流量关系曲线如图 3-2:

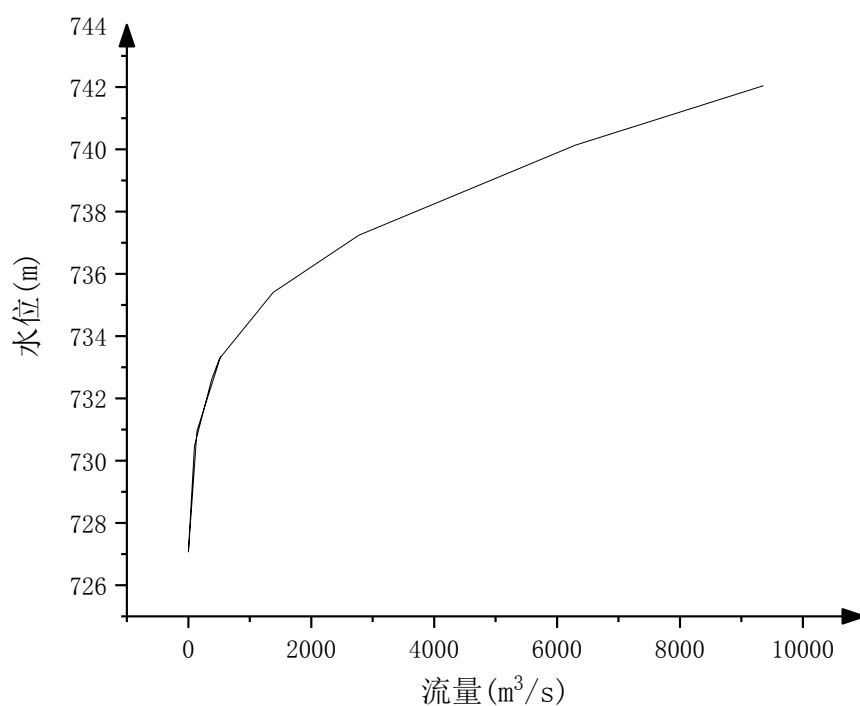


图 3-2 下游水位流量关系曲线

3.2.2 面积特性曲线

(1) 以 738.26m 作为库底高程,在 CAD 中利用 list 命令测量不同水位对应的等高线所包围的面积, 得到数据如表 3-7 所示:

表 3-7 水位面积关系表

水位(m)	面积(万m ²)
740	0.05
742	0.46
744	10.38
746	16.90
748	20.43
750	23.32
752	26.22
754	29.42
756	33.12
758	37.23
760	41.24
762	45.35
764	48.83
766	52.65
768	57.09

(2) 将上表所示数据绘制成曲线如图 3-3:

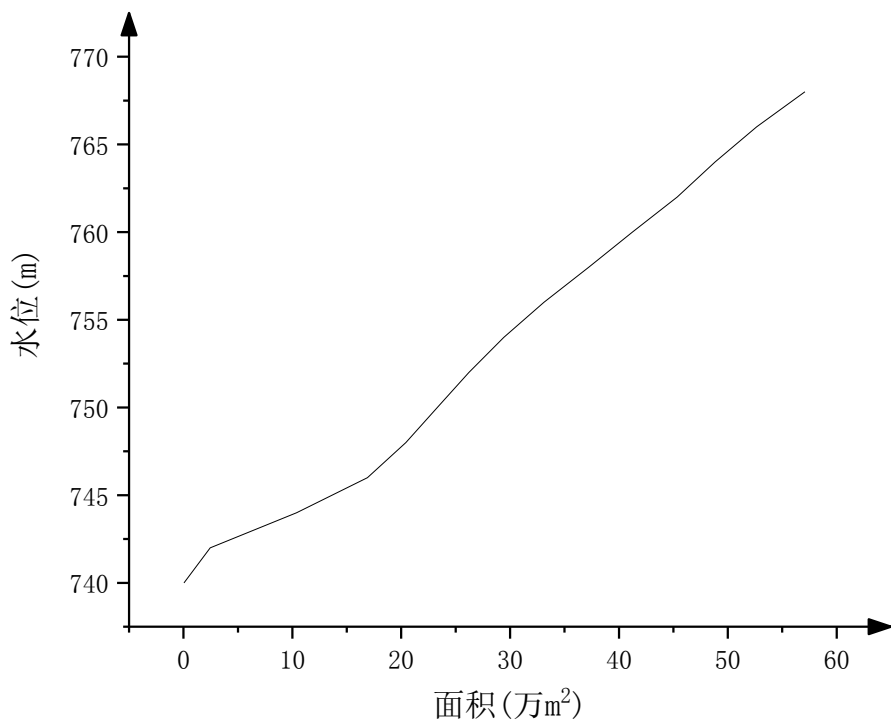


图 3-3 水位与水面面积关系曲线

3.2.3 库容特性曲线

(1) 依据表 3-7 中的数据, 结合式 (3-43) 和 (3-44) 算得每一水位对应的水库库容如表 3-8 所示:

表 3-8 水位库容关系表

水位(m)	库容(万 m³)
738.26	0.00
740	0.03
742	0.47
744	9.14
746	36.16
748	73.44
750	117.15
752	166.66
754	222.27
756	284.77
758	355.07
760	433.50
762	520.05
764	614.21
766	715.66
768	825.36

$$\Delta V = \frac{\Delta Z}{3} (F_1 + \sqrt{F_1 \cdot F_2} + F_2) \quad (3-43)$$

$$V = \sum_{Z_0}^Z \Delta V \quad (3-44)$$

式中： ΔV —相邻等高线间的水层容积，万 m^3 ；

ΔZ —相邻等高线间的高程差，m；

F_1 、 F_2 —相邻等高线各自包括的水库水面面积， m^2 ；

V —每一水位水库容积，万 m^3 。

(2) 将上述表中数据绘制成曲线如图 3-4：

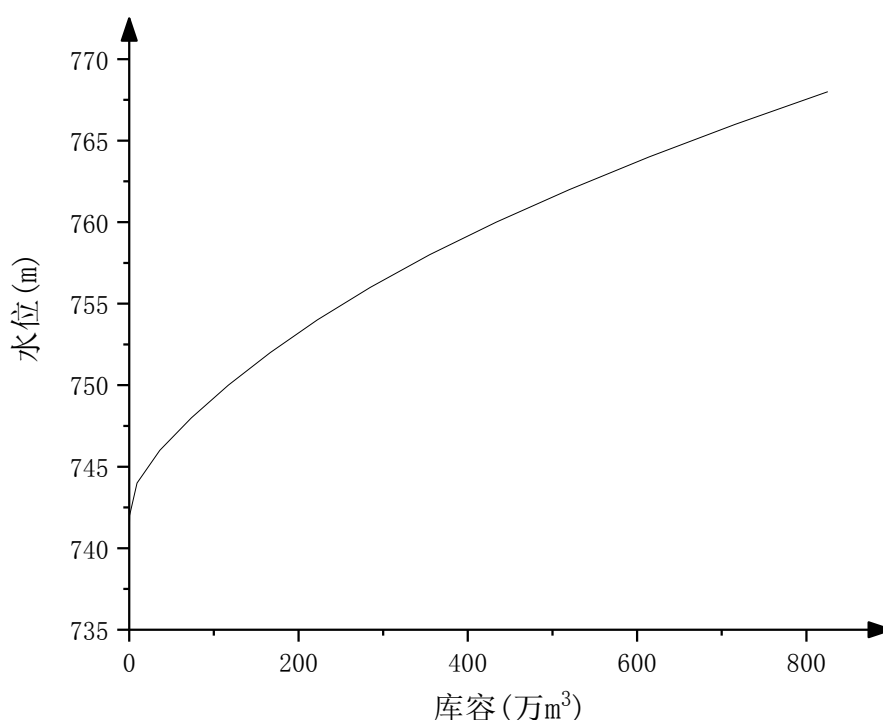


图 3-4 水位与水库库容曲线

3.3 泥沙量计算

3.3.1 流域产沙概况

官房沟水库河床由砾石或石质组成，河道两岸植被良好，人为影响因素相对较弱。本区泥沙来源主要是由水力、风化、人为耕种等方面的因素相互作用而形成。每年汛期时水流混浊，含沙量最多。坝址处输沙量年内分配不均，主要集中在汛期 5~10 月，其中 7 月平均输沙量和平均含沙量均为全年最大。

3.3.2 年输沙量计算

由于设计流域无实测泥沙量数据，故采用《四川省水文手册》中第七章中的公式

法计算设计流域的年输沙量^[10]。

(1) 计算悬移质输沙量。根据工程地点的流域位置，在《多年平均悬移质输沙模数等值线图》中查得工程区年悬移质输沙模数为 $300\text{t}/\text{km}^2$ ，代入式(3-45)计算设计流域悬移质年输沙量：

$$G=q_s \cdot F=300 \times 4.05=1215\text{t}\#(3-45)$$

式中：G—年悬移质输沙量，t；

式中：G—年悬移质输沙量，t；

q_s —悬移质年输沙模数， t/km^2 ；

F—设计流域集水面积， km^2 。

(2) 计算水库泥沙年平均淤积总量。据有关资料显示，老官房沟水库历年来推移质输沙量约占悬移质输沙量的28.9%，且设计流域黑潭河属山丘区河流，故本阶段的推移质占悬移质的百分率采用经验值30%。依据《四川省水文手册》，水库的泥沙的容重通常会随着沉沙的组成、有机质含量以及沉沙的时间长度而改变，且一般介于 $1.2\sim 1.7\text{t}/\text{m}^3$ ，实际工作中常采用 $1.2\sim 1.4\text{t}/\text{m}^3$ ，此处依据老官房沟水库泥沙淤积情况严重，故选泥沙容重为 $1.4\text{t}/\text{m}^3$ 。根据代入式(3-46)算得水库泥沙年平均淤积总量：

$$W_s=\frac{1}{\gamma}G(1+P_s)=\frac{1}{1.4} \times 1215 \times (1+30\%)=1128.21\text{m}^3\#(3-46)$$

式中： W_s —水库泥沙年平均淤积总量， m^3 ；

γ —泥沙容重， t/m^3 ；

P_s —推移质占悬移质的百分率。

3.3.3 泥沙淤积形态

泥沙淤积往往会影影响工程效益，因此泥沙淤积形态分析是水库设计的重要一环。水库泥沙淤积形态主要分为带状淤积、三角洲淤积和锥体淤积3类。泥沙淤积形态主要受水库水位、水库地形、河水含沙量等影响。为分析保证结果准确性，本设计采用以下两种方法^[12]分析水库泥沙淤积形态。

(1) 清华大学水利系及西北水利科学研究所公式

$$\alpha'=\frac{V}{W_s \cdot i_0}\#(3-47)$$

式中： α' —判别系数；

W_s —入库沙量， m^3 ，对长期淤积而言，用多年平均入库沙量；

V —时段平均库容, m^3 , 对长时间淤积而言, 用总库容;

i_0 —原河道比降, ‰, 此处取 34‰。

当 $\alpha' < 2.2$, 为锥体淤积; 当 $\alpha' > 2.2$, 为三角洲淤积或带状淤积。计算可得 $\alpha' = 32.18$, 因此本设计泥沙淤积为三角洲淤积或带状淤积。

(2) 陈文彪、谢葆玲公式

$$\varphi = \left(\frac{h}{\Delta h} \right) \cdot \left(\frac{\overline{W}_s}{\overline{W}} \right)^{0.5} \quad \#(3-48)$$

式中: φ —判别系数;

$h/\Delta h$ —库水位变化程度, 表征水库运用方式;

h —水库历年平均坝前水深, m , 此处取正常蓄水位时;

Δh —水库历年平均坝前水位变幅, m , 此处取死水位与正常蓄水位之间;

$\overline{W}_s/\overline{W}$ —表征入库水沙条件;

\overline{W}_s —多年平均年入库悬移质输沙量, 万 m^3 ;

\overline{W} —多年平均入库水量, 万 m^3 , 此处取 245.1 万 m^3 。

当 $\varphi < 0.04$, 为带状淤积; 当 $\varphi > 0.04$, 为三角洲淤积。由计算得 $\varphi = 0.017$, 因此本设计泥沙淤积形态为带状淤积。

3.4 兴利计算

3.4.1 兴利计算原则

根据科研报告, 官房沟水库项目的发展目标是: 农业灌溉、乡镇供水、农村人畜饮用水, 以及改善水生态环境。故应对官房沟水库进行兴利计算, 以保证水库完成预期任务。

由于径流资料不长, 故采用代表期法计算所需兴利库容。根据水库来水和蓄水状况, 在优先下泄河道内生态用水的条件下, 按照水库开发任务, 水库供水次序由各用水部门供水设计保证率决定, 依次为乡镇生活90%、农村人畜90%和灌区农业灌溉70%, 故兴利计算数据基于 90%设计保证率的枯水年的径流资料, 代表年月流量数据如表 3-9 所示。各部门用水资料来源于《四川省南江县官房沟水库工程环境影响报告书》中对于官房沟水库、刘家沟水库和陈子院沟补水枢纽按各自供水能力分配所得。

3.4.2 不计水量损失年调节计算

从供水期第 1 个月份开始, 逐月计算供水期的不足水量, 再对各月的不足水量进

行累加，可得供水期总不足水量为 $117.22 \times 10^4 \text{m}^3$ ，显然，水库需在丰水期存蓄 $117.22 \times 10^4 \text{m}^3$ 水量才能补足供水期天然来水之不足。相应计算成果如附表 A-1 不计水量损失年调节计算成果表所示。

表 3-9 代表年月流量数据

月份	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4
流量 (m^3/s)	0.21	0.48	0.09	0.09	0.08	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.05	0.05
水量 (10^4m^3)	53.92	125.35	24.81	24.81	20.68	7.86	7.86	7.86	7.86	7.86	12.41	12.41

3.4.3 计入水量损失年调节计算

蒸发损失量采用南江县气象局资料，并根据水库面积进行一定修正。依据《水利工程水利计算规范》，渗漏损失一般根据库区及坝址水文地质条件、坝型和止水措施确定，无资料时可按经验值估计^[13]，此处拟定渗漏损失值为 15mm。官房沟水库蒸发和渗漏损失深度如表 3-10 所示。

表 3-10 官房沟水库蒸发和渗漏损失深度

月份	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4
蒸发损失 (mm)	57.92	57.05	76.02	71.30	51.08	32.65	15.95	6.79	9.40	8.14	22.34	41.54
渗漏损失 (mm)	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
总损失 (mm)	72.92	72.05	91.02	86.30	66.08	47.65	30.95	21.79	24.40	23.14	37.34	56.54

将上述损失深度用于水量损失计算。此时时段初死库容根据 3.6 中死水位的确定，查找图 3-4 库容特性曲线得死库容 $9.14 \times 10^4 \text{m}^3$ ，代入不计水量损失的年调节计算中作为时段初死库容。先不计水量损失，如上调节计算方法进行试算，并根据各月水库蓄水量，查找面积特性曲线确定平均水面面积。用各月损失深度乘以相应的平均水面面积，得各月损失水量。再据来水、用水、水量损失，用列表算法求得兴利库容 $114.28 \times 10^4 \text{m}^3$ ，相应计算成果如附表 A-2 计入水量损失水库年调节计算成果表所示。

3.5 调洪计算

3.5.1 调洪原则

官房沟坝址枢纽下游对水库无防洪要求，考虑区域水资源较为紧缺，为充分发挥水库调峰补枯的作用，便于水库的运行管理，本工程泄洪方式选择开敞式溢流。调洪时从正常蓄水位 750.31m 起调，当洪水来临时，按其相应过流能力溢流下泄，库水位进一步抬高；洪峰过后入库流量逐渐减小，当入库流量等于溢洪道泄流能力时库水位达到最大值；随着入库流量的进一步减小，入库流量小于溢洪道泄流能力，库水位开始消落，直至消落至正常蓄水位。

拟定本工程为坝顶溢流，溢流堰堰型为开敞式 WES 型实用堰。溢流堰净宽 50m，泄流表孔设 5 孔，单孔宽度为 10m，单个闸墩宽 5m，两侧边墩宽 3m，溢流坝段总长 76m。溢流表孔均不设闸门，堰顶高程与正常蓄水位 750.31m 齐平。

根据上述溢流堰形式，可利用式 (3-49) 计算下泄流量。根据《混凝土重力坝设计规范》(SL319-2018)，查找对应系数附表可得，对于上游面是垂直的 WES 实用堰，堰流量系数 m 取值为 0.502；由于设计上游面铅直， C 取 1.0；侧收缩系数 ϵ 根据闸墩厚度和型式所定，可取 0.90~0.95，此处取 0.92；由于下游不设闸门自由出流，淹没系数 σ_s 取 1.0。上述计算参数整理至表 3-11。

$$Q=C \cdot m \cdot \epsilon \cdot \sigma_s \cdot B \cdot \sqrt{2g} \cdot H_W^{3/2} \quad (3-49)$$

式中： Q —流量， m^3/s ；

m —流量系数，取值见表 3-11；

C —上游坡面影响修正系数，取值见表 3-11；

ϵ —侧收缩系数，取值见表 3-11；

g —重力加速度， m/s^2 ；

B —溢流堰净宽， m ；

σ_s —淹没系数，取值见表 3-11；

H_W —计入行进流速的堰上总水头，等于库水位减去堰顶高程， m 。

表 3-11 堰流系数取值表

参数	上游坡面影响修正 系数 C	流量系数 m	侧收缩系数 ϵ	淹没系数 σ_s	溢流堰净 宽 B/m
取值	1	0.502	0.92	1	50

根据已知的水库库容特性曲线图 3-4 和上述泄洪建筑物方案，用式 3-31 求出下泄流量与库容关系如表 3-12 所示，并绘制下泄流量与水位关系如图 3-5 所示。

表 3-12 下泄流量与库容关系

水位(m)	库容(万 m ³)	下泄流量(m ³ /s)
750.31	123.42	0.00
751.00	140.34	58.63
752.00	166.66	224.72
753.00	192.21	451.27
754.00	222.27	725.02
755.00	250.43	1038.89
756.00	284.77	1388.29
757.00	315.82	1769.91
758.00	355.07	2181.23
759.00	389.02	2620.24
760.00	433.50	3085.30
761.00	470.19	3575.01
762.00	520.05	4088.21
763.00	559.13	4623.85
764.00	614.21	5181.03
765.00	655.41	5758.96
766.00	715.66	6356.90
767.00	759.24	6974.22
768.00	825.36	7610.32

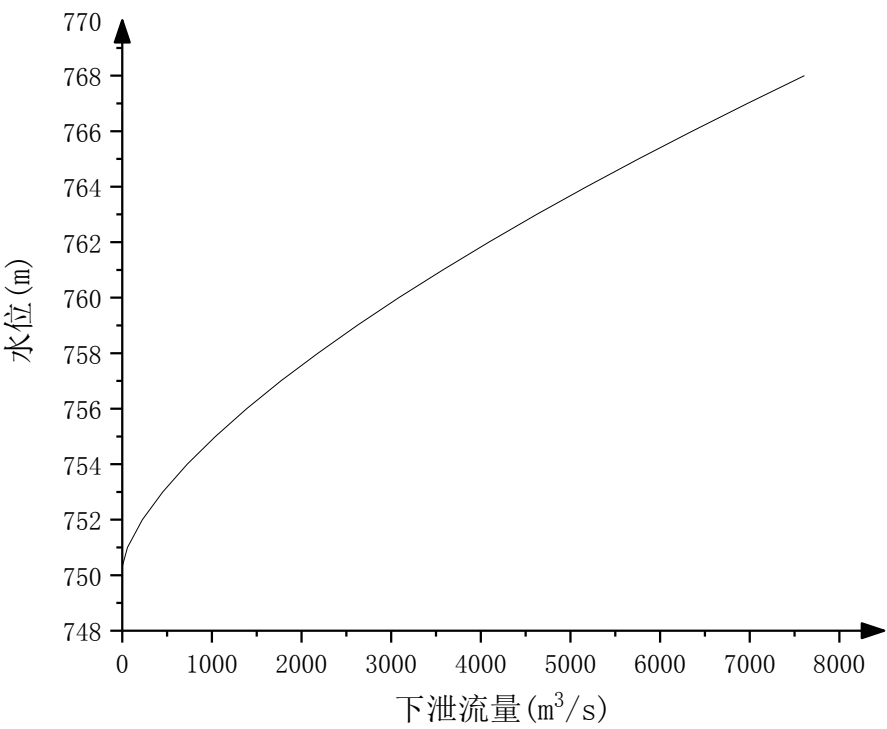


图 3-5 $q=f(Z)$ 曲线图

3.5.2 设计洪水调洪计算

(1) 选择合适计算时段。由入库洪水历时 5.85h，拟定调洪计算时段为 0.2h。

(2) 记录入库过程。在图3-1设计、校核洪水过程线成果图中查找对应历时的设计洪水过程的入库洪水流量 Q ，并计入表中。同时，计算时段平均入库流量和对应历时入库水量。

(3) 试算出库过程。假定初始时段末的下泄流量，在图 3-5 中查找对应的库容。利用水量平衡方程，将查找所得库容与式 (3-50) ~ (3-53) 计算所得库容进行比较。若两库容相近，则假设的下泄流量合理并计入表中；若两库容相差较大，则重新假设下泄流量直至两库容值相近。将上一时段试算成功所得的时段末下泄流量作为下一时段的时段初下泄流量，重复以上试算步骤，直至推算出所有时段的下泄流量。

$$\bar{Q} = \frac{Q_1 + Q_2}{2} \quad \#(3-50)$$

$$\bar{q} = \frac{q_1 + q_2}{2} \quad \#(3-51)$$

$$\Delta V = (\bar{Q} - \bar{q}) \cdot \Delta t \quad \#(3-52)$$

$$V_2 = V_1 + \Delta V \quad \#(3-53)$$

式中： Q_1 、 Q_2 —对应时段的时段初入库流量、时段末入库流量， m^3/s ；

\bar{Q} —对应时段平均入库流量， m^3/s ；

q_1 、 q_2 —对应时段的时段初出库流量、时段末出库流量， m^3/s ；

\bar{q} —对应时段平均出库流量， m^3/s ；

V_1 、 V_2 —对应时段的时段初储水量、时段末储水量， $万m^3$ ；

\bar{V} —对应时段储水量变化， $万m^3$ ；

Δt —计算时段， s 。

(4) 调洪计算成果展示。将所有时段推算所得的下泄流量，及其通过图 3-5 查找所得的库容和水位计入附表 A-3 设计洪水调洪计算成果表中。将对应时间点的入库流量和下泄流量的洪水过程线绘制于同一图中。最大下泄流量应是两曲线的交点，如果不是则减小计算时段重新试算。具体计算成果见附表 A-3 和图 3-6。

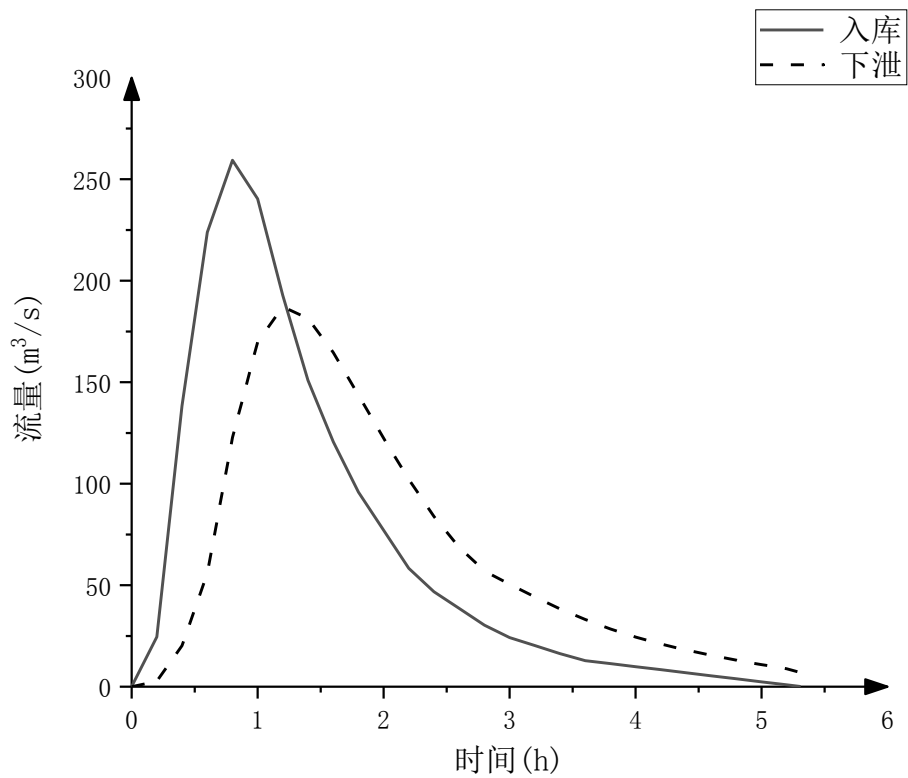


图 3-6 设计洪水调洪计算结果

3.5.3 校核洪水调洪计算

计算步骤参照 3.5.2 设计洪水调洪计算过程。具体计算成果见附表 A-4 和图 3-7。

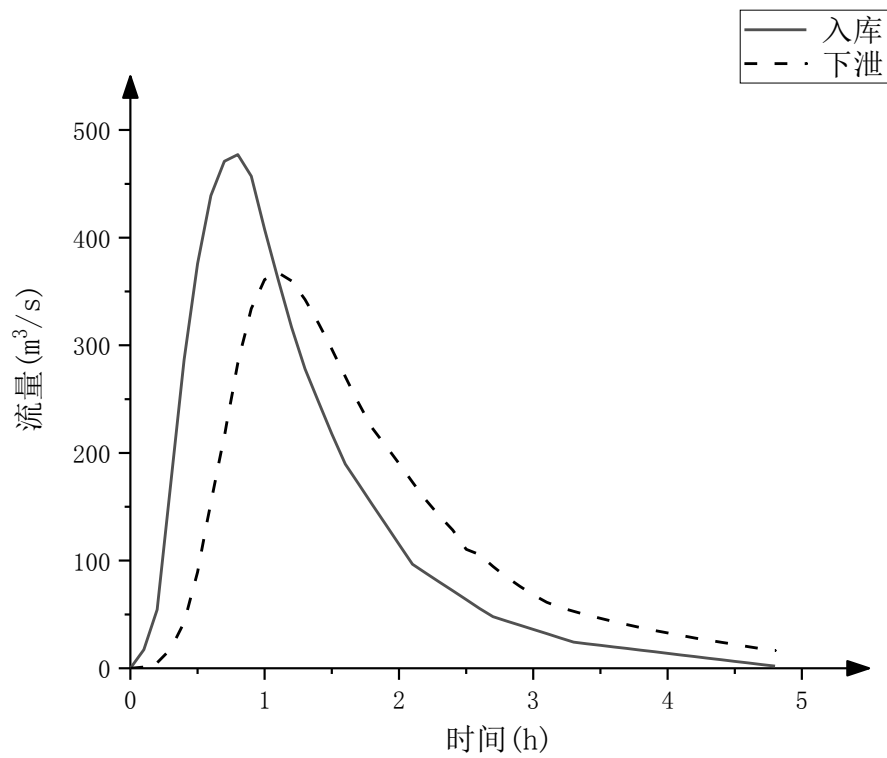


图 3-7 校核洪水调洪计算成果

3.5.4 调洪计算成果汇总

将上述设计和校核调洪计算所得最大下泄流量、洪水位高程、对应历时汇总于表 3-13 所示:

表 3-13 调洪计算成果

P(%)	对应历时(h)	最大下泄流量 (m ³ /s)	水位高程(m)	库容(万 m ³)
2	1.2	187.181	751.774	160.701
0.1	1.1	364.384	752.631	182.773

3.6 水位确定

3.6.1 死水位

死水位以下的库容一般用于容纳水库泥沙、抬高坝前水位和库内水深,因此死水位主要考虑水库泥沙淤积及供水等因素^[14]。根据3.3泥沙量计算可知,水库泥沙年平均淤积总量为1128.21m³,则水库正常运行 50 年总淤积量为 56410.5m³。同时考虑自流灌溉用水 3.632×10⁴m³,拟定死库容为 9.14×10⁴m³,对应死水位 742.10m。

3.6.2 正常蓄水位

根据 3.4 兴利计算,可得水库兴利库容 114.28×10⁴m³,将此库容作为水库正常蓄水位库容,查找图 3-4 库容特性曲线可得水库正常蓄水位 750.31m。根据河道多年平均径流量查找图 3-2 下游水位流量关系曲线可得下游水深 1.067m。

3.6.3 设计洪水位

根据 3.5 调洪计算,可得水库设计洪水位 751.77m,查找图 3-4 库容特性曲线得对应库容 160.701×10⁴m³。根据调洪计算所得最大下泄流量查找图 3-2 下游水位流量关系曲线可得下游水深 4.313m。

3.6.4 校核洪水位

根据 3.5 调洪计算,可得水库校核洪水位 752.63m,查找图 3-4 库容特性曲线得对应库容 182.773×10⁴m³。根据调洪计算所得最大下泄流量查找图 3-2 下游水位流量关系曲线可得下游水深 5.46m。

4 非溢流坝段设计

4.1 坝基高程

要根据大坝稳定、坝基应力、岩石类别和岩体物理力学性质、基础变形和稳定性、上部结构对基础的要求、基础加固处理效果及施工工艺、工期和费用等因素，进行技术和经济的对比，来决定建基面位置的开挖深度。在保证大坝地基强度与稳定性的前提下，可以采取地基补强与调节上部构造等方法来减小工程的开采量。坝高小于 50m 时，可建在弱风化中部至上部基岩上^[15]。根据《混凝土重力坝设计规范》(SL319-2018)相关规定和工程地质资料，拟定大坝基础最低高程 714.60m，建基面置于弱风化的泥质粉砂岩、粉砂质泥岩和砂岩上。

4.2 坝顶高程

4.2.1 计算思路

根据《混凝土重力坝设计规范》（SL319-2018），坝顶高程应高于水库最高静水位。坝顶上游防浪墙顶的高程应高于波浪顶高程，其与正常蓄水位或校核洪水位的高差可由式（4-1）计算，并选择两者中防浪墙顶高程的高者作为最低高程。

$$\Delta h=h_{1\%}+h_z+h_c\#(4-1)$$

式中：Δh—防浪墙顶至正常蓄水位或校核洪水位的高差，m；

h_{1%}—累计频率 1%的波高，m；

h_z—波浪中心线至正常蓄水位或校核洪水位的高差，m；

h_c—安全加高，m。

水库为正常蓄水位和设计洪水位时，宜采用相应季节 50 年重现期的最大风速，校核洪水位时，宜采用相应洪水期最大风速的多年平均值，计算风速可通过官房沟水库所在南江县气象站实测资料所得；风向两侧水域较宽时，建议自坝面沿法线方向到对岸的最大距离作为吹程，风区长度可通过测量等高线地形图得；坝前水深为库前水位与坝基高差；安全超高按照相应水位和坝的级别从表 4-1 中查取，本设计安全级别为 3 级^[16]。根据以上计算要素选取原则，计算要素取值如表 4-2 所示。

