

前 言

转眼间四年的大学生活即将结束，回味四年的大学生活。在这四年里我们学习了许多关于水利水电工程相关的知识，然而为了进一步巩固四年来所学的理论知识，加深自己对理论知识的理解，为我们在以后的工作生活奠定基础，我们按学校要求开始做这次毕业设计。为了做好这份设计，就需要我们能全面了解一份设计的基本步骤以及工程的基本建设程序，这就必然要求我们去复习以前学过的相关知识，而且还要学习一些关于工程中的新的知识。而且还要结合毕业实习时的自身经历，运用所学知识具体分析施工现场可能面临的问题并给予解决，另外必须对设计基本资料及相关规范进行全面的、有重点的了解，才能按时、保质保量地完成本次设计任务。

本次设计包括以下方面内容：重力坝坝体型式及稳定计算、溢流坝及消能工优化设计、细部构造，绘图、整理资料、撰写说明书。通过这次毕业设计使我发现自己在之前的学习中有很多的不足之处，而这些不足之处在完成设计的过程中渐渐暴露出来，所幸在指导老师的帮助下这些问题得以完善，而且在做设计的过程中自己运用知识和全面考虑问题的能力方面有很大的提高，并且这一次设计使我进一步巩固了自己专业知识，使自己的专业素质有了一定程度的提高。

目前重力坝在我国已经得到普遍的应用。它是在水压力及其他荷载作用下，主要依靠自重产生的抗滑力来满足稳定要求；同时依靠坝体自重产生的压应力来减小库水压力所引起的上游坝面拉应力以满足强度要求。重力坝的基本剖面成三角形，上游面陡下游面较缓。筑坝材料为混凝土或浆砌石。坝轴线通常呈直线，有时为适应地形地址条件，或为枢纽需要也可布置成折线或拱向上游的拱型，若岸边岩基较陡，再将横缝灌浆连成整体，以防侧向滑动破坏。我国大部分的重力坝建在基岩上，可承受较大的应力，还可利用坝体混凝土与岩基之间的凝聚力，提高坝体的抗滑稳定安全度。而在重力坝中，浆砌石重力坝在我国具有悠久的历史，并且有一套成熟的施工工艺。浆砌石重力坝有就地取材、节约钢材、木材、水泥，水化热低，温控措施简单，坝顶可以泄流，施工期允许坝体过水，施工技术易于掌握，工期安排灵活的优点。缺点是施工机械化较困难，施工速度较慢，使用劳力较多，施工质量容易波动。近年来随着新型筑坝材料及筑坝工艺的发展，由于浆砌石重力坝在施工质量和速度上的不足，在大型水库使用甚少，但是在中小工程中仍具有广泛的应用前景。砼砌石重力坝与浆砌石重力坝的不同之处是把胶结材料由砂浆改为细石砼，采用振捣器进行振捣，坝体的密实度、容重容易控制，从而保证施工质量，同时，由于施工作业面相对平整，可适当增加机械化作业，提高施工速度。

目 录

摘 要.....	I
ABSTRACT.....	II
第 1 章 基本资料.....	1
1.1 流域概况.....	1
1.1.1 自然地理概况.....	1
1.1.2 人类活动概况.....	2
1.2 水文资料.....	2
1.2.1 测站情况.....	2
1.2.2 径流.....	2
1.2.3 洪水.....	3
1.2.4 泥沙.....	5
1.3 气象资料.....	6
1.3.1 降水.....	6
1.3.2 气温.....	6
1.3.3 相对湿度.....	6
1.3.4 风向风速.....	6
1.3.5 水面蒸发.....	6
1.4 工程地质.....	7
1.4.1 坝址地质条件.....	7
1.4.2 岩石物理力学性质.....	8
1.4.3 地震.....	8
1.5 建筑材料.....	9
1.6 交通条件.....	9
1.7 工程特性.....	9
1.8 价格资料.....	11
1.9 其它.....	11
第 2 章 非溢流坝段设计.....	12
2.1 坝轴线、坝型确定.....	12
2.2 确定工程等级.....	12
2.3 剖面设计.....	13

2.3.1 剖面设计原则	13
2.3.2 基本剖面	13
2.3.3 实用剖面	13
2.3.4 坝顶高程的确定	13
2.3.5 建基面高程、开挖深度和坝高的确定	17
2.3.6 坝顶和坝底宽度确定	17
2.3.7 坝基防渗和排水设施确定	18
2.4 初步拟定非溢流坝段剖面图	18
第3章 非溢流坝段荷载分析	19
3.1 坝体荷载计算	20
3.1.1 坝体自重 W	20
3.1.2 静水压力	20
3.1.3 扬压力	21
3.1.4 淤沙压力	22
3.1.5 浪压力	22
3.1.6 其他荷载	23
3.2 抗滑稳定分析	23
3.3 应力分析	25
第4章 溢流坝段设计	27
4.1 泄水建筑物型式的选择	27
4.2 溢流坝孔口设计	27
4.2.1 洪水标准确定	27
4.2.2 设计流量确定	27
4.2.3 单宽流量选择	28
4.2.4 孔口净宽拟定	28
4.2.5 溢流坝段总长度	28
4.3. WES 实用堰与挑流消能组合	28
4.3.1 堰顶高程确定	28
4.3.2 闸门高度确定	30
4.3.3 定型设计水头确定	30
4.3.4 泄流能力校核	30
4.3.5 WES 堰面曲线设计	32

4.3.6 反弧段设计	33
4.3.7 水舌挑距 L 估算	34
4.3.8 最大冲坑水垫厚度 t_k 估算	35
4.3.9 溢流坝段安全验证	35
4.3.10 水面线确定	36
4.3.11 溢流坝段造价估算	37
4.4 WES 实用堰与底流消能组合	38
4.4.1 WES 实用堰设计	38
4.4.2 消能池深度 S 确定	38
4.4.3 消能池长度 L_k 确定	41
4.4.4 反弧段半径 R 确定	41
4.4.5 海漫设计	41
4.4.6 水面线的确定	41
4.4.7 溢流坝段造价估算	43
4.5 宽顶堰与底流消能组合	44
4.5.1 宽顶堰的各参数	44
4.5.2 堰顶高程	45
4.5.3 宽顶堰宽度	46
4.5.4 校核	46
4.5.5 消能池深度 S 确定	46
4.5.6 消能池长度 L_k 确定	48
4.5.7 海漫设计	48
4.5.8 水面线的确定	49
4.5.9 溢流坝段造价估算	50
4.6 溢流坝比选	51
第 5 章 细部设计	52
5.1 坝体分缝	52
5.2 坝体止水	52
5.3 坝体排水	53
5.4 廊道系统	53
5.5 坝顶构造	53

5.6 大坝混凝土的分区	54
第 6 章 工程概算	55
6.1 坝体混凝土	55
6.2 土石方开挖	55
6.3 块石回填	55
6.4 单价分析	56
6.5 工程造价计算成果	60
第 7 章 结论与展望	61
致谢	62
参考文献	63

摘 要

姚家河水电站为姚家河流域 7 个梯级电站中上游二级赵家坪电站与三级巴山电站之间，初拟坝址位于重庆市城口县龙田乡蹇家湾处，距上游城口县城约 11km。初设为坝后式电站，开发任务为单一发电，无防洪、航运、供水、灌溉等综合利用要求。

本设计主要任务：针对上坝址重力坝的溢流坝及消能方式的优化进行研究，主要内容包括五个部分：大坝枢纽平面布置；坝体剖面设计；溢流坝的优化设计；消能工的优化设计；坝体细部构造设计。其中，对坝体溢流坝和消能工的形式作了较为详细水利经济计算、比较，设计出本方案坝轴线长 96m，溢流坝段长 46m，轴线从左岸至右岸建筑依次为：非溢流坝、溢流坝、非溢流坝。

关键词：重力坝，枢纽平面布置，溢流坝优化，消能工优化，细部构造

ABSTRACT

Yao River Hydropower Chao Jia Ping Power Station seven cascade hydropower stations in the Yao River basin upstream two and three Bashan power plant, initially proposed dam site is located in Chongqing City, the mouth County, Long Tin Jian Chichiawan, at about 11km from the upper reaches of the city port county. Early set to the dam toe power station development tasks into a single power generation, flood control, navigation, water supply, irrigation and other utilization requirements.

The main task of the design: the optimization of the gravity dam's spillway on the dam site and the energy dissipation mainly includes five parts: the layout of the dam project; the design of the dam section; optimization design of the spillway; consumer Energy optimization of design; dam detailed structural design. Made a more detailed water economic calculations which, in the form of the dam spillway and energy dissipator design the program of the dam axis 96m 46m Spillway long axis from the left bank to right bank building in order to: non-spillway, spillway, spillway.

Keywords: gravity dam, the hub layout spillway optimization, optimization of energy dissipator detailed structure

第 1 章 基本资料

姚家河水电站为姚家河流域 7 个梯级电站中上游二级赵家坪电站与三级巴山电站之间，初拟坝址位于重庆市城口县龙田乡蹇家湾处，距上游城口县城约 11km。初设为坝后式电站，开发任务为单一发电，无防洪、航运、供水、灌溉等综合利用要求。

1.1 流域概况

1.1.1 自然地理概况

姚家河流域位于川陕交界地带的大巴山，是汉江上游最大的一条支流，发源于重庆市城口县大巴山南麓的大燕山一字梁一带，沿着大巴山南麓，由东偏南流向西偏北，流经城口县的高望、修齐、城口县城、冉家坝和万源市的大竹河镇，穿过大巴山与米仓山的过渡带，进入陕西省紫阳县境内，流向由西北转为东北，经紫阳县的高滩、瓦房店后在紫阳县城西南注入汉江。整个流域呈带状狭长形，流域形状系数 0.17。地理位置界于东经 $107^{\circ}56' \sim 109^{\circ}17'$ ，北纬 $21^{\circ}42' \sim 32^{\circ}51'$ 之间。东面和北面与汉江支流岚河、大道河、洞河及汝河等流域接壤；南面是渠江水系州河支流前河和后河流域；西面与渠江支流通江流域和汉江支流牧马河水系的泾洋河流域毗邻。

流域内山峦起伏，峰高谷狭，地形复杂，海拔约在 270~2520m 之间。山脉走向与河流走向基本一致，流域内河溪众多，水系较为发育，河网密度大，河长 15km 以上的支流有 22 条。主要支流有畔河、坪坝河、渚河等；其中渚河是姚家河流域最大的支流，控制集雨面积 964km²。

姚家河干流总长 212km，河口以上集水面积 4893km²；干流河道平均比降 7.3‰，多年平均流量 122m³/s，水力资源理论蕴藏量 52.6 万 KW。姚家河干流现设有国家水文基本站点两个，即大竹河水文站、瓦房店水文站。拟建的姚家河电站地处重庆市城口县境内，坝址位于姚家河干流上城口县龙田乡，坝址以上集雨面积为 1549km²。

姚家河流域地处秦巴隆起区，岩层多属火山岩，岩石出露到处可见；流域内土层一般都比较薄，中上游植被尚可，但由于地势陡峭以及近年来人类活动加剧，每遇大暴雨洪水时，水土流失现象较为严重。

姚家河流域水力资源较丰富，根据流域自然地理条件和地区社会经济发展特点，以及它又是穿越两省一市，考虑到资源的合理利用，姚家河干流开发的任务，应以发电为主，兼顾防洪要求。国家电力公司西北勘测设计研究院于 1998 年 6 月所编制的“姚家河干流梯级开发规划报告”，干流分七个梯级电站，姚家河水电站位于干流中上游二

级赵家坪电站与三级巴山电站之间。

1.1.2 人类活动概况

姚家河干流中上游除巴山电站外，尚未开发其他水利工程，在支流上近年来相继兴建一些引水工程及小型水电站，对径流变化影响甚微，但流域内人类活动频繁，农垦相对发达，陆续修建各种等级的干支公路，在一定程度上加剧了水土流失。