表 4-1 安全加高

相应水位	坝的级别		
	1 级	2 级	3 级
正常蓄水位	0.7	0.5	0.4
校核洪水位	0.5	0.4	0.3

表 4-2 计算要素取值

计算要素	正常蓄水位时	校核洪水位时
计算风速 $V_0(\text{m/s})$	16.70	10.70
吹程 $D(\text{m})$	242.62	242.62
坝前水深 $H(\text{m})$	35.31	37.631
安全超高 $h_c(\text{m})$	0.40	0.30

4.2.2 高差计算

由于工程修建地位于内陆峡谷，波浪要素宜按官厅水库公式计算，如式（4-2）~（4-4）所示：

$$h_l = 0.00166 \cdot V_0^{5/4} \cdot D^{1/3} \#(4-2)$$

$$L = 10.4 \cdot (h_l)^{0.8} \#(4-3)$$

$$h_z = \frac{\pi h_l^2}{L} \cdot \coth \frac{2\pi H}{L} \#(4-4)$$

式中： h_l —不同累计频率的波高，当 $gD/V_0^2=20\sim 250$ 时，为累计频率 5%的波高；当 $gD/V_0^2=250\sim 1000$ 时，为累计频率 10%的波高。m；

V_0 —计算风速，m/s；

D —吹程，m；

L —波长，m；

H —坝前水深，m。

（1）正常蓄水位时，计算过程如下：

$$h_{lz} = 0.00166 \cdot V_{0z}^{5/4} \cdot D^{1/3} = 0.00166 \times 16.7^{5/4} \times 242.62^{1/3} = 0.34\text{m} \#(4-5)$$

由于 $gD/V_{0z}^2 = 8.53 < 20$ ，因此上述波高为累计频率 1%的波高。

由于 $gD/V_{0z}^2 = 8.53 < 20$ ，因此上述波高为累计频率 1%的波高。

$$L_z = 10.4 \cdot (h_{lz})^{0.8} = 10.4 \times 0.34^{0.8} = 4.39\text{m} \#(4-6)$$

由于 $H_z \geq L_z/2$ ，故波浪中心线高出净水面高度可按如下计算：

$$h_{zz} = \pi h_{lz}^2 / L_z = \pi \times 0.34^2 \div 4.39 = 0.08\text{m} \#(4-7)$$

综合上述计算结果可得：

$$\Delta h_z = h_{l\%z} + h_{zz} + h_{cz} = 0.34 + 0.08 + 0.40 = 0.82\text{m} \#(4-8)$$

（2）校核洪水位时，计算过程如下：

$$h_{lj} = 0.00166 \cdot V_{0j}^{5/4} \cdot D^{1/3} = 0.00166 \times 10.7^{5/4} \times 242.62^{1/3} = 0.20\text{m} \#(4-9)$$

由于 $gD/V_{0j}^2=20.79>20$ ，因此上述波高为累计频率 5%的波高。要计算累计频率为 1%的波高需先试算出平均波高，再根据平均波高与平均水深的比值，查表 4-3，利用插值法求得累计频率为1%的波高与平均波高的比值，进而求得累计频率为1%的波高^[17]。根据《水工建筑物荷载设计规范》（SL744-2016），累计频率 p 的波高与平均波高的比值如表 4-3 所示：

表 4-3 累计频率 p 的波高与平均波高的比值

$\frac{h_m}{H_m}$	累计频率 p										
	0.1%	1%	2%	3%	4%	5%	10%	13%	14%	20%	50%
0	2.97	2.42	2.23	2.11	2.02	1.95	1.71	1.61	1.58	1.43	0.94
0.1	2.70	2.26	2.09	2.00	1.92	1.87	1.65	1.56	1.54	1.41	0.96
0.2	2.46	2.09	1.96	1.88	1.81	1.76	1.59	1.51	1.49	1.37	0.98
0.3	2.23	1.93	1.82	1.76	1.70	1.66	1.52	1.45	1.43	1.34	1.00
0.4	2.02	1.78	1.68	1.64	1.60	1.56	1.44	1.39	1.38	1.30	1.01
0.5	1.80	1.63	1.56	1.52	1.49	1.46	1.37	1.33	1.32	1.25	1.01

由式（4-10）分别计算表 4-3 中任一行第一列与第七列两数值的乘积。计算结果如表 4-4 所示。

$$\frac{h_m}{H_m} \times \frac{h_p}{h_m} = \frac{h_p}{H_m} \quad \#(4-10)$$

由式（4-11）计算累计频率为 5%的波高与平均水深的比值。（平均水深取坝前水深）

$$\frac{h_{lj}}{H_{mj}} = 0.20 \div 37.631 = 0.005 \quad \#(4-11)$$

0.005 介于 0~0.187 之间，说明平均波高在表 4-4 第一行与第二行之间。

由式（4-12）计算平均波高，结果如表 4-4 所示

$$h_{m \text{ 计算}} = \sqrt{\frac{h_m/H_m}{h_p/h_m} \cdot H_m \cdot h_p} \quad \#(4-12)$$

表 4-4 试算过程

h_m/H_m	累计频率 5%时 h_p/h_m	h_p/H_m	h_m 计算
0	1.95	0	0.00
0.1	1.87	0.187	0.45
0.2	1.76	0.352	0.66
0.3	1.66	0.498	0.83

0.4	1.56	0.624	0.99
0.5	1.46	0.73	1.14

用计算的平均波高 $h_{m\text{计算}}$ 去计算 $h_{m\text{计算}}/H_m$ ，内插求得累计频率为5%的波高与平均波高的比值，最后求出平均波高 $h_m=0.104\text{m}$ ，则 $h_m/H_m=0.003$ 。

在表 4-3 中利用插值法查找对应的累计频率1%的波高与平均波高的比值为2.415，则算出累计频率为1%的波高 $h_{1\%j}=0.25\text{m}$ 。

$$L_j=10.4 \cdot (h_{1j})^{0.8}=10.4 \times 0.20^{0.8}=2.87\text{m} \#(4-13)$$

由于 $H_j \geq L_j/2$ ，故波浪中心线高出净水面高度可按如下计算：

$$h_{zj}=\pi h_{1j}^2/L_j=\pi \times 0.20^2 \div 2.87=0.04\text{m} \#(4-14)$$

综合上述计算结果可得：

$$\Delta h_j=h_{1\%j}+h_{zj}+h_{cj}=0.25+0.04+0.30=0.59\text{m} \#(4-15)$$

4.2.3 坝顶高程确定

根据《混凝土重力坝设计规范》(SL319-2018)，坝顶布置应综合考虑交通、监测和消防等布置要求。坝顶布置要与施工计划和周边环境保持一致。本设计考虑坝顶有交通需求，故拟定防浪墙高度为1.2m。

利用式(4-16)计算防浪墙顶高程：

$$\text{防浪墙顶高程}=\max(\text{正常蓄水位}+\Delta h_z, \text{校核洪水位}+\Delta h_j) \#(4-16)$$

最后计算可得：防浪墙顶高程由校核洪水位控制，且不低于753.221m。若取753.221m作为防浪墙顶高程，则坝顶高程低于校核洪水位。因此，将753.221m取为坝顶高程，考虑到溢流坝段顶部布设有交通桥，交通桥底板需留有一定净空，因此拟定净空为0.3m。最终确定防浪墙顶高程为754.721m。

4.3 剖面设计

4.3.1 坝高

根据 4.1 得坝基高程为 715.00m，根据 4.2 计算结果得坝顶高程为 753.221m。利用式(4-17)计算得坝高为 38.62m。

$$h=H_{\text{坝顶}}-H_{\text{坝基}} \#(4-17)$$

4.3.2 坝顶宽度

根据《水工设计手册》，坝顶宽度一般取坝高的 8%~10%，且不小于 3m，为保障大坝的正常使用和日常维护可适当增加一定的宽度^[18]。根据计算得坝高的 8%~10%

为 3.09m~3.86m。为满足交通和运行管理的需要，拟在上游侧布置 1m 宽的人行道，下游侧布置双车道 7m，则取坝顶宽为 8m。

4.3.3 坝底宽度

一般情况上游坝坡坡率 n 取 0~0.2，下游坝坡坡率 m 取 0.6~0.8。本设计非溢流坝段坝坡值参考《水工设计手册》表 1.3-10 我国部分已建实体重力坝采用的坝坡值，选定上游坝坡值 $n=0$ ，下游坝坡值 $m=0.75$ 。

根据上述坝坡值，结合坝高和超高，利用几何关系如式（4-18）解得坝底宽度为 25.99m。

$$B_{\text{底}}=(h-\Delta h)\div m=(38.62-0.59)\times 0.75=28.52\text{m}\#(4-18)$$

式中： $B_{\text{底}}$ —坝底宽度。

4.3.4 剖面形态

根据下游坝坡值、超高和坝顶宽度，利用式（4-19）计算折坡点上部高度为。

$$h_{\text{折}}=\Delta h+B_{\text{顶}}\div m=11.26\text{m}\#(4-19)$$

式中： $B_{\text{顶}}$ —坝顶宽度；

$h_{\text{折}}$ —折坡点上部高度。

剖面几何参数如下表 4-5 所示，剖面基本形式如图 4-1 所示：

表 4-5 剖面几何参数

坝高(m)	坝顶宽(m)	坝底宽(m)	坝坡值	折坡点上部高度(m)
38.62	8	28.52	0.75	11.26

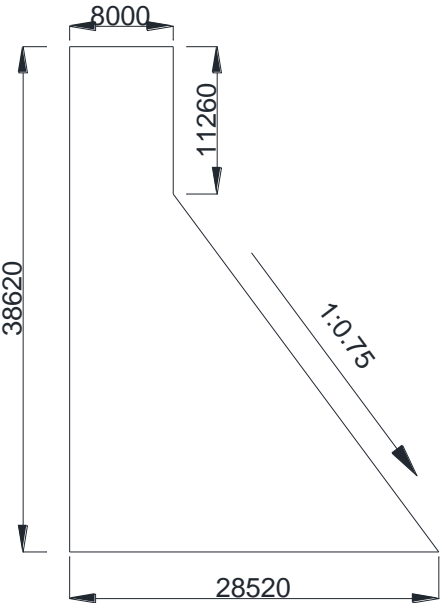


图 4-1 坝体剖面形态示意图

4.4 荷载计算

本部分基于《水工设计手册》中坝体断面荷载标准值计算方法，分别计算在设计工况（设计洪水位）、校核工况（校核洪水位）和特殊工况（正常蓄水位，地震情况下）三种工况下的荷载，计算的各荷载分布方式如图 4-2 所示。坝基面上荷载的标准值均按单位宽度 1m 进行计算。计算式采用的基本参数如表 4-6 所示：

表 4-6 荷载计算基本参数

参数	取值	单位
混凝土的容重（含钢筋）	25	kN/m^3
水的容重	9.81	kN/m^3
设计洪水位	751.77	m
校核洪水位	752.63	m
正常蓄水位	750.31	m
坝底高程	713	m
坝前淤沙厚度	4.93	m
泥沙内摩擦角	18	度
泥沙浮容重	8	kN/m^3
地震烈度	6.2	度
地震加速度	0.05g	m/s^2

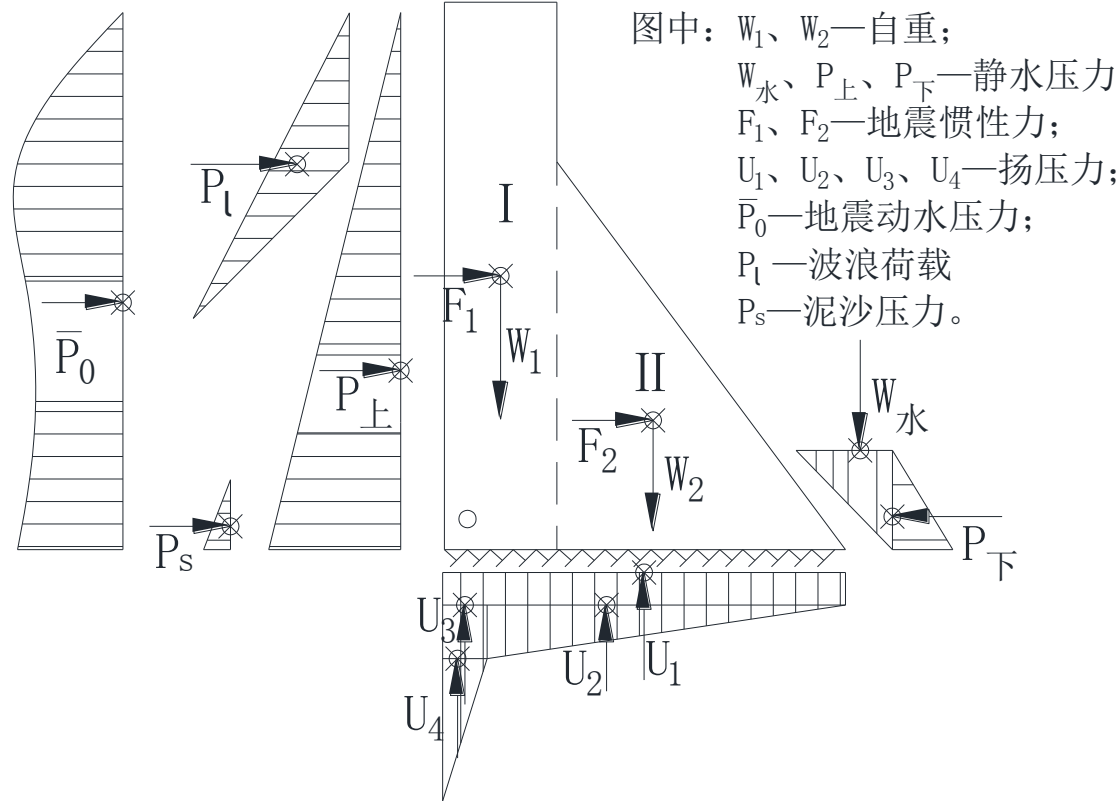


图 4-2 各荷载作用示意图

按三种工况分别计算荷载的标准值后，从表4-7中选用对应荷载的分项系数，计算荷载作用的设计值（设计值=标准值×分项系数）。

表 4-7 荷载作用的分项系数

序号	作用类别	分项系数	序号	作用类别	分项系数
1	自重(永久作用)	1	5	浪压力(可变作用)	1.2
	水压力(可变作用)		6	冰压力(可变作用)	1.1
2	(1)静水压力	1	7	土压力(永久作用)	1.2
	(2)动水压力	1.1		未规定的永久作用对结构不利	1.05
	扬压力(可变作用)		8	未规定的永久作用对结构有利	0.95
3	(1)渗透压力	1.2	9	未规定的不可控制可变作用	1.2
	(2)浮托力	1		未规定的可控制可变作用	1.1
4	淤沙压力(永久作用)	1.2			

4.4.1 设计工况

(1) 坝体自重

坝体分块如图 4-3 所示。按单位宽度 $B_{\text{单}}=1\text{m}$ 进行计算，混凝土容重（含钢筋）取表 4-6 中 25 kN/m^3 ，坝体相应尺寸按照图 4-1 所示，分项系数取表 4-7 中的 1。

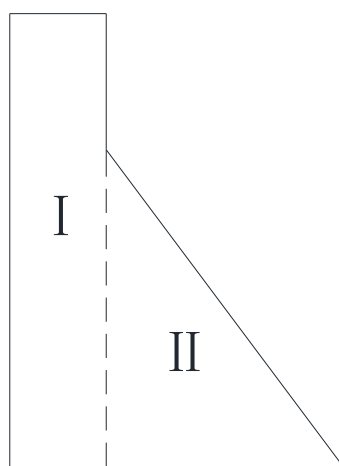


图 4-3 坝体分块

$$W_{1s} = \gamma_c \cdot V_1 = \gamma_c \cdot B_{\text{顶}} \cdot h \cdot B_{\text{单}} = 25 \times 8 \times 38.62 \times 1 = 7724 \text{ kN} \quad (4-20)$$

$$W_{2s} = \frac{1}{2} \cdot (B_{\text{底}} - B_{\text{顶}}) \cdot (h - h_{\text{折}}) \cdot B_{\text{单}} \cdot \gamma_c = \frac{1}{2} \times (28.52 - 8) \times (38.62 - 11.26) \times 25 = 7017.84 \text{ kN} \# (4-21)$$

$$W_s = (W_{1s} + W_{2s}) \times \zeta_1 = 14741.84 \text{ kN} \# (4-22)$$

式中：\$W_{1s}\$、\$W_{2s}\$—分块 I、II 的自重。

(2) 水压力

动水压力包含脉动压力、地震水激荡力、动水离心压力等。前两种很难用数学方法准确计算，多通过实验或现场测量；第三种将其分解在竖直和水平方向后对溢流坝段稳定和受力均有利。因此，动水压力可不进行计算，合理忽略。以下均只计算静水压力，对应工况计算参数如表 4-8 所示。

表 4-8 静水压力计算参数

计算参数	设计洪水位	正常蓄水位	校核洪水位
坝前水位高程(m)	751.77	750.31	752.63
坝底高程(m)	714.60	714.60	714.60
上游水位(m)	37.17	35.71	38.03
下游水位(m)	4.31	1.07	5.46
水重度(kN/m ³)	9.81	9.81	9.81
上下游水位差(m)	32.86	34.64	32.57

$$P_{\text{上}s} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_{\text{上}s}^2 \cdot \zeta_2 = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 37.17^2 = 6776.79 \text{ kN} \# (4-23)$$

$$P_{\text{下}s} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_{\text{下}s}^2 \cdot \zeta_2 = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 4.31^2 = 91.12 \text{ kN} \# (4-24)$$

$$W_{\text{水}s} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot m \cdot H_{\text{下}s}^2 \cdot \zeta_2 = 68.34 \text{ kN} \# (4-25)$$

式中：\$P_{\text{上}s}\$、\$P_{\text{下}s}\$—上游、下游竖向静水压力, kN；

\$W_{\text{水}s}\$—下游横向静水压力, kN。

(3) 扬压力

为了避免在水压的影响下，水流进入大坝或基础，并对周边的介质框架产生扬压力。使得结构物滑坡破坏，在坝基设有防渗帷幕，并布置排水孔和排水廊道。根据坝体细部构造得本设计防渗帷幕距上游坝面 \$B_1=2.2\text{m}\$，距下游坝面 \$B_2=26.32\text{m}\$。渗透压力强度系数 \$\alpha\$ 取 0.25，扬压力分布如图 4-4。

$$U_{1s} = \gamma_w \cdot A_{1s} \cdot \zeta_{3(2)} = 9.81 \times 4.31 \times 28.52 \times 1 = 1205.86 \text{ kN} \# (4-26)$$

$$U_{2s} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (H_{\text{上}s} - H_{\text{下}s}) \cdot \alpha \cdot B_2 \cdot \zeta_{3(1)} = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 32.86 \times 0.25 \times 26.32 \times 1.2 = 1272.66 \text{ kN} \# (4-27)$$

$$U_{3s} = \gamma_w \cdot (H_{\text{上}s} - H_{\text{下}s}) \cdot \alpha \cdot B_1 \cdot \zeta_{3(1)} = 9.81 \times 32.86 \times 0.25 \times 2.2 \times 1.2 = 212.76 \text{ kN} \# (4-28)$$

$$U_{4s} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (H_{\text{上}s} - H_{\text{下}s}) \cdot (1 - \alpha) \cdot B_1 \cdot \zeta_{3(1)} = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 32.86 \times 0.75 \times 2.2 \times 1.2 = 319.13 \text{ kN} \# (4-29)$$

式中： U_{1s} —浮托力，kN；

U_{2s} 、 U_{3s} 、 U_{4s} —渗透压力，kN。

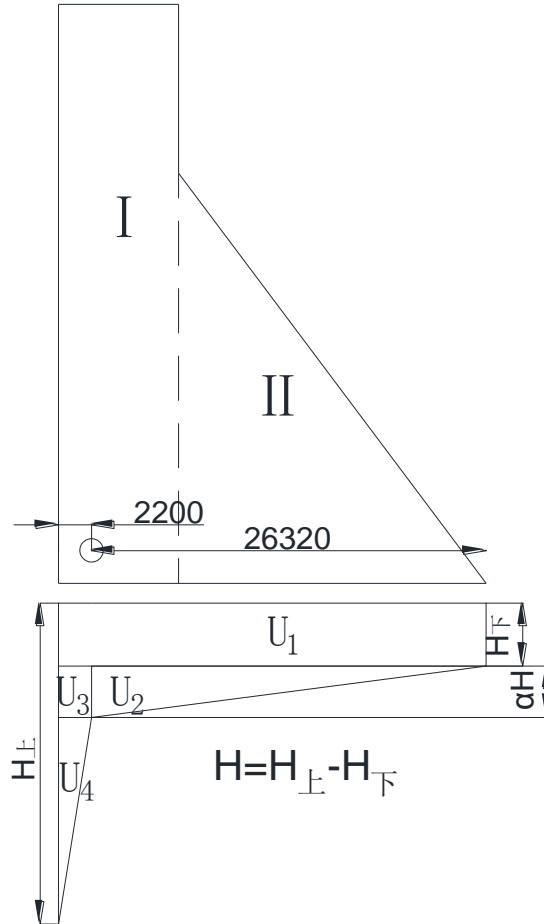


图 4-4 扬压力分布

(4) 泥沙压力

设计库容为 137.574 万 m^3 ，多年入沙总量 5.641 万 m^3 ，则 $\frac{V_{\text{库}s}}{V_{\text{沙}}} = 24.39$ 。当水库库容与多年入沙总量体积比值小于 30 时，需要考虑泥沙压力的作用。按式(4-30)计算泥沙压力。

$$P_{ss} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{sb} \cdot h_s^2 \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_s}{2} \right) \cdot \zeta_4 = \frac{1}{2} \times 8 \times 4.93^2 \times \tan^2 (45^\circ - 9^\circ) \times 1.2 = 61.58 \text{ kN} \# (4-30)$$

式中: γ_{sb} —泥沙浮容重, kN/m^3 ;

φ_s —泥沙的内摩擦角, 度。

(5) 波浪压力

按官厅公式先计算波长、波高和波浪中心线高出静水面高度, 再计算波浪压力。

$$h_{ls}=0.00166 \cdot V_{0s}^{5/4} \cdot D^{1/3}=0.00166 \times 13.7^{5/4} \times 242.62^{1/3}=0.27\text{m}\#(4-31)$$

由于 $gD/V_{0s}^2=12.68<20$, 因此上述波高为累计频率 1% 的波高。

$$L_s=10.4 \cdot (h_{ls})^{0.8}=10.4 \times 0.27^{0.8}=3.65\text{m}\#(4-32)$$

由于 $H_s \geq L_s/2$, 故波浪中心线高出静水面高度可按如下计算:

$$h_{zs}=\pi h_{ls}^2/L_s=\pi \times 0.27^2 \div 3.65=0.06\text{m}\#(4-33)$$

$$P_{ls}=\gamma_w \cdot L_s \cdot \frac{h_{ls}+h_{zs}}{4} \cdot \zeta_s=9.81 \times 3.65 \times (0.27+0.06) \div 4 \times 1.2=3.54\text{kN}\#(4-34)$$

式中: h_{ls} —设计洪水时的波高, m ;

L_s —设计洪水时的波长, m ;

h_{zs} —设计洪水时波浪中心线高出静水面高度, m 。

4.4.2 校核工况

(1) 坝体自重

计算参数不变, 所以与设计工况计算结果一致。

$$W_{lj}=W_{ls}=7724\text{kN}\#(4-35)$$

$$W_{2j}=W_{2s}=7017.84\text{kN}\#(4-36)$$

$$W_j=(W_{lj}+W_{2j}) \times \zeta_1=14741.84\text{kN}\#(4-37)$$

(2) 静水压力

计算方法参考设计工况, 计算数据从表 4-8 中选取。

$$P_{上j}=\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_{上j}^2 \cdot \zeta_2=\frac{1}{2} \times 9.81 \times 38.03^2=7094.01\text{kN}\#(4-38)$$

$$P_{下j}=\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_{下j}^2 \cdot \zeta_2=\frac{1}{2} \times 9.81 \times 5.46^2=146.23\text{kN}\#(4-39)$$

$$W_{水j}=\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot m \cdot H_{下j}^2 \cdot \zeta_2=109.67\text{kN}\#(4-40)$$

(3) 扬压力

计算方法参考设计工况。

$$U_{lj}=\gamma_w \cdot A_{lj} \cdot \zeta_{3(2)}=9.81 \times 5.46 \times 28.52 \times 1=1527.61\text{kN}\#(4-41)$$

$$U_{2j} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (H_{\text{上}j} - H_{\text{下}j}) \cdot \alpha \cdot B_2 \cdot \zeta_{3(1)} = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 32.57 \times 0.25 \times 26.32 \times 1.2 = 1261.43 \text{kN} \# (4-42)$$

$$U_{3j} = \gamma_w \cdot (H_{\text{上}j} - H_{\text{下}j}) \cdot \alpha \cdot B_1 \cdot \zeta_{3(1)} = 9.81 \times 32.57 \times 0.25 \times 2.2 \times 1.2 = 210.88 \text{kN} \# (4-43)$$

$$U_{4j} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (H_{\text{上}j} - H_{\text{下}j}) \cdot (1 - \alpha) \cdot B_1 \cdot \zeta_{3(1)} = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 32.57 \times 0.75 \times 2.2 \times 1.2 = 316.32 \text{kN} \# (4-44)$$

(4) 泥沙压力

计算参数不变，所以与设计工况计算结果一致。

$$P_{sj} = P_{ss} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{sb} \cdot h_s^2 \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_s}{2} \right) \cdot \zeta_4 = \frac{1}{2} \times 8 \times 4.93^2 \times \tan^2 (45^\circ - 9^\circ) \times 1.2 = 61.58 \text{kN} \# (4-45)$$

(5) 波浪压力

根据 4.2.2 高差计算可得，校核工况下：波高 $h_{lj}=0.2\text{m}$ ，波长 $L_j=2.87\text{m}$ ，波浪中心线高出静水面高度 $h_{zj}=0.04\text{m}$ 。波浪压力计算方法参照设计工况。

$$P_{lj} = \gamma_w \cdot L_j \cdot \frac{h_{lj} + h_{zj}}{4} \cdot \zeta_5 = 9.81 \times 2.87 \times (0.2 + 0.04) \div 4 \times 1.2 = 2.03 \text{kN} \# (4-46)$$

4.4.3 特殊工况

(1) 坝体自重

计算参数不变，所以与设计工况计算结果一致。

$$W_{1z} = W_{1s} = 7724 \text{kN} \# (4-47)$$

$$W_{2z} = W_{2s} = 7017.84 \text{kN} \# (4-48)$$

$$W_z = (W_{1z} + W_{2z}) \times \zeta_1 = 14741.84 \text{kN} \# (4-49)$$

(2) 静水压力

计算方法参考设计工况，计算数据从表 4-8 中选取。

$$P_{\text{上}z} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_{\text{上}z}^2 \cdot \zeta_2 = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 35.71^2 = 6254.88 \text{kN} \# (4-50)$$

$$P_{\text{下}z} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_{\text{下}z}^2 \cdot \zeta_2 = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 1.07^2 = 5.62 \text{kN} \# (4-51)$$

$$W_{\text{水}z} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot m \cdot H_{\text{下}z}^2 \cdot \zeta_2 = 4.21 \text{kN} \# (4-52)$$

(3) 扬压力

计算方法参考设计工况。

$$U_{1z} = \gamma_w \cdot A_{1z} \cdot \zeta_{3(2)} = 9.81 \times 1.07 \times 28.52 \times 1 = 299.37 \text{kN} \# (4-53)$$

$$U_{2z} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (H_{\text{上}z} - H_{\text{下}z}) \cdot \alpha \cdot B_2 \cdot \zeta_{3(1)} = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 32.86 \times 0.25 \times 26.32 \times 1.2 = 1272.66 \text{kN} \# (4-54)$$

$$U_{3z} = \gamma_w \cdot (H_{上z} - H_{下z}) \cdot \alpha \cdot B_1 \cdot \zeta_{3(1)} = 9.81 \times 32.86 \times 0.25 \times 2.2 \times 1.2 = 212.76 \text{ kN} \# (4-55)$$

$$U_{4z} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (H_{上z} - H_{下z}) \cdot (1 - \alpha) \cdot B_1 \cdot \zeta_{3(1)} = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 32.86 \times 0.75 \times 2.2 \times 1.2 = 319.13 \text{ kN} \# (4-56)$$

(4) 泥沙压力

计算参数不变，所以与设计工况计算结果一致。

$$P_{sz} = P_{ss} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{sb} \cdot h_s^2 \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_s}{2} \right) \cdot \zeta_4 = \frac{1}{2} \times 8 \times 4.93^2 \times \tan^2 (45^\circ - 9^\circ) \times 1.2 = 61.58 \text{ kN} \# (4-57)$$

(5) 波浪压力

根据 4.2.2 高差计算可得，特殊工况下：波高 $h_{lz}=0.34\text{m}$ ，波长 $L_z=4.39\text{m}$ ，波浪中心线高出静水面高度 $h_{zz}=0.08\text{m}$ 。波浪压力计算方法参照设计工况。

$$P_{lz} = \gamma_w \cdot L_z \cdot \frac{h_{lz} + h_{zz}}{4} \cdot \zeta_5 = 9.81 \times 4.39 \times (0.34 + 0.08) \div 4 \times 1.2 = 5.42 \text{ kN} \# (4-58)$$

(6) 地震惯性力

根据《水工建筑物荷载设计规范》(SL744-2016)，对于工程抗震设防类别为乙、丙类的设计烈度低于8度且坝高小于或等于70m的重力坝，可采用拟静力法。一般情况下可只考虑顺河流方向的水平地震作用^[19]。由于本设计地震烈度为6.2度，坝高38.62m，因此可用拟静力法只计算水平地震作用。

将大坝按照图 4-5 分成两块计算水平地震惯性力。

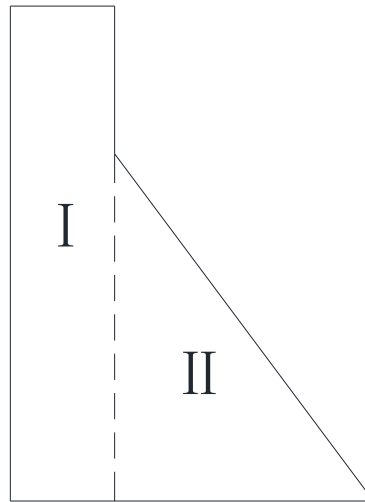


图 4-5 坝体分块

质点 i 的动态分布系数如式(4-59)计算,坝体各高程质点 i 的水平地震惯性力如式(4-60)计算，计算结果如表 4-9 所示。

$$\alpha_i = 1.4 \cdot \frac{1 + 4(h_i/H)^4}{1 + 4 \cdot \sum_{j=1}^n \frac{G_{Ej}}{G_E} (h_j/H)^4} \quad \#(4-59)$$

$$F_i = K_H \cdot \xi \cdot \alpha_i \cdot G_{Ei} \quad \#(4-60)$$

式中： α_i —质点 i 的动态分布系数；

n —坝体计算质点总数；

H —坝高， m ；

h_i 、 h_j —质点 i 、 j 的高度， m ；

G_{Ei} 、 G_{Ej} —集中在质点 i 、 j 的重力作用标准值， kN ；

G_E —重力坝总重力作用的标准值， kN ；

K_H —水平地震系数，为地面水平加速度峰值的统计平均值与重力加速度的比值，当设计烈度为 7、8、9 度时， K_H 分别取 0.1、0.2、0.4，本设计按表 4-6 取 0.05；

ξ —地震作用的效应折减系数，除另有规定外，一般取 0.25。

表 4-9 水平地震惯性力计算成果

质点	高度(m)	重力作用标准值(kN)	动态分布系数	地震惯性力(kN)
I	19.31	7724.00	1.51	145.54
II	13.68	7017.84	1.28	112.45

(7) 地震动水压力

地震时，坝前、坝后的水也随着震动，形成作用在坝面上的激荡力。在水平地震作用下，重力坝铅直面上水深 y 处的地震动水压力强度为

$$\bar{p}_y = K_H \cdot \xi \cdot \psi(y) \cdot \gamma_w \cdot H_1 \quad \#(4-61)$$

式中： $\psi(y)$ —水深 y 处的地震动水压力分布系数，见表 4-10；

H_1 —坝前总水深， m 。

表 4-10 水深 y 处的地震动水压力分布系数

y/H_1	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
$\psi(y)$	0	0.43	0.58	0.68	0.74	0.76	0.76	0.75	0.71	0.68	0.67

单位宽度上的总地震动水压力为

$$\bar{P}_0 = 0.65 \cdot K_H \cdot \xi \cdot \gamma_w \cdot H_1^2 = 0.65 \times 0.05 \times 0.25 \times 9.81 \times 35.71^2 = 101.64 kN \quad \#(4-62)$$

总地震动水压力的作用点位于水面以下 $0.54H_1$ 即水面以下 19.28m 处。

(8) 冰压力

根据南江县气象站气象要素统计表，工程区逐月多年平均气温统计见表 4-11。水库水温计算采用水科院的朱伯芳公式进行计算^[20]。

表 4-11 工程区逐月多年平均气温

月份	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
月均气温	5.2	6.9	11.5	16.7	20.9	24.1	26.0	26.1	21.1	16.3	11.1	6.6

$$T_0=T_{\text{气}}+\Delta b\#(4-63)$$

式中：T₀—库表平均水温，℃；

T_气—当地年均气温，℃；

Δb—温度增量，一般地区Δb=2~4℃，炎热地区Δb=0~4℃，本设计取 3.2℃。

由表 4-11 可得工程区年均气温为 16℃，代入式(4-63)可得官房沟水库库表年均气温为 19.2℃，故水库基本不存在结冰及降雪现象，水流不会冻结或表面生成冰层，因此在本设计中可忽略冰压力。

4.4.4 荷载计算结果汇总

上述荷载计算结果汇总如表 4-12 所示，

表 4-12 荷载计算成果汇总

荷载效应(kN)		工况			荷载方向
		设计工况	校核工况	特殊工况	
自重	W		14741.84		↓
	P _上	6776.79	7094.01	6254.88	→
静水压力	P _{下z}	91.12	146.23	5.62	←
	W _水	68.34	109.67	4.21	↓
	U ₁	1205.86	1527.61	299.37	↑
扬压力	U ₂	1272.66	1261.43	1272.66	↑
	U ₃	217.76	210.88	212.76	↑
	U ₄	319.13	316.32	319.13	↑
泥沙压力	P _s		61.58		→
波浪压力	P ₁	3.54	2.03	5.42	→
地震惯性力	F ₁	/	/	145.54	→
	F ₂	/	/	112.45	→
地震动水压力	P ₀	/	/	101.64	→

4.5 荷载组合

荷载组合可分为基本组合和偶然组合两类，其中自重、静水压力、泥沙压力、波浪压力、扬压力等属于基本荷载，地震荷载、冰压力等属于特殊荷载基本组合属设计情况或正常情况，由同时出现的基本荷载组成。偶然组合属校核情况或非常情况，由同时出现的基本荷载和一种或几种特殊荷载组成。荷载组合情况见表4-13。

表 4-13 荷载组合情况

荷载组合	计算工况	荷载						
		自重	静水压力	扬压力	浪压力	泥沙压力	地震动水压力	地震惯性力
基本组合	正常水位	√	√	√	√	√		
	设计水位	√	√	√	√	√		
	校核水位	√	√	√	√	√		
特殊组合	正常水位+地震	√	√	√	√	√	√	√

5 非溢流坝段稳定分析和应力分析

官房沟水库枢纽工程在构造上位于板桥向斜与大两会背斜之间，位于板桥向斜北西两翼，大两会背斜南东翼，为单斜构造，无断层分布，库内构造裂隙以陡倾角为主。地表地质测绘与钻探资料表明河床、沟谷底部岩体风化作用较弱，强、弱风化带厚度一般分别为1~3m及4~7m。局部陡崖地段，由于受裂隙切割，加之地下水和重力作用常在坡脚形成崩塌堆积，但规模不大，体积一般 500~5000m³。基于以上地质构造条件，为保证大坝满足稳定和强度要求，需进行坝体稳定分析和应力分析。

5.1 稳定分析

5.1.1 坝基面表层抗滑稳定分析

重力坝的失稳破坏过程是比较复杂的，理论分析、试验及原型观测结果表明，位于均匀坝基上的混凝土重力坝沿坝基面的失稳计立式，首先在坝踵处基岩和胶结面出现微裂松弛区，然后在坝趾附近发生一种局部的剪力变形，这种变形变形会逐步扩大并向上扩展，最终产生一条滑移通道，从而引起整个坝体的崩塌。可将坝基面抗滑稳定分析分为如下三个阶段。

(1) 纯摩擦理论分析

将坝体与基岩的看成是一个接触面，而不是胶结面。纯摩擦理论分析的要点即大坝任何水平界面上的坝体所承受的总水平推力 $\sum P$ ，应小于此水平界面上的摩擦力 $f \sum W$ 。分三种工况按式（5-1）计算各自的抗滑稳定安全系数并与标准值进行比较。根据混凝土重力坝设计规范(SL319-2018)，抗滑稳定系数标准值 $[K_s]$ 如表 5-1 所示。

表 5-1 抗剪强度抗滑稳定系数

荷载组合	大坝级别		
	1 级	2 级	3 级
基本组合	1.10	1.05	1.05
特殊组合	(1) 拟静力法	1.00	1.00
	(2)	1.00	1.00

$$K_s = \frac{f(\sum W - U)}{\sum P} \quad (5-1)$$

式中： K_s —抗滑稳定系数；

f —摩擦系数；

$\sum W$ —水平截面所受的正压力，kN；

U—作用在接触面上的扬压力，kN；

ΣP—水平截面以上的坝体所受的总水平推力，kN。

根据表 4-12 分三种工况计算各自的总水平推力和水平截面承受正压力如表 5-2 所示。根据《水利水电工程地质勘察规范》(GB50487-2008)，抗剪摩擦系数 f 取 0.7^[21]。

表 5-2 抗剪荷载计算

荷载	工况		
	设计	校核	特殊
总水平推力ΣP (kN)	6750.79	6949.81	6614.31
正压力ΣW (kN)	14810.18	14851.51	14746.05
扬压力 U(kN)	3015.41	3316.24	2103.92

1) 设计工况

$$K_{ss} = \frac{f(\sum W_s - U)}{\sum P_s} = \frac{0.7 \times (14810.18 - 3015.41)}{6750.79} = 1.22 > [K_{ss}] = 1.05 \# (5-2)$$

2) 校核工况

$$K_{sj} = \frac{f(\sum W_j - U)}{\sum P_j} = \frac{0.7 \times (14851.51 - 3316.24)}{6949.81} = 1.16 > [K_{sj}] = 1 \# (5-3)$$

3) 特殊工况

$$K_{sz} = \frac{f(\sum W_z - U)}{\sum P_z} = \frac{0.7 \times (14746.05 - 2103.92)}{6614.31} = 1.33 > [K_{sz}] = 1 \# (5-4)$$

综合上述计算结果，坝体在纯摩擦理论分析下，抗滑稳定满足设计要求。

(2) 抗剪断理论分析

为了比较真实地反映抗滑稳定安全系数，并为了较为合理地设计大坝，不应只考虑摩擦力，还应考虑胶结面上的凝聚力，采用抗剪断强度的公式计算。当坝体混凝土与基岩胶结良好，可利用式 (5-5) 所示的抗剪断公式，计算各种工况下的抗滑稳定安全系数并与标准值进行比较。根据混凝土重力坝设计规范(SL319-2018)，抗滑稳定系数标准值[K's]如表 5-3 所示。

表 5-3 抗滑稳定系数标准值

荷载组合		K's
基本组合		3.0
特殊组合	(1) 拟静力法	2.5
	(2)	2.3

$$K_s' = \frac{f'(\sum W - U) + c'A}{\sum P} \#(5-5)$$

式中： K_s' —抗滑稳定系数；

f' —摩擦系数；

c' —抗剪断凝聚力，MPa；

A —胶结面的面积， m^2 。

根据《水利水电工程地质勘察规范》（GB50487-2008），抗剪断摩擦系数 f' 取 1.2，抗剪断凝聚力 c' 取 1.2MPa， c'_{Rk} 取 1.2MPa，则 $f' = \frac{f_{Rk}}{1.3} = 0.92$ ， $c' = \frac{c'_{Rk}}{3} = 0.4\text{Mpa}$ ，计算得单位宽度的底面积即胶结面面积等于 $28.52 m^2$ 。

1) 设计工况

$$K_{ss}' = \frac{f'(\sum W_s - U) + c'A}{\sum P_s} = \frac{0.92 \times (14810.18 - 3015.41) + 400 \times 28.52}{6750.79} = 3.30 > [K_{ss}'] = 3.0 \#(5-6)$$

2) 校核工况

$$K_{sj}' = \frac{f'(\sum W_j - U) + c'A}{\sum P_j} = \frac{0.92 \times (14851.51 - 3015.41) + 400 \times 28.52}{6949.81} = 3.21 > [K_{sj}'] = 2.5 \#(5-7)$$

3) 特殊工况

$$K_{sz}' = \frac{f'(\sum W_z - U) + c'A}{\sum P_z} = \frac{0.92 \times (14746.05 - 2103.92) + 400 \times 28.52}{6614.31} = 3.48 > [K_{sz}'] = 2.5 \#(5-8)$$

综合上述计算结果，坝体在抗剪断理论分析下，抗滑稳定满足设计要求。

(3) 极限状态分项系数法

将结构可靠度引入抗滑稳定分析即为极限状态分析系数方法。利用式（5-9）所示的抗滑稳定公式，计算各种工况下的抗滑稳定安全系数并与结构重要性系数、结构系数、设计状况系数的乘积进行比较。根据混凝土重力坝设计规范(SL319-2018)，结构系数取值如表 5-4 所示。

表 5-4 结构系数

项目	抗滑稳定极限状态	
组合类型	基本组合	偶然组合
结构系数	1.2	1.2

$$\frac{f'(\sum W \cdot \cos \beta - U + \sum P \cdot \sin \beta) \div f'_R + c' A \div c'_R}{\sum P \cdot \cos \beta - \sum W \cdot \sin \beta} \geq \gamma_0 \cdot \psi \cdot \gamma_d \# (5-9)$$

式中：β—坝基面与水平面夹角，度；

γ_0 —结构重要性系数，按结构重要性级别本设计取 0.9；

γ_d —结构系数，按表 5-4 取 1.2；

ψ —设计状况系数，持久状况取 1.0，短暂状况取 0.95，偶然状况取 0.85；

f'_R 、 c'_R —材料分项系数，分别取 1.3、3.0。

1) 设计工况

$$\frac{f'(\sum W_s - U) \div f'_R + c' A \div c'_R}{\sum P_s} = 3.30 > \gamma_0 \cdot \psi_1 \cdot \gamma_d = 1.08 \# (5-10)$$

2) 校核工况

$$\frac{f'(\sum W_j - U) \div f'_R + c' A \div c'_R}{\sum P_j} = 3.17 > \gamma_0 \cdot \psi_2 \cdot \gamma_d = 0.918 \# (5-11)$$

3) 特殊工况

$$\frac{f'(\sum W_z - U) \div f'_R + c' A \div c'_R}{\sum P_z} = 3.49 > \gamma_0 \cdot \psi_2 \cdot \gamma_d = 0.918 \# (5-12)$$

通过对以上计算分析，采用极限状态分项系数方法，得出大坝的抗滑性符合设计指标的结论。

5.1.2 坝基面深层抗滑稳定分析

根据现有地质资料，工程区 25km 范围内没有晚更新世以来的活动断裂分布，工程区 8km 范围内也没有晚更新世以来的活动断裂分布，工程场地所在的近场区范围内无明显的发震构造，是相对稳定的地区，工程场地的地震主要受外围强震的波及影响。工程场地的工程地震条件简单，适宜建设。根据本工程区所处大地构造部位、地块升降特征及速率、断裂活动年龄及速率、地震活动性及频度，综合判定工程场区区域构造稳定性好。

官房沟库区内除广泛分坡洪积、坡残积、冲洪积、崩坡积、湖积外，库周山体基岩为白垩系城墙岩群汉阳铺组地层，为一套河湖相碎屑沉积岩，岩相变化较大。但在总体稳定性良好。

官房沟坝址区除第四系松散堆积层外，基岩主要为白垩系城墙岩群汉阳铺组砂岩、粉砂质泥岩夹泥质粉砂岩互层等一套河湖相沉积的碎屑岩。未发现较大面积不利组合

结构面，岸坡稳定性良好。开挖后坝体下部基岩部分性状良好，多为微风化或微风化岩体，坝址区域不存在软弱夹层。

库区覆盖层孔隙潜水，它主要储存在沟底的第四系坡洪积层中，是区内的主要含水层，可以接收到大气雨水及两岸坡基岩裂隙水的补给。因为库区沟底的平均坡降较慢，且第四系的主体是粉质粘土层，它的透水量很小，因此，地下水相对来说比较稳定。

综上所述，库区、坝址处以及整个工程区地质状况较好，大坝地基深度稳定，没有缓坡构造裂缝，所以不容易发生深滑。因此，本设计不需要对大坝的深度进行抗滑稳定性的分析和计算。

5.2 应力分析

应力分析的目的是为了对施工阶段及运营阶段的大坝进行了强度检测，为大坝的混凝土材料选取及配筋提供了依据。

重力坝应力分析方法可以归纳为理论计算和模型试验两大类。其中理论计算中的材料力学法应用最为广泛，计算最为简便，因此，本设计采用材料力学法对坝体进行应力分析。

应力分析应取坝体处于最不利工况时的状态进行，故本坝体应力分析只对校核工况和特殊工况进行应力分析，设计工况不进行分析，所有分析数据均为坝基面应力分析数据。

5.2.1 基本假定

- (1) 坝体混凝土为均质、连续、各向同性的弹性材料。
- (2) 视坝段为固接于地基上的悬臂梁，不考虑地基变形对坝体应力的影响，并认为各坝段独立工作，横缝不传力。
- (3) 假定坝体水平截面上的正应力 σ_y 按直线分布，不考虑孔洞等对坝体应力的影响。

5.2.2 计算方法和控制标准

上下游边缘应力计算如图 5-1 和 5-2 所示，用材料力学方法计算重力坝上下游坝面应力的公式如下。

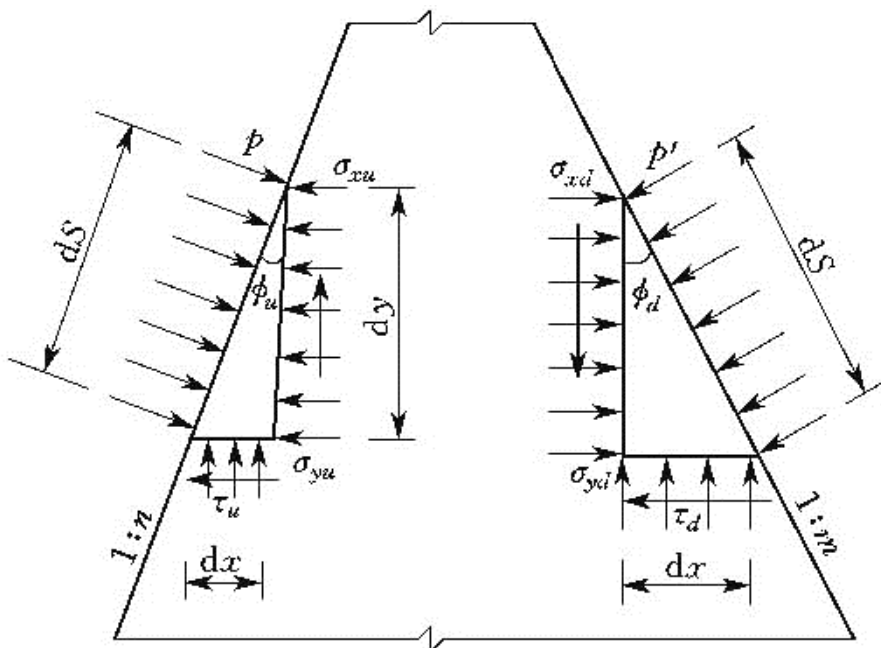


图 5-1 上游边缘应力计算图

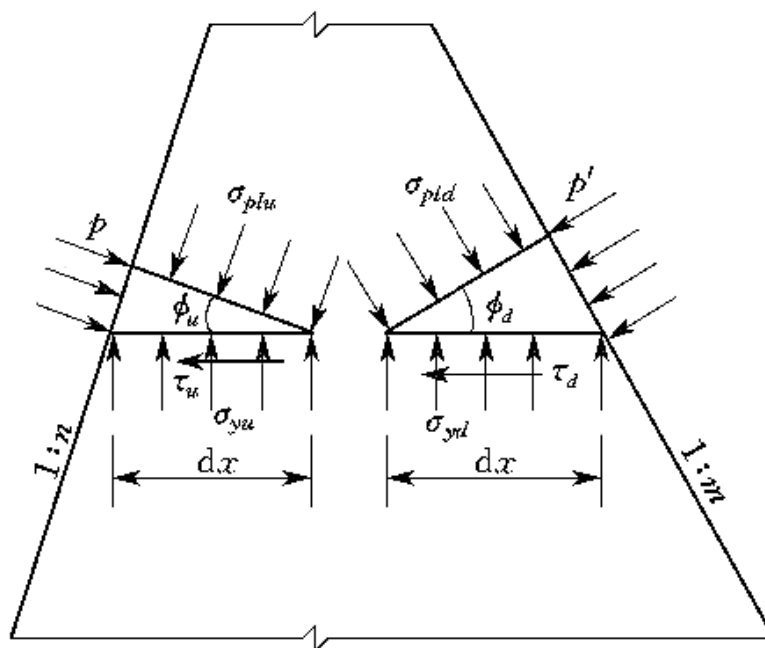


图 5-2 下游边缘应力计算简图

(1) 水平截面上的正应力。因为假定 σ_y 按直线分布，所以可按偏心受压公式计算上下游边缘竖向应力（以压应力为正）。

$$\sigma_{yu} = \frac{\sum W}{B} + \frac{6 \sum M}{B^2} \quad (\text{kPa}) \quad (5-13)$$

$$\sigma_{yd} = \frac{\sum W}{B} - \frac{6 \sum M}{B^2} \quad (\text{kPa}) \quad (5-14)$$

式中： $\sum W$ —作用于计算截面的全部荷载（包括扬压力）的铅直分力总和，kN，向下为正；

$\sum M$ —作用域计算截面的全部荷载（包括扬压力）对截面形心轴的力矩总和，kN·m，向上游弯曲为正；

B —计算截面的长度，m。

(2) 剪应力。由上游坝面的微分体，根据平衡条件 $\sum F_y = 0$ ，可以解出

$$\tau_u = (p_u - p_{uu} - \sigma_{yu}) \cdot n \quad (5-15)$$

式中： p_u —上游面水压力强度，kPa；

n —上游坝坡坡率， $n = \tan \phi_u$ ， ϕ_u 为上游坝面与竖直面的夹角；

p_{uu} —上游边缘扬压力，kPa。

同样，由下游坝面微分体，根据平衡条件 $\sum F_y = 0$ ，可以解出

$$\tau_d = (\sigma_{yd} + p_{ud} - p_d) \cdot m \quad (5-16)$$

式中： p_d —下游面水压力强度，kPa；

m —下游坝坡坡率， $m = \tan \phi_d$ ， ϕ_d 为下游坝面与竖直面的夹角；

p_{ud} —下游边缘扬压力，kPa。

(3) 水平正应力。在求得上、下游边缘剪应力后，再分别由上、下游坝面微分体的平衡条件 $\sum F_x = 0$ 可以解出上、下游边缘的水平正应力。

$$\sigma_{xu} = (p_u - p_{uu}) - \tau_u n \quad (5-17)$$

$$\sigma_{xd} = (p_d - p_{ud}) + \tau_d m \quad (5-18)$$

(4) 主应力。由上下游坝面微分体的平衡条件 $\sum F_y = 0$ ，可解出

$$\sigma_{1u} = (1 + n^2) \sigma_{yu} - n^2 (p_u - p_{uu}) \quad (5-19)$$

$$\sigma_{2u} = p_u - p_{uu} \quad (5-20)$$

$$\sigma_{1d} = (1 + m^2) \sigma_{yd} - m^2 (p_d - p_{ud}) \quad (5-21)$$

$$\sigma_{2d} = p_d - p_{ud} \quad (5-22)$$

综合上述计算结果，按如下标准进行核算；

(1) 坝基面

上游端：水平面不出现拉应力，即 $\sigma_{yu} > 0$

下游端：最大铅直正应力不超过坝基容许压应力值，而本设计坝基拟采用 C20 混凝土浇筑，根据《混凝土重力坝设计规范》(SL319-2018)，有 $\sigma_{yd} < [\sigma_{基}] = 18.5 \div 4 = 4.63 \text{MPa}$ （基本组合）或 $\sigma_{yd} < [\sigma_{基}] = 18.5 \div 3.5 = 5.29 \text{MPa}$ （特殊组合）

（2） 坝体

运用期，计入扬压力情况下，上游垂直应力不允许出现拉应力，

上游端：坝体最小主应力不为负值，即 $\sigma_{\min} \geq 0$ （计入扬压力）

下游端：坝体最大主应力小于混凝土允许压应力，本设计拟采用 C25 混凝土为坝体主要材料，根据《混凝土重力坝设计规范》(SL319-2018)， $\sigma_{\max} < [\sigma_{砼}] = 22.4 \div 4 = 5.6 \text{MPa}$ （基本组合）， $\sigma_{\max} < [\sigma_{砼}] = 22.4 \div 3.5 = 6.4 \text{MPa}$ （特殊组合）

（3） 分项系数极限状态校核

坝趾： $\gamma_0 \cdot \varphi \cdot S(F_d, a_k) = \gamma_0 \cdot \varphi \cdot \left(\frac{\sum W}{B} - \frac{6 \sum M}{B^2} \right) (1 + m^2) \leq \frac{1}{\gamma_d} R(f_d, a_k)$ ，其中材料分项系数取 3.0，结构分向系数取 1.8

坝踵： $\gamma_0 \cdot \varphi \cdot S(F_u, a_k) = \gamma_0 \cdot \varphi \cdot \left(\frac{\sum W}{B} + \frac{6 \sum M}{B^2} \right) \geq 0$

5.2.3 荷载弯矩计算

根据图 4-2 修改其中的荷载数据，结合坝底中点作为形心，计算力臂和弯矩值如表 5-6 和表 5-7 所示。其中铅直分力的总和以向下为正，对截面形心轴的立局以向上游弯曲为正。

表 5-5 校核工况下弯矩值

校核工况						
荷载效应		取值(kN)	方向	力臂(m)	正负	弯矩(kN · m)
自重	Ws1	7724	↓	10.26	1	79248.24
	Ws2	7017.84	↓	0.58	-1	-4070.35
静水压力	P 上	7094.01	→	12.68	-1	-89952
	P 下	146.23	←	1.82	1	266.1386
	W 水	109.67	↓	12.9	-1	-1414.74
扬压力	U1	1527.61	↑	0	0	0
	U2	1261.43	↑	3.29	-1	-4150.1
	U3	210.88	↑	13.16	-1	-2775.18
	U4	316.32	↑	13.53	-1	-4279.81
泥沙压力	Ps	61.58	→	1.64	1	100.9912
波浪压力	Pl	2.03	→	37.62	-1	-76.3686

由上表可得，在校核工况下， $\sum M = -27103.2 \text{kN} \cdot \text{m}$ ， $\sum W = 11535.27 \text{kN}$ 。

根据压强公式计算其它参数如下所示。

上游面水压力强度（应计入泥沙压力）：

$$p_u = \gamma_w \cdot H_{\text{上}j} + \gamma_{sb} \cdot h_s \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\phi_s}{2}\right) = 9.81 \times 38.03 + 8 \times 4.93 \times \tan^2(45^\circ - 9^\circ) = 393.89 \text{ kPa} \# (5-25)$$

上游边缘扬压力强度：

$$p_{uu} = \gamma_w \cdot H_{\text{上}j} = 9.81 \times 38.03 = 373.07 \text{ kPa} \# (5-26)$$

下游面水压力强度：

$$p_d = \gamma_w \cdot H_{\text{下}j} \div \sin \phi_d = 9.81 \times 5.46 \div 0.8 = 66.95 \text{ kPa} \# (5-27)$$

下游边缘扬压力强度：

$$p_{ud} = \gamma_w \cdot H_{\text{下}j} = 9.81 \times 5.46 = 53.56 \text{ kPa} \# (5-28)$$

注：上式计算过程中，上游坝坡值 n 取 0，下游坝坡值 m 取 0.75，下同。

表 5-6 特殊工况下弯矩值

荷载效应		取值(kN)	方向	力臂(m)	正负	弯矩(kN · m)
自重	Ws1	7724	↓	10.26	1	79248.24
	Ws2	7017.84	↓	0.58	-1	-4070.35
静水压力	P 上	6254.88	→	11.9	-1	-74433.1
	P 下	5.62	←	0.36	1	2.0232
	W 水	4.21	↓	13.99	-1	-58.8979
	U1	299.37	↑	0	0	0
扬压力	U2	1272.66	↑	3.29	-1	-4187.05
	U3	212.76	↑	13.16	-1	-2799.92
	U4	319.13	↑	13.53	-1	-4317.83
泥沙压力	Ps	61.58	→	1.64	-1	-100.991
波浪压力	Pl	5.42	→	36.69	-1	-198.86
地震惯性力	F1	145.54	→	19.31	-1	-2810.38
	F2	112.45	→	9.12	-1	-1025.54
地震动水压 力	P0	101.64	→	16.43	-1	-1669.95

由上表可得，在特殊工况下， $\sum M = -16422.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ， $\sum W = 12642.13 \text{ kN}$ 。

根据压强公式计算其它参数如下所示。

上游面水压力强度（应计入泥沙压力）：

$$p_u = \gamma_w \cdot H_{\text{上}z} + \gamma_{sb} \cdot h_s \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\phi_s}{2}\right) = 9.81 \times 35.71 + 8 \times 4.93 \times \tan^2(45^\circ - 9^\circ) = 371.13 \text{ kPa} \# (5-29)$$

上游边缘扬压力强度：

$$p_{uu}=\gamma_w \cdot H_{上z}=9.81 \times 35.71=350.31\text{kPa}\#(5-30)$$

下游面水压力强度:

$$p_d=\gamma_w \cdot H_{下z} \div \sin \phi_d=9.81 \times 1.07 \div 0.8=13.12\text{kPa}\#(5-31)$$

下游边缘扬压力强度:

$$p_{ud}=\gamma_w \cdot H_{下z}=9.81 \times 1.07=10.5\text{kPa}\#(5-32)$$

5.2.4 校核工况下应力分析

(1) 水平截面上的正应力。

$$\sigma_{yu}=\frac{\sum W}{B}+\frac{6 \sum M}{B^2}=\frac{11535.27}{28.52}+\frac{6 \times (-27103.2)}{28.52^2}=204.53\text{kPa} \#(5-33)$$

$$\sigma_{yd}=\frac{\sum W}{B}-\frac{6 \sum M}{B^2}=\frac{11535.27}{28.52}-\frac{6 \times (-27103.2)}{28.52^2}=604.39\text{kPa}\#(5-34)$$

(2) 剪应力。

$$\tau_u=(p_u-p_{uu}-\sigma_{yu}) \cdot n=(393.89-373.07-204.53) \times 0=0\#(5-35)$$

$$\tau_d=(\sigma_{yd}+p_{ud}-p_d) \cdot m=(604.39+53.56-66.95) \times 0.75=443.25\text{kPa}\#(5-36)$$

(3) 水平正应力。

$$\sigma_{xu}=(p_u-p_{uu})-\tau_u n=(393.89-373.07)-0 \times 0=20.82\text{kPa}\#(5-37)$$

$$\sigma_{xd}=(p_d-p_{ud})+\tau_d m=(66.95-53.56)+443.25 \times 0.75=345.83\text{kPa}\#(5-38)$$

(4) 主应力。

$$\sigma_{1u}=(1+n^2)\sigma_{yu}-n^2(p_u-p_{uu})=(1+0) \times 204.53-0 \times (393.89-373.07)=204.53\text{kPa}\#(5-39)$$

$$\sigma_{2u}=p_u-p_{uu}=393.89-373.07=20.82\text{kPa}\#(5-40)$$

$$\sigma_{1d}=(1+m^2)\sigma_{yd}-m^2(p_d-p_{ud})=(1+0.75^2) \times 604.39-0.75^2 \times 13.39=936.83\text{kPa}\#(5-41)$$

$$\sigma_{2d}=p_d-p_{ud}=66.95-53.56=13.39\text{kPa}\#(5-42)$$

由上述计算结果可得:

$$\sigma_{yu}=204.53\text{kPa}>0$$

$$\sigma_{yd}=604.39\text{kPa}<[\sigma_{基}]=18.5 \div 3.5=5.29\text{Mpa}$$

$$\sigma_{\min}=13.39\text{kPa} \geq 0$$

$$\sigma_{\max}=936.83\text{kPa}<[\sigma_{\text{砼}}]=22.4 \div 3.5=6.4\text{Mpa}$$

$$\gamma_0 \cdot \varphi \cdot S(F_d, a_k)=\gamma_0 \cdot \varphi \cdot \left(\frac{\sum W}{B} - \frac{6 \sum M}{B^2} \right) (1+m^2)=944.36\text{kPa} \leq \frac{1}{\gamma_d} R(f_d, a_k)=4.15\text{Mpa}$$

$$\gamma_0 \cdot \varphi \cdot S(F_u, a_k)=\gamma_0 \cdot \varphi \cdot \left(\frac{\sum W}{B} + \frac{6 \sum M}{B^2} \right)=204.53\text{kPa} \geq 0$$