1.2 水文资料

1.2.1 测站情况

姚家河干流中下流先后设有七里碥、大竹河、瓦房店、高滩四个水文站。七里碥站 1958 年 7 月由四川省水文总站设立，位于大竹镇上游约 3Km 处，控制集水面积 2487km^2 ，1958 年 7 月～1961 年 12 月实测水位、流量，1961 年施测过一年泥沙，1962 年起改为水文站；1967 年 1 月下迁 4.5km，改称大竹河水文站。大竹河水文站位于四川省万源市大竹镇七村草坝滩，地理坐标：东经 $108^{\circ}18'$ ，北纬 $32^{\circ}12'$ 。测验河段顺直长度约 200m，两岸为岩石，河床为沙卵石组成，断面形状“U”字型。基本断面上游 400m 处有一急滩，下游 200m 处有急滩和弯道。断面略有冲淤变化，高水测站控制良好。高程系统为假定基面，水准点固定无变动。大竹河水文站 1967 年 8 月开始施测流量至今，控制集水面积 2651km^2 。

1.2.2 径流

姚家河水电站坝处无实测径流资料。本次坝址年月径流系列主要依据本流域中下游大竹河和高滩(瓦房店)站实测资料进行推算，本阶段对大竹河站径流系列进行了插补延长。1959 年 1 月～1961 年 12 月由七里碥站实测月平均流量经面积比移用至大竹河站，建立大竹河站与瓦房店站同期(1981～2002 年，其中 1982～2002 年由高滩站径流面积比转化为瓦房店径流)实测月平均流量相关，相关点子呈密集带状分布，相关系数 $r=0.97$ ，相关方程 $Q_{\text{大}}=0.639Q_{\text{瓦}}+1.66$ ；以此由瓦房站实测流量插补出大竹河站 1962 年 1 月～1967 年 7 月以及 1983 年和 1988 年的年平均流量。经以上插补延长后，大竹河站有 1959 年～2002 年共计 44 年资料系列。

本流域径流主要由降水形成，径流的年际变化、年内分配与降水规律一致。根据大竹河站(依据站)1959 年～2002 年径流资料分析，多年平均流量 $67.1\text{m}^3/\text{s}$ ，折合年径流量 21.2 亿 m^3 ，径流深 798mm，径流模数 25.1。最丰年平均流量 $149\text{m}^3/\text{s}$ (1983 年)，最枯年平均流量 $28.4\text{m}^3/\text{s}$ (1999 年)，丰枯比为 5.25，与多年平均值之比分别为 2.24 和

0.43。受降水年份分配不均的影响，径流年内分配亦不均匀，主要集中在5~10月，径流量为16.8亿m³，占年径流总量的79.2%，以7月、9月最为集中，占年径流总量的33.4%。枯时期11月~次年4月，径流量4.4亿m³，占年径流总量的20.8%。

大竹河站1959~2002年共44年系列中出现了1964年、1974年、1979年、1983年等丰水年和1959年、1962年、1966年、1988年及1999年等枯水年。由该站年径流差积曲线分析，1979年~1983年为丰水年组，1984~1987年为平水震荡年组，1988~1999年为逐渐下降的枯水年组，系列中包含了一个较为完整的丰~平~枯水周期，丰、枯水年份数基本相当，表明流量的年际变化反映该站径流系列具有一定的代表性。

1.2.3 洪水

1.2.3.1 暴雨洪水特性

姚家河流域洪水主要由暴雨形成，依据大竹河站多年实测洪水资料统计分析，暴雨多发生在6~9月，洪水发生时间与流域暴雨相应，每年4月进入汛期，其中分夏汛、秋汛，大暴雨7月份发生次数最多，洪水也以7月最为集中，9月次之，8月份又常发生伏旱。一般6~7月因太平副热带高压西伸北上速度较快，与西北冷空气在本流域上空交缓，造成本流域一次较强的降水过程。加上地形的影响，暴雨的基本特点是多阵性暴雨，笼罩面积相对较小，强度较大，一次暴雨持续时间较短，造成的洪水峰型比较尖瘦，陡涨陡落，历时较短。8月份因西太平洋副热带高压长期滞留在本流域上空，长出现伏旱，天气闷热少雨，且气温高、蒸发量大。9~10月随着西北冷空气的加强，副热带高压开始缓慢冬移南退，冷暖空气再次在本流域上空交缓，常形成绵绵秋雨，其特点是笼罩面积广，降雨强度相对较小，持续时间长，造成的洪水峰型较胖，过程较为平缓，历时较长。

1.2.3.2 设计洪水

姚家河电站工程坝址、厂址处无实测洪水资料，本阶段根据上游已建羊耳坝水库、已审定的坪坝电站庙沱坝址设计洪水成果和下游大竹河水文站、瓦房店水文站以及南侧相邻流域渠江水系前河的土黄水文站频率分析法成果，进行地区综合分析，即采用洪水地区综合法推算姚家河水电站坝址各频率设计洪水，成果见表1.1。坝址多年平均流量41.0m³/s，多年平均径流量12.93亿m³。

表 1.1 坝址设计洪水计算成果表

均值	C _V	C _{S/C_V}	频 率(%)							
			0.2	0.5	1	2	3.33	5	10	20
1560	0.43	3.0	4550	4080	3740	3340	3090	2850	2450	2030

1.2.3.3 坝址断面水位流量关系曲线

坝址、厂址无实测水位～流量资料，本阶段采用水力学公式($Q=A \cdot R^{2/3} i^{1/2} / n$)推算水位～流量关系曲线。断面数据采用实测 1/500 地形图上选取坝址及下游断面，量算出断面数据。结合上游城口水文站及下游大竹河水文站实测资料，根据各河段的河床组成、河道控制等情况，河床糙率 n 选用 0.045～0.070(主槽与滩地分开选用不同的糙率进行计算)；比降采用在实测 1/500 坝区地形图上反复量算成果计算。其中，低水部分按同时间上游城口水文站实测流量资料推算出坝址控制，高水部分根据洪水调查水位控制。经计算求得坝址、厂址水位流量关系见表 1.2。由于受下游巴山水库洪水顶托影响，本水位流量为天然状况下的情况，未考虑巴山水库的影响；本工程坝下游及厂房的设计洪水位及校核洪水位的推求系采用巴山水库回水成果，各频率洪水成果见表 1.3。

表 1.2 坝址、厂房尾水水位流量关系表(单位 m^3/s)

坝 址		厂 房	
水位	流量	水位	流量
674.5	0.00	672.0	0.000
675.0	0.256	672.5	0.765
675.5	10.6	673.0	8.75
676.0	33.6	673.5	22.9
676.5	73.3	674.0	36.7
677.0	129	674.5	56.8
678.0	269	675.0	89.2
679.0	442	675.5	131
680.0	645	676.0	184
681.0	866	677.0	314
682.0	1100	678.0	481
683.0	1370	679.0	681
684.0	1670	680.0	912
685.0	1980	682.0	1570
686.0	2330	684.0	2410
687.0	2730	686.0	2810
688.0	3100	688.0	3530
690.0	4310	690.0	4170
692.0	5780	692.0	5010

表 1.3 姚家河水电站各方案各频率水位表(单位 m^3/s)

项目 频 率	上坝方案		下坝方案	
	上坝址下游	上厂房	下坝址下游	下厂房尾水
$P=3.33\%$	689.86	689.19	688.37	687.52
$P=2.0\%$	690.56	689.97	689.16	688.31
$P=1.0\%$	691.31	690.97	690.16	689.31
$P=0.5\%$	691.91	691.65	691.12	690.27

特殊水位及流量：姚家河水电站工程上下坝址处特征水位见表 1.4、表 1.5。

表 1.4 特征水位及下泄流量表

项 目	单 位	上坝址	下坝址	说 明
上游校核洪水位($P=0.5\%$)	m	718.00	717.90	
上游设计洪水位($P=2\%$)	m	716.15	716.11	
正常蓄水位	m	716.00	716.00	
死水位	m	712.00	712.00	
下游校核洪水位	m	691.91	691.12	
下游设计洪水位	m	690.56	689.16	
泄洪流量($P=0.5\%$)	m^3/s	1660	1670	
泄洪流量($P=2\%$)	m^3/s	1290	1320	
泄洪流量($P=5\%$)	m^3/s	850	840	

1.2.4 泥沙

姚家河流域中上游地处大巴山腹地，天然植被覆盖良好，但地层破碎、山高谷深，坡陡土薄，阶地较发育，河边两岸坡耕地较多，土质松软，支离破碎，地表抗冲性差，透水性较强，风化严重，流域内降水多，强度大，易造成表层岩层及土壤滑动，水土流失较为严重。近年来由于人类活动的增多，陡坡种植，毁林开荒，沿河两岸修路开矿，造成流域内水土流失现象加重，因此，本流域泥沙来源于降水侵蚀和人类活动造成水土流失。

坝址多年平均悬移质年输沙量 130 万 t，输沙量年内分配不均，主要集中汛期(6~9)，占全年输沙量的 84.8%，其中 7 月份占全年的 39.1%；多年平均推移质入库沙量 23.9 万 t，水库泥沙淤积容重 $0.7t/m^3$ ，内摩擦角 $6\sim7^\circ$ 。泥沙淤积高程 $H_{淤}=687m$ 。骞家湾水库泥沙特征值见表 1.6。

表 1.6 水库泥沙特征值表

名 称	项 目	单 位	数 量
1、悬移质	多年平均流量	m^3/s	41.0
	年平均含沙量	kg/m^3	1.02
	年平均输沙率	kg/s	41.82
	年平均输沙量	10^4t	130
	年平均输沙模数	t/km^2	841
2、推移质	年平均输沙量	10^4t	23.9
3、泥沙总量	(悬移质+推移质)	10^4t	154

1.3 气象资料

姚家河流域中上游地处大巴山暴雨区，受东南和西南季风的影响，属北亚热带湿润季风气候区，气候温和，雨量充沛，日照充足，四季分明。冬季在极地大陆干冷气团控制下，雨量稀少，形成冬干天气，有时延至初春；春天气温回升快，春末夏初温暖湿润的海洋气团北移带来大量降水；盛夏副热带高压西北伸进，也往往影响这一带，形成连晴高温少雨的伏旱天气，但若遇降水，也常会形成大洪水；入秋以后副高退出本地区，极锋南旋，受山脉阻滞，处于半静止状态，冷暖气团交而形成绵绵球雨。

1.3.1 降水

坝区降水据城口县气象站资料统计，其多年平均降水量为 1245.6mm，年降水量变化在 2012.8mm~829.2mm，降水年际变化大，最大年份为最小年份的 2.4 倍。实测最大日降水量 138.0mm(1963 年 8 月 23 日)，最大月降水量 566.2mm(1982 年 7 月)，测最大日降量 138.0mm(1963 年 8 月 23 日)，最大月降水量 566.2mm(1982 年 7 月)，最小月降水量 0.6mm(1996 年 12 月)。

1.3.2 气温

坝区气温系由城口县气象站实测资料进行统计，多年平均气温 13.7℃，最高月平均气温 24.1℃(7 月)，最低月平均气温 2.6℃(1 月)，多年平均最高气温 19.5℃，多年平均最低气温 9.9℃，极端最高气温 39.3℃(1995 年 9 月 6 日)，极端最低气温-13.2℃(1977 年 1 月 30 日)。

1.3.3 相对湿度

根据城口县气象站实测资料统计，多年平均相对湿度 78%，以 9、10 两月平均相对湿度最大，达 83%；2、3、4 三个月平均相对湿度最小，为 74%；实测最小相对湿度为 5%，发生在 1999 年 2 月 3 日。

1.3.4 风向风速

根据城口气象站 1974~2002 年实测资料统计，多年平均风速为 1.4m/s，全年 NA 风向占优势，极端瞬时最大风速 19m/s，多年平均最大风速 12.7m/s，风向与坝轴线法向的夹角 $\alpha \approx 15^\circ$ 。

1.3.5 水面蒸发

根据城口县 20cm 口径蒸发皿实测资料统计，并借用重庆蒸发实验站相应月份水面

蒸发折算系数,换算成水面 蒸发量,其 1971~2002 年多年平均水面蒸发量为 618.1mm。年内各月平均蒸发量以 8 月最大,为 98.0mm; 1 月最小,仅为 18.5mm。