故在校核工况下的应力分析合理，并且满足设计规范要求。

5.2.5 特殊工况下应力分析

(1) 水平截面上的正应力。

$$\sigma_{yu} = \frac{\sum W}{B} + \frac{6 \sum M}{B^2} = \frac{12642.13}{28.52} + \frac{6 \times (-16422.6)}{28.52^2} = 322.13 \text{ kPa} \quad \#(5-43)$$

$$\sigma_{yd} = \frac{\sum W}{B} - \frac{6 \sum M}{B^2} = \frac{12642.13}{28.52} - \frac{6 \times (-16422.6)}{28.52^2} = 564.41 \text{ kPa} \quad \#(5-44)$$

(2) 剪应力。

$$\tau_u = (p_u - p_{uu} - \sigma_{yu}) \cdot n = (371.13 - 350.31 - 322.13) \times 0 = 0 \quad \#(5-45)$$

$$\tau_d = (\sigma_{yd} + p_{ud} - p_d) \cdot m = (564.41 + 10.5 - 13.12) \times 0.75 = 421.34 \text{ kPa} \quad \#(5-46)$$

(3) 水平正应力。

$$\sigma_{xu} = (p_u - p_{uu}) - \tau_u n = (371.13 - 350.31) - 0 \times 0 = 20.82 \text{ kPa} \quad \#(5-47)$$

$$\sigma_{xd} = (p_d - p_{ud}) + \tau_d m = (13.12 - 10.5) + 421.34 \times 0.75 = 318.63 \text{ kPa} \quad \#(5-48)$$

(4) 主应力。

$$\sigma_{1u} = (1+n^2)\sigma_{yu} - n^2(p_u - p_{uu}) = (1+0) \times 322.13 - 0 \times (371.13 - 350.31) = 322.13 \text{ kPa} \quad \#(5-49)$$

$$\sigma_{2u} = p_u - p_{uu} = 371.13 - 350.31 = 20.82 \text{ kPa} \quad \#(5-50)$$

$$\sigma_{1d} = (1+m^2)\sigma_{yd} - m^2(p_d - p_{ud}) = (1+0.75^2) \times 564.41 - 0.75^2 \times 2.62 = 880.42 \text{ kPa} \quad \#(5-51)$$

$$\sigma_{2d} = p_d - p_{ud} = 13.12 - 10.5 = 2.62 \text{ kPa} \quad \#(5-52)$$

由上述计算结果可得：

$$\sigma_{yu} = 322.13 \text{ kPa} > 0$$

$$\sigma_{yd} = 564.41 \text{ kPa} < [\sigma_{\text{基}}] = 18.5 \div 3.5 = 5.29 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = 2.62 \text{ kPa} \geq 0$$

$$\sigma_{\max} = 880.42 \text{ kPa} < [\sigma_{\text{砼}}] = 22.4 \div 3.5 = 6.4 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_0 \cdot \varphi \cdot S(F_d, a_k) = \gamma_0 \cdot \varphi \cdot \left(\frac{\sum W}{B} - \frac{6 \sum M}{B^2} \right) (1+m^2) = 881.89 \text{ kPa} \leq \frac{1}{\gamma_d} R(f_d, a_k) = 4.15 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_0 \cdot \varphi \cdot S(F_u, a_k) = \gamma_0 \cdot \varphi \cdot \left(\frac{\sum W}{B} + \frac{6 \sum M}{B^2} \right) = 322.13 \text{ kPa} \geq 0$$

故在特殊工况下的应力分析合理，并且满足设计规范要求。

5.3 坝体侧向稳定复核

《混凝土重力坝设计规范》（SL319-2018）去掉了原来的“采用其他结构措施”

做为“保证大坝横向稳定”的充要条件，这使得大坝横向稳定符合也显得特别重要。而本设计拟定的岸坡倾斜角度较大，导致断面变化比较大。因此，需对坝体侧向稳定复核计算。

5.3.1 计算方法

结合《混凝土重力坝设计规范》（SL319-2018）和相关设计方法参考文献，采用刚体平衡法进行坝体侧向稳定计算。侧向抗滑稳定系数可按式(5-53)和(5-54)进行计算。

单元体 1 的稳定系数：

$$K'_1 = \frac{f'_1(W_1 \cos \theta_1 - U_1 - R \sin(\phi - \theta_1)) + c'_1 A_1}{\sqrt{P_1^2 + (W_1 \sin \theta_1 - R \cos(\phi - \theta_1))^2}} \quad \#(5-53)$$

单元体 2 的稳定系数：

$$K'_2 = \frac{f'_2(W_2 \cos \theta_2 - U_2 - R \sin(\phi - \theta_2)) + c'_2 A_2}{\sqrt{P_2^2 + (W_2 \sin \theta_2 - R \cos(\phi - \theta_2))^2}} \quad \#(5-54)$$

式中：\$K'_1\$、\$K'_2\$—按剪断强度计算的抗滑稳定安全系数；

\$W_1\$、\$W_2\$—单元体重力，kN；

\$U_1\$、\$U_2\$—作用在单元体底部的扬压力，kN；（扬压力折减系数\$\alpha\$在设置防渗帷幕、排水孔河床坝段取0.25，设置防身帷幕、排水孔岸坡坝段取0.35，设置帷幕其它坝段取0.5）

\$R\$—为两单元体接触面上相互作用力，kN；

\$P_1\$、\$P_2\$—顺水流方向水平水压力，kN；

\$c'_1\$、\$c'_2\$—单元体滑动面的抗剪断凝聚力，kN；

\$A_1\$、\$A_2\$—单元滑动面的面积，m²；

\$\theta_1\$、\$\theta_2\$—单元滑动面与水平面的夹角，°；

\$\phi\$—两单元体接触面上的作用力 \$R\$ 与水平面的夹角，°。（计算时取\$\phi\$等于滑动面与水平面夹角\$\theta\$）

\$f'_1\$、\$f'_2\$—为单元滑动面的抗剪断摩擦系数。

由于建基面高程越低，坝段高度越大，抗力与效应的比值就越小^[22]。故本设计选取抗滑稳定最不利的 3#坝段进行侧向抗滑稳定分析。岸坡坝段侧向抗滑稳定受力计

算简图如图 5-3 所示。

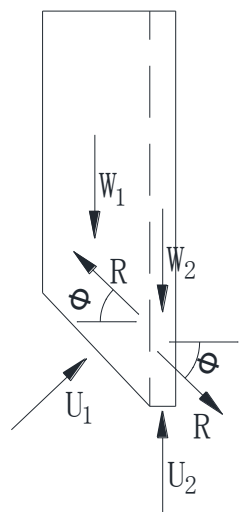


图 5-3 岸坡坝段侧向抗滑稳定计算简图

(1) 计算各参数。单元体 2 是以图 4-1 为剖面，厚度为 2.53m 的规则实体，其滑动面面积、重力、扬压力等的计算均较为简便。主要考虑单元体 1 为不规则的实体，在 CAD 中绘制左侧和右侧横截面，利用放样命令生成几何实体的西南等轴侧视图如图 5-4 所示。利用 massprop 命令查询单元体 1 的滑动面积和体积。各参数取值如表 5-7 所示。

表 5-7 岸坡坝段侧向抗滑稳定系数各参数

参数	工况		
	设计工况	校核工况	特殊工况
W1(kN)		145242.50	
W2(kN)		37296.86	
U1(kN)	42996.19	49725.63	36713.04
U2(kN)	8730.473	10123.74	7449.965
A1(m2)		416.28	
A2(m2)		72.1556	
P1(kN)	64169.54	61881.23	64479.27
P2(kN)	17813.12	17945.01	17274.69

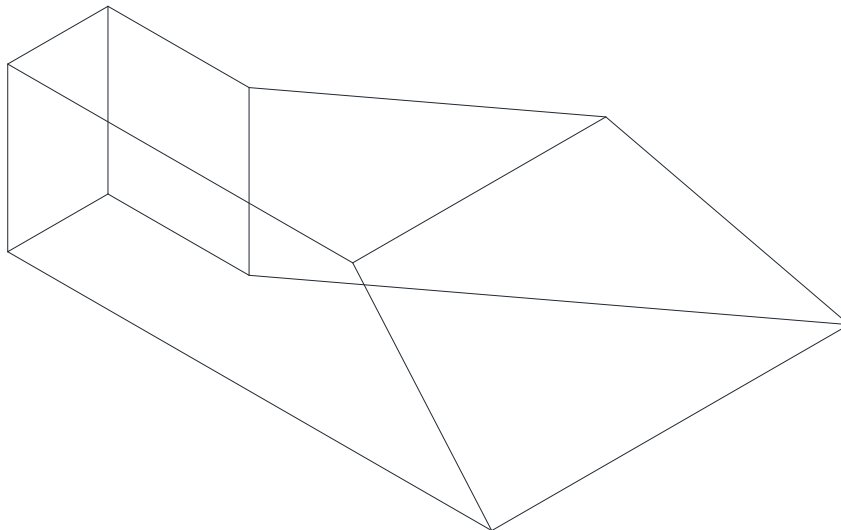


图 5-4 单元体 1 西南等轴侧视图

(2) 计算两单元体接触面上相互作用力。利用“等 K 值法”，令 $K'_1=K'_2$ ，计算相互作用力 $R^{[23]}$ 。

表 5-8 接触面上相互作用力

相互作用力 R(kN)	工况		
	设计工况	校核工况	特殊工况
	87865.42	77611.04	63287.43

(3) 计算抗滑稳定安全系数。将 R 代入(5-53)或(5-54)可得整个滑移体的抗滑稳定安全系数 K' ，查找《混凝土重力坝设计规范》（SL319-2018）可得抗滑稳定安全系数规范允许值 $[K']$ 。

表 5-9 岸坡坝段侧向抗滑稳定计算成果

荷载组合		抗滑稳定安全系数	
		计算值	允许值
基本组合	正常水位	3.49	3
	设计水位	3.76	3
	校核水位	3.88	2.3
特殊组合	正常水位+地震	4.21	2.3

由上述计算成果可得，各工况下的抗滑稳定安全系数计算值均大于允许值，因此

岸坡坝段侧向抗滑稳定满足设计规范要求。

5.4 总述

本设计结合《水工设计手册》、《混凝土重力坝设计规范》（SL319-2018）、《水利水电工程地质勘察规范》（GB50487-2008）等规范性文件，以及国内对于稳定分析和应力分析的论文，进行了坝基面表层抗滑稳定、坝基面深层抗滑稳定、岸坡段侧向抗滑稳定、坝基和坝体应力的分析，最终所有计算结果均满足规范要求。

6 溢流坝段设计

6.1 设计原则

根据《水工设计手册》和《混凝土重力坝设计规范》(SL319-2018)，结合官房沟水库的工程特点，溢流坝段设计需满足以下原则：

(1) 溢流坝段应使下泄洪水能与下游平顺连接，不会冲淘坝基及其它结构物的地基，并保证水流形态及冲刷、淤积不会影响其它结构物的正常工作。溢流坝顶形状要求曲线平顺，溢流效率高，坝面尽量不产生负压值，以免发生空蚀。

(2) 考虑到官房沟水库周围有居民生活，所以溢流坝的布置不仅要考虑周围居民供水便利，还需考虑水流蓄积再释放所产生的冲能带来的安全隐患。应合理配置消力前池，采用适宜的挑流方式削弱河水的动能，防止在转弯处河道淘沙严重而引起河岸失稳。

(3) 体形简单，造价低，便于施工和后期维护。

6.2 设计概况

溢流堰堰型为开敞式 WES 型实用堰。溢流堰净宽50m，泄流表孔设5孔，单孔宽度为10m，单个闸墩宽3m，两侧边墩宽3m，溢流坝段总长68m。溢流表孔均不设闸门，堰顶高程与正常蓄水位750.31m齐平。

6.3 溢流堰设计

6.3.1 顶部曲线段

堰顶下游堰面采用三圆弧形式的幂曲线，基本形式见图 6-1。

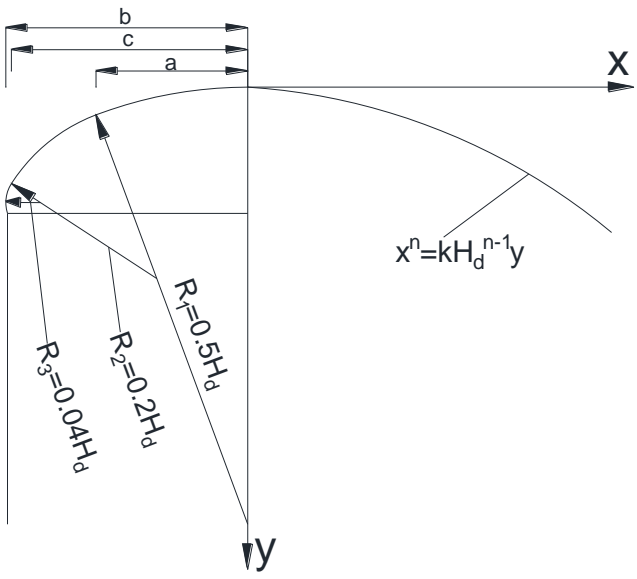


图 6-1 堰顶曲线示意图

幂曲线可按下式（6-1）计算：

$$x^n = kH_d^{n-1}y \quad (6-1)$$

式中： H_d —堰面曲线定型设计水头，m，可根据容许负压的大小按堰顶最大作用水头 H_{dmax} 的75%~95%计算；

x, y —以溢流堰顶点为坐标原点的坐标， x 以向下游为正， y 以向下为正；

n —与上游堰坡有关的指数；

k —根据 P_1/H_d 选取。

由于堰顶高程为 750.31m，校核水位为 752.63m，则

$$H_{dmax} = 752.63 - 750.31 = 2.32m \quad (6-2)$$

H_d 取 H_{dmax} 的 95%，有

$$H_d = H_{dmax} \cdot 95\% = 2.204m \quad (6-3)$$

则查找规范中表格可得产生的水柱负压满足规范要求。由于上游相对堰高 $P_1 = 35.71m$ ，则 $P_1/H_d \geq 1.0$ ；并且上游坝坡面坡度为 0，则选用 $\Delta y/\Delta x = 3:0$ 。综合上述条件，在《混凝土重力坝设计规范》（SL319-2018）中查得相关参数如下表 6-1 所示：

表 6-1 堰面曲线参数

参数形式	k	n	$R_1(m)$	$a(m)$	$R_2(m)$	$b(m)$	$R_3(m)$	$c(m)$
公式	2.000	1.850	$0.5H_d$	$0.175H_d$	$0.2H_d$	$0.282H_d$	$0.04H_d$	$0.276H_d$
取值	2.000	1.850	1.160	0.406	0.464	0.654	0.093	0.640

将上述参数代入式（6-1）可得 $x^{1.85} = 3.915y$ ，则 WES 曲线坐标如表 6-2 所示：

表 6-2 WES 曲线坐标

$x(m)$	$y(m)$	$x(m)$	$y(m)$
0.0	0.000	7.5	10.620
0.5	0.071	8.0	11.967
1.0	0.255	8.5	13.387
1.5	0.541	9.0	14.880
2.0	0.921	9.5	16.446
2.5	1.391	10.0	18.083
3.0	1.950	10.5	19.791
3.5	2.593	11.0	21.570
4.0	3.320	11.5	23.419
4.5	4.128	12.0	25.337
5.0	5.016	12.5	27.324
5.5	5.983	13.0	29.381
6.0	7.028	13.5	31.505

6.5	8.150	14.0	33.698
7.0	9.348	14.5	35.958

由上述可得本设计堰顶曲线如图 6-2 所示：

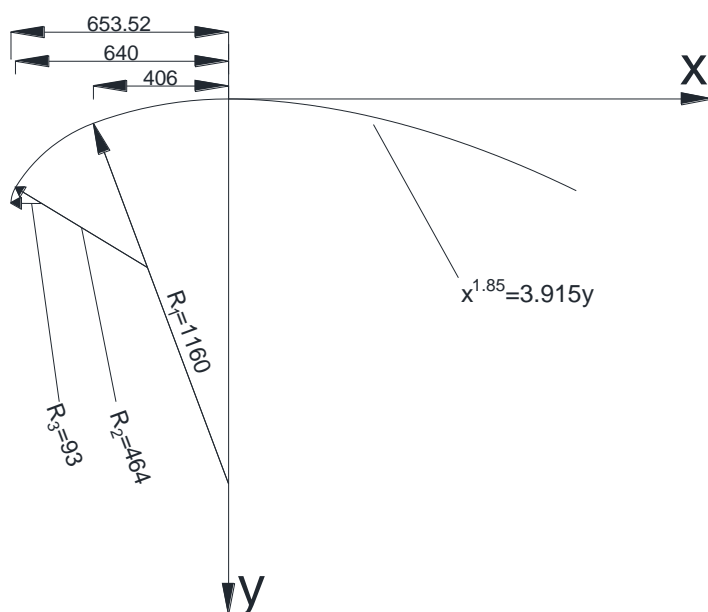


图 6-2 堰顶曲线

6.3.2 中间直线段

溢流坝段剖面堰顶曲线应与中部直线段相切，中部直线段应与下部反弧段相切，坡率与非溢流坝段相等。对WES曲线式进行求导，并将下游坡率 1.33 代入求导式，求出 x 以后，再代入WES曲线式反解出 y 。

$$y' = 1.85 \cdot \frac{x^{0.85}}{3.915} \quad \#(6-4)$$

$$x^{1.85} = 3.915y \quad \#(6-5)$$

代入 $y'=1.33$ ，解得 $x=3.378$ ， $y=2.428$ 。则曲线在坐标 (3.378, 2.428) 处与直线段相切。

6.3.3 下部反弧段

本设计拟采用挑流消能，则下部反弧段半径计算过程如下。

(1) 计算鼻坎高程。根据《水工设计手册》，挑流鼻坎高程应高出下游最高水位1~2m。本设计取挑流鼻坎高程高出下游水位1.5m。则坎顶高程：

$$\nabla_{\text{鼻坎}} = \nabla_{\text{下游水位}} + 1 = 714.6 + 5.46 + 1.5 = 721.56\text{m} \quad \#(6-6)$$

(2) 计算流量系数。先计算流能比，再由此计算得流量系数：

$$q = \frac{Q_j}{B} = \frac{364.384}{50} = 7.288 \text{ m}^2/\text{s} \#(6-7)$$

$$K = \frac{q}{\sqrt{g \cdot H^{1.5}}} = \frac{7.288}{\sqrt{9.81 \times 31.07^{1.5}}} = 0.0134 \#(6-8)$$

$$\varphi = \sqrt[3]{1 - \frac{0.055}{K^{0.5}}} = \sqrt[3]{1 - \frac{0.055}{0.0134^{0.5}}} = 0.81 \#(6-9)$$

式中： Q_j —校核洪水最大下泄流量， m^3/s ；

q —单宽流量， m^2/s ；

K —流能比；

φ —堰面流速系数。

(3) 计算鼻坎断面处流速。按下式 (6-10) 计算鼻坎断面处流速：

$$v = \varphi \sqrt{2gH} = 0.81 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 31.07} = 20 \text{ m/s} \#(6-10)$$

式中： v —挑流鼻坎断面处流速， m/s ；

式中： v —挑流鼻坎断面处流速， m/s ；

H —校核洪水位至坎顶高差， m 。

(4) 计算垂直鼻坎水面高度。按下式 (6-11) 计算垂直鼻坎水面高度：

$$h = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(H-h)}} \#(6-11)$$

式中： h —校核洪水位闸门全开时反弧段最低点处的水深， m ；

由于上式为迭代公式需进行试算，此处迭代初值取 $h=0$

$$h_0 = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(H-h)}} = \frac{7.288}{0.81 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 31.07}} = 0.3644 \text{ m}$$

$$h_1 = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(H-h_0)}} = \frac{7.288}{0.81 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times (31.07 - 0.3644)}} = 0.3666 \text{ m}$$

$$h_2 = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(H-h_1)}} = \frac{7.288}{0.81 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times (31.07 - 0.3666)}} = 0.3666 \text{ m}$$

故 $h=0.3666\text{m}$ ，取 $h=0.367\text{m}$ 。

(5) 计算反弧最低点处的弗劳德系数。按下式 (6-12) 计算弗劳德系数。

$$F_r = v/(gh)^{1/2} = \frac{20}{(9.81 \times 0.376)^{0.5}} = 10.414 \#(6-12)$$

式中： F_r —弗劳德系数。

(6) 根据《混凝土重力坝设计规范》(SL319-2018)，挑流消能可经验公式计算反弧段半径：

$$R=2 \cdot F_r^{3/2} \cdot \frac{h}{3}=2 \times 10.414^{1.5} \times \frac{0.367}{3}=8.2\text{m}\#(6-13)$$

式中：R—反弧段半径，m。

式中：R—反弧段半径，m。

反弧段末端挑射角取 20° 。

综上可得溢流坝段剖面基本形态如图 6-3 所示：

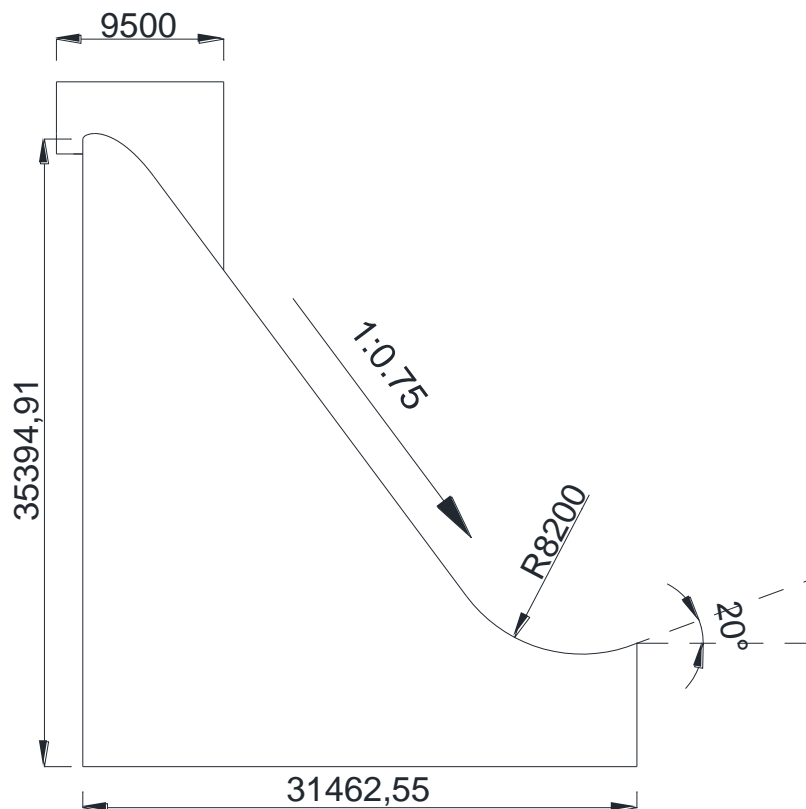


图 6-3 溢流坝段剖面基本形态

6.4 闸墩设计

由于本设计采用不设闸门的开敞式溢流，则不考虑闸门尺寸对闸墩的影响，拟定中墩为宽5m的缝墩，边墩宽3m。

闸墩的平面形状，上游段应使通过水流平顺，孔口水流的形状侧收缩合理控制，而下游段应减小墩后水流水冠和冲击波。按照上述设计原则和相关规范，拟定上游段

为半圆形，可有效减小水流对闸墩的冲击力，保证过流能力；拟定下游段为方形，可使墩后形成一定范围的空腔，有利于过坝水流底部掺气，防止溢流坝面发生空蚀。

闸墩的长度和厚度，应满足布置闸门、工作桥、交通桥和启闭机械的要求，本设计仅考虑工作桥和交通桥的影响。考虑溢流坝顶交通需求，拟定上游侧布置1m宽的人行道，下游侧布置双车道7m。为改善水流条件，中墩向上游伸出2.5m，并将这部分做到溢流堰顶以下约一半堰顶水深处，则总计中墩长为10.5m。

拟定边墩高出校核洪水位1.5m，并从坝顶延伸到坝趾，其后与导墙相接，导墙延伸至消力池末端。

闸墩结构基本形式如图 6-4：

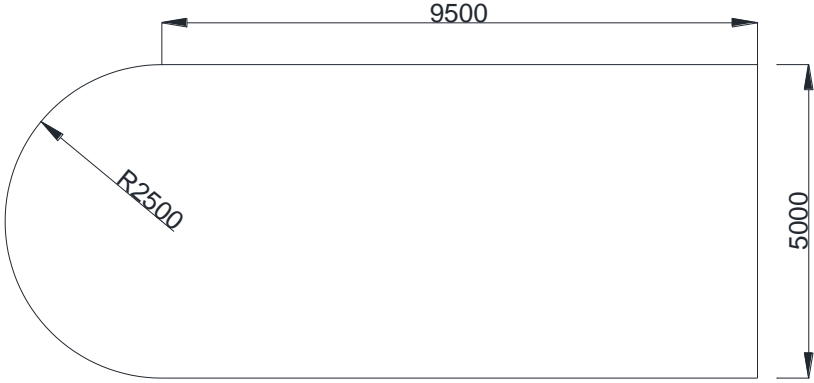


图 6-4 闸墩结构基本形式

6.5 泄洪能力计算

本设计拟定泄洪建筑物为开敞式溢流堰，堰型选用 WES 实用堰，根据《混凝土重力坝设计规范》（SL319-2018），泄洪能力可按式进行计算：

$$Q=C \cdot m \cdot \varepsilon \cdot \sigma_s \cdot q \cdot B \cdot \sqrt{2g \cdot H_0^{3/2}} \quad \#(6-14)$$

- 式中：Q—流量， m^3/s ；
 B—溢流堰净宽，m；
 H_0 —计入行进流速的堰上总水头，m；
 g—重力加速度， m/s^2 ；
 m—流量系数；
 C—上游面坡度影响系数，当上游面铅直时取 1.0；
 ε —侧收缩系数，根据闸墩厚度及墩头形状的不同取值 0.9~0.95，此处查

找相关规范后取 0.92;

σ_s —淹没系数, 设下游为自由出流, 取1.0。

表孔泄洪能力计算如下表:

表 6-3 表孔泄洪能力计算成果表

水位	750.31	750.40	750.50	750.60	750.70	750.80	750.90	751.00	751.10	751.20
流量	0.00	2.76	8.47	15.97	24.91	35.08	46.35	58.63	71.82	85.88

6.6 消能防冲设计

由于挑流消能的工程量小, 投资相对节省, 且结构简单, 检修施工方便, 故本设计采用挑流消能。

6.6.1 挑流鼻坎设计

挑流鼻坎常用形式主要有连续式和差动式两种, 其中连续式构造简单, 易于施工, 射程远, 水流平顺, 很少产生空蚀, 水流雾化较轻^[24]。故本设计采用连续式挑流鼻坎。

经 6.3.3 反弧段计算可得鼻坎高程为721.56m, 反弧半径为8.2m。连续式鼻坎挑射角一般取 $\theta=20^\circ\sim 35^\circ$, 本设计取 $\theta=20^\circ$ 。

6.6.2 水舌挑距估算

根据《溢洪道设计规范》(SL253-2018), 水舌挑距 L 可按如下过程进行计算:

(1) 计算坎顶水面流速

$$v_1=1.1v=1.1\times 20=22\text{ m/s}\#(6-15)$$

式中: v_1 —坎顶水面流速, m/s;

v —挑流鼻坎断面处流速, m/s。

(2) 计算坎顶垂直方向水深和坎顶至河床面的高差

$$h_1=h\cdot \cos \theta=0.367\times \cos 20^\circ=0.345\text{m}\#(6-16)$$

$$h_2=\nabla_{\text{鼻坎}}-\nabla_{\text{河床}}=721.56-714.6=6.96\text{m}\#(6-17)$$

式中: h_1 —坎顶垂直方向水深, m;

h_2 —坎顶至河床面的高差, m。

(3) 计算水舌挑射距离

$$L=\frac{1}{g}\left[v_1^2\cdot \sin \theta\cdot \cos \theta+v_1\cdot \cos \theta\cdot \sqrt{v_1^2\cdot \sin ^2 \theta+2g\cdot (h_1+h_2)}\right]=45.65\text{m}\#(6-18)$$

6.6.3 最大冲坑水垫厚度计算

根据《溢洪道设计规范》（SL253-2018），最大冲坑水垫厚度按式（6-19）计算。

$$t_k = k \cdot q^{0.5} \cdot H^{0.25} = 1.3 \times 7.288^{0.5} \times 32.57^{0.25} = 8.38 \text{m} \# (6-19)$$

式中： t_k —最大冲坑水垫厚度，m；

k —冲刷系数，根据设计区域地质状况取1.3。

H —上下游水位差，m。

最大冲坑深度按式（6-20）计算：

$$t'_k = t_k - H_2 = 2.92 \text{m} \# (6-20)$$

式中： H_2 —下游水深，m。

则 $L/t'_k \geq 5$ ，满足设计规范要求。

6.7 溢流坝坝面水面线计算

闸墩高度的设计、导墙高度的确定都需要知道溢流面的水面线，故通过以下计算并结合《水工设计手册》计算本设计在不掺气状态下的水面线。

6.7.1 堰顶部分

（1） 计算不计入行进流速和计入行进流速的堰上水头。

$$H_d = H_{d\max} \cdot 95\% = 2.204 \text{m} \# (6-21)$$

$$H = \nabla_{\text{校核}} - \nabla_{\text{堰顶}} = 752.63 - 750.31 = 2.32 \text{m} \# (6-22)$$

式中： H_d —不计入行进流速的堰上水头，m；

H —计入行进流速的堰上水头，m。

（2） 确定坝顶头部水面线坐标。

由(1)可得 $H/H_d = 1.22$ 。在《水工设计手册》中可查得 $H/H_d = 1$ 和 $H/H_d = 1.33$ 的 x 、 y 坐标，利用插值法可得 $H/H_d = 1.05$ 时坐标关系如下表 6-4 所示：

表 6-4 坐标关系

x/H_d	y/H_d				x	y
	$H/H_d = 0.50$ 时	$H/H_d = 1.00$ 时	$H/H_d = 1.33$ 时	$H/H_d = 1.22$ 时		
-1	-0.495	-0.95	-1.235	-0.993	-2.040	-2.026
-0.8	-0.492	-0.94	-1.221	-0.983	-1.632	-2.004
-0.6	-0.49	-0.929	-1.209	-0.971	-1.224	-1.982
-0.4	-0.482	-0.93	-1.218	-0.974	-0.816	-1.986

-0.2	-0.44	-0.925	-1.244	-0.973	-0.408	-1.986
0	-0.383	-0.779	-1.103	-0.828	0.000	-1.689
0.2	-0.265	-0.651	-0.095	-0.567	0.408	-1.156
0.4	-0.185	-0.545	-0.822	-0.587	0.816	-1.197
0.6	-0.076	-0.425	-0.689	-0.465	1.224	-0.949
0.8	0.06	-0.285	-0.549	-0.325	1.632	-0.663
1	0.24	-0.121	-0.389	-0.162	2.040	-0.330
1.2	0.445	0.067	-0.215	0.024	2.448	0.050
1.4	0.676	0.286	-0.011	0.241	2.856	0.492
1.6	0.925	0.521	0.208	0.474	3.264	0.966
1.8	1.177	0.779	0.138	0.682	3.672	1.391

6.7.2 直线部分

(1) 确定切点坐标

根据 6.3.2 直线段计算可得切点坐标为 (3.378, 2.428)。

(2) 求曲线段长度 L_c

对于 WES 型堰面, L_c 可通过《水工设计手册》中 $\frac{x}{H_d} \sim \frac{L_c}{H_d}$ 曲线进行查找, 当 x 取切点横坐标时查的便是曲线段总长度 $L_{c,t}$ 。

$$\frac{x_t}{H_d} = \frac{3.378}{2.04} = 1.53 \#(6-23)$$

则查得 $\frac{L_{c,t}}{H_d} = 2.18$, 解得 $L_{c,t} = 4.45\text{m}$ 。

(3) 求直线段长度 L_s

从切点到之线段上任意一点 (x_i, y_i) 的距离为:

$$L_{s,i} = \frac{y_i - y_t}{\sin \alpha} \#(6-24)$$

式中: y_i —任意一点纵坐标;

α —直线段坝面与水平方向的夹角, 式中 $\sin \alpha = 0.8$ 。

(4) 从堰顶曲线起点到点 (x_i, y_i) 的坝面距离

按式 (6-22) 计算:

$$L = L_{c,t} + L_{s,i} \#(6-25)$$

式中: L —从堰顶曲线起点到点 (x_i, y_i) 的坝面距离。

(5) 计算边界层厚度

利用 Bauer 公式计算边界层厚度:

$$\frac{\delta}{L} = 0.024 \left(\frac{L}{k} \right)^{-0.1} \#(6-26)$$

式中： δ —边界层厚度，m；

k —坝面粗糙高度，对于混凝土坝面，建议 $k=0.43\sim 0.61\text{mm}$ ，此处取 $k=0.5\text{mm}$ 。(3)~(5)计算成果见表 6-5。

表 6-5 计算成果

y_i	$L_{s,i}(\text{m})$	$L(\text{m})$	$\delta(\text{m})$
2.428	0.000	4.450	0.043
4.000	1.965	6.415	0.060
6.000	4.465	8.915	0.080
8.000	6.965	11.415	0.100
10.000	9.465	13.915	0.120
12.000	11.965	16.415	0.139
14.000	14.465	18.915	0.158
16.000	16.965	21.415	0.177
18.000	19.465	23.915	0.195
20.000	21.965	26.415	0.214
22.000	24.465	28.915	0.232
24.000	26.965	31.415	0.250
25.241	28.516	32.966	0.261

(6) 计算单宽流量

$$q=m\cdot\sqrt{2g}\cdot H^{3/2}=7.86\text{ m}^2/\text{s} \#(6-27)$$

式中：H—堰上水头，m；

m —流量系数，和前面一致取 0.502。

(7) 推求势流水深

$$H+y_i=h_p\cdot\cos\alpha+\frac{q^2}{2gh_p^2} \#(6-28)$$

式中： h_p —势流水深，m。

结合式 (6-25) 利用试算法推求势流水深，即对于每一个 y_i ，假定加号前 h_p 的值，通过计算可得加号后的 h_p ，依次进行下去，直至前后 h_p 值相等。例如 $y_i=2.428$ 时，试算过程如下表 6-6 所示。所有 y_i 试算如表 6-7 所示。

表 6-6 $y_i=2.428$ 时试算过程

hp1	hp2	$q^2/2g$	差值
7.330	3.000	0.350	4.33
6.601	2.000	0.787	4.60
2.665	1.000	3.149	1.67

1.434	0.900	3.887	0.53
-0.287	0.800	4.920	-1.09
0.108	0.820	4.683	-0.71
0.650	0.850	4.358	-0.20
0.818	0.860	4.257	-0.04
0.899	0.865	4.208	0.03
0.850	0.862	4.238	-0.01
0.867	0.863	4.228	0.00

表 6-7 所有 y_i 试算

y_i	加号前 h_p	加号后 h_p	$q^2/2gh_p^2$	前后 h_p 差值
2.428	0.867	0.863	4.228	0.00
4	0.736	0.732	5.878	0.00
6	0.632	0.630	7.941	0.00
8	0.566	0.562	9.980	0.00
10	0.514	0.512	12.012	0.00
12	0.469	0.474	14.039	0.00
14	0.446	0.443	16.052	0.00
16	0.421	0.417	18.067	0.00
18	0.401	0.396	20.080	0.00
20	0.373	0.378	22.096	0.00
22	0.364	0.361	24.102	0.00
24	0.350	0.347	26.110	0.00
26.09	0.334	0.334	28.209	0.00

(8) 计算正交于坝面的坝面水深

$$h=h_p+0.18\delta\#(6-29)$$

计算结果见表 6-8。

注：由于切点处弗劳德系数 $F_r=\frac{q}{\sqrt{gh}}=0.588$,因此直线部分的弗劳德系数均小于 2,

根据《水工设计手册》，弗劳德系数小于 2 不考虑波动掺气后的水面升高的影响。

表 6-8 水深计算成果

y_i	$h_p(m)$	$\delta(m)$	$h(m)$
2.428	0.867	0.043	0.875
4	0.736	0.059	0.747
6	0.632	0.080	0.646
8	0.566	0.100	0.584
10	0.514	0.120	0.535
12	0.469	0.139	0.494
14	0.446	0.158	0.475
16	0.421	0.177	0.453
18	0.401	0.195	0.436
20	0.373	0.213	0.412
22	0.364	0.232	0.405

24	0.350	0.249	0.394
26.09	0.334	0.268	0.383

6.7.3 反弧段水深计算

$$h_c = \frac{Q_j}{vB} = \frac{364.384}{50 \times 20} = 0.36\text{m} \#(6-30)$$

式中： h_c —反弧段水深

6.8 溢流坝段边墙高度确定

根据溢洪道设计规范（SL253-2018），水面线安全超高一般取0.5~1.5m。本设计堰顶部分取1.5m，直线部分取1m，反弧段取1m。

6.9 荷载计算

根据《水工设计手册》中各荷载计算方法，分别计算在设计工况（设计洪水位）、校核工况（校核洪水位）和特殊工况（正常蓄水位，地震情况下）三种工况下的荷载，计算的各荷载分布方式如图 7-1 所示。

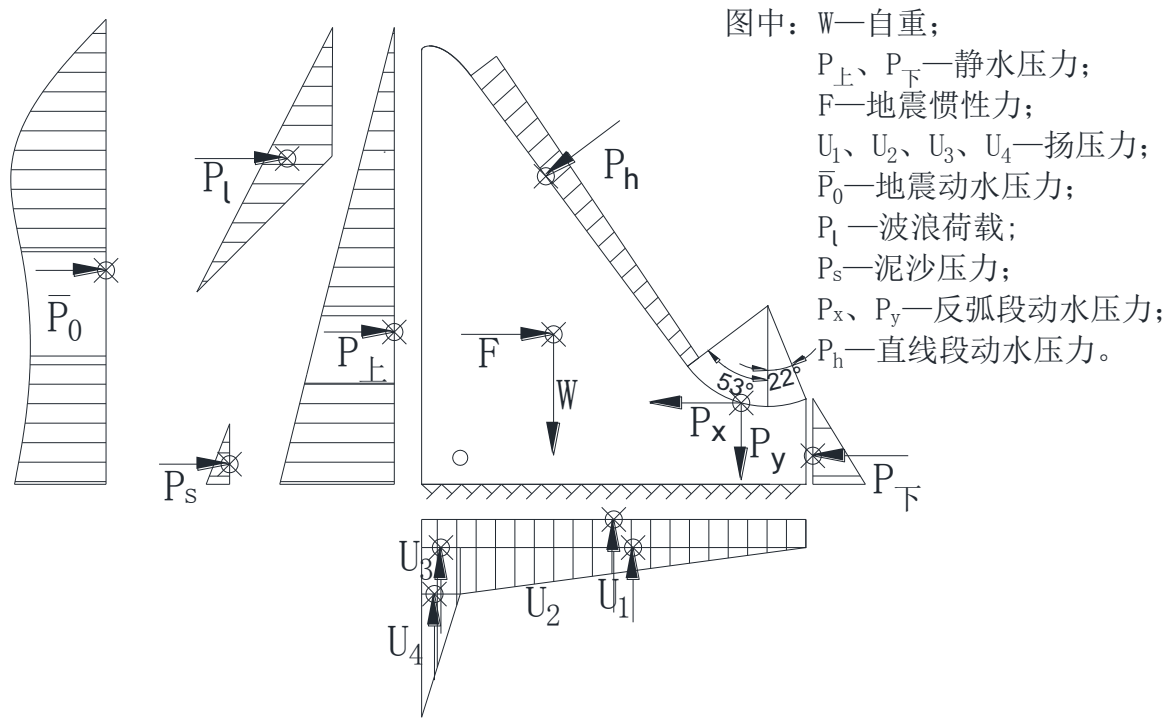


图 6-5 各荷载作用方式

6.9.1 设计工况

(1) 坝体自重

虽然溢流坝段横截面与非溢流坝段不同，但可用 CAD 的 list 命令测量剖面面积后参考非溢流坝段自重计算方法进行计算。

$$W = \gamma_c \cdot V = \gamma_c \cdot B_{\text{单}} \cdot A \cdot \zeta_1 = 25 \times 1 \times 590.235 = 14755.875 \text{ kN} \# (6-31)$$

式中：W—溢流坝段单宽自重，kN；

γ_c —混凝土容重，kN/m³；

A—溢流坝段剖面面积，m²。

(2) 水压力

水压力包含静水压力和动水压力。其中，静水压力包含上游静水压力和下游静水压力。动水压力包含反弧段动水压力和直线段动水压力。由于溢流坝顶动水压力绝对值往往较小，因此可合理忽略。以下均只计算计入考虑的静水压力和动水压力。相关参数参考4.4荷载计算中表3-8静水压力计算参数。

静水压力计算如下：

$$P_{\text{上}s} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_{\text{上}s}^2 \cdot \zeta_2 = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 37.17^2 = 6776.79 \text{ kN} \# (6-32)$$

$$P_{\text{下}s} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_{\text{下}s}^2 \cdot \zeta_2 = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 4.31^2 = 91.12 \text{ kN} \# (6-33)$$

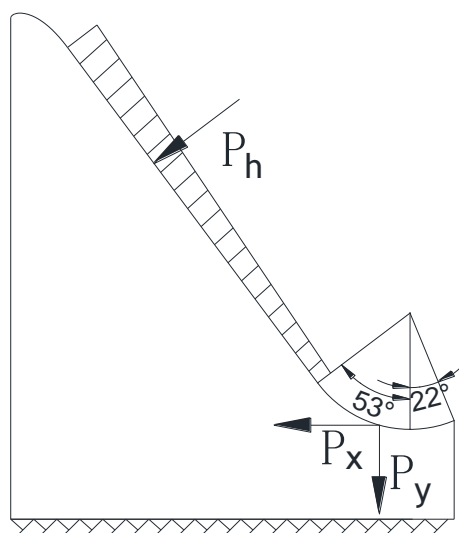


图 6-6 动水压力分布

动水压力分布如图 6-6 所示，计算如下：

$$v=\varphi\sqrt{2gH'}=0.81\times\sqrt{2\times9.81\times29.37}=19.44\text{ m/s}\#(6-34)$$

$$P_{xs}=q\cdot\rho_w\cdot v\cdot(\cos\varphi_2-\cos\varphi_1)\cdot\zeta'_2=3.92\times19.44\times(\cos 22^\circ-\cos 53^\circ)\times1.1=27.27\text{ kN}\#(6-35)$$

$$P_{ys}=q\cdot\rho_w\cdot v\cdot(\sin\varphi_2+\sin\varphi_1)\cdot\zeta'_2=3.92\times19.44\times(\sin 22^\circ+\sin 53^\circ)\times1.1=98.35\text{ kN}\#(6-36)$$

$$P_{hs}=\frac{1}{2}\cdot\gamma_w(h_0+h_t)\cdot\cos\alpha\cdot l=0.5\times9.81\times(0.317+0.793)\times0.6\times29.58=96.63\text{ kN}\#(6-37)$$

式中： P_{xs} 、 P_{ys} —上游、下游竖向静水压力, kN;

v —反弧最低点断面平均流速, m^3/s ;

H' —堰顶到反弧段最低点距离, m;

P_{xs} 、 P_{ys} —水平、垂直方向反弧段动水压力分力, kN;

P_{hs} —斜坡段动水压力, kN;

φ_1 、 φ_2 —图中所示角度, $^\circ$;

h_0 —斜坡段起点处水流垂直于溢流面方向的厚度, m, 取值参考 6.7 溢流坝段坝面水面线计算中表 6-8 水深计算成果, 代入设计工况的数据计算对应的水深;

h_t —斜坡段终点处水流垂直于溢流面方向的厚度, m, 取值同上;

α —斜坡与水平面夹角, $^\circ$;

l —斜坡段长度, m。

(3) 扬压力

为了避免在水压的影响下, 水流进入大坝或基础, 并对周边的介质框架施加扬压力使得结构物滑坡破坏, 在坝基设有防渗帷幕, 并布置排水孔和排水廊道。根据坝体细部构造得本设计防渗帷幕距上游坝面 $B_1=2.2\text{m}$, 距下游坝面 $B_2=26.32\text{m}$ 。渗透压力强度系数 α 取 0.25, 扬压力分布如图 6-7。

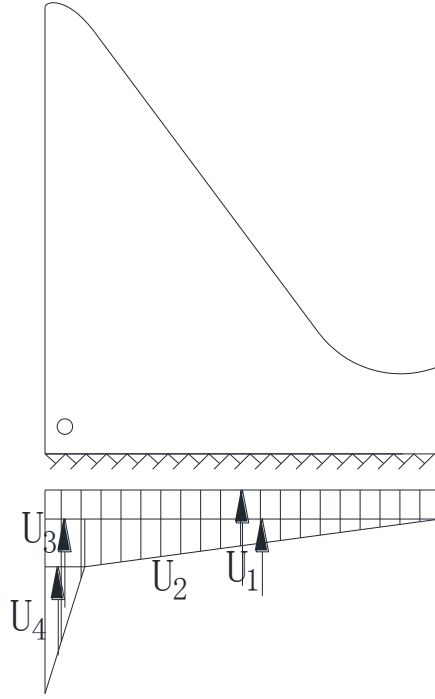


图 6-7 扬压力分布

$$U_{1s} = \gamma_w \cdot A_{1s} \cdot \zeta_{3(2)} = 9.81 \times 4.31 \times 31.46 \times 1 = 1330.16 \text{ kN} \# (6-38)$$

$$U_{2s} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (H_{\text{上}s} - H_{\text{下}s}) \cdot \alpha \cdot B_2 \cdot \zeta_{3(1)} = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 32.86 \times 0.25 \times 29.26 \times 1.2 = 1414.82 \text{ kN} \# (6-39)$$

$$U_{3s} = \gamma_w \cdot (H_{\text{上}s} - H_{\text{下}s}) \cdot \alpha \cdot B_1 \cdot \zeta_{3(1)} = 9.81 \times 32.86 \times 0.25 \times 2.2 \times 1.2 = 212.76 \text{ kN} \# (6-40)$$

$$U_{4s} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (H_{\text{上}s} - H_{\text{下}s}) \cdot (1 - \alpha) \cdot B_1 \cdot \zeta_{3(1)} = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 32.86 \times 0.75 \times 2.2 \times 1.2 = 319.13 \text{ kN} \# (6-41)$$

式中： U_{1s} —浮托力，kN；

U_{2s} 、 U_{3s} 、 U_{4s} —渗透压力，kN。

(4) 泥沙压力

溢流坝段泥沙压力与非溢流坝段相同，即

$$P_{ss} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{sb} \cdot h_s^2 \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_s}{2} \right) \cdot \zeta_4 = \frac{1}{2} \times 8 \times 4.93^2 \times \tan^2 (45^\circ - 9^\circ) \times 1.2 = 61.58 \text{ kN} \# (6-42)$$

式中： γ_{sb} —泥沙浮容重， kN/m^3 ；

φ_s —泥沙的内摩擦角，度。

(5) 波浪压力

溢流坝段泥沙压力与非溢流坝段相同，即

$$P_{ls} = \gamma_w \cdot L_s \cdot \frac{h_{ls} + h_{zs}}{4} \cdot \zeta_5 = 9.81 \times 3.65 \times (0.27 + 0.06) \div 4 \times 1.2 = 3.54 \text{ kN} \# (6-43)$$

式中: h_{ls} —设计洪水时的波高, m;

L_s —设计洪水时的波长, m;

h_{zs} —设计洪水时波浪中心线高出静水面高度, m。

6.9.2 校核工况

(1) 坝体自重

计算参数不变, 所以与设计工况计算结果一致。

$$W = \gamma_c \cdot V = \gamma_c \cdot B_{\text{单}} \cdot A \cdot \zeta_1 = 25 \times 1 \times 590.235 = 14755.875 \text{ kN} \# (6-44)$$

(2) 水压力

计算方法参考设计工况, 相关参数取值见表 4-8。

$$P_{\text{上}j} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_{\text{上}j}^2 \cdot \zeta_2 = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 38.03^2 = 7094.01 \text{ kN} \# (6-45)$$

$$P_{\text{下}j} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_{\text{下}j}^2 \cdot \zeta_2 = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 5.46^2 = 144.23 \text{ kN} \# (6-46)$$

$$v = \varphi \sqrt{2gH'} = 0.95 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 28.452} = 22.45 \text{ m}^3/\text{s} \# (6-47)$$

$$P_{xj} = q \cdot \rho_w \cdot v \cdot (\cos \varphi_2 - \cos \varphi_1) \cdot \zeta_2' = 7.86 \times 19.44 \times (\cos 22^\circ - \cos 53^\circ) \times 1.1 = 54.69 \text{ kN} \# (6-48)$$

$$P_{yj} = q \cdot \rho_w \cdot v \cdot (\sin \varphi_2 + \sin \varphi_1) \cdot \zeta_2' = 7.86 \times 19.44 \times (\sin 22^\circ + \sin 53^\circ) \times 1.1 = 197.20 \text{ kN} \# (6-49)$$

$$P_{hj} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (h_0 + h_t) \cdot \cos \alpha \cdot l = 0.5 \times 9.81 \times (0.383 + 0.875) \times 0.6 \times 29.58 = 109.51 \text{ kN} \# (6-50)$$

(3) 扬压力

计算方法参考设计工况。

$$U_{1j} = \gamma_w \cdot A_{1j} \cdot \zeta_{3(2)} = 9.81 \times 5.46 \times 31.46 \times 1 = 1685.08 \text{ kN} \# (6-51)$$

$$U_{2j} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (H_{\text{上}j} - H_{\text{下}j}) \cdot \alpha \cdot B_2 \cdot \zeta_{3(1)} = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 32.57 \times 0.25 \times 29.26 \times 1.2 = 1402.34 \text{ kN} \# (6-52)$$

$$U_{3j} = \gamma_w \cdot (H_{\text{上}j} - H_{\text{下}j}) \cdot \alpha \cdot B_1 \cdot \zeta_{3(1)} = 9.81 \times 32.57 \times 0.25 \times 2.2 \times 1.2 = 210.88 \text{ kN} \# (6-53)$$

$$U_{4j} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (H_{\text{上}j} - H_{\text{下}j}) \cdot (1 - \alpha) \cdot B_1 \cdot \zeta_{3(1)} = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 32.57 \times 0.75 \times 2.2 \times 1.2 = 316.32 \text{ kN} \# (6-54)$$

(4) 泥沙压力

计算参数不变, 所以与设计工况计算结果一致。

$$P_{sj} = P_{ss} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{sb} \cdot h_s^2 \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_s}{2} \right) \cdot \zeta_4 = \frac{1}{2} \times 8 \times 4.93^2 \times \tan^2 (45^\circ - 9^\circ) \times 1.2 = 61.58 \text{ kN} \# (6-55)$$

(5) 波浪压力

波浪压力计算方法参考设计工况。

$$P_{lj} = \gamma_w \cdot L_j \cdot \frac{h_{lj} + h_{zj}}{4} \cdot \zeta_5 = 9.81 \times 2.87 \times (0.2 + 0.04) \div 4 \times 1.2 = 2.03 \text{ kN} \# (6-56)$$

6.9.3 特殊工况

(1) 坝体自重

计算参数不变, 所以与设计工况计算结果一致。

$$W = \gamma_c \cdot V = \gamma_c \cdot B_{\text{单}} \cdot A \cdot \zeta_1 = 25 \times 1 \times 590.235 = 14755.875 \text{ kN} \# (6-57)$$

(2) 水压力

计算方法参考设计工况, 相关参数取值见表 4-8。由于特殊工况采用正常蓄水位, 因此无动水压力。

$$P_{\text{上}z} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_{\text{上}z}^2 \cdot \zeta_2 = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 35.71^2 = 6254.88 \text{ kN} \# (6-58)$$

$$P_{\text{下}z} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_{\text{下}z}^2 \cdot \zeta_2 = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 1.07^2 = 5.62 \text{ kN} \# (6-59)$$

(3) 扬压力

$$U_{1z} = \gamma_w \cdot A_{1z} \cdot \zeta_{3(2)} = 9.81 \times 1.07 \times 31.46 \times 1 = 330.23 \text{ kN} \# (6-60)$$

$$U_{2z} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (H_{\text{上}z} - H_{\text{下}z}) \cdot \alpha \cdot B_2 \cdot \zeta_{3(1)} = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 34.64 \times 0.25 \times 29.26 \times 1.2 = 1491.46 \text{ kN} \# (6-61)$$

$$U_{3z} = \gamma_w \cdot (H_{\text{上}z} - H_{\text{下}z}) \cdot \alpha \cdot B_1 \cdot \zeta_{3(1)} = 9.81 \times 34.64 \times 0.25 \times 2.2 \times 1.2 = 224.28 \text{ kN} \# (6-62)$$

$$U_{4z} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (H_{\text{上}z} - H_{\text{下}z}) \cdot (1 - \alpha) \cdot B_1 \cdot \zeta_{3(1)} = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 34.64 \times 0.75 \times 2.2 \times 1.2 = 336.42 \text{ kN} \# (6-63)$$

(4) 泥沙压力

计算参数不变, 所以与设计工况计算结果一致。

$$P_{sz} = P_{ss} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{sb} \cdot h_s^2 \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_s}{2} \right) \cdot \zeta_4 = \frac{1}{2} \times 8 \times 4.93^2 \times \tan^2 (45^\circ - 9^\circ) \times 1.2 = 61.58 \text{ kN} \# (6-64)$$

(5) 波浪压力

波浪压力计算方法参考设计工况。

$$P_{lz} = \gamma_w \cdot L_z \cdot \frac{h_{lz} + h_{zz}}{4} \cdot \zeta_5 = 9.81 \times 4.39 \times (0.34 + 0.08) \div 4 \times 1.2 = 5.42 \text{ kN} \# (6-65)$$

(6) 地震惯性力

参考非溢流坝段, 利用拟静力法只计算顺河流方向的地震惯性力。坝体分块及各质点地震惯性力作用点如图 6-8 所示。

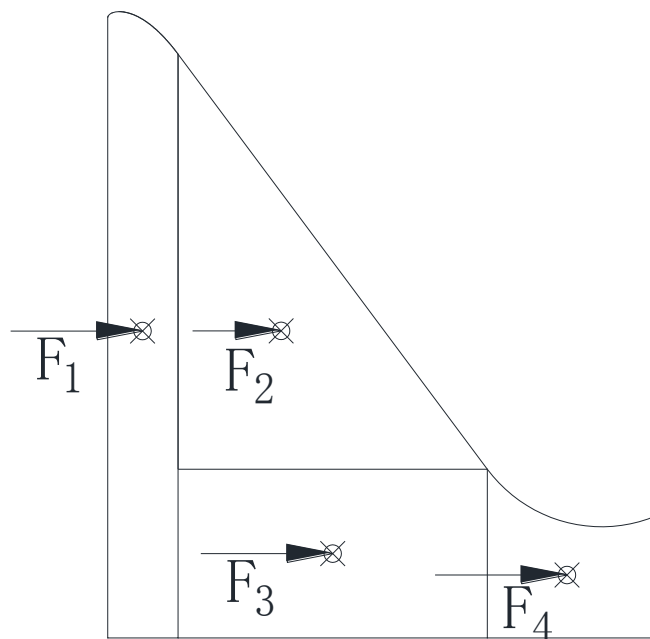


图 6-8 坝体分块及惯性力作用点

坝体各高程质点 i 的水平地震惯性力如式(7-37)计算，计算结果如表 6-9 所示。

$$\alpha_i = 1.4 \cdot \frac{1 + 4(h_i/H)^4}{1 + 4 \cdot \sum_{j=1}^n \frac{G_{Ej}}{G_E} (h_j/H)^4} \quad \#(6-66)$$

$$F_i = K_H \cdot \xi \cdot \alpha_i \cdot G_{Ei} \quad \#(6-67)$$

式中： α_i —质点 i 的动态分布系数；

n —坝体计算质点总数；

H —坝高， m ，对于溢流坝段应算至闸墩顶即；

h_i 、 h_j —质点 i 、 j 的高度， m ；

G_{Ei} 、 G_{Ej} —集中在质点 i 、 j 的重力作用标准值， kN ；

G_E —重力坝总重力作用的标准值， kN ；

K_H —水平地震系数，为地面水平加速度峰值的统计平均值与重力加速度的比值，当设计烈度为7、8、9度时， K_H 分别取0.1、0.2、0.4，本设计按表 4-6 取0.05；

ξ —地震作用的效应折减系数，除另有规定外，一般取0.25。

表 6-9 水平地震惯性力计算成果

质点	高度(m)	重力作用标准值(kN)	动态分布系数	地震惯性力(kN)
I	17.50	3525.97	0.72	31.83
II	17.51	5248.46	0.72	47.40

III	4.81	4268.21	0.62	33.00
IV	3.59	1713.24	0.62	13.24

(7) 地震动水压力

在水平地震作用下，重力坝铅直面上水深 y 处的地震动水压力强度为

$$\bar{p}_y = K_H \cdot \xi \cdot \psi(y) \cdot \gamma_w \cdot H_1 \quad (6-68)$$

式中： $\psi(y)$ —水深 y 处的地震动水压力分布系数，见表 6-10；

H_1 —坝前总水深，m。

表 6-10 水深 y 处的地震动水压力分布系数

y/H_1	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
$\psi(y)$	0	0.43	0.58	0.68	0.74	0.76	0.76	0.75	0.71	0.68	0.67

单位宽度上的总地震动水压力为

$$\bar{P}_0 = 0.65 \cdot K_H \cdot \xi \cdot \gamma_w \cdot H_1^2 = 0.65 \times 0.05 \times 0.25 \times 9.81 \times 35.71^2 = 101.64 \text{ kN} \quad (6-69)$$

总地震动水压力的作用点位于水面以下 $0.54H_1$ 即水面以下 19.28m 处。

(8) 冰压力

参考非溢流坝段，本设计忽略冰压力。

6.9.4 荷载计算结果汇总

上述荷载计算结果汇总如表 6-11 所示：

表 6-11 荷载计算结果

荷载效应(kN)		工况			荷载方向
		设计工况	校核工况	特殊工况	
自重	W	14755.875	14755.875	14755.875	↓
静水压力	P 上	6776.79	7094.01	6254.88	→
	P 下	91.12	144.23	5.63	←
动水压力	Px	27.27	54.69		←
	Py	98.35	197.2		↓
	Ph	96.63	109.51		↙
	U1	1330.16	1685.08	330.23	↑
扬压力	U2	1414.82	1402.34	1491.46	↑
	U3	212.76	210.88	224.28	↑
	U4	319.13	316.32	336.42	↑
泥沙压力	Ps	61.58	61.58	61.58	→
波浪压力	Pl	3.54	2.03	5.42	→
地震惯性力	F1			31.83	→
	F2			47.4	→

地震动水压 力	F3	33	→
	F4	13.24	→
	P0	101.64	→

7 溢流坝段稳定分析和应力分析

7.1 稳定分析

7.1.1 坝基面表层抗滑稳定分析

参考非溢流坝段的稳定分析，可将坝基面抗滑稳定分析分为如下三个阶段。

(1) 纯摩擦理论分析

分三种工况按式（5-1）计算各自的抗滑稳定安全系数并与标准值进行比较。根据混凝土重力坝设计规范(SL319-2018)，抗滑稳定系数标准值[K_s]如表 5-1 所示。

表 7-1 抗剪强度抗滑稳定系数

荷载组合	大坝级别		
	1 级	2 级	3 级
基本组合	1.10	1.05	1.05
特殊组合	(1) 拟静力法	1.00	1.00
	(2)	1.00	1.00

$$K_s = \frac{f(\sum W - U)}{\sum P} \quad (7-1)$$

式中： K_s —抗滑稳定系数；

f —摩擦系数；

$\sum W$ —水平截面所受的正压力，kN；

U —作用在接触面上的扬压力，kN；

$\sum P$ —水平截面以上的坝体所受的总水平推力，kN。

根据表 6-11 分三种工况计算各自的总水平推力和水平截面承受的正压力，结果如表 7-2 所示。根据《水利水电工程地质勘察规范》(GB50487-2008)，抗剪摩擦系数 f 取 0.7。

表 7-2 抗剪荷载计算

荷载	工况		
	设计	校核	特殊
总水平推力	6646.216	6871.092	6543.36
正压力	14912.203	15018.781	14755.875
扬压力	3276.87	3614.62	2382.39