1.4 工程地质

1.4.1 坝址地质条件

立项阶段在姚家河流域蹇家湾附近布置了两条坝址进行研究。上坝址位于蹇家湾上游约 400m 处,下坝址位于蹇家湾下游约 30m。上、下坝址工程地质特征见表 1.7。

表 1.7 坝址工程地质特征对比表

地质条件	上坝址	下坝址
地形	两岸坡面较平顺,坝肩山体宽且厚; 河谷剖面形态为对称的“V”型,正常蓄水位时谷宽 76.5m。	两岸坡面较平顺,坝肩山体宽且厚; 河谷剖面形态为基本对称的“U”型,正常蓄水位时谷宽 153.64m。
岩性	右岸、左岸及河床基岩为浅灰绿色夹紫红色凝灰质岩屑砂岩,为中硬岩,抗压、抗滑及抗变形性能良好。	左岸基岩为浅灰绿色凝灰质厚层状岩屑砂岩,右岸及河床基岩为浅灰绿色夹紫红色凝灰质岩屑砂岩,均为中硬岩,抗压、抗滑及抗变形性能良好。
构造及软弱结构面	位于谭家大梁背斜 SW 翼,岩层倾上游,倾角 38°~43°; 发育 4 组节理裂隙; 右岸 689m 高程以下有坡残积层。	位于谭家大梁背斜 SW 翼,岩层倾左岸偏上游,倾角 69°; 发育 3 组节理裂隙; 左岸 674~703m 高程有坡残积层。
水文地质	主要地下水为基岩裂隙水; 地下水对砼无侵蚀性。以岩体透水率不大于 5Lu 为标准,相对隔水层埋深河床段 30~35m,左右岸 35~40m。	主要地下水为基岩裂隙水; 地下水对砼无侵蚀性。以岩体透水率不大于 5Lu 为标准,相对隔水层埋深河床及左右岸 30~35m。
风化与卸荷	风化卸荷较浅,无断层,岸坡强卸荷带水平深度 12m,强卸荷与弱风化一致。	风化卸荷较浅,无断层,岸坡强卸荷带水平深度 13m,强卸荷与弱风化一致。
不良地质现象	无严重不良地质现象。	无严重不良地质现象。
抗滑稳定性	河床及坝基均有缓倾角裂隙发育,通过固结灌浆可以解决。	河床及坝基均有缓倾角裂隙发育,通过固结灌浆可以解决。
坝基压缩变形	河床坝基为浅灰绿色夹紫红色凝灰质岩屑砂岩,坝基不会因建坝而产生压缩变形。	河床坝基为浅灰绿色夹紫红色凝灰质岩屑砂岩,坝基不会因建坝而产生压缩变形。
适宜坝型	拱坝、重力坝	重力坝

在地形条件方面,上坝址河谷形态为对称的“V”型,下坝址河谷形态为基本对称的“U”型,在正常蓄水位 716.0m 高程时,上坝址河谷宽为 76.5m,下坝址河谷宽为 153.64m。

在岩性条件方面，上坝址主要由浅灰绿色夹紫红色凝灰质岩屑砂岩组成，岩石坚硬致密，抗风化能力强，河床覆盖层厚度不大，厚约 0.5~5.0m，成份为砂砾卵石夹砂、块石，两岸成坡积层，厚度小于 0.5m，右岸 689m 高程以下为坡崩积层，顺河长约 110m，最厚约 8m，成份为块石夹粘土。岩层走向 N7~45°W，倾向 SW，倾角 38~43°。下坝址岩性较上坝址复杂，左岸为浅灰绿色凝灰质厚层状岩屑砂岩，夹有板岩薄层，河床及右岸为浅灰绿色夹紫红色凝灰质岩屑砂岩及杂色凝灰质灰岩，岩体致密、坚硬、抗风化能力强。河床覆盖层厚度约 0.5~2m，成份为卵砾石及砂石。岩层走向 N52°W，倾 SW，倾角 69°，岩层倾向左岸偏上游。

在防渗条件、岩体构造、风化与卸荷、不良地质现象、抗滑稳定性、边坡稳定性、地基压缩变形等方面，上、下坝址条件基本相同。

综上所述，上、下坝址地形、地质条件相近，主要工程地质问题相同，二坝址均具有建坝的基本地质条件，但上坝址略优于下坝址。因此，综合地形、岩性、水文地质等众多影响因素，最终推荐上坝址为姚家河水电站选用坝址。

1.4.2 岩石物理力学性质

建议岩石物理力学指标见表 1.8。

表 1.8 坝址岩石物理力学参数建议值表

项目 岩性	抗剪断强度		摩擦系数	承载力	弹性模量	变形模量	泊松比	密度	比重
	f'	c' (MPa)							
凝灰质砂岩 (弱风化)	0.80~1	0.7~1	0.60	4.5~5	12~15	6~12	0.13	2.721	2.747
凝灰质砂岩 (微风化)	1~1.2	1~1.2	0.75	5~5.5	15~18	12~15	0.10	2.742	2.772

其余材料设计参数取值为：钢筋砼容重 $2.5t/m^3$ ，砼容重 $2.35t/m^3$ ，水容重 $1.0t/m^3$ ，砼弹模 $1.5 \times 10^4 MPa$ ，砼线膨胀系数 $9.1 \times 10^{-5}/^{\circ}C$ ，砼泊松比 0.167。

1.4.3 地震

按照《中国地震动参数区划图》(GB18306-2001)，结合工程位置及Ⅳ等小(1)型级别，工程地震设计烈度为Ⅵ度。根据《水工建筑物抗震设计规范》SL203-97 之规定，设计烈度为Ⅵ度时，可不进行抗震计算。

1.5 建筑材料

本阶段管庄子砂岩料场取了 7 组凝灰质砂岩岩样、砂卵石料场取了 1 组砂砾石料、荔枝坝灰岩料场取了 2 组灰岩岩样，根据中国水电顾问集团成都勘测设计院科研所 2006 年 11 月的检测结果，3 个料场碱活性试验指标及评价如下：

(1) 管庄子料场砂岩 3 个月砂浆膨胀率平均值为 0.019%，小于 0.05%，为非活性骨料(采用砂浆长度法检测)。

(2) 砂卵石料场砂砾石 3 个月砂浆膨胀率平均值为 0.018%，小于 0.05%，为非活性骨料(采用砂浆长度法检测)。

(3) 荔枝坝料场灰岩 3 个月砂浆膨胀率平均值为 0.019%，小于 0.1%，为非活性骨料(采用岩石柱法检测)。

1.6 交通条件

本工程对外交通方便，坝顶无重要交通要求。

1.7 工程特性

本工程特性见表 1.9。

表 1.9 姚家河水电站(上坝址)工程综合特性表

项 目	单 位	数 量	备 注
一、水文			
1、全流域面积	km ²	4893	
坝址以上面积	km ²	1549	
厂址以上面积	km ²	1549	
2、利用的水文系列年限	年	44	
3、多年平均年径流量	亿 m ³	12..65	
4、代表性流量			
多年平均流量	m ³ /s	40.1	
调查历史最大流量	m ³ /s	2790	
坝址设计洪水流量	m ³ /s	3340	P=2.0%
坝址校核洪水流量	m ³ /s	4080	P=0.5%
厂址设计洪水流量	m ³ /s	3160	P=3.33%
厂址校核洪水流量	m ³ /s	3790	P=1.0%
引用流量	m ³ /s	44	
施工导流：枯期流量	m ³ /s	316	
汛期流量	m ³ /s	2450	
消能设计洪水流量(P=3.33%)	m ³ /s	250	
5、泥沙			
多年平均悬移质年输沙量	万 t	130	
多年平均推移质年输沙量	万 t	23.9	

项 目	单 位	数 量	备 注
1、水库水位 校核洪水位 设计洪水位 正常蓄水位 死水位	m	718.00 716.15 716.00 712.00	
2、正常蓄水位时水库面积	万 m ²	56.05	
3、回水长度	km	7.903	
4、水库容积 总库容(校核洪水位以下库容) 正常蓄水位以下库容 调节库容 死库容	万 m ³	869 744 189 555	
5、水量利用系数	%	66.37	
6、调节性能	—	日调节	
三、下泄流量及相应下游水位			
1、坝址设计洪水时最大泄量 相应下游水位	m ³ /s	3340 690.56	
2、坝址校核洪水时最大泄量 相应下游水位	m ³ /s	4080 691.91	
3、厂址设计洪水流量 相应下游水位	m ³ /s	3160 689.19	
4、厂址校核洪水流量 相应下游水位	m ³ /s	3790 690.97	
5、满载发电流量 相应下游水位	m ³ /s	88.0 674.98	
6、发电最小流量 相应下游水位	m ³ /s	22.0 673.47	
四、发电效益指标			
装机容量 保证出力 多年平均发电量 年利用小时数	Mw Mw 万 kw.h h	26 1.9 7601 2923	
五、淹没损失			
1、淹没耕地 2、迁移人口 3、淹没区房屋 4、公路改线长度 5、输电线改线长度 6、工程永久占地	亩 户/人 m ² km km 亩	33.27 12/66 3943 3.6(乡村四级) 4 83.88	

1.8 价格资料

见表 1.10 至表 1.12。

表 1.10 建筑安装工程取费费率表

施工企业级别			其他 直接 费	间接费				计划 利润	税金
建筑 工程	枢 纽	国营二级企 业		土石方 工程	砌石 工程	混凝土 工程	灌浆 工程		
	渠 系	国营三级企 业	2	16	13	12	14	7	3.35
安装 工程	枢 纽	国营二级企 业	1.75	15	12	11	13	7	3.35
			2	110 (以人工费为取费基础)				7	3.35
	渠 系	国营三级企 业	1.75	90 (以人工费为取费基础)				7	3.35

表 1.11 主要材料价格表

编号	材料名称	单位	材料基价 (元)
一	主要材料		
1	水泥 425#	t	420
2	钢筋	t	4400
3	板枋材	m ³	1600
4	汽油	t	6000
5	柴油	t	5400
6	炸药	t	5200
二	地方材料		
1	砂	m ³	64
2	卵石	m ³	90
3	毛条石	m ³	120
4	碎石	m ³	58
三	施工用风、水、电		
1	风	m ³	0.20
2	电	度	0.82
3	水	m ³	0.80

1.9 其它

施工期下游无供水要求，无须考虑通航、过木问题。

第2章 非溢流坝段设计

2.1 坝轴线、坝型确定

初步设计阶段在选定坝址上比较了两条坝线，综合比较，上坝线地形稍陡，强风化带厚度相对较薄，相对隔水层埋藏较浅，工程地质条件略优于下坝线，故推荐上坝线方案。并拟定为重力坝坝型进行设计。

2.2 确定工程等级

工程的分等是为了确保工程的安全与经济，将水利水电工程重要性分为五等，分等的依据是其工程的规模、效益和在国民经济中的重要性。并参照表 2—1。

表 2—1 水利水电工程分等指标

工程等别	工程规模	水库总库容 ($10^8 m^3$)	防洪		治涝 面积 (10^4 亩)	灌溉 面积 (10^4 亩)	供水 对象 重要性	发电 装机容量 ($10^4 kW$)
			保护城镇及工 矿企业重要性	保护农田 (10^4 亩)				
I 大(1)型	≥ 10	特别重要	≥ 500	≥ 200	≥ 150	特别重要	≥ 120	
II 大(2)型	$10 \sim 1.0$	重要	$500 \sim 100$	$200 \sim 60$	$150 \sim 50$	重要	$120 \sim 30$	
III 中型	$1.0 \sim 0.1$	中等	$100 \sim 30$	$60 \sim 15$	$50 \sim 5$	中等	$30 \sim 5$	
IV 小(1)型	$0.1 \sim 0.01$	一般	$30 \sim 5$	$15 \sim 3$	$5 \sim 0.5$	一般	$5 \sim 1$	
V 小(2)型	$0.01 \sim 0.001$		< 5	< 3	< 0.5		< 1	

注 1. 水库总库容指水库最高水位以下的静库容。

2. 治涝面积和灌溉面积均指设计面积。

根据资料显示该水库的正常蓄水位为 716.00m，设计洪水位为 716.15m，校核洪水位 718.00m，死水位 712.00m；水电站装机容量 26 MW；又有正常蓄水位时该水库总库容为 744 万 m^3 。由表 1.1，将工程等别确定为 III 等，工程规模为中型。永久性水工建筑物的级别的划分是根据其所属工程的等别及其在工程中的作用和重要性划分为五级，即 III 等对应的主要建筑物 3 级，次要建筑物和临时建筑物为 4 级。