1) 设计工况

$$K_{ss} = \frac{f(\sum W_s - U)}{\sum P_s} = \frac{0.7 \times (14912.203 - 3276.87)}{6646.216} = 1.23 > [K_{ss}] = 1.05 \# (7-2)$$

2) 校核工况

$$K_{sj} = \frac{f(\sum W_j - U)}{\sum P_j} = \frac{0.7 \times (15018.781 - 3614.62)}{6871.092} = 1.16 > [K_{sj}] = 1 \# (7-3)$$

3) 特殊工况

$$K_{sz} = \frac{f(\sum W_z - U)}{\sum P_z} = \frac{0.7 \times (14755.875 - 2382.39)}{6543.36} = 1.32 > [K_{sz}] = 1 \# (7-4)$$

综合上述计算结果，坝体在纯摩擦理论分析下，抗滑稳定满足设计要求。

(2) 抗剪断理论分析

利用式(7-5)所示的抗剪断公式，计算各种工况下的抗滑稳定安全系数并与标准值进行比较。根据混凝土重力坝设计规范(SL319-2018)，抗滑稳定系数标准值 $[K'_s]$ 如表 7-3 所示。

表 7-3 抗滑稳定系数标准值

荷载组合		K's
基本组合		3.0
特殊组合	(1) 拟静力法	2.5
	(2)	2.3

$$K'_s = \frac{f'(\sum W - U) + c'A}{\sum P} \# (7-5)$$

式中： K'_s —抗滑稳定系数；

f' —摩擦系数；

c' —抗剪断凝聚力，MPa；

A —胶结面的面积， m^2 。

根据《水利水电工程地质勘察规范》(GB50487-2008)，抗剪断摩擦系数标准值 f'_{Rk} 取 1.2，抗剪断凝聚力标准值 c'_{Rk} 取 1.2MPa，则 $f' = \frac{f'_{Rk}}{1.3} = 0.92$ ， $c' = \frac{c'_{Rk}}{3} = 0.4$ MPa，计算得单位宽度的底面积即胶结面面积等于 $31.64m^2$ 。

1) 设计工况

$$K'_{ss} = \frac{f'(\sum W_s - U) + c'A}{\sum P_s} = \frac{0.92 \times (14912.203 - 3276.87) + 400 \times 31.46}{6619.94} = 3.52 > [K'_{ss}] = 3.0 \# (7-6)$$

2) 校核工况

$$K'_{sj} = \frac{f'(\sum W_j - U) + c'A}{\sum P_j} = \frac{0.92 \times (15018.781 - 3614.62) + 400 \times 31.64}{6871.092} = 3.36 > [K'_{sj}] = 2.5 \# (7-7)$$

3) 特殊工况

$$K'_{sz} = \frac{f'(\sum W_z - U) + c'A}{\sum P_z} = \frac{0.92 \times (14755.875 - 2382.39) + 400 \times 31.46}{6543.36} = 3.66 > [K'_{sz}] = 2.5 \# (7-8)$$

通过对以上计算，根据剪切力学的分析，大坝的抗滑性达到了设计的要求

(3) 极限状态分项系数法

利用式(7-9)所示的抗滑稳定公式，计算各种工况下的抗滑稳定安全系数并与结构重要性系数、结构系数、设计状况系数的乘积进行比较。根据混凝土重力坝设计规范(SL319-2018)，结构系数取值如表7-4所示。

表 7-4 结构系数

项目	抗滑稳定极限状态	
组合类型	基本组合	偶然组合
结构系数	1.2	1.2

$$\frac{f'(\sum W \cdot \cos \beta - U) + \sum P \cdot \sin \beta}{\sum P \cdot \cos \beta - \sum W \cdot \sin \beta} \geq \frac{f'_R + c'A}{c'_R} \geq \gamma_0 \cdot \psi \cdot \gamma_d \# (7-9)$$

式中：β—坝基面与水平面夹角，度；

γ_0 —结构重要性系数，按结构重要性级别本设计取 0.9；

γ_d —结构系数，按表 7-4 取 1.2；

ψ —设计状况系数，持久状况取 1.0，短暂状况取 0.95，偶然状况取 0.85；

f'_R 、 c'_R —材料分项系数，分别取 1.3、3.0。

4) 设计工况

$$\frac{f'(\sum W_s - U) + c'A}{\sum P_s} = 1.88 > \gamma_0 \cdot \psi_1 \cdot \gamma_d = 1.08 \# (7-10)$$

5) 校核工况

$$\frac{f'(\sum W_j - U) \div f'_R + c' A \div c'_R}{\sum P_j} = 1.79 > \gamma_0 \cdot \psi_2 \cdot \gamma_d = 0.918 \# (7-11)$$

6) 特殊工况

$$\frac{f'(\sum W_z - U) \div f'_R + c' A \div c'_R}{\sum P_z} = 1.99 > \gamma_0 \cdot \psi_2 \cdot \gamma_d = 0.918 \# (7-12)$$

综合上述计算结果，坝体在极限状态分项系数法下，抗滑稳定满足设计要求。

7.1.2 坝基面深层抗滑稳定分析

基于非溢流坝段的稳定分析结果，库区、坝址处以及整个工程区地质状况较好，坝基面的深度具有较好的稳定性，并且在大坝的底部没有缓倾角的构造裂缝，因此不容易发生深层的滑坡。无需进行坝基面深层抗滑稳定分析计算。

7.2 应力分析

基本假设、计算方法等均参考非溢流坝段，只选取校核工况和特殊工况进行应力分析。

7.2.1 荷载弯矩计算

以坝底中点为力矩中心，计算校核工况和特殊工况下的弯矩值分别如表 7-5 和 7-6 所示。

表 7-5 校核工况下荷载弯矩值

校核工况						
荷载效应 (kN)		荷载取值	方向	力臂	正负	弯矩
自重	W	14755.875	↓	5.30	1	78206.14
静水压力	P 上	7094.01	→	12.68	-1	-89928.40
	P 下	144.23	←	1.82	1	262.50
	Px	54.69	←	6.63	1	362.59
动水压力	Py	197.2	↓	10.43	-1	-2056.80
	Ph	109.51	↙	16.91	1	1851.81
	U1	1685.08	↑	0.00	0	0.00
扬压力	U2	1402.34	↑	1.58	-1	-2215.70
	U3	210.88	↑	14.10	-1	-2973.41
	U4	316.32	↑	14.68	-1	-4643.58
泥沙压力	Ps	61.58	→	1.64	1	100.99
波浪压力	Pl	2.03	→	37.62	-1	-76.37

由上表可得，在校核工况下， $\sum M = -21110.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ， $\sum W = 15018.78 \text{ kN}$ 。

根据压强公式计算其它参数如下所示。

上游面水压力强度（应计入泥沙压力）：

$$p_u = \gamma_w \cdot H_{上j} + \gamma_{sb} \cdot h_s \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\phi_s}{2}\right) = 9.81 \times 38.03 + 8 \times 4.93 \times \tan^2(45^\circ - 9^\circ) = 393.89 \text{ kPa} \# (7-23)$$

上游边缘扬压力强度:

$$p_{uu} = \gamma_w \cdot H_{上j} = 9.81 \times 38.03 = 373.07 \text{ kPa} \# (7-24)$$

下游面水压力强度:

$$p_d = \gamma_w \cdot H_{下j} \div \sin \phi_d = 9.81 \times 5.46 \div 0.8 = 66.95 \text{ kPa} \# (7-25)$$

下游边缘扬压力强度:

$$p_{ud} = \gamma_w \cdot H_{下j} = 9.81 \times 5.46 = 53.56 \text{ kPa} \# (7-26)$$

表 7-6 特殊工况下荷载弯矩值

		特殊工况				
荷载效应 (kN)		荷载取值	方向	力臂	正负	弯矩
自重	W	14755.875	↓	5.30	1	78206.14
静水压力	P 上	6254.88	→	11.90	-1	-74453.92
	P 下	5.63	←	0.36	1	2.01
	U1	330.23	↑	0.00	0	0.00
扬压力	U2	1491.46	↑	1.58	-1	-2356.51
	U3	224.28	↑	14.10	-1	-3162.35
	U4	336.42	↑	14.68	-1	-4938.65
泥沙压力	Ps	61.58	→	1.64	-1	-100.99
波浪压力	Pl	5.42	→	36.69	-1	-198.86
地震惯性力	F1	31.83	→	17.50	-1	-557.03
	F2	47.4	→	17.51	-1	-829.97
	F3	33	→	4.80	-1	-158.40
	F4	13.24	→	3.59	-1	-47.53
地震动水压力	P0	101.64	→	16.43	-1	-1669.95

由上表可得, 在特殊工况下, $\sum M = -10266.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $\sum W = 14755.88 \text{ kN}$ 。

根据压强公式计算其它参数如下所示。

上游面水压力强度 (应计入泥沙压力):

$$p_u = \gamma_w \cdot H_{上z} + \gamma_{sb} \cdot h_s \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\phi_s}{2}\right) = 9.81 \times 35.71 + 8 \times 4.93 \times \tan^2(45^\circ - 9^\circ) = 371.13 \text{ kPa} \# (7-27)$$

上游边缘扬压力强度:

$$p_{uu} = \gamma_w \cdot H_{上z} = 9.81 \times 35.71 = 350.32 \text{ kPa} \# (7-28)$$

下游面水压力强度:

$$p_d = \gamma_w \cdot H_{下z} \div \sin \phi_d = 9.81 \times 1.07 \div 0.8 = 13.12 \text{ kPa} \# (7-29)$$

下游边缘扬压力强度:

$$p_{ud}=\gamma_w \cdot H_{\text{下}z}=9.81 \times 1.07=10.50\text{kPa}\#(7-30)$$

7.2.2 校核工况下应力分析

(1) 水平截面上的正应力。

$$\sigma_{yu}=\frac{\sum W}{B}+\frac{6\sum M}{B^2}=\frac{15018.78}{31.46}+\frac{6 \times (-21110.2)}{31.46^2}=349.42\text{kPa}\#(7-31)$$

$$\sigma_{yd}=\frac{\sum W}{B}-\frac{6\sum M}{B^2}=\frac{14512.245}{28.52}-\frac{6 \times (-36639.5)}{28.52^2}=605.37\text{kPa}\#(7-32)$$

(2) 剪应力。

$$\tau_u=(p_u-p_{uu}-\sigma_{yu}) \cdot n=(393.89-373.07-349.42) \times 0=0\#(7-33)$$

$$\tau_d=(\sigma_{yd}+p_{ud}-p_d) \cdot m=(605.37+53.56-66.95) \times 0.75=443.99\text{kPa}\#(7-34)$$

(3) 水平正应力。

$$\sigma_{xu}=(p_u-p_{uu})-\tau_u n=(393.89-373.07)-0 \times 0=20.82\text{kPa}\#(7-35)$$

$$\sigma_{xd}=(p_d-p_{ud})+\tau_d m=(66.95-53.56)+443.99 \times 0.75=346.38\text{kPa}\#(7-36)$$

(4) 主应力。

$$\sigma_{1u}=(1+n^2)\sigma_{yu}-n^2(p_u-p_{uu})=(1+0) \times 349.42-0 \times (393.89-373.07)=349.42\text{kPa}\#(7-37)$$

$$\sigma_{2u}=p_u-p_{uu}=393.89-373.07=20.82\text{kPa}\#(7-38)$$

$$\sigma_{1d}=(1+m^2)\sigma_{yd}-m^2(p_d-p_{ud})=(1+0.75^2) \times 605.37-0.75^2 \times 13.39=938.36\text{kPa}\#(7-39)$$

$$\sigma_{2d}=p_d-p_{ud}=66.95-53.56=13.39\text{kPa}\#(7-40)$$

由上述计算结果可得：

$$\sigma_{yu}=349.42\text{kPa}>0$$

$$\sigma_{yd}=605.37\text{kPa}<[\sigma_{\text{基}}]=18.5 \div 3.5=5.29\text{Mpa}$$

$$\sigma_{\min}=13.39\text{kPa} \geq 0$$

$$\sigma_{\max}=938.36\text{kPa}<[\sigma_{\text{砼}}]=22.4 \div 3.5=6.4\text{Mpa}$$

$$\gamma_0 \cdot \varphi \cdot S(F_d, a_k)=\gamma_0 \cdot \varphi \cdot \left(\frac{\sum W}{B}-\frac{6\sum M}{B^2}\right)(1+m^2)=945.89\text{kPa} \leq \frac{1}{\gamma_d} R(f_d, a_k)=4.15\text{Mpa}$$

$$\gamma_0 \cdot \varphi \cdot S(F_u, a_k)=\gamma_0 \cdot \varphi \cdot \left(\frac{\sum W}{B}+\frac{6\sum M}{B^2}\right)=349.42\text{kPa} \geq 0$$

故在校核工况下的应力分析合理，并且满足设计规范要求。

7.2.3 特殊工况下应力分析

(1) 水平截面上的正应力。

$$\sigma_{yu} = \frac{\sum W}{B} + \frac{6 \sum M}{B^2} = \frac{14755.88}{31.46} + \frac{6 \times (-10266.00)}{31.46^2} = 406.80 \text{ kPa} \quad \#(7-41)$$

$$\sigma_{yd} = \frac{\sum W}{B} - \frac{6 \sum M}{B^2} = \frac{14755.88}{31.46} - \frac{6 \times (-10266.00)}{31.46^2} = 531.27 \text{ kPa} \quad \#(7-42)$$

(2) 剪应力。

$$\tau_u = (p_u - p_{uu} - \sigma_{yu}) \cdot n = (371.13 - 350.32 - 406.8) \times 0 = 0 \quad \#(7-43)$$

$$\tau_d = (\sigma_{yd} + p_{ud} - p_d) \cdot m = (531.27 + 10.50 - 13.12) \times 0.75 = 396.49 \text{ kPa} \quad \#(7-44)$$

(3) 水平正应力。

$$\sigma_{xu} = (p_u - p_{uu}) - \tau_u n = (371.13 - 350.32) - 0 \times 0 = 20.81 \text{ kPa} \quad \#(7-45)$$

$$\sigma_{xd} = (p_d - p_{ud}) + \tau_d m = (13.12 - 10.50) + 396.49 \times 0.75 = 299.99 \text{ kPa} \quad \#(7-46)$$

(4) 主应力。

$$\sigma_{1u} = (1+n^2)\sigma_{yu} - n^2(p_u - p_{uu}) = (1+0) \times 406.8 - 0 \times (371.13 - 350.32) = 406.8 \text{ kPa} \quad \#(7-47)$$

$$\sigma_{2u} = p_u - p_{uu} = 371.13 - 350.32 = 20.81 \text{ kPa} \quad \#(7-48)$$

$$\sigma_{1d} = (1+m^2)\sigma_{yd} - m^2(p_d - p_{ud}) = (1+0.75^2) \times 531.27 - 0.75^2 \times 2.62 = 828.64 \text{ kPa} \quad \#(7-49)$$

$$\sigma_{2d} = p_d - p_{ud} = 13.12 - 10.50 = 2.62 \text{ kPa} \quad \#(7-50)$$

由上述计算结果可得：

$$\sigma_{yu} = 406.8 \text{ kPa} > 0$$

$$\sigma_{yd} = 531.27 \text{ kPa} < [\sigma_{\text{基}}] = 18.5 \div 3.5 = 5.29 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = 2.62 \text{ kPa} \geq 0$$

$$\sigma_{\max} = 828.64 \text{ kPa} < [\sigma_{\text{砼}}] = 22.4 \div 3.5 = 6.4 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_0 \cdot \varphi \cdot S(F_d, a_k) = \gamma_0 \cdot \varphi \cdot \left(\frac{\sum W}{B} - \frac{6 \sum M}{B^2} \right) (1+m^2) = 830.11 \text{ kPa} \leq \frac{1}{\gamma_d} R(f_d, a_k) = 4.15 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_0 \cdot \varphi \cdot S(F_u, a_k) = \gamma_0 \cdot \varphi \cdot \left(\frac{\sum W}{B} + \frac{6 \sum M}{B^2} \right) = 406.8 \text{ kPa} \geq 0$$

故在特殊工况下的应力分析合理，并且满足设计规范要求。

7.3 总述

本设计结合《水工设计手册》、《混凝土重力坝设计规范》(SL319-2018)、《水利

水电工程地质勘察规范》(GB50487-2008)等规范性文件,以及国内对于稳定分析和应力分析的论文,进行了坝基面表层抗滑稳定、坝基面深层抗滑稳定、坝基和坝体应力的分析,最终所有计算结果均满足规范要求。

8 附属建筑物设计

8.1 取水放空隧洞

熊包梁供水站是灌区及周边乡镇重要的供水水源，且根据规划，熊包梁供水站将新增 1 座净化水厂。为保障熊包梁供水站和周围灌区的取水需求，设置取水隧洞布置在官房沟水库右岸。结合水库放空和导流功能，与水库放空洞、导流洞合并为一个进水建筑物，由进水口、洞内消力池和放空明渠三部分组成。

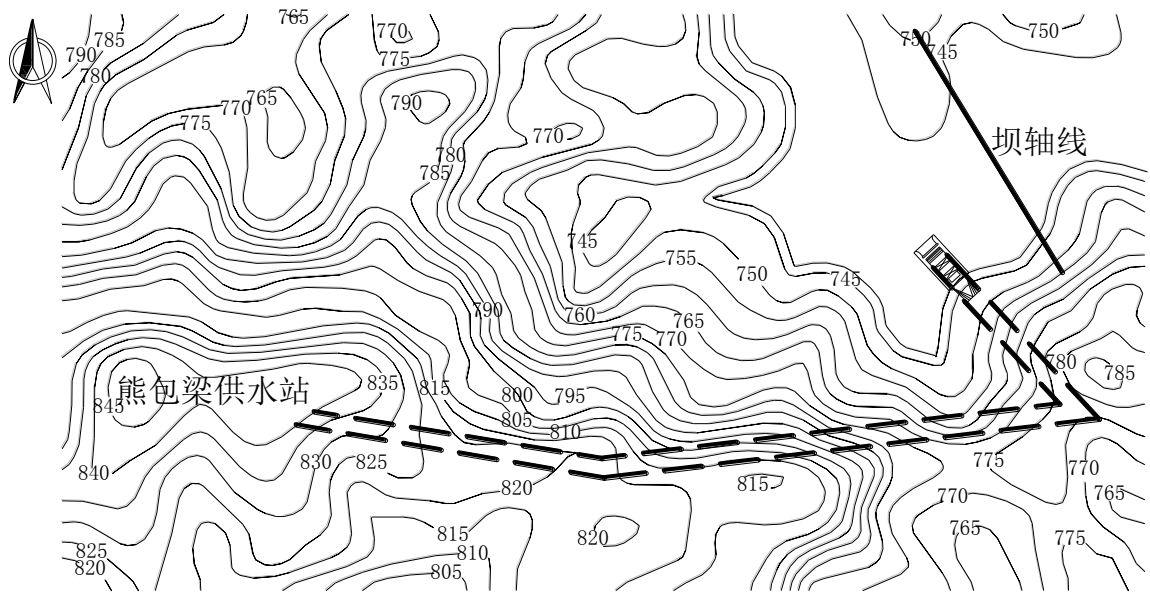


图 8-1 隧洞布置示意图

8.1.1 进水口闸室

取水放空隧洞由施工导流隧洞后期改造而成，洞身段维持导流洞的断面尺寸，仅改建导流洞进口闸室。根据当地地形条件，设置进水口闸室为岸塔式，闸室长 15m，宽 6m，总高度 23m，进水口底板高程为 740.50m，闸顶高程 756.4m。进水口闸室设拦污栅、平板检修门和平板工作门各一扇。进水口闸室设计图见附图 B。

8.1.2 洞内消力池

闸室后为无压隧洞，隧洞前段为洞内消力池，消力池长 33m，宽 2.5m，深 3.5m，消力池底板高程 734.00m。洞内消力池设计图见附图 B-2。

8.1.3 无压隧洞

后接城门洞型无压隧洞，隧洞长 10m，底坡 1:500，洞宽 2.5m，直墙高度 3.45m，顶拱半径 1.25m，洞身净高 4.7m，出口高程为 736.48m。隧洞采用 C25 钢筋砼衬砌，围

岩衬砌厚0.5m，隧洞形式见图 8-2。隧洞出口接分水闸室，顺取水放空隧洞轴线方向设节制闸，闸后 10m 长渐变段与干渠衔接。

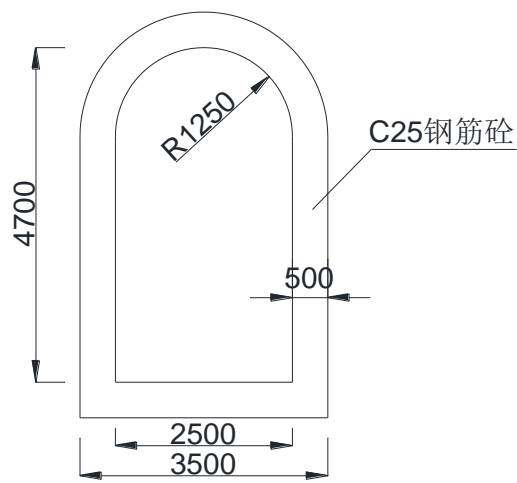


图 8-2 隧洞形式

8.1.4 隧洞出口

放空明渠与取水放空隧洞相接，明渠前段设分水闸，分水闸后明渠段位于河漫滩上，长度约为 179.57m，出口底高程 729.00m，明渠采用矩形明渠，明渠出口段采用消力池消能后与官房沟衔接，消力池长 24.0m，消力池底板高程 727.00m。

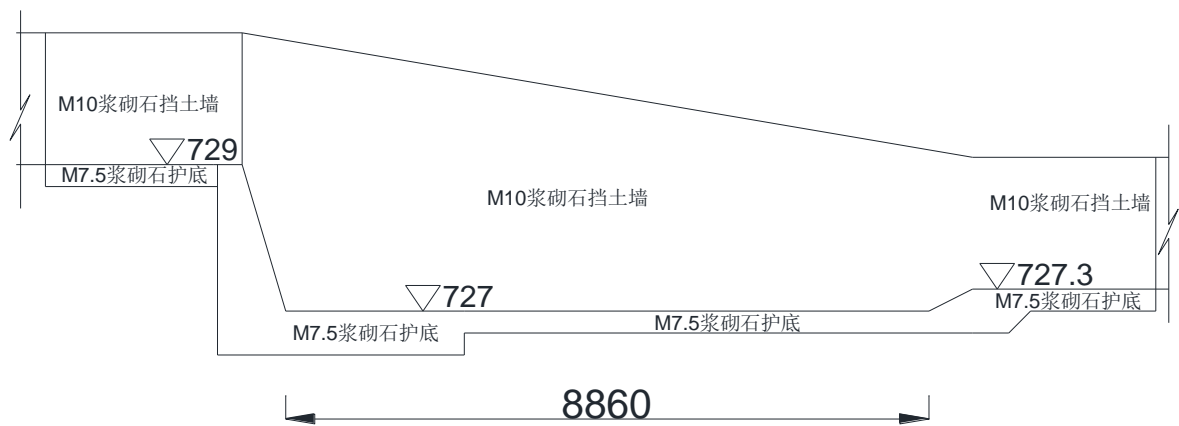


图 8-3 渠道出口消力池

8.2 生态放水设施

官房沟水库工程采用大坝挡水，洪水未越过坝顶进入下游河道时，下游水量较少，

为保证生态环境用水的需求，在官房沟右岸放空洞专门设置了生态输水管，生态输水管采用无缝钢管，输水于坝下减水河段。生态流量按坝址处多年平均径流量的 10.46%、计算为官房沟 $0.008\text{m}^3/\text{s}$ 。

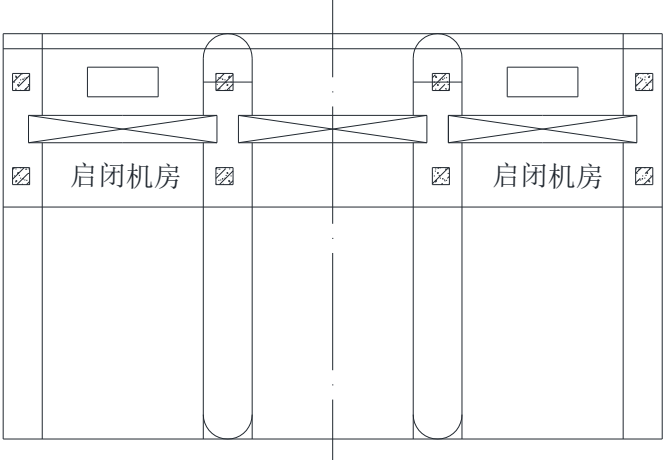


图 8-4 分水闸室示意图

官房沟生态管采用DN150，在检修闸门上游从放空隧洞左侧闸墩埋入钢管，进口高程为 741.1m，比死水位低 1m。经无压隧洞在放空渠道与干渠交界处设 2.0m×2.0m 闸室，内设工作闸门和检修闸门各一个，后经放空渠道流入下游河道。放空渠道与干渠交界处闸室如图 8-4 所示。

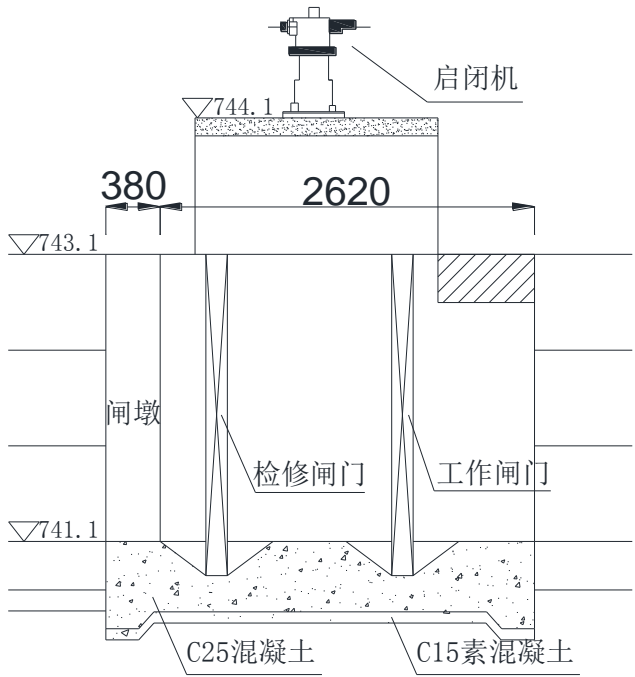


图 8-5 渠道与干渠交界处闸室

8.3 渠系工程

官房沟水库渠系工程由木门干渠及长赤支渠、双桂支渠和侯家支渠 3 条配 46 套渠道组成。官房沟水库灌区范围向北以水库坝址为界，向西以到南江县界，向南发展至恩阳河干流与其支流石龙沟汇口并与玉堂水库相邻，向东发展至南江河流域。官房沟取水口及干渠布置在右岸。官房沟木门干渠设计灌面 2.27 万亩，渠首设计流量 $1.8\text{m}^3/\text{s}$ ，主要灌面位于官房沟右侧。渠首与右岸取水隧洞出口衔接，其渠线大致沿官房沟右侧 738m 等高线布置，行进至周家梁后设分水闸分出长赤支渠。渠线继续转向西南，经观音岩跨过袁家沟，再经过黄连垭后地势整体降低形成两处跌水。再从东侧绕过天池乡镇，在牌坊梁隧洞处设分水阀如图 8-5 所示，分出双桂支渠和侯家支渠，渠线结束。

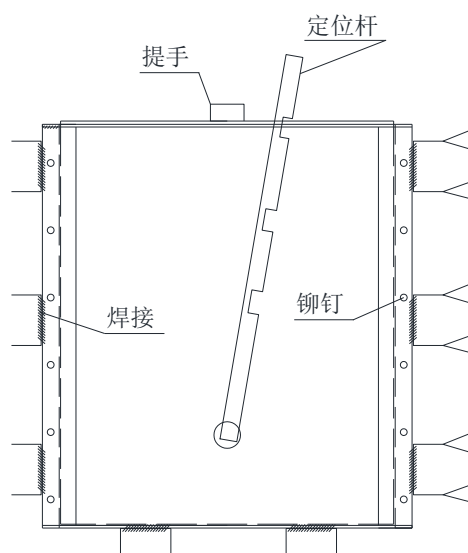


图 8-6 分水阀示意图

官房沟水库干渠管线总长 5.719km，平面轴线长 3615m（管道长 3696m），隧洞（3 座）2104m。分别为周家梁隧洞 290m，观音岩隧洞 610m，黄连垭隧洞 1204m。配套长赤支渠设计灌面 0.99 万亩，渠首设计流量 $0.4\text{m}^3/\text{s}$ ，主要灌面位于官房沟左岸和石板河右岸，在周家梁隧洞出口从干渠分水后进入灌区。配套侯家支渠在牌坊梁后从干渠分水，经牌坊梁隧洞进入灌区，侯家支渠渠首设计流量 $0.25\text{m}^3/\text{s}$ ，灌面面积 0.51 万亩。配套双桂支渠在牌坊梁后从干渠分水，经牌坊梁 2#隧洞进入灌区，双桂支渠渠首设计流量为 $0.15\text{m}^3/\text{s}$ ，灌溉面积为 0.37 万亩。

8.4 连通工程

官房沟水库在竣工后，将与刘家沟、陈子院沟两个水利枢纽共同调度，并以隧道连接。官房沟水库连同隧洞拟设置于官房沟水库左岸，由于左岸与右岸地质构造和岩性基本一致，相关闸室与隧洞设计参考右岸取水放空隧洞。

9 细部构造

9.1 坝顶构造

9.1.1 非溢流坝段

在坝顶上游侧布置防浪墙，和坝体连成整体，布置为钢筋混凝土结构。防浪墙在坝体横缝处留有伸缩缝，缝内设置有止水。为满足运用安全需求，设防浪墙高为1.2m，厚度为30cm。坝顶公路采用混凝土路面并向两侧倾斜，坡度取2‰。考虑路面雨水汇集，在公路两侧设有排水管将其排入水库。拟在上游侧布置1m宽的人行道且路缘高20cm，下游侧布置双车道 7m，车道旁设有栏杆和路灯。

9.1.2 溢流坝段

溢流坝的上部有闸墩和交通桥等结构和设施。

溢流坝顶部闸墩平面形状拟定上游段为半圆形，且向上游伸出 1.5m，并沿竖直方向做至溢流堰顶以下一半水深处。拟定下游段为方形，向下游深出 1.5m。因桥墩厚度小，需要配加劲肋。

由于本设计不设有闸门，拟将工作桥和交通桥合二为一，桥面高程为非溢流坝段路面高程753.52m，坡度取2‰。交通桥下部留有30cm净空，并与非溢流坝段坝顶753.32m齐平。