2.3 剖面设计

2.3.1 剖面设计原则

- 1、设计断面要满足稳定和强度要求；
- 2、力求剖面较小；
- 3、外形轮廓简单；
- 4、工程量小，运用方便，便于施工。

2.3.2 基本剖面

重力坝的基本剖面是指在自重、静水压力（水位与坝顶齐平）和扬压力三项主要荷载作用下，满足稳定和强度要求，并使工程量最小的三角形剖面，如图

在已知坝高 H 、水压力 P 、抗剪强度参数 f 、 c 和扬压力 U 的条件下，根据抗滑稳定和强度要求，可以求得工程量最小的三角形剖面尺寸。

查混凝土重力坝设计规范 (SL319-2005)：根据工程经验，一般情况下，上游坝面常做成铅直面、斜面、折面实体重力坝 1: 0~1: 0.2。坝坡采用折面时，折坡点的高程应结合电站进水口、泄水孔布置；对于下游坝坡宜采用 1: 0.6~1: 0.8；底宽约为坝高的 0.7~0.9 倍。（这里下游坝坡取为 1: 0.7）

2.3.3 实用剖面

根据交通和运行管理要求，坝顶应有足够的宽度。为防波浪漫过坝顶，在静水位以上还应留有一定的超高。

2.3.4 坝顶高程的确定

1. 计算超高值 Δh

根据《混凝土重力坝设计规范》DL5108-1999 要求，为防波浪漫过坝顶，在静水位以上还应留有一定的超高。坝顶高程或坝顶上游防浪墙顶高程，按下式计算：

$$\text{坝顶高程} = \text{正常蓄水位} + \Delta h_{\text{正}}$$

$$\text{坝顶高程} = \text{校核洪水位} + \Delta h_{\text{校}}$$

选用二者的较大值，为坝顶高程。对 1、2 级坝，坝顶高程不得低于相应最大洪水时的静水位。

坝顶高于水库静水位的超高 Δh 按下式计算：

$$\Delta h = h_{1\%} + h_z + h_c \quad (2.1)$$

式中： Δh — 防浪墙顶与设计洪水位或校核洪水位的高差，m；

$h_{1\%}$ —累积频率为 1%时的波浪高度, m;

h_z —波浪中心线至静水位的高度, m;

h_c —安全超高, 按下表选用, (设计工况下 $h_c=0.4$; 校核工况下 $h_c=0.3$), m。

表 2.1 安全超高 h_c

相应水位	坝的安全级别		
	I (1 级)	II (2、3 级)	III (4、5 级)
正常蓄水位	0.7	0.5	0.4
校核洪水位	0.5	0.4	0.3

必须注意, 在计算 $h_{1\%}$ 和 h_z 时, 正常蓄水位和校核洪水位采用不同的计算风速值。正常蓄水位时, 采用重现期为 50 年的年最大风速; 校核洪水位时, 采用多年平均最大风速。

由基础资料可查得:

设计洪水位时: 吹程: $D = 0.2332\text{km}$, 计算风速: V_0 设=12.7*1.5=19.05 m/s, g 为重力加速度, 取 9.81m/s^2

校核洪水位时: 吹程: $D = 0.2361\text{km}$, 计算风速: V_0 设=12.7m/s, g 为重力加速度, 取 9.81m/s^2 。

根据适用条件 (适用于库水较深, $V_0 < 26.5\text{m/s}$ 及 $D < 7.5\text{km}$) 故按鹤地水库公式计算:

$$\frac{gh_{2\%}}{V_0^2} = 0.00625V_0^{1/6} \left(\frac{gD}{V_0^2} \right)^{1/3} \quad (2.2)$$

$$\frac{gL_m}{V_0^2} = 0.0386 \left(\frac{gD}{V_0^2} \right)^{1/2} \quad (2.3)$$

$$h_z = \frac{\pi h_{1\%}^2}{L_m} \operatorname{cth} \frac{2\pi H}{L_m} \quad (2.4)$$

式中:

$h_{2\%}$ —累计频率的波高, m;

$h_{1\%}$ —累计频率为1%的波高, m;

h_z —波浪中心线超出静水位的高度, m;

v_0 —计算风速, 水库为正常蓄水位和设计洪水位时, 宜用相应洪水期多年平均最大风速的1.5—2.0倍; 校核洪水位时, 宜用相应洪水期多年平均最大风速, m/s;

D —吹程, m;

L —波长, m;

(1) 设计洪水位时:

由 (3-2) 得:

波高 $h=0.4066$; 波长 $L=5.063$;

坝前水深 H =正常蓄水位—河床底高程=41.5m; 堰高 $h_z=0.1025$ m

此时 $gD/v^2=6.29$ 为累计频率 5% 的波高, 此时 $h_{5\%}=0.4066$ m $H_m=A/B$

A —坝前的水面面积, 5119.01m^2 ; B —坝前水面宽度, 233.19m 。

$$H_m = 21.95\text{m}$$

表 2.2 累积频率为 P (%) 的波高与平均波高的比值

hm/Hm	P(%)									
	0.1	1	2	3	4	5	10	13	20	50
0	2.97	2.42	2.23	2.11	2.02	1.95	1.71	1.61	1.43	0.94
0.1	2.7	2.26	2.09	2	1.92	1.87	1.65	1.56	1.41	0.96
0.2	2.46	2.09	1.96	1.88	1.81	1.76	1.59	1.51	1.37	0.98
0.3	2.23	1.93	1.82	1.76	1.7	1.66	1.52	1.45	1.34	1
0.4	2.01	1.78	1.68	1.64	1.6	1.56	1.44	1.39	1.3	1.01
0.5	1.8	1.63	1.56	1.52	1.49	1.46	1.37	1.33	1.25	1.01

运用试算法求平均波高:

假设 $h_{2\%}$ 频率对应波高与平均波高 h_m 的比值 $h_{2\%}/H_m=1.95$, 又由上文计算

$$h_{5\%}=0.4066\text{m}$$

得:

$$h_m=0.2085\text{m}$$

由 $h_m/H_m=0.00949 \approx 0$

假设成立: $h_{1\%}/h_{5\%}=2.42/1.95$

则:

$$h_{1\%} = 0.504m$$

又由 (3-4) 得 $h_z = 0.1025m$, $h_c = 0.4m$

所以：

$$\Delta h = h_{1\%} + h_z + h_c = 1.007m$$

(2) 校核洪水位时：

由 (3-2) 得：

波高 $h = 0.246m$; 波长 $L = 3.386$

坝前水深 $H = \text{正常蓄水位} - \text{河床底高程} = 41.5m$; 壕高 $h_z = 0.0561m$

此时 $gD/v^2 = 14.34$ 为累计频率 1% 的波高, 此时 $h_{5\%} = 0.246m$ 。

$$H_m = A / B$$

A—坝前的水面面积, $5403.22m^2$; B—坝前水面宽度, $236.14m$ 。

则：

$$H_m = 22.88m$$

运用试算法求平均波高：

假设 $h_{1\%}$ 频率对应波高与平均波高 h_m 的比值 $h_{1\%} / h_m = 1.95$, 又由上文计算

$$h_{5\%} = 0.246m$$

得：

$$h_m = 0.1262m$$

坝前平均水深 $H_m = A/B = 22.88$ (m)

$$\text{则 } h_m / H_m = 0.00551 \approx 0$$

假设成立: $h_{1\%} / h_{5\%} = 2.42 / 1.95$

则：

$$h_{1\%} = 0.305m$$

又由 (3-4) 得: $h_z = 0.0561m$, $h_c = 0.3m$

所以：

$$\Delta h = h_{1\%} + h_z + h_c = 0.661m$$

2. 坝顶高程计算

坝顶高程按式 (3-5) 计算, 并选用其中较大值

坝顶高程 = 设计洪水位 + Δh 设

坝顶高程 = 校核洪水位 + Δh 校

根据以上两种水位时 Δh 计算结果, 得出两种状况下坝顶高程。

(1) 设计洪水位 时的坝顶高程:

∇ 坝顶高程 = 设计洪水位 + Δh

$$= 717.16 \text{ m}$$

(2) 校核洪水位时的坝顶高程:

∇ 坝顶高程 = 校核洪水位 + Δh

$$= 718.66 \text{ m}$$

为保证大坝的安全运行, 应该选用其中的较大值 ∇ 坝顶高程 = 718.66 m, 且坝顶高程要高于校核洪水位, 所以取大坝顶部高程为: ∇ 719.00m。

2.3.5 建基面高程、开挖深度和坝高的确定

由《混凝土重力坝设计规范》SL319—2005 可知, 坝高在坝高 100m~50m 时, 可建在微风化至弱风化中部基岩上, 由姚家河水电站平面地质图可知, 本设计所选坝址的河床高程为 671.30m, 根据坝址的地质情况和大坝的具体情况, 大坝基础开挖至弱风化层下限, 即挖除所有的强风化层、中风化层、弱风化层基岩。故可确定坝基高程为: 663.00m。因为建基面高程为 663.00m, 又由姚家河水电站平面地质图可知, 所选坝址的河床高程为 671.30m

则有: 建基面开挖深度为: $671.30 - 663.00 = 8.30 \text{ m}$

最大坝高为: $H = 719.00 - 663.00 = 56.00 \text{ m}$

2.3.6 坝顶和坝底宽度确定

坝顶宽度应根据设备布置、运行、检修、施工和交通等需要确定并应满足抗震, 特大洪水时维护等要求。因无特殊要求, 根据规范的规定, 坝顶宽度可采用坝高的 8% ~ 10% 取值, 且不小于 3m 并应满足交通和运行管理的需要, 按坝高的 10% 计算, 即为 5.6 米, 取坝顶宽 6m

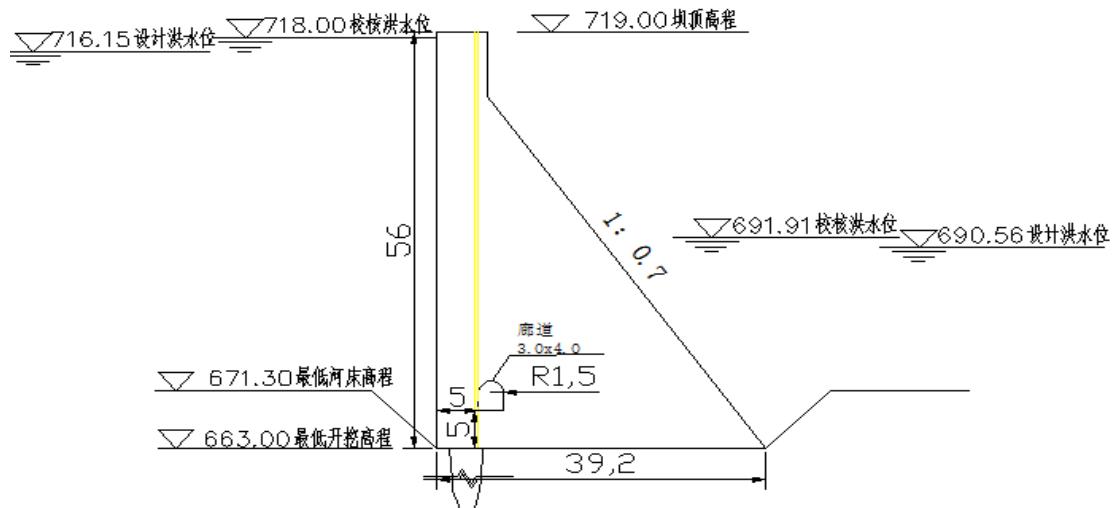
根据《混凝土重力坝设计规范》SL319-2005 规定: 非溢流坝段的基本断面呈三角形, 其顶点宜在坝顶附近。基本断面上部设坝顶结构。坝体的上游面可为铅直面、斜面或折面。实体重力坝上游坝坡铅直。下游坝坡可采用一个或几个坡度, 应根据稳定和应力要求并结合上游坝坡同时选定。下游坝坡宜采用 $1:0.6 \sim 1:0.8$, 下游坝坡取 $1:0.7$ 。坝底宽度: $B = 39.2 \text{ m}$

2.3.7 坝基防渗和排水设施确定

中坝内必须设置基础灌浆廊道，应兼顾基础灌浆、排水、安全监测、检查维修、运行操作、施工期的需要等多种用途。基础灌浆廊道的断面尺寸，应根据浇灌机具尺寸即工作要求确定，一般宽度可取2.5~3m，高度可取3~3.5m，为了保证完成其功能且可以自由通行，本次设计基础灌浆廊道断面取 $2.5 \times 3.0\text{m}$ ，形状采用城门洞型。廊道的上游壁离上游侧面的距离应满足防渗要求，在坝踵附近距上游坝面 $0.05\sim 0.1$ 倍作用水头、且不小于4~5m处设置，本次设计取5m，为满足压力灌浆，基础灌浆廊道距基岩面、不宜小于1.5倍廊道宽度，取5m。

2.4 初步拟定非溢流坝段剖面图

根据以上几个方面，初步拟定非溢流重力坝的剖面图如下：



校核洪水位	718.00	m
设计洪水位	716.15	m
正常蓄水位	716.00	m
死水位	712.00	m
淤积高程	732.00	m
正常蓄水位库容	744	万 m^3
水库总库容	869	
多年平均最大风速	12.70	m/s
多年最大风速	19.00	m/s
吹程	236.14	m

第3章 非溢流坝段荷载分析

荷载是重力坝设计的主要依据之一。荷载按作用随时间的变异分为三类：永久作用、可变作用、偶然作用。设计时应正确选用荷载标准值、分项系数、有关参数和计算方法。按设计情况、校核情况分别计算荷载作用的标准值和设计值（设计值=标准值*分项系数）。

重力坝的荷载主要有：自重、净水压力、浪压力、泥沙压力、扬压力等，常取1m坝长进行计算。

有关参数的选择：混凝土的重度为 24kN/m^3 ，水的重度为 9.81kN/m^3 ，扬压力的折减系数帷幕灌浆孔处取0.25，坝基排水孔处取0.25，泥沙的浮重度 8KN/m^3 ，内摩擦角为 14° 。坝址处岩体为较坚硬岩，岩体较完整，根据GB50218-94《工程岩体分级标准》判断为III级岩体，根据SL319-2005《混凝土重力坝设计规范》规定，坝体混凝土与坝基接触面之间的抗剪断摩擦系数 $f=0.9$ ，凝聚 $c=900\text{Kpa}$ 。

本次设计考虑的基本荷载组合为设计水位；特殊组合为校核洪水位，它们分别考虑的荷载如表所示。

确定荷载组合：

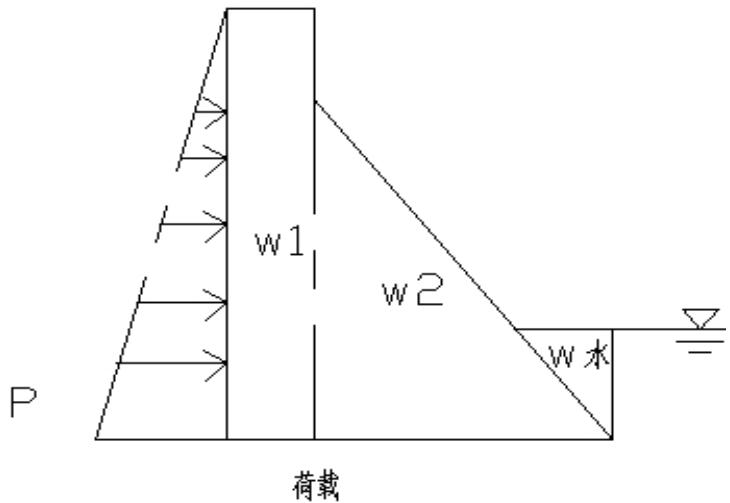
表 3.1 荷载组合表

设计状况	荷载组合	主要考虑情况	作用									附注
			自重	静水压力	扬压力	淤砂压力	浪压力	冰压力	动水压力	土压力	地震作用	
持久状况	基本组合	设计洪水位	+	+	+	+	+	-	+	+	-	
偶然状况	偶然组合	校核洪水位	+	+	+	+	+	-	+	+	-	

注：“—”表示该种作用不存在。

“+”表示该种作用存在。

3.1 坝体荷载计算



3.1.1 坝体自重 W

坝体自重 W (KN) 的计算公式:

$$W = V \gamma_c \quad (3.1)$$

式中: V — 坝体体积, m^3 ;

γ_c — 坝体混凝土的重度, 一般取 $24.0 kN/m^3$

$W_1=8064 \text{ KN} \quad (\downarrow), \quad W_2=26342.4 \text{ KN} \quad (\downarrow)$

则:

$$W=W_1+W_2=34406.4 \text{ KN} \quad (\downarrow)$$

3.1.2 静水压力

静水压力是作用在上下游坝面的主要荷载, 计算式常分解为水平水压力 P_H 和垂直水压力 P_V 两种。

$$P_H = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad (3.2)$$

$$P_V = \gamma_w V_w \quad (3.3)$$

式中: H 为计算点处的作用水头, m ;

γ_w 为水的重度, 常取 $9.81 KN/m^3$;

V_w 为坝斜坡面以上水的体积, m^3

由于上下游水位不同, 故分上下游分别计算:

(1) 上游

水平水压力:

设计水位时, $P_H = 13581.3 \text{ KN}$ (\rightarrow)

校核水位时, $P_H = 14837.6 \text{ KN}$ (\rightarrow)

(2) 下游

由下泄流量查下游水位流量图可知:

下游设计水位为: 690.56 m , 下游校核水位为: 691.91 m
水平水压力:

设计水位时: $H_{\text{设}} = 27.56 \text{ m}$, $P_{\text{设}}^u = 3725.6 \text{ KN}$ (\leftarrow)

校核水位时: $H_{\text{校}} = 28.91 \text{ m}$, $P_{\text{校}}^u = 4099.5 \text{ KN}$ (\leftarrow)

垂直水压力:

设计水位时: $H_{\text{设}} = 27.56 \text{ m}$, $V_w = 265.8 \text{ m}^2$, $P_{\text{设}}^u = 2607.9 \text{ KN}$ (\downarrow)

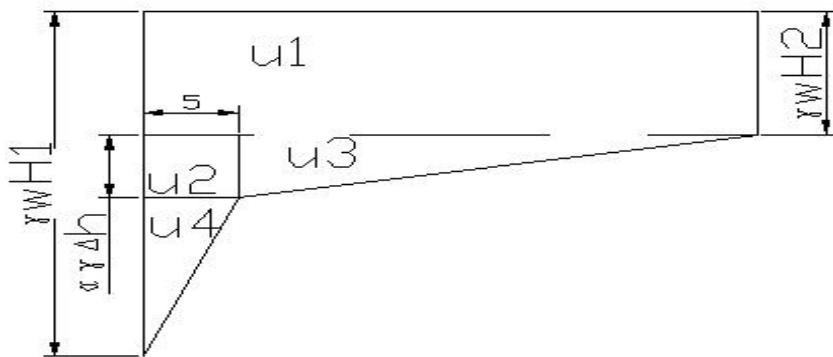
校核水位时: $H_{\text{校}} = 28.91 \text{ m}$, $V_w = 292.5 \text{ m}^2$, $P_{\text{校}}^u = 2869.7 \text{ KN}$ (\downarrow)

3.1.3 扬压力

扬压力包括上浮力和渗流压力。上浮力是由坝体下游水深产生的浮托力; 渗流压力是在上、下游水位差作用下, 水流通过基岩节理、裂隙而产生的向上的静水压力。

由《混凝土重力坝设计规范》当坝基设有防渗帷幕和排水孔时, 坝底面上游(坝踵)处的扬压力作用水头为 H_1 排水孔中心线处为 H_2+a (H_1-H_2), 下游(坝趾)处为 H_2 其间各段依次以直线连接, 则: 坝踵处的扬压力强度为 $\gamma_w H_1$, 坝趾处的扬压力强度为 $\gamma_w H_2$, 帷幕灌浆和排水孔处的渗透压力为 $\alpha \gamma_w H$, $H = H_1 - H_2$ 。 α 为扬压力折减系数, 据《混凝土重力坝设计规范》, 河床坝段取 $\alpha=0.20 \sim 0.25$, 此处取 0.25。

图 3.2



设计水位时:

$H_1=53.15\text{m}$, $H_2=27.56\text{m}$, $H=25.59\text{m}$

$U_1=10598.25\text{KN}$, $U_2=313.80\text{KN}$, $U_3=2146.37\text{KN}$, $U_4=941.39\text{KN}$

$U=13999.82\text{KN}$

校核水位时：

$H_1=55.00\text{m}$, $H_2=28.91\text{m}$, $H=26.09\text{m}$

$U_1=11117.40\text{KN}$, $U_2=319.93\text{KN}$, $U_3=2188.31\text{KN}$, $U_4=959.79\text{KN}$

$U=14585.42\text{KN}$

3.1.4 淤沙压力

淤沙计算一般年限取 50~100 年, 此次计算只计算上游泥沙作用。淤沙压力分为水平淤沙压力和竖向淤沙压力。

据《混凝土重力坝设计规范》可知, 淤沙的浮容重 γ_{sb} 取 9.3 KN/m , 经过计算可知坝前泥沙淤积厚度 $h_s=24.00\text{m}$, 淤沙的内摩擦角 $\varphi_{sb}=6^\circ\sim7^\circ$, 本次设计取 6° 。

水平淤沙压力:

$$P_{sk} = \frac{1}{2} \gamma_{sb} h_s^2 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_s}{2}) \quad (3.4)$$

γ_{sb} —泥沙的浮重度, kN/m^3

式中: h_s —坝前淤沙厚度, m

φ_s —淤沙的内摩擦角, $(^\circ)$

$$P_{sk}=14062.83\text{KN}$$

3.1.5 浪压力

波浪压力 P_{wk} 计算公式:

$$P_{wk} = \frac{1}{4} r_w L_m (h_{1\%} + h_z) \quad (3.5)$$

式中: P_{wk} —单位长度迎水面上的浪压力, KN/m ;

γ_w —水重度, 9.81KN/m ;

L_m —平均波长, m ;

$h_{1\%}$ —累计频率为 1% 的波高, m ;

h_z —波浪中心线至计算水位的高度, m 。

则计算成果如下：

设计情况下： $L_m = 5.063m, h_{1\%} = 0.504m, h_z = 0.103m$

$$P_{wk} = 7.54\text{KN}$$

校核情况下： $L_m = 3.386m, h_{1\%} = 0.305m, h_z = 0.056m$

$$P_{wk} = 3.00\text{KN}$$

3.1.6 其他荷载

地震荷载：一般的，当地震的设计烈度为VI度及VI度以下时，不考虑地震荷载。冰压力、土压力太少也不考虑。温度荷载一般可以采取措施来消除，稳定和应力分析时可以不计入。风荷载、雪荷载、人群荷载等在重力坝荷载中所占比例很小，可以忽略不计。

3.2 抗滑稳定分析

抗滑稳定分析是重力坝设计中的一项重要内容，其目的是核算坝体沿坝基面或坝基内部缓倾角软弱面抗滑稳定的安全度。

A、按抗剪强度的计算公式进行计算，按抗剪强度公式计算的坝基面抗滑稳定安全系数 K' 值应不小于下表规定：

表 3.2 坝基面抗滑稳定安全系数 K'

荷 载 组 合	K'
基 本 组 合	3.0
特 殊 组 合	(1)
	(2)

B、认为坝体混凝土与坝基基岩接触良好，属于交界面；

C、抗滑稳定安全系数 K' 的计算公式为：

$$K' = \frac{f' \sum W + c' A}{\sum P} \quad (3.6)$$

式中：

K' – 按抗剪断强度计算的抗滑稳定安全系数；

f' – 坝体混凝土与坝基接触面得抗剪断摩擦系数；

c' – 坝体混凝土与坝基接触面得抗剪断凝聚力, KPa ;

A – 坝基接触面截面积, m^2 ;

$\sum W$ – 作用于坝体上全部荷载（包括扬压力）对滑动平面的法向分值, KN ;

$\sum P$ – 作用于坝体上全部荷载对滑动平面的切向分值, KN ;