溢流坝段和非溢流坝段坝顶坝顶构造细部如图 9-1 所示：

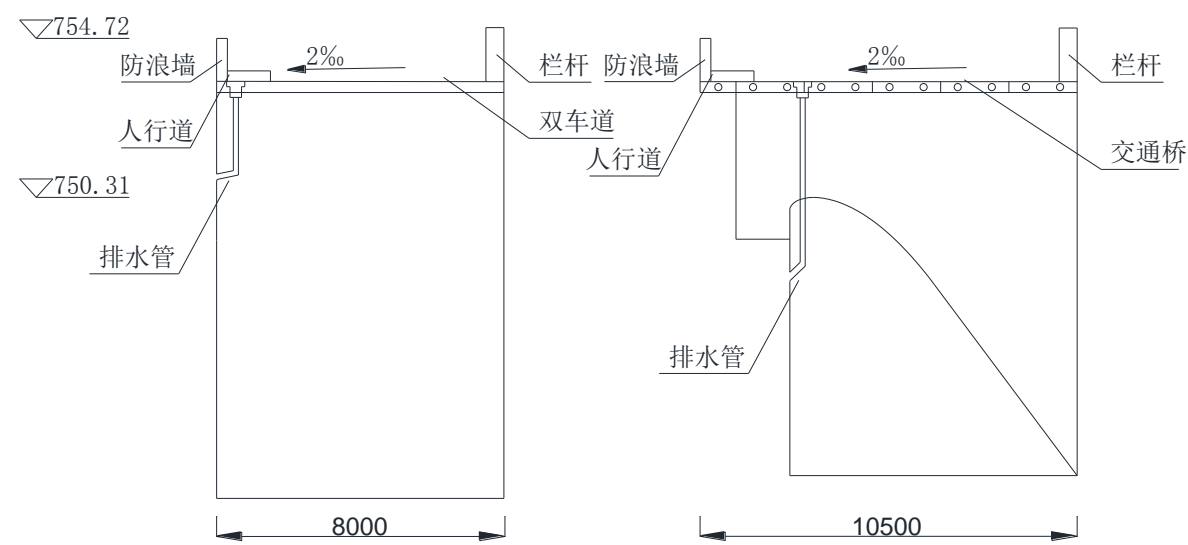


图 9-1 溢流坝段、非溢流坝段坝顶构造细部图

9.1.3 边墩与导墙

边墩从坝顶延伸至坝趾，边墩高度由溢流水深决定，并考虑溢流面上由水流冲击波和掺气所引起的水深增加值，边墩顶一般高出水面1.0~1.5m。此处取 6.8 边墙高度的计算结果。边墩向下游延伸成导墙，由于本设计采用挑流消能，则导墙延伸至挑流鼻坎末端。为防止温度裂缝，在导墙上每隔15m设置一道伸缩缝，缝内做简单止水，以防止工作时漏水，导墙顶部拟定为1m。

9.2 分缝与止水

9.2.1 横缝

垂直于坝轴线布置，用于将坝体分成若干独立的坝段，可减小坝体的温度应力，并对地基不均匀变形有一定适应性。横缝间距一般为15~20m，本设计溢流坝段拟采用15m间距，并布置于闸墩中部；非溢流坝段每隔16m布置，不足16m处按实际长度进行分缝布置。缝宽2cm，内设止水。坝段横缝构造如图 9-2 所示。

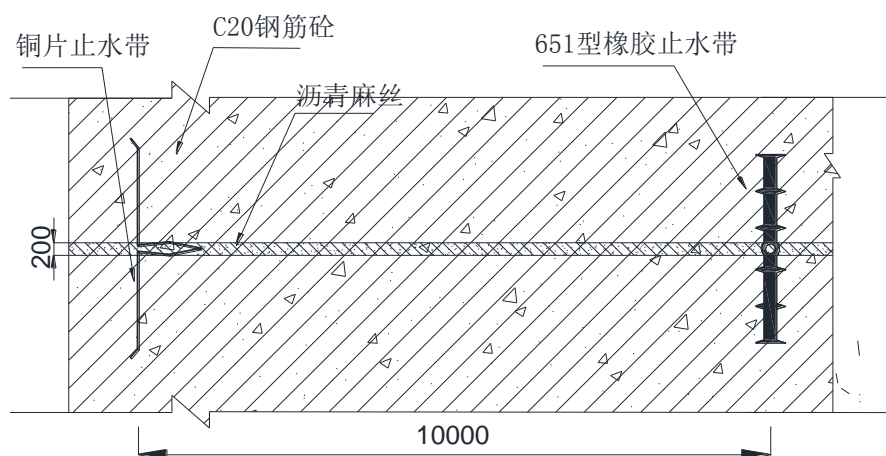


图 9-2 横缝构造

9.2.2 纵缝

平行于坝轴线布置，并设置为铅直纵缝。纵缝间距一般为15~30m，本设计拟采用纵缝距上游坝面19m，仅设置单缝。为有效传递压力与剪力，于纵缝面设置三角形键槽，槽面大致沿主应力方向。待混凝土冷却后，水库蓄水前灌浆^[25]。

9.2.3 止水

横缝内布置两道与混凝土紧密嵌固的止水片和一道防渗沥青井。1.0mm厚的紫铜片作为第一道止水片且距离上游坝面0.8m。橡胶止水带作为第二道止水片，与第一道

止水片相隔1m。止水片下部深入基岩30cm，止水片上部延伸至最高水位752.63m以上。伸至坝顶的20cm×20cm方形沥青井中灌注水泥、石棉粉以及□号石油沥青。井内布置有加热设备，当沥青遇冷收缩、开裂或与井壁脱离时可加热恢复其流动性。紫铜片止水如图 9-3 所示。

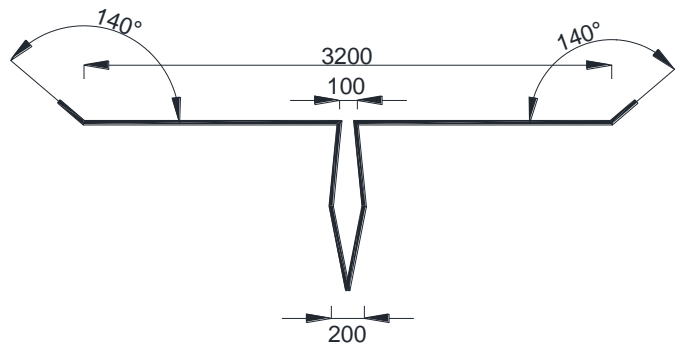


图 9-3 紫铜片止水

9.3 廊道系统

9.3.1 基础廊道

基础廊道布置于距坝基面4.5m处，其上游侧距上游坝面6m。拟定基础廊道剖面为城门洞形，底部宽度3m，高4.5m，内部上游侧设置排水沟和其内部集水井，汇集坝基和坝体渗水，再经坝体内部排水管自流至下游坝外。

9.3.2 坝体廊道

廊道构造如图 9-4 所示。

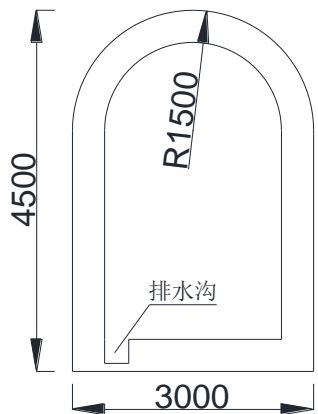


图 9-4 廊道示意图

距基础廊道上方沿坝高9m设置一层廊道。廊道底部高程为731.6m，剖面形状为

城门洞形，上游侧距上游坝面6m，底部宽度3m，高4.5m，左右岸各有一个出口。

9.4 坝体防渗与排水

9.4.1 坝体防渗

布置一层厚2m的防渗性能良好的混凝土于坝体溢流面和上下游坝面水位变化区，用于坝体防渗。

9.4.2 坝体排水

沿坝轴线方向离上游坝面2.2m处布置排水管，管内径为15cm，排水管贯穿坝顶至廊道，排水管采用无砂混凝土管。

9.5 坝体混凝土分区

根据《混凝土重力坝设计规范》（SL319—2018），筑坝材料除了要满足设计中强度的需求之外，还应该以大坝的工作条件、区域气候等为依据，对其进行抗渗、抗冻、抗冲耐磨和抗侵蚀等方面的耐久性需求进行相应的划分。各分区如图 9-4 所示，材料性能如表 9-1 所示。

表 9-1 坝体混凝土材料分区性能

编号	部位	材料性能要求
I	水位以上坝体表层	强度、低热
II	水位变化区表层	强度、抗渗、抗侵蚀、低热
III	上、下游最低水位以下表层	强度、抗渗、抗侵蚀、低热
IV	基础垫层	强度、低热、抗渗
V	坝体内部	轻度、抗冲刷、抗侵蚀、低热
VI	闸墩、溢流面、导墙	抗冲、耐磨、高强、抗冲刷

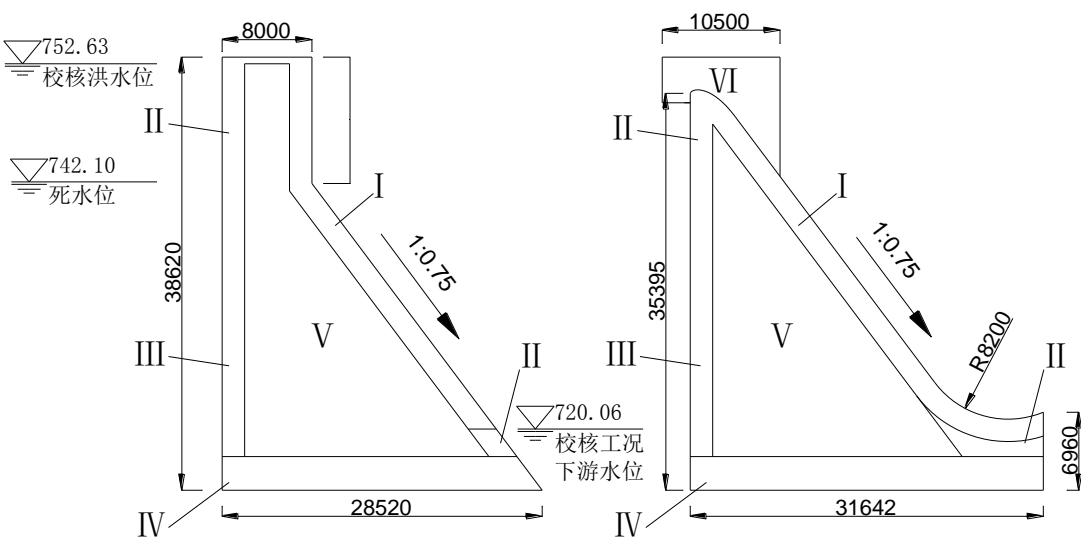


图 9-5 混凝土分区

10 地基处理与监测设计

10.1 地基处理

地表地质测绘与钻探资料表明岩体风化主要受地形地貌、岩性控制，一般山脊、垭口、山嘴及陡坡地段岩体风化较强烈，强、弱风化带厚度分别为5~8m及10~20m。河床、沟谷底部岩体风化作用较弱，强、弱风化带厚度一般分别为1~3m及4~7m。

10.1.1 坝基开挖及处理

施工方法为从上至下分层开挖，坝肩开挖，挖深较浅，宜采用手风钻打孔，毫秒非雷管预裂爆破，由自卸汽车运至弃渣场。对于坝壳填筑区土方开挖采用自上而下分层剥离方式，利用反铲开挖，推土机集渣，由自卸汽车运输至弃渣场弃渣。石方开挖采用自上而下分层分梯段开挖方式，采用4L-20/8空压机供风，YT28气腿式风钻钻孔，人工装药，毫秒非电雷管预裂爆破，采用马力推土机集料，1.0~1.6m³反铲挖装 10~15t 自卸汽车至弃渣场。坝基开挖，需采用风钻钻孔，周边预裂，可采用底部预留保护层或开挖后立即喷混凝土保护基础面方式，出渣采用 1.0~1.6m³反铲挖装10~15t自卸汽车至弃渣场。

10.1.2 帷幕灌浆和固结灌浆

在河床坝基岩体和两岸岸坡段，都有一个透水带，因此会出现坝基泄漏和绕坝泄漏的问题。在设计中，要对其采取防渗帷幕进行防渗处理。在坝基的底部，要设置2.0 m厚C25混凝土基座，为坝体的施工提供一个平坦的工作面，与此同时，还要兼做帷幕灌浆盖板。当坝基混凝土养护强度达到设计要求后，即可进行帷幕灌浆，帷幕灌浆采用地质钻机造孔，采用孔口封闭，BW-250/50 灌浆泵自上而下分段灌浆。

由于基岩整体性较差，需通过固结灌浆提高基岩整体性和强度，降低其防渗性。粉砂质页岩岩质软弱，风化速度快，开挖后应立即采取保护措施。固结注浆孔通常设置在高应力区、高应力节理、断裂发育区等区域。为改善基岩的弹性模量、抗渗性及力学性能，采用浅孔低压灌注法灌入水泥浆。固结灌浆孔的孔距、排距可采3m~4m，本次设计4m。固结灌浆深度应根据坝高和开挖以后的地质条件确定，可采用5m~8m；局部地区及坝基应力较大的高坝基础，必要时可适当加深，帷幕上游区宜根据帷幕深度采用8m~15m。钻孔方向垂直于基岩面。当存在裂隙时，为了提高灌浆效果，钻孔方向尽可能正交于主要裂隙面，但倾角不能太大。

10.2 监测设计

水坝的安全与人民的生命和财产息息相关，所以很有必要采取现代的安全监测手段。大坝安全监测是通过仪器观测和人工的现场检查监视，对大坝坝体、坝肩、近坝区岸坡及坝周围环境所作的测量及观察，通过合理的计算和分析对工程的工作状态进行评估，对工程未来性态进行预报，以确保工程的安全，兼顾有改进工程设计、提高施工技术、进行科学研究等作用^[26]。

本设计监测项目主要包括：渗流监测、应力监测、变形监测。

10.2.1 变形监测

大坝变形主要考虑表面位移、内部位移和整体位移。可以从位移、挠度、裂缝三个方面进行观测以达到对大坝变形的监测。

水平位移监测采用视准线法，坝两侧相对不变形处设置固定基点，坝体上布置测点，与坝体同步位移。两岸观测墩上方安装经纬仪，测定固定墩上安装站牌和强制对中设备。垂直位移监测采用沉降仪法，通过钢弦式传感器感知沉降产生的压力变化

挠度监测采用正垂线法，在坝顶布置垂线布置块监测内部垂线钢丝变化。

裂缝监测中，将位移传感器固定于裂缝两边测量其宽度，人工使用钢尺测量其长度，使用探地雷达测量其深度。

10.2.2 渗流检测

坝基部分主要在帷幕和排水孔下游侧设置监测点。坝体部分监测点数量较坝基少，在排水孔上下游各设监测点，且上游密。通过有压测压管监测坝体和坝基监测点的孔隙压力和扬压力。

在坝体的后坝面上布置有排水沟，用来导出地面径流。要事先分隔分区渗流，用导渗沟将渗流导渗于集中部位，防止泄洪和回水影响观测。

10.2.3 应力监测

在坝体内埋设一根应变片，测量各监测点处的混凝土变形，再根据其变形，利用弹性原理推算出其应力值。由于应变片容易测量，且又是通过测量水平、倾斜、垂直三个方向上的应力值，则可推算出测点的主应力值^[27]。

围岩应力方面，可对坝基、坝肩和溶洞进行了应力的监控，对坝踵、坝趾区及坝肩区的高边坡进行多点位移测量。

总结

将本设计计算所获得的相关数据与参考规范进行对比，所有主数据均符合要求，证明此设计结果合理，设计过程所使用规范包括《水利水电工程等级划分及洪水标准》(SL252-2017)、《水利水电工程设计洪水计算规范》(SLA4-2006)、《混凝土重力坝设计规范》(SL319-2018)、《水工建筑物荷载设计规范》(SL744-2016)、《水工混凝土结构设计规范》(SL191-2018)、《水电工程水工建筑物抗震设计规范》(NB35047-2015);《混凝土坝安全监测技术规范》(SL601-2013)等。

根据本设计得到死水位为 742.1m，死库容为 $9.14 \times 10^4 \text{m}^3$ ；设计洪水位为 751.77m，对应库容为 $160.701 \times 10^4 \text{m}^3$ ；校核洪水位为 752.63m，对应库容为 $182.77 \times 10^4 \text{m}^3$ 。非溢流坝顶高程为 753.22m，坝体底宽 28.52m，稳定分析和应力计算都满足要求。溢流坝段堰顶高程为 750.31m，坝底宽 31.46m，坝体泄流采用无闸门开敞式溢流，消能方式采用挑流消能方式，稳定分析、应力分析以及消能防冲都满足要求。设计坝体在满足相关规范的前提下，能达到预期的蓄水、供水等功能，在设计年限内能正常平稳运行。

参考文献

- [1] 四川蜀禹水利水电工程设计有限公司. 四川省南江县官房沟水库工程环境影响报告书（征求意见稿）[R]. 南江县, 2020.
- [2] 司政. 水利水电工程专业毕业设计指南[M]. 北京：中国电力出版社, 2013.9.
- [3] 四川省水利水电勘察设计院. 官房沟水库工程水土保持方案报告书（报批稿）[R]. 成都市, 2020.
- [4] Hunt, Allen Gerhard, Markus Egli, and Boris Faybishenko(eds.). Hydrogeology, Chemical Weathering, and Soil Formation[M]. Wiley, 2020.
- [5] 曹彭强. 渗流和不良地质条件对江河岸坡稳定性的影响[J]. 水运工程, 2020, (004): 104-108.
- [6] 四川赛思特科技有限责任公司. 四川省南江县官房沟水库工程场地地震安全性评价报告（川震审批 104 号）[R]. 南江县, 2013.
- [7] 张艺, 刘兰勤, 曹捷. 登封市水磨湾水库坝型比选方案研究[J]. 陕西水利, 2021(05): 205-206.
- [8] 四川省水利电力厅. 四川省中小流域暴雨洪水计算手册[S]. 1984.
- [9] 中华人民共和国水利部. 水利水电工程设计洪水计算规范(SL44-2006)[S]. 北京：中国水利水电出版社, 2006.
- [10] 四川省水利电力局水文总站. 四川省水文手册[S]. 1979.
- [11] 马翠丽, 张建, 万占伟. 水库泥沙淤积及其对工程运用的影响[J]. 河南水利与南水北调, 2017, No.310(04): 77-78+84.
- [12] 涂启华, 杨赟斐. 泥沙设计手册[M]. 中国水利水电出版社. 2006.
- [13] 中华人民共和国水利部. 水利工程水利计算规范 (SL104-2015)[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2015.
- [14] 顾圣平, 田富强, 徐得潜. 水资源规划及利用[M]. 北京：水利水电出版社, 2016.6.
- [15] 中华人民共和国水利部. 混凝土重力坝设计规范(SL319-2018)[S]. 北京：中国水利水电出版社, 2018.
- [16] 麦家煊. 水工建筑物[M]. 北京：清华大学出版社, 2005.
- [17] 程兴奇, 刘福臣, 李凌霄. 水工建筑物波浪要素计算探讨[J]. 长江科学院院报, 2009, 26(07): 21-24.

- [18]水利部水利水电规划设计总院. 水工设计手册: 第五卷混凝土坝[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2014.
- [19]中华人民共和国水利部. 水工建筑物荷载设计规范 (SL744-2016) [S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2016.
- [20]杨梦斐, 李兰, 李亚农, 等. 规范推荐的水库水温经验预测方法比选研究[J]. 水资源保护, 2011, 27(05): 55-58+105.
- [21]中华人民共和国水利部. 水利水电工程地质勘察规范 (GB50487-2008) [S]. 北京: 中国计划出版社, 2008.
- [22]李永明. 高重力坝岸坡坝段侧向稳定分析研究[J]. 云南水力发电, 2015, 31(01): 46-49.
- [23]闫志方, 贾云飞. 某水库重力坝岸坡坝段抗滑稳定分析及边坡开挖设计[J]. 广东水利水电, 2019, No.280(06):9-12.
- [24]中华人民共和国水利部. 溢洪道设计规范 (SL253-2018) [S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2018.
- [25]郭雪莽. 水利工程设计导论[M]. 北京: 中央广播电视大学出版社, 2005.
- [26]中华人民共和国水利部. 混凝土坝安全监测技术规范(SL601-2013)[S]. 北京:中国水利水电出版社, 2013.
- [27]Wei Liuchuang, Wei Ping, Yang Yabiao. Static Calculation and Analysis of Certain Gravity Dam[J]. Journal of Physics: Conference Series, 2020.

致谢

本设计是在霍苗老师的全程指导下完成。从最初的选题到最终定稿，霍老师都给予了耐心细致的指导。虽然经过了大学四年系统的专业知识学习，但在做本设计之初仍感到无从入手，幸得霍老师孜孜不倦地引导，才能在正确的方向上开展设计，并从重力坝实际工程设计的各个方面去完善我的设计内容。从老师对我们毕业设计进度的跟进和每一次设计的批注对都反映了老师对学生既严格要求，又悉心指导。霍老师在学位论文选题、研究方法、技术路线确定和论文撰写等诸多方面，都给予了详细而宝贵的指导意见。师者传道、授业、解惑也。师恩难忘，感谢我的指导老师。

我的指导老师也是我的班主任，几年来，老师兢兢业业、严谨治学、崇尚学术的精神无时无刻不在感染着我。很感谢我的老师能够给予我进入科研小组学习的机会，更感谢在我大二、大三迷茫时找到霍老师交谈时所给予我的宝贵意见和思想上的开导。

感谢水利水电学院各位老师的悉心栽培，老师们认真负责的态度和严谨的教学风格帮助我在专业知识上不断汲取养分。

感谢相伴四年的同窗，大家互帮互助，共同走完本科四年的青葱岁月。

最后，希望自己在今后的道路上坚持学校赋予我的川农精神，夯实自己的专业能力，砥砺前行，为行业和社会都做好自己分内本职工作。

附录

本附录主要包含两部分。

部分 A 为表格，包括不计水量损失年调节计算成果表、计入水量损失年调节计算成果表、设计洪水调洪计算成果表和校核洪水调洪计算成果表。

部分 B 为图纸，包括平面布置图、上下游立视图、非溢流坝段剖面图、溢流坝段剖面图、塔式进水口设计图和洞内消力池设计图。部分 B 不单独列出“附录 B”的标识。

附录 A

附表 A-1 不计水量损失年调节计算成果表

		天然来水		综合用水		多余或不足水量		弃水		时段末兴利库容蓄水量	出库总流量
时段		流量 (m ³ /s)	水量 (万 m ³)	流量 (m ³ /s)	水量 (万 m ³)	多余 (万 m ³)	不足 (万 m ³)	水量 (万 m ³)	流量 (m ³ /s)	(万 m ³)	量(m ³ /s)
丰水期	5	0.15	38.51	0.10	25.41	13.10		0.00	0.00	13.10	0.10
	6	0.23	61.56	0.10	25.41	36.15		0.00	0.00	49.25	0.10
	7	0.35	92.98	0.11	28.81	64.17		0.00	0.00	113.42	0.11
	8	0.22	56.97	0.10	25.81	31.16		27.36	0.10	117.22	0.20
	9	0.08	21.49	0.09	23.68		2.19			115.03	0.09
	10	0.02	6.09	0.08	21.86		15.77			99.26	0.08
枯水期	11	0.01	2.65	0.06	16.86		14.21			85.05	0.06
	12	0.01	2.74	0.06	16.86		14.12			70.93	0.06
	1	0.01	1.69	0.06	16.86		15.17			55.76	0.06
	2	0.01	2.61	0.08	19.86		17.25			38.51	0.08
	3	0.05	12.08	0.12	30.41		18.33			20.18	0.12
	4	0.04	11.23	0.12	31.41		20.18			0.00	0.12
合计		1.18	310.58	1.08	283.22	144.58	117.22	27.36	0.10		

附表 A-2 计入水量损失年调节计算成果表

时段		天然来水量(万 m ³)	未计入水量损失情况				水量损失		计入水量损失情况				
			用水量(万 m ³)	时段末水库蓄水量(万 m ³)	时段平均蓄水量(万 m ³)	时段内平均水面面积(万 m ²)	损失水量深度(m)	水量损失值(万 m ³)	毛用水量(万 m ³)	多余水量(万 m ³)	不足水量(万 m ³)	时段末水库蓄水量(万 m ³)	弃水量(万 m ³)
时期	月份			9.14								9.14	
丰水期	5	38.51	25.41	22.24	15.69	11.90	0.07	0.87	26.27	12.24		21.38	
	6	61.56	25.41	58.39	40.32	17.21	0.07	1.24	26.65	34.91		56.29	
	7	92.98	28.81	122.56	90.48	21.46	0.09	1.95	30.77	62.21		118.50	
	8	56.97	25.81	126.36	124.46	23.63	0.09	2.04	27.85	29.12		132.47	15.15
	9	21.49	23.68	124.17	125.27	23.68	0.07	1.56	25.24		3.75	128.72	
	10	6.09	21.86	108.40	116.29	23.15	0.05	1.10	22.96		16.87	111.84	
	11	2.65	16.86	94.19	101.30	22.17	0.03	0.69	17.54		14.90	96.95	
枯水期	12	2.74	16.86	80.07	87.13	21.24	0.02	0.46	17.32		14.58	82.36	
	1	1.69	16.86	64.90	72.49	20.61	0.02	0.50	17.36		15.67	66.69	
	2	2.61	19.86	47.65	56.28	18.58	0.02	0.43	20.29		17.68	49.01	
	3	12.08	30.41	29.32	38.49	17.04	0.04	0.64	31.04		18.97	30.04	
	4	11.23	31.41	9.14	19.23	12.75	0.06	0.72	32.13		20.90	9.14	
	合计	310.58	283.22					12.21	295.43		123.33		

附表 A-3 设计洪水调洪计算成果表

时间 t(h)	入库洪水流 量 Q(m³/s)	时段平均入库 流量 \bar{Q} (m³/s)	时段入库水 量(万 m³)	下泄流量 q(m³/s)	时段平均下泄流 量 \bar{q} (m³/s)	时段下泄水量 (万 m³)	时段内水库存水量 变化 ΔV (万 m³)	水库存水量 V(万 m³)	水库水 位 Z(m)
0.000	0.055			0.000				123.420	750.310
0.200	24.573	12.314	0.887	2.718	1.359	0.098	0.789	124.209	750.342
0.400	138.311	81.442	5.864	20.221	11.469	0.826	5.038	129.247	750.548
0.600	223.848	181.079	13.038	55.912	38.067	2.741	10.297	139.544	750.968
0.800	259.296	241.572	17.393	122.738	89.325	6.431	10.962	150.505	751.386
1.000	240.325	249.810	17.986	169.745	146.242	10.529	7.457	157.962	751.669
1.200	192.667	216.496	15.588	187.181	178.463	12.849	2.738	160.701	751.774
1.400	150.941	171.804	12.370	181.372	184.277	13.268	-0.898	159.803	751.739
1.600	120.591	135.766	9.775	164.595	172.984	12.455	-2.680	157.123	751.638
1.800	95.799	108.195	7.790	143.672	154.134	11.098	-3.308	153.816	751.512
2.000	77.064	86.432	6.223	122.403	133.038	9.579	-3.356	150.460	751.384
2.200	58.330	67.697	4.874	102.149	112.276	8.084	-3.210	147.250	751.262
2.400	46.768	52.549	3.784	83.872	93.010	6.697	-2.913	144.337	751.152
2.600	38.521	42.645	3.070	68.595	76.233	5.489	-2.418	141.919	751.060
2.800	30.274	34.397	2.477	57.017	62.806	4.522	-2.045	139.873	750.981
3.000	24.217	27.245	1.962	50.389	53.703	3.867	-1.905	137.968	750.903
3.200	20.265	22.241	1.601	44.186	47.288	3.405	-1.803	136.165	750.830
3.400	16.313	18.289	1.317	38.409	41.298	2.973	-1.657	134.508	750.762
3.600	12.848	14.581	1.050	33.140	35.774	2.576	-1.526	132.982	750.700
3.800	11.355	12.101	0.871	28.467	30.803	2.218	-1.347	131.636	750.645
4.000	9.861	10.608	0.764	24.474	26.470	1.906	-1.142	130.494	750.598
4.200	8.367	9.114	0.656	21.072	22.773	1.640	-0.983	129.510	750.558

时间 t(h)	入库洪水流 量 Q(m ³ /s)	时段平均入库 流量 \bar{Q} (m ³ /s)	时段入库水 量(万 m ³)	下泄流量 q(m ³ /s)	时段平均下泄流 量 \bar{q} (m ³ /s)	时段下泄水量 (万 m ³)	时段内水库存水量 变化 ΔV (万 m ³)	水库存水量 V(万 m ³)	水库水 位 Z(m)
4.400	6.874	7.621	0.549	18.100	19.586	1.410	-0.861	128.649	750.523
4.600	5.380	6.127	0.441	15.465	16.783	1.208	-0.767	127.882	750.492
4.800	3.887	4.633	0.334	13.085	14.275	1.028	-0.694	127.187	750.464
5.000	2.393	3.140	0.226	10.875	11.980	0.863	-0.637	126.551	750.438
5.200	0.899	1.646	0.119	8.837	9.856	0.710	-0.591	125.960	750.414
5.310	0.078	0.489	0.035	6.970	7.904	0.569	-0.534	125.426	750.392
0.000	0.055	12.314	0.887	0.000	1.359	0.098	0.789	123.420	750.310
0.200	24.573	0.370	0.027	2.718	2.463	0.177	-0.151	124.209	750.342