表 3.3 根据基础资料

项目 岩性	抗剪断强度		摩擦 系数	承载 力	弹性模 量	变形模 量	泊松 比	密度	比重
	f'	c'	f	MPa	GPa	GPa		M3/s	
凝灰质砂 岩（弱风 化）	0.8~1	0.7~1	0.60	4.5~5	12~15	6~12	0.13	2.721	2.747
凝灰质砂 岩（微风 化）	1~1.2	1~1.2	0.75	5~5.5	15~18	12~15	0.10	2.742	2.772

可查得: $f' = 1.2$, $c' = 1200 kPa$

接触面面积 $A = 39.2 m^2$

在设计情况下:

① 作用于坝体上全部荷载对滑动平面的法向分值的计算:

$$\sum W = G + P_v - U$$

$$\sum W = 23014.5 KN$$

② 作用于坝体上全部荷载对滑动平面的切向分值的计算公式:

$$\sum P = P_H + P_{sk} + P_{wk}$$

$$\sum P = 24201 KN$$

则:

$$K' = 3.08 > 3$$

在校核情况下:

① 作用于坝体上全部荷载对滑动平面的法向分值的计算:

$$\sum W = G + P_v - U$$

$$\sum W = 22690.65 KN$$

② 作用于坝体上全部荷载对滑动平面的切向分值的计算公式:

$$\sum P = P_H + P_{sk} + P_{wk}$$

$$\sum P = 24803.91kN$$

则：

$$K' = 2.99 > 2.5$$

综上分析，非溢流坝段抗滑稳定满足设计规范要求。

3.3 应力分析

应力分析的主要目的是检验所拟坝体断面尺寸是否经济合理，并为确定坝内材料分区、某些部位配筋提供依据。应力分析的方法有理论计算和模型试验两种。理论计算主要依靠材料力学法和极限状态设计法，它们的优点是计算简便，适应面广，并有一套比较成熟的应力控制标准，所以，在这里我们采用极限状态设计法进行应力分析。

承载能力极限状态设计表达式：

$$\gamma_0 \psi S(F, \alpha_k) \leq \frac{1}{\gamma_d} R(f_d, \alpha_k) \quad (3.7)$$

γ_0 —结构重要性系数，对应于结构安全级别I II III级的结构

其结构重要性系数分别为1.1、1.0、0.95

ψ —设计状况系数，对应于持久状况、短暂状况、偶然状况分别为1.0、0.95、0.85

$S(\bullet)$ —作用效应函数， $S(\bullet) = \left(\frac{\sum W}{B} - \frac{6 \sum M}{B^2} \right) (1+m^2)$

$R(\bullet)$ —抗力函数， $R(\bullet) = R$

F_d —荷载作用的设计值， kN

f_d —材料性能的设计值

m —坝体下游的边坡系数

R_a —混凝土的抗压强度， kPa

α_k —几何参数标准值，可做定值处理

γ_d —基本组合结构系数

$\sum M$ —作用于计算截面以上全部荷载对截面形心的力矩总和， $kN \cdot m$

(1) 基本组合

用承载能力极限状态法（荷载及材料性能均采用设计值）计算坝趾应力状态，用正常使用极限状态（荷载及材料性能均采用标准值）计算坝踵的应力状态。

$\gamma_0=1.0$, $\psi=1.0$, $\gamma_d=1.2$, $m=0.7$, $B=39.2m$, 混凝土抗压强度 $R=6000kPa$
其中荷载值为：

$$\sum W = G$$

$$\sum W = 37014.33 kN$$

$$\sum M = M_1 + M_2 + M_3 + \dots$$

$$\sum M = -166451 kN \cdot m$$

坝趾处：

$$\begin{aligned} \gamma_0 \psi S(F_d, \alpha_k) &= \gamma_0 \psi \left(\frac{\sum W}{B} - \frac{6 \sum M}{B^2} \right) (1 + m^2) \\ &= 2375.3 \text{kPa} \end{aligned}$$

$$\frac{1}{\gamma_d} R(f_d, \alpha_k) = 5000 \text{kPa}$$

坝踵处：

$$\begin{aligned} \gamma_0 S(\bullet) &= \gamma_0 \left(\frac{\sum W}{B} + \frac{6 \sum M}{B^2} \right) \\ &= 438.53 \text{kPa} > 0 \end{aligned}$$

由以上计算可知：设计洪水情况下，坝趾坝踵处的应力符合强度要求。

(2) 偶然组合

用承载能力极限状态法（荷载及材料性能均采用设计值）计算坝趾应力状态，用正常使用极限状态（荷载及材料性能均采用标准值）计算坝踵的应力状态。 $\gamma_0 = 1.0$ ，
 $\psi = 0.85$ ， $\gamma_d = 1.2$ ， $m = 0.7$ ， $B = 39.2 \text{m}$ ，混凝土抗压强度 $R = 6000 \text{kPa}$

同理其中荷载值为：

$$\sum W = 37276.08 kN, \sum M = -190502.00 kN \cdot m$$

坝趾处：

$$\begin{aligned} \gamma_0 \psi S(F_d, \alpha_k) &= \gamma_0 \psi \left(\frac{\sum W}{B} - \frac{6 \sum M}{B^2} \right) (1 + m^2) \\ &= 2525.19 \text{kPa} \end{aligned}$$

$$\frac{1}{\gamma_d} R(f_d, \alpha_k) = 5000 \text{kPa}$$

坝踵处：

$$\begin{aligned} \gamma_0 S(\bullet) &= \gamma_0 \left(\frac{\sum W}{B} + \frac{6 \sum M}{B^2} \right) \\ &= 308.55 \text{kPa} > 0 \end{aligned}$$

由以上计算可知：基本组合和偶然组合情况下，坝趾坝踵处的应力均符合强度要求。

第 4 章 溢流坝段设计

4.1 泄水建筑物型式的选择

泄水重力坝既是挡水建筑物又是泄水建筑物，其泄水方式有坝顶和坝身泄水孔泄水。在水利枢纽中，泄水重力坝可承担泄洪、向下游输水、排沙、放空水库和施工导流等任务。

设计泄水重力坝，除应满足稳定和强度要求外，还要根据洪水特性、水利枢纽布置、地形、地质、工程造价、水库运用方式及河道安全泄量等问题，经技术经济比较，研究确定泄水重力坝的位置选择、泄水方式的组合、下泄流量分配、堰顶孔口高程、溢流坝和泄水孔体形以及消能防冲设施等。

4.2 溢流坝孔口设计

4.2.1 洪水标准确定

根据建筑物的级别及运用情况确定洪水标准，本次设计的重力坝是 3 级建筑物，根据 GB50201—94，混凝土坝设计洪水标准为 100~50 年一遇，此处取 50 年一遇；校核洪水标准为 100~50 年一遇，此处取 50 年一遇。

4.2.2 设计流量确定

确定设计流量时，先拟定溢流坝的泄水方式，然后进行调洪演算，具体情况根据资料和水文计算可知：在设计情况下，溢流坝的下泄流量为 $3340 m^3/s$ ；校核情况下，溢流坝的下泄流量为 $4080 m^3/s$ 。其中电站引用流量为 $88 m^3/s$ 则通过坝顶溢流的下泄流量 Q 为： $Q = Q_s - \alpha Q_0$

Q_s —总下泄流量， m^3/s ；

Q_0 —通过电站和泄水孔船闸等建筑物下泄的流量， m^3/s ；

α —系数，正常运行时， $\alpha = 0.75 \sim 0.9$ ，校核情况， $\alpha = 1.0$ 。

1. 设计洪水位

设计洪水位时取 $\alpha = 0.9$ ，则有：

$$Q = Q_s - \alpha Q_0 = 3260.8 m^3/s$$

2. 校核洪水位

校核洪水位时 $\alpha = 1.0$ ，则有：

$$Q = Q_s - \alpha Q_0 = 3992 m^3/s$$

综上所述：设计流量 $Q = 3992 m^3/s$ 。

4.2.3 单宽流量选择

坝址处基岩比较坚硬完整,综合枢纽的布置及下游的消能防冲要求,根据该河床岩石岩性抗压、抗冲及抗变形性能良好,工程经验可取该工程的单宽流量 q 取 $q = 120 \text{ m}^3/(\text{s.m})$ 。

4.2.4 孔口净宽拟定

分别计算设计和校核情况下溢洪道所需的孔口宽度 B

$$B = \frac{Q}{q} \quad (4.1)$$

计算成果如下表:

表 4.1 孔口净宽计算成果表

计算情况	流量(m^3/s)	单宽流量 q ($\text{m}^3/(\text{s.m})$)	孔口净宽 B (m)
设计情况	3260.8	120	28
校核情况	3992	120	34

根据以上计算,溢流坝孔口净宽取 34m,单孔宽度由启闭机的启闭能力决定,一般每孔宽度为 12m,则孔口数为: $n=2.74$,所以取孔数为 $n=3$ 。

4.2.5 溢流坝段总长度

根据工程经验,拟定闸墩的厚度。初步拟定中墩厚 d 为 3m,边墩厚 t 为 2m,则溢流坝段得总长度 L_0 为:

$$L_0 = nb + (n-1)d + 2t = 46\text{m}$$

4.3. WES 实用堰与挑流消能组合

WES 实用堰的工程适应性强,剖面系用方程表示,便于控制;堰剖面较瘦可节省工程量、另外,堰面压强分布比较理想,负压不大,对安全有利。目前采用 WES 实用堰的工程比较多,经验比较丰富。WES 实用堰是一种比较理想的堰型。

挑流消能是利用鼻坎将下泄的高速水流向空中抛射,使水流扩散,并掺入大量空气,然后跌入下游河床水垫后,形成强烈的旋滚,并冲刷河床形成冲坑,随着冲坑逐渐加深,水垫愈来愈厚,大部分能量消耗在水滚的摩擦中,冲坑逐渐趋于稳定。挑流消能的工程量小、投资省,结构简单、检修施工方便。但下游局部冲刷不可避免,一般适用于岩基比较坚固的高坝或中坝。

4.3.1 堰顶高程确定

由堰流公式:

$$Q = \sigma_s \varepsilon m n b \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (4.2)$$

已知 Q 、自由出流 $\sigma_s = 1$ 、 $n = 7$ 、 $b = 12\text{m}$ ，先假定 $P_1/H_d > 1.33$ ，行渐流速水头可以略去，即 $H_0 = H_d$ 、 $m = 0.502$ ；侧收缩系数 ε 按下式计算：

$$\varepsilon = 1 - 2 \left[K_a + (n-1) K_p \right] \frac{H_d}{nb} \quad (4.3)$$

式中：边墩形状系数 $K_a = 0.1$ ；

选 3 型闸墩在 $H_0 = H_d$ 时，闸墩形状 $K_p = 0$ 。

代入式 (4.3) 得

$$\varepsilon = 1 - 2 \left[0.1 + (3-1) \times 0 \right] \frac{H_d}{3 \times 12} = 1 - 0.0056 H_d$$

则：

$$H_d = \left[\frac{Q}{\sigma_s \varepsilon m n b \sqrt{2g}} \right]^{2/3} \quad (4.4)$$

(1) 设计洪水时

$$Q = 3260.8 \text{ m}^3/\text{s}，\text{ 代入式 (4.4) 得}$$

$$H_d = \left[\frac{3260.8}{1 \times (1 - 0.0056 H_d) \times 0.502 \times 3 \times 12 \sqrt{2 \times 9.81}} \right]^{2/3}$$

应用试算法由上式得出 $H_d = 12.42\text{m}$

堰顶高程为 703.7m

上游堰高为 40.73m

因为 $P_1/H_d = 3.28 > 1.33$ 故为高堰，与上假设符合，行进流速水头可以略去，即 $H_0 = H_d$ 、 $m = 0.502$ ；又因为下游水位低于堰顶，即 $h_s < 0$ ，所以堰为自由出流 $\sigma_s = 1$ ； $\varepsilon = 1 - 0.0056 H_d = 0.93$ 。

(2) 校核洪水时

$$Q = 3992 \text{ m}^3/\text{s}，\text{ 代入式 (4.4) 得：}$$

$$H_d = \left[\frac{3992}{1 \times (1 - 0.0056 H_d) \times 0.502 \times 3 \times 12 \sqrt{2 \times 9.81}} \right]^{2/3}$$

应用试算法由上式得出 $H_d = 14.32\text{m}$

堰顶高程为 $718.00 - 14.32 = 703.68\text{m}$

上游堰高为 $P_1 = 40.68\text{m}$

因为 $P_1/H_d = 2.84 > 1.33$ 故为高堰，与上假设符合，行进流速水头可以略去，即

$H_0 = H_d$ 、 $m = 0.502$ ；又因为下游水位低于堰顶，即 $h_s < 0$ ，所以堰为自由出流 $\sigma_s = 1$ ； $\varepsilon = 1 - 0.0056H_d = 0.93$ 。

表 4.2 堰顶高程计算

计算情况	流量 Q (m^3/s)	侧收缩系数 ε	流量系数 m	孔口净宽 B (m)	堰上水头 H_0 (m)	堰顶高程 (m)
设计情况	3260.8	0.93	0.502	36	12.42	703.7
校核情况	3992	0.93	0.502	36	14.32	703.7

根据计算，取堰顶高程为 703.7m。

4.3.2 阀门高度确定

$$\text{阀门高} = \text{正常蓄水位} - \text{堰顶高程} + (0.1 \sim 0.2) = 716.00 - 703.7 + 0.2 = 12.5 \text{m}$$

按规范门高取为 13m。

4.3.3 定型设计水头确定

堰上最大水头 H_{\max} = 校核洪水位—堰顶高程，即：

$$H_{\max} = 718.00 - 703.7 = 14.3 \text{m}$$

定型设计水头 H_d 为：

$$H_d = (75\% \sim 95\%)H_{\max} = 10.73 \sim 13.58 \text{m}$$

取 $H_d = 12.2 \text{m}$ ， $H_d/H_{\max} = 0.85$ ，查表 4.3 知坝面最大负压为： $0.3H_d = 3.66 \text{m}$ ，小于规定的允许值（最大不超过 3~6m 水柱）。

表 4.3 堤面可能出现的最大负压

H_d/H_{\max}	0.75	0.775	0.80	0.825	0.85	0.875	0.90	0.95	1.0
最大负压值 (m)	$0.5H_d$	$0.45H_d$	$0.4H_d$	$0.35H_d$	$0.3H_d$	$0.25H_d$	$0.2H_d$	$0.1H_d$	

4.3.4 泄流能力校核

(1) 设计情况

侧收缩系数 $\varepsilon = 1 - 0.0056H_d = 0.93$ ；流量系数 m 由表 4.4 确定，即有 $H_0/H_d = 12.4/12.42 = 1.0$ ， $P_1/H_d = 40.73/12.42 = 3.28 > 1.33$ ，则 $m = 0.501$ 。

表 4.4 流量系数 m 值

H_0/H_s	P_1/H_d				
	0.2	0.4	0.6	1	≥ 1.33
0.4	0.425	0.43	0.431	0.433	0.436
0.5	0.438	0.442	0.445	0.448	0.451
0.6	0.45	0.455	0.458	0.460	0.464
0.7	0.458	0.463	0.468	0.472	0.476
0.8	0.467	0.474	0.477	0.482	0.486
0.9	0.473	0.48	0.485	0.491	0.494
1.0	0.479	0.486	0.491	0.496	0.501
1.1	0.482	0.491	0.496	0.502	0.507
1.2	0.485	0.495	0.499	0.506	0.510
1.3	0.496	0.498	0.5	0.508	0.513

注: P_1 为上游堰高, m ; H_d 为定型设计水头, m , 按堰顶最大作用水头 H_{max} 的 75%~95% 计算。

然后由堰流公式 (4.2) 计算 Q' :

$$Q' = \sigma_s \varepsilon m n b \sqrt{2g} H_0^{3/2} = 3252 \text{ m}^3/\text{s}$$

则有: $\left| \frac{Q' - Q}{Q} \right| \times 100\% = 4.9\% < 5\%$, 则设计的孔口满足要求。

(2) 校核情况

侧收缩系数 $\varepsilon = 1 - 0.0056 H_d = 0.93$; 流量系数 m 由表 4.3 确定, 即有 $H_0/H_d = 1.2$, $P_1/H_d = 3.33 > 1.33$, 则 $m = 0.510$ 。

然后由堰流公式式 (4.2) 计算 Q' :

$$Q' = \sigma_s \varepsilon m n b \sqrt{2g} H_0^{3/2} = 4098 \text{ m}^3/\text{s}$$

则:

$$\left| \frac{Q' - Q}{Q} \right| \times 100\% = 2.7\% < 5\%$$

所以设计的孔口满足要求。

计算成果汇总如表 4.5:

表 4.5 泄流能力校核计算

计算情况	流量系数 m	侧收缩系数 ε	孔口净宽 B (m)	堰上水头 H_0 (m)	流量 Q' (m ³ /s)	$\left \frac{Q' - Q}{Q} \right \times 100\%$
设计情况	0.501	0.93	36	12.42	3252	4.9%
校核情况	0.510	0.93	36	14.32	4098	2.7%

综上所述，溢流坝坝孔满足要求。

4.3.5WES 堰面曲线设计

溢流面由顶部曲线段、中间直线段和底部反弧段三部分组成。设计要求：有较高的流量系数，泄流能力大；水流平顺，不产生不利的负压和空蚀破坏；体形简单，造价低，便于施工。

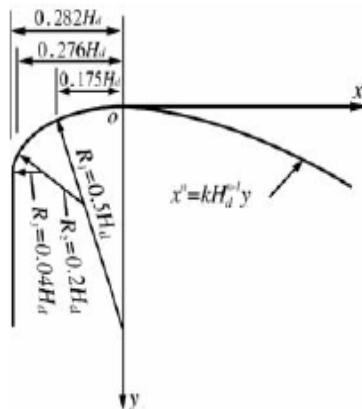
本设计采用的溢流坝的基本剖面为三角形。其上游面铅直，溢流面由顶部的曲线、中间的直线、底部的反弧段三部分组成。

(1) 堰顶上游曲线可采用双圆弧曲线、三圆弧曲线和椭圆曲线，这里采用三圆弧曲线。

以堰顶点 O 为坐标原点，X 轴向右为正，Y 轴向下为正，三圆弧的半径及其水平坐标值如表 4.6: ($H_d = 12.2m$)

表 4.6 堰顶上游曲线段计算表

$R_1 = 0.5H_d = 6.1m$	$X_1 = -0.175 H_d = -2.135m$
$R_2 = 0.2 H_d = 2.44m$	$X_2 = -0.276 H_d = -3.367m$
$R_3 = 0.04 H_d = 0.49m$	$X_3 = -0.282 H_d = -3.44m$



(2) 堤顶下游堰面采用 WES 幂曲线, 可按公式 (4.5) 拟定:

$$x^n = kH_d^{n-1}y \quad (4.5)$$

式中: $H_d = 12.2\text{m}$;

x 、 y —原点下游堰面曲线横、纵坐标;

k —当 $P_1/H_d > 1$ 时, k 值见表 4.6;

n —与上游堰坡有关的指数, 见表 4.6。

表 4.6 堤面曲线参数

上游面坡度 $\Delta y / \Delta x$	k	n	R_1	X_1	R_2	X_3
3: 0	2.000	1.850	0.5Hd	0.175 Hd	0.2 Hd	0.276 Hd

则式 (4.5) 可改写为 $y = \frac{x^n}{kH_d^{n-1}} = \frac{x^{1.85}}{2 \times 12.2^{0.85}} = \frac{x^{1.85}}{16.76}$, 计算成果如下表 4.7:

表 4.7 堤顶下游曲线段计算表

$x(\text{m})$	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$y(\text{m})$	0.060	0.215	0.455	0.775	1.172	1.642	2.184	2.795	3.476

(3) 中间直线段

中间直线段与堤顶下游堰面曲线和下部反弧段相切, 坡度和非溢流坝段吸下游坝坡一致, 取 1: 0.7。

4.3.6 反弧段设计

根据经验, 鼻坎挑射角的取值一般采用 $\theta = 20^\circ \sim 25^\circ$, 这选取 $\theta = 25^\circ$ $\theta = 20^\circ \sim 25^\circ$; 挑流鼻坎应高出下游最高水位 (校核洪水对应的下游水位 691.91m) 1~2m, 即鼻坎的高程为: $691.91 + 1 = 692.91\text{m}$ 。

坎顶水流流速 v :

$$v = \varphi \sqrt{2gH_0} \quad (4.6)$$

式中: φ —堰面流速系数, 一般取 $\varphi = 0.96$;

H_0 —库水位至坎顶高差, m ; 即堰顶高程与鼻坎高程之差,

$$H_0 = 703.7 - 692.91 = 10.79\text{m};$$

$$\text{即: } v = \varphi \sqrt{2gH_0} = 0.96 \sqrt{2 \times 9.81 \times 10.79} = 13.97 \text{ m/s}$$

因为 $Q = Av = Bhv$, 所以鼻坎处平均水深 h (m) 为:

$$h = \frac{Q}{Bv} \quad (4.7)$$

式中： Q —溢流坝下泄流量， m^3/s ；根据表 4.8 确定，该工程主要建筑物级别为 3 级，

查洪水频率资料得 $Q = 3160 m^3/s$ ；

B —鼻坎处水面宽度， $B = 12 \times 3 = 36m$ ；

表 4.8 山区、丘陵区水利水电工程消能防冲建筑物洪水标准

永久性泄水建筑物级别	1	2	3	4	5
洪水重现期 (年)	100	50	30	20	10

由式 (4.7) 得：

$$h = \frac{Q}{Bv} = \frac{3160}{36 \times 13.97} = 6.28m$$

鼻坎反弧半径 $R = (4 \sim 10)h = 25.13 \sim 62.8m$ ，反弧段流速 $v < 16 m/s$ 时，可取下限，流速越大，反弧段半径也宜选用较大值，直至取上限；这里取 $R = 30m$ 。

4.3.7 水舌挑距 L 估算

水舌挑距 L 按下式计算：

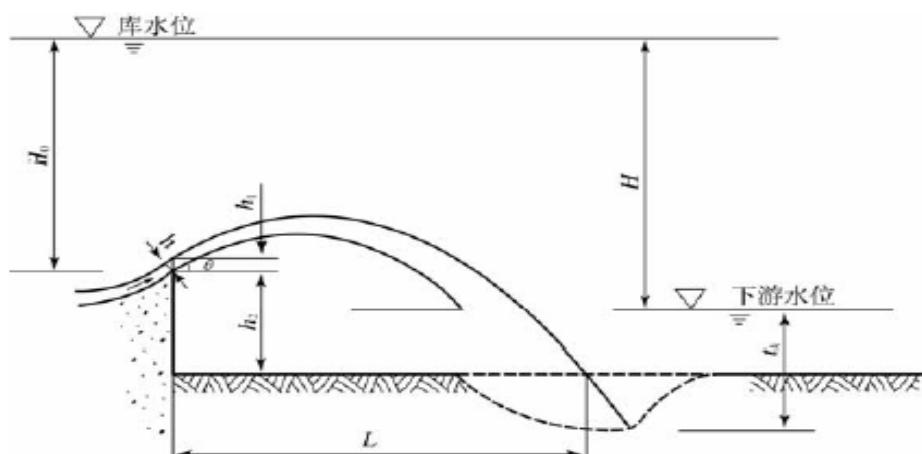
$$L = \frac{1}{g} \left[v_1^2 \sin \theta \cos \theta + v_1 \cos \theta \sqrt{v_1^2 \sin^2 \theta + 2g(h_1 + h_2)} \right] \quad (4.8)$$

式中： v_1 —坎顶水面流速， m/s ， $v_1 = 1.1v = 15.36 m/s$ ；

h_1 —坎顶垂直方向的水深， m ， $h_1 = h \cos \theta = 6.22m$ ；

h_2 —坎顶至河床面 (663.00m) 的高差， m ， $h_2 = 29.91m$ ；

图 4.1 水舌挑距



由式 (4.8) 得水舌挑距 L ：

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

$$= 47.8 \text{m}$$

4.3.8 最大冲坑水垫厚度 t_k 估算

最大冲坑水垫厚度 t_k 按以下方式进行计算：

$$t_k = kq^{0.5} H^{0.25} \quad (4.9)$$

$$t_k' = t_k - H_2 \quad (4.10)$$

式中： t_k — 水垫厚度，自水面算至坑底，m；

t_k' — 冲坑深度，m；

q — 单宽流量， $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ ， $q = 120 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ ；

H — 上下游水位差，m， $H = 26.09 \text{ m}$ ；

H_2 — 下游水深，m， $H_2 = 20.61 \text{ m}$ ；

k — 冲刷系数，其数值见表 4.9，根据工程实际取 $k = 1.4$ ；

表 4.9 岩基冲刷系数 k 值

可冲性类别		难冲	可冲	较易冲	易冲
节理裂隙	间距 cm	>150	50~150	20~50	<20
	发育程度	不发育，节理（裂隙）1~2 组，规则	较发育，节理（裂隙）2~3 组，X 形，较规则	发育，节理（裂隙）3 组以上，不规则，呈 X 形或米字型	很发育，节理（裂隙）3 组以上，杂乱，岩性被切割呈碎石状
基岩构造特征	完整程度	巨块状	大块状	块（石）碎（石）状	碎石状
	结构类型	整体结构	砌体结构	镶嵌结构	碎裂结构
裂隙性质	多为原生型或构造型，多密闭，延展不长	以构造型为主，多密闭，部分微张，少有充填，胶结好	以构造或风化型为主，大部分微张，部分张开，部分为黏土充填，胶结较差	以风化或构造型为主，裂隙微张或张开，部分为黏土充填，胶结很差	
	k 范围	0.6~0.9	0.9~1.2	1.2~1.6	1.6~2.0
k 平均	范围	0.8	1.1	1.4	1.8
	注：适用范围：水舌入水角 $30^\circ \sim 70^\circ$ 。				

即最大冲坑水垫厚度 $t_k = 44.61 \text{ m}$

冲坑深度 $t_k' = t_k - H_2 = 24 \text{ m}$

4.3.9 溢流坝段安全验证

为了保证大坝的安全，挑距应有足够的长度。一般当 $L/t_k' > 2.5 \sim 5$ 时，认为是安全

的。

这里 $L/t_k' = 19.5 > 5$ ，即满足大坝安全要求。

4.3.10 水面线确定

4.3.10.1 水面线计算目的

深孔中孔顶板高度、导墙高度、闸门门轴位置的确定都需要知道水面线的情况。

4.3.10.2 水面线计算基本原理

(1) WES 堤面曲线段

根据水工设计手册第六卷，闸孔中心水面线可由表 27-2-4 查取坐标 X、Y 值来点汇；沿闸墩的水面线，可由表 27-2-5 查取坐标 X、Y 来点绘。所有这些 X、Y 的坐标原点，都位于堤面顶点，X 轴向下游为正。当 H/H_s 为介于 0.50 至 1.33 的各中间值时，水面线的坐标 X、Y，可以这样来求：针对某一给定的 X/H_s 值，画出 $Y/H_s - H/H_s$ 曲线，再按所给的 H/H_s 值，由曲线查取 Y/H_s 值，从而求得 X、Y 值。

此处计算水面线是为确定导墙高度，因此以下只对闸孔中心的水面线进行计算。

表 4.10 WES 堤面曲线段水面线计算表 单位 (m)

H/Hs	0.50	1.00	1.18	1.33	Hs= 12.2	
X/Hs	Y/Hs				X	Y
-0.4	-0.457	-0.890	-1.037	-1.165	-4.88	-12.65
-0.2	-0.431	-0.855	-0.997	-1.122	-2.44	-12.16
0.0	-0.384	-0.805	-0.947	-1.071	0	-11.55
0.2	-0.313	-0.735	-0.904	-1.051	2.44	-11.03
0.4	-0.220	-0.647	-0.805	-0.944	4.88	-9.82
0.6	-0.088	-0.589	-0.727	-0.847	7.32	-8.86
0.8	-0.075	-0.389	-0.568	-0.725	9.76	-6.93
1.2	0.462	0.015	-0.183	-0.356	14.64	-2.23
1.4	0.705	0.266	0.070	-0.102	17.08	0.85

(2) 下游直线段及反弧段

计算的基本原理是水利学的能量平衡方程。

分别在坝前和计算截面处建立能量断面，建立能量方程如下：

$$E_0 = h + V^2 / 2g\varphi^2 \quad (4.11)$$

式中: E_0 — 校核水位到断面的垂直距离；

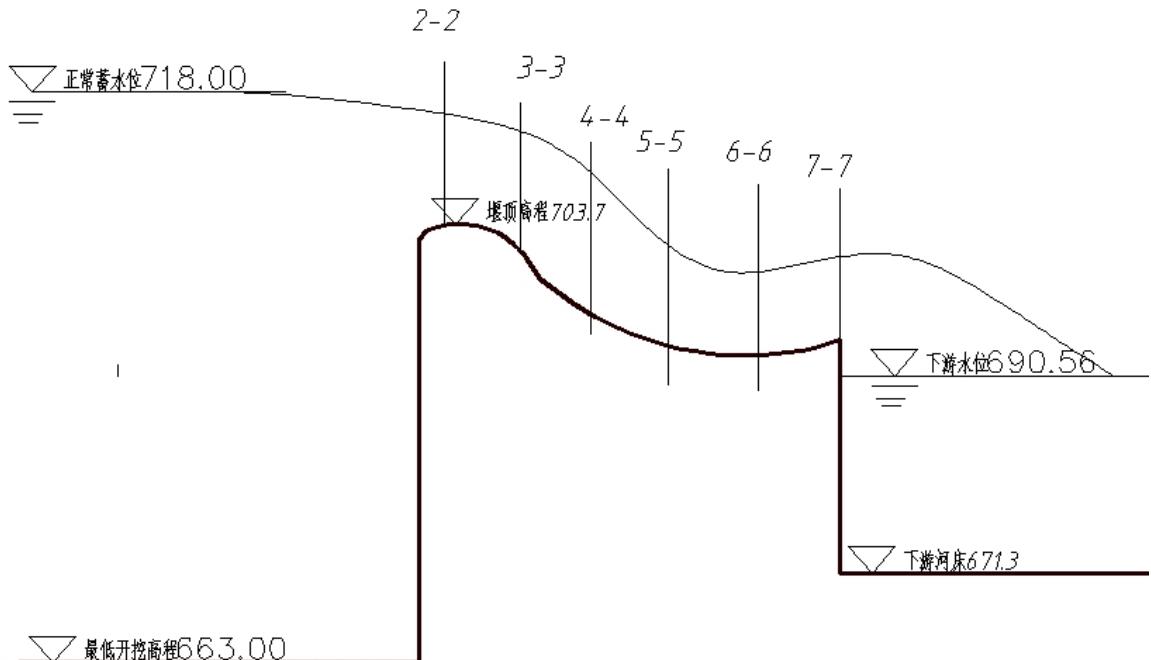
φ — 一流速系数，对于该枢纽为中等长度的溢流面，取为 0.95；

V — 该断面流速；

H — 该断面处垂直方向上水深。

又有 $h = q/V$, 联立两式即可求得该处的垂直水深。

图 4.2 WES 实用堰与挑流的水面线



如上图, 在堰面上取几个断面个计算截面, 对于断面有:

$$E_0 = 716.00 - 692.91 = h + \frac{120^2}{2 * 9.81 * 0.95^2 h^2} = 23.09 \text{ m}$$

则有方程: $\frac{813.2}{h^2} + h = 23.09$

解得 $h=6.11 \text{ m}$, 即有断面 7-7 处水面线高度为 6.11m

同理可解得其它断面处水面线高度如下表所示, 根据《混凝土重力坝规范》, 导墙高度应高出水面线 1~1.5 米, 现取超高 1 米, 导墙高度亦列于下表:

表 4.11 导墙高度

断面	高程	水面线高度	超高	导墙高度
2-2	716.00	7.89	1.00	8.89
3-3	703.00	7.38	1.00	8.38
4-4	702.00	7.01	1.00	8.01
5-5	698.00	6.62	1.00	7.62
6-6	694.00	6.35	1.00	7.35
7-7	692.91	6.11	1.00	7.11

4. 3. 11 溢流坝段造价估算

造价主要包括:

$$\begin{aligned} \text{地基开挖量} &= 0.5 \times (52.62 + 52.62 + 52.62 + 44.68) \times 44.68 \times 46 \times 0.5 \\ &= 104069 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{地基回填量} = 44.68 \times 44.68 \times 46 = 91829 \text{ m}^3$$

浇筑混凝土工程量= $2980 \times 46 = 137080 \text{m}^3$

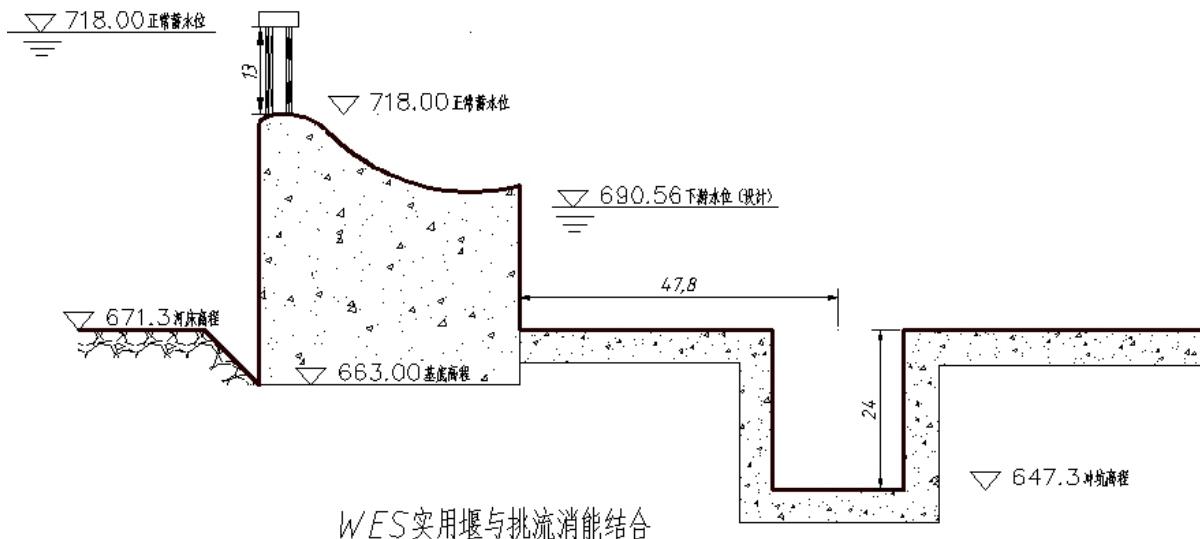
造价估算(根据经验 1m^3 地基开挖的单价为 0.28 元, 1m^3 地基填筑的单价为 0.22 元, 坝体混凝土采用 C10, 单价: 340 元):

地基挖填造价估算: $104069 \times 0.28 + 91829 \times 0.22 = 4.94$ 万元

混凝土造价估算: $340 \times 137080 = 4660.7$ 万元

总的造价: $4.94 + 4660.7 = 4665.6$ 万元

图 4.3 挑流消能溢流坝剖面面积图



4.4 WES 实用堰与底流消能组合

WES 实用堰的工程适应性强, 剖面系用方程表示, 便于控制; 堤剖面较瘦可节省工程量、另外, 堤面压强分布比较理想, 负压不大, 对安全有利。目前采用 WES 实用堰的工程比较多, 经验比较丰富。WES 实用堰是一种比较理想的堰型。

底流消能是在坝址下游设消力池, 消力坎等, 促使水流在限定范围内产生水跃, 通过水流内部的旋涡、摩擦、掺气和撞击消耗能量。底流消能具有流态稳定, 消能效果好, 对地质条件和尾水变幅适应性强及水流雾化很小等优点。

4.4.1 WES 实用堰设计

说明: WES 实用堰与底流消能组合时, WES 实用堰所设计的各个参数跟 WES 实用堰与挑流消能组合时的参数一样, 因此, 此处就不再重复计算, 直接进入消能工的设计。

4.4.2 消能池深度 S 确定

由 $P_1/H_d = 3 > 1.33$, 故知可不计行近流速, 令 $H_d = H