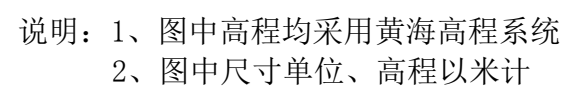
附表 A-4 校核洪水调洪计算成果表

时间 t(h)	入库洪水流量 $Q(m^3/s)$	时段平均入库 流量 $\bar{Q}(m^3/s)$	时段入库水 量(万 m^3)	下泄流量 $q(m^3/s)$	时段平均下泄流 量 $\bar{q} (m^3/s)$	时段下泄水量 (万 m^3)	时段内水库存水量 变化 $\Delta V(万 m^3)$	水库存水量 $V(万 m^3)$	水库水 位 Z(m)
0.000	0.055			0.000				123.420	750.310
0.100	17.211	8.633	0.311	1.022	0.511	0.018	0.292	123.712	750.322
0.200	54.403	35.807	1.289	5.098	3.060	0.110	1.179	124.891	750.370
0.300	170.479	112.441	4.048	17.675	11.386	0.410	3.638	128.529	750.518
0.400	286.459	228.469	8.225	42.485	30.080	1.083	7.142	135.671	750.810
0.500	375.871	331.165	11.922	89.356	65.921	2.373	9.549	145.220	751.185
0.600	438.968	407.420	14.667	154.296	121.826	4.386	10.281	155.501	751.576
0.700	470.924	454.946	16.378	215.586	184.941	6.658	9.720	165.222	751.945
0.800	477.107	474.016	17.065	283.625	249.606	8.986	8.079	173.300	752.260
0.900	457.022	467.064	16.814	334.137	308.881	11.120	5.695	178.995	752.483
1.000	407.794	432.408	15.567	361.100	347.619	12.514	3.052	182.047	752.601
1.100	361.307	384.551	13.844	367.668	364.384	13.118	0.726	182.773	752.631
1.200	316.906	339.106	12.208	359.745	363.707	13.093	-0.886	181.888	752.596
1.300	278.074	297.490	10.710	342.530	351.138	12.641	-1.931	179.956	752.520
1.400	247.881	262.977	9.467	320.779	331.655	11.940	-2.472	177.484	752.424
1.500	217.687	232.784	8.380	296.540	308.660	11.112	-2.732	174.753	752.317
1.600	189.713	203.700	7.333	270.931	283.736	10.214	-2.881	171.871	752.204
1.700	171.075	180.394	6.494	246.014	258.473	9.305	-2.811	169.060	752.094
1.800	152.437	161.756	5.823	223.392	234.703	8.449	-2.626	166.434	751.992
1.900	133.800	143.119	5.152	206.949	215.171	7.746	-2.594	163.841	751.893

时间 t(h)	入库洪水流量 $Q(m^3/s)$	时段平均入库 流量 $\bar{Q}(m^3/s)$	时段入库水 量(万 m^3)	下泄流量 $q(m^3/s)$	时段平均下泄流 量 \bar{q} (m^3/s)	时段下泄水量 (万 m^3)	时段内水库存水量 变化 ΔV (万 m^3)	水库存水量 V (万 m^3)	水库水 位 $Z(m)$
2.000	115.162	124.481	4.481	190.172	198.561	7.148	-2.667	161.174	751.792
2.100	96.608	105.885	3.812	172.898	181.535	6.535	-2.723	158.450	751.688
2.200	88.403	92.505	3.330	156.455	164.677	5.928	-2.598	155.852	751.589
2.300	80.198	84.301	3.035	141.837	149.146	5.369	-2.334	153.518	751.501
2.400	71.994	76.096	2.739	128.385	135.111	4.864	-2.125	151.393	751.420
2.500	63.789	67.891	2.444	110.452	119.419	4.299	-1.855	149.538	751.312
2.600	55.585	59.687	2.149	105.636	108.044	3.890	-1.741	147.797	751.283
2.700	47.893	51.739	1.863	94.668	100.152	3.605	-1.743	146.054	751.217
2.800	43.961	45.927	1.653	84.703	89.686	3.229	-1.575	144.479	751.157
2.900	40.030	41.996	1.512	76.066	80.385	2.894	-1.382	143.097	751.105
3.000	36.098	38.064	1.370	68.260	72.163	2.598	-1.228	141.869	751.058
3.100	32.167	34.133	1.229	61.286	64.773	2.332	-1.103	140.766	751.016
3.200	28.236	30.201	1.087	56.504	58.895	2.120	-1.033	139.733	750.975
3.300	24.304	26.270	0.946	52.936	54.720	1.970	-1.024	138.709	750.933
3.400	22.760	23.532	0.847	49.539	51.237	1.845	-0.997	137.712	750.893
3.500	21.274	22.017	0.793	46.308	47.923	1.725	-0.933	136.779	750.855
3.600	19.788	20.531	0.739	43.248	44.778	1.612	-0.873	135.906	750.819
3.700	18.302	19.045	0.686	40.447	41.847	1.507	-0.821	135.086	750.786
3.800	16.816	17.559	0.632	37.730	39.088	1.407	-0.775	134.310	750.754
3.900	15.330	16.073	0.579	35.178	36.454	1.312	-0.734	133.577	750.724
4.000	13.844	14.587	0.525	32.798	33.988	1.224	-0.698	132.878	750.696
4.100	12.359	13.101	0.472	30.505	31.651	1.139	-0.668	132.211	750.669
4.200	10.873	11.616	0.418	28.213	29.359	1.057	-0.639	131.572	750.642
4.300	9.387	10.130	0.365	26.087	27.150	0.977	-0.613	130.959	750.617
4.400	7.901	8.644	0.311	24.048	25.067	0.902	-0.591	130.368	750.593
4.500	6.415	7.158	0.258	22.093	23.071	0.831	-0.573	129.795	750.570
4.600	4.929	5.672	0.204	20.138	21.116	0.760	-0.556	129.239	750.547
4.700	3.443	4.186	0.151	18.271	19.204	0.691	-0.541	128.698	750.525

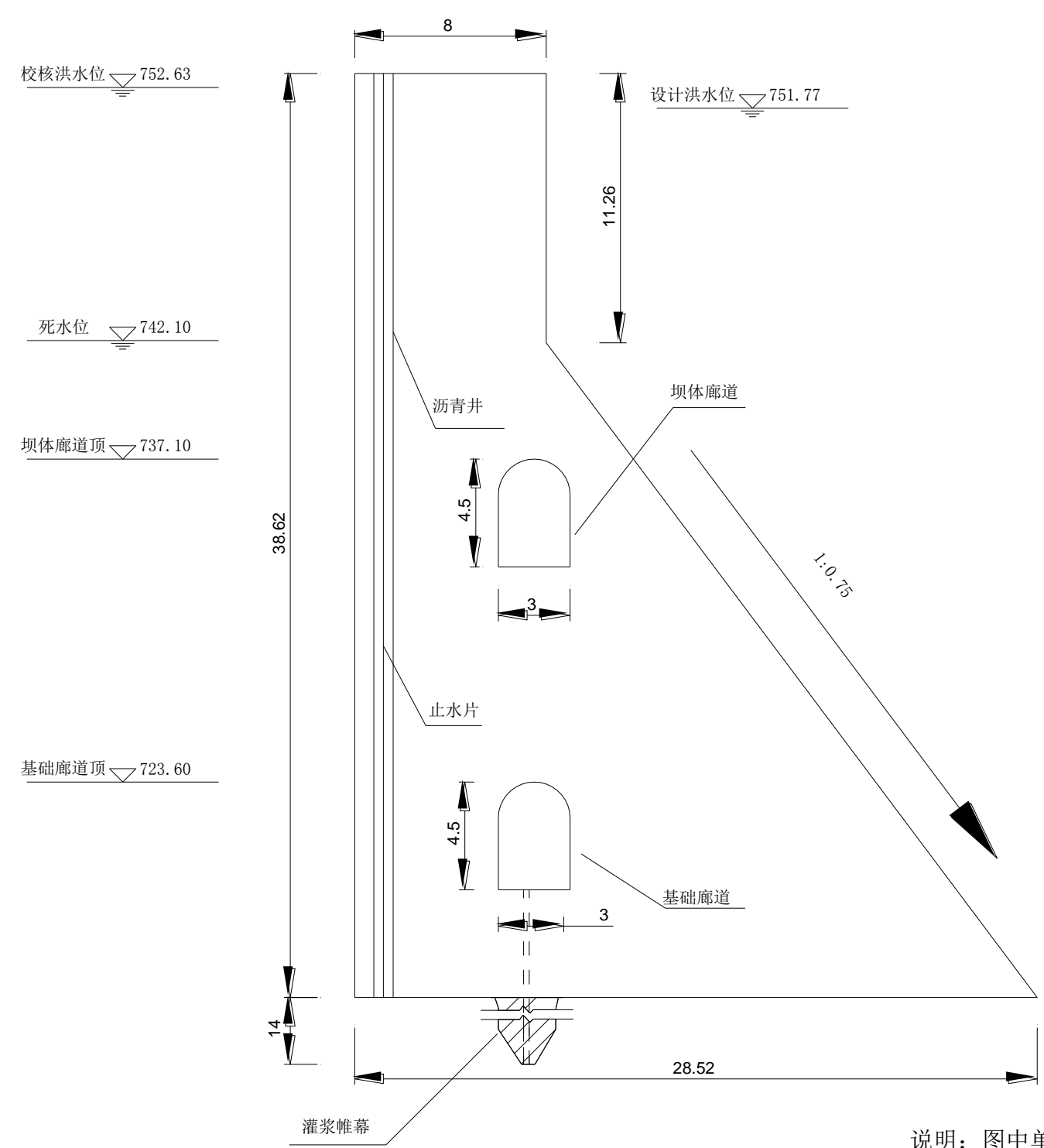
时间 t(h)	入库洪水流量 $Q(\text{m}^3/\text{s})$	时段平均入库 流量 $\bar{Q}(\text{m}^3/\text{s})$	时段入库水 量(万 m^3)	下泄流量 $q(\text{m}^3/\text{s})$	时段平均下泄流 量 $\bar{q}(\text{m}^3/\text{s})$	时段下泄水量 (万 m^3)	时段内水库存水量 变化 $\Delta V(\text{万 } \text{m}^3)$	水库存水量 $V(\text{万 } \text{m}^3)$	水库水 位 Z(m)
4.800	1.957	2.700	0.097	16.487	17.379	0.626	-0.528	128.170	750.504

1:1000



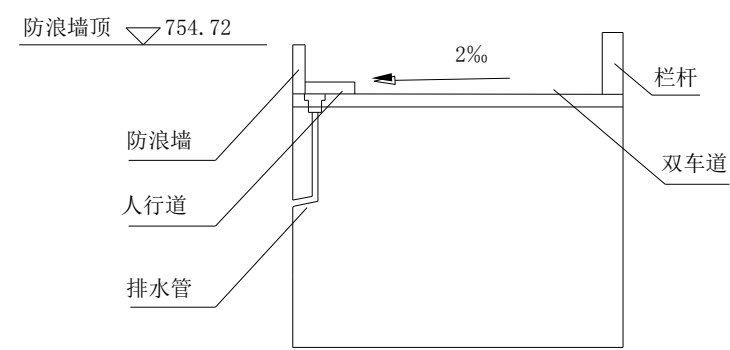
毕业设计单位	水利水电学院			专业	水利水电工程
图名	平面布置图				
班级	水电6班	姓名	张鑫沁	学号	201902671
指导教师	霍苗	图纸编号	1/6	设计日期	2023. 4. 28

非溢流坝段剖面图
1:200

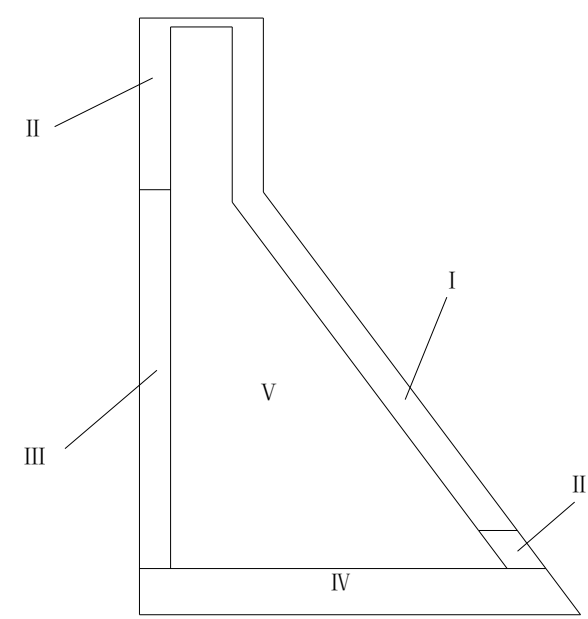


说明：图中单位均以米计

非溢流坝段坝顶构造
1:150

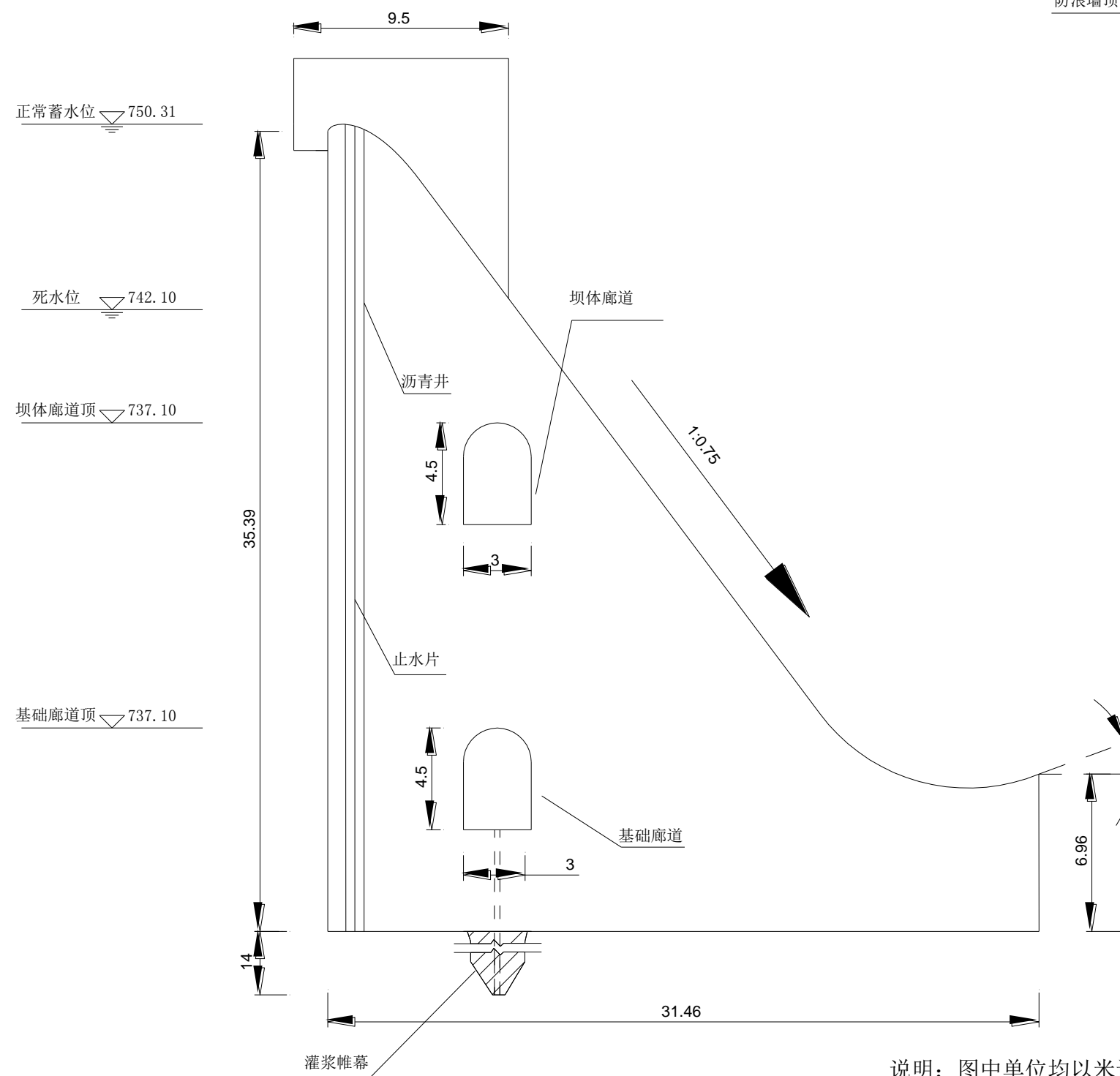


非溢流坝段混凝土分区
1:400

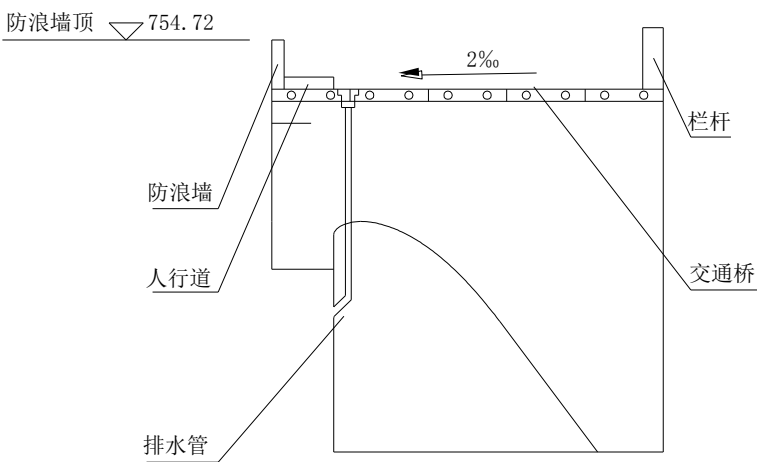


毕业设计单位	水利水电学院			专业	水利水电工程
图名	非溢流坝段剖面图				
班级	水电6班	姓名	张鑫淞	学号	201902671
指导教师	霍苗	图纸编号	3/6	设计日期	2023. 4. 25

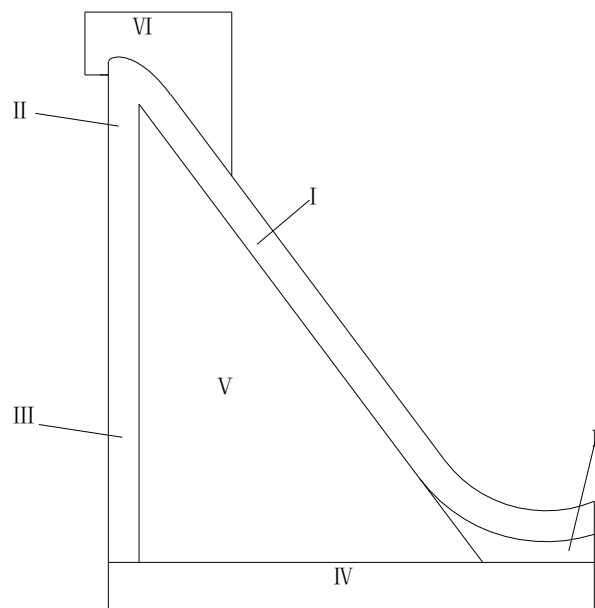
溢流坝段剖面图
1:200



溢流坝段坝顶构造
1:150



溢流坝段混凝土分区
1:400

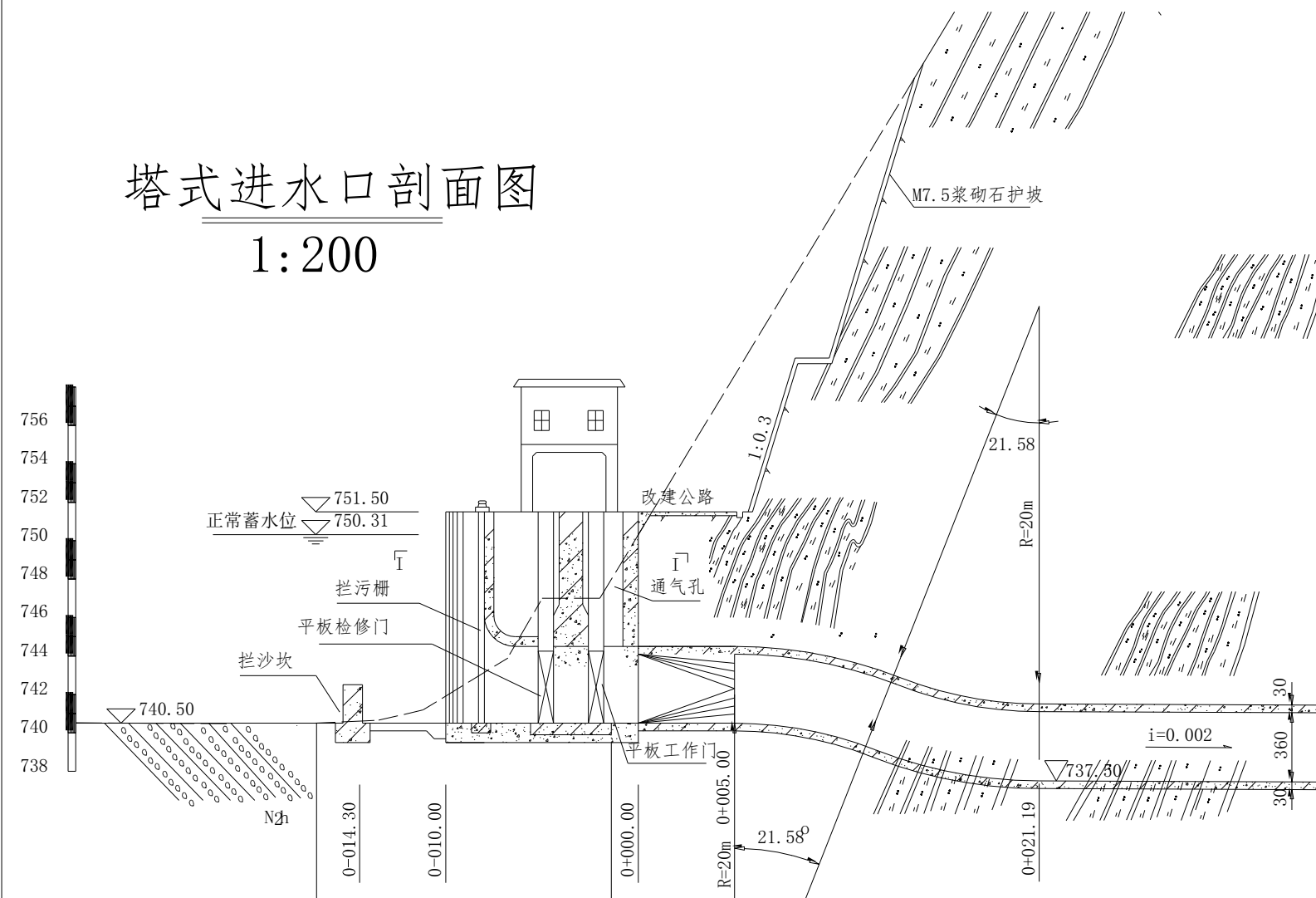


说明：图中单位均以米计

毕业设计单位	水利水电学院			专业	水利水电工程
图名	溢流坝段剖面图				
班级	水电6班	姓名	张鑫淞	学号	201902671
指导教师	霍苗	图纸编号	4/6	设计日期	2023. 4. 25

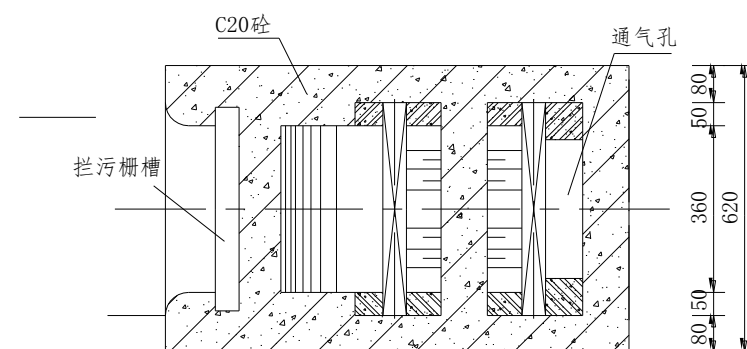
塔式进水口剖面图

1:200



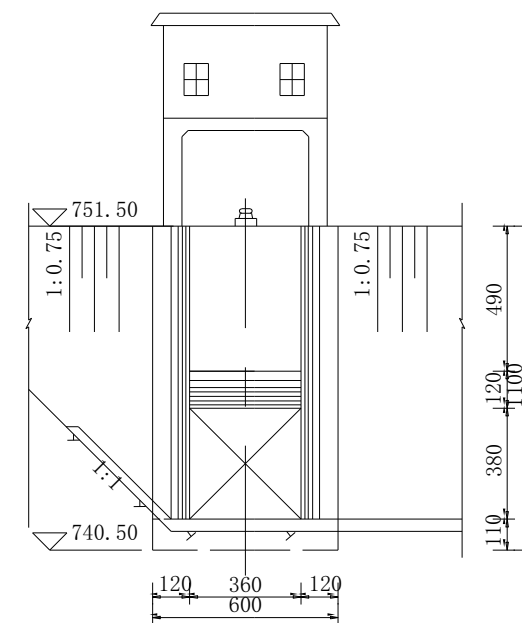
I—I

1:100



上游立视图

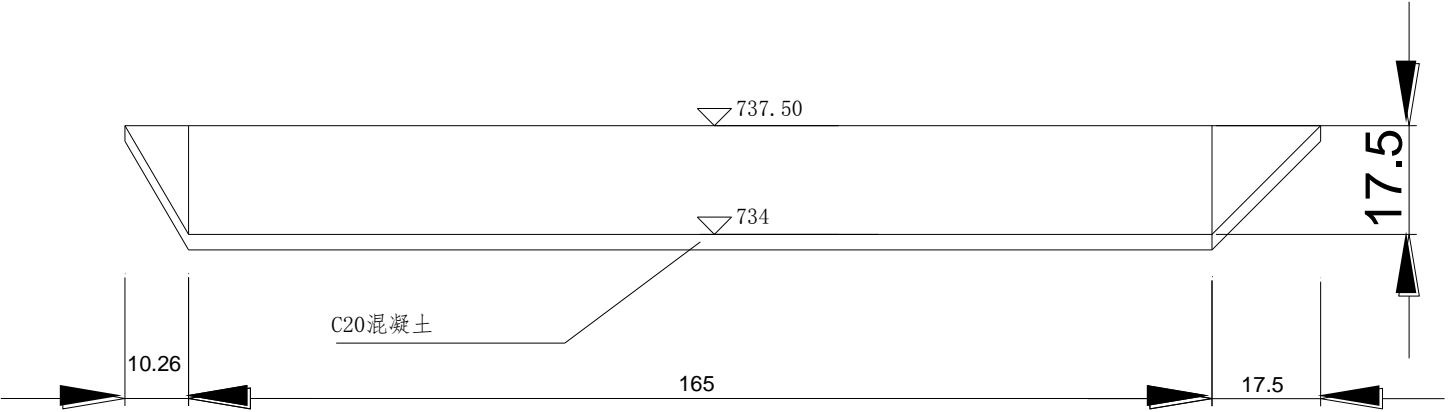
1:100



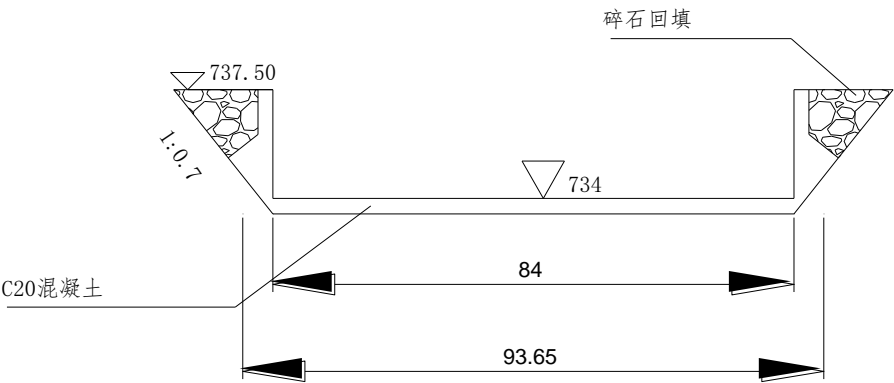
说明: 图中高程以米计, 其余尺寸以厘米计。

毕业设计单位	水利水电学院			专业	水利水电工程
图名	岸塔式进水口设计图				
班级	水电6班	姓名	张鑫淞	学号	201902671
指导教师	霍苗	图纸编号	5/6	设计日期	2023. 4. 22

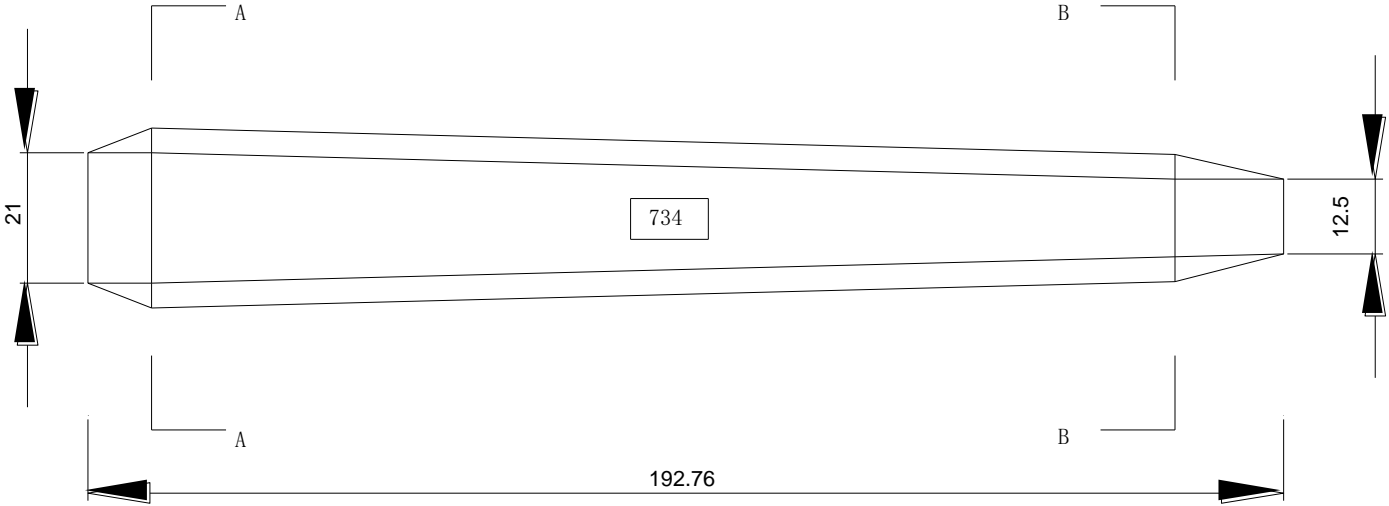
洞内消力池侧视图
1:20



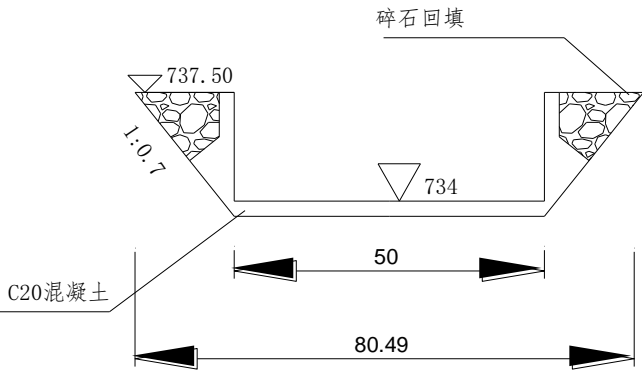
A-A
1:5



洞内消力池俯视图
1:20



B-B
1:5



说明: 图中高程以米计, 其余尺寸以厘米计。

毕业设计单位	水利水电学院			专业	水利水电工程
图名	洞内消力池设计图				
班级	水电6班	姓名	张鑫淦	学号	201902671
指导教师	霍苗	图纸编号	6/6	设计日期	2023. 4. 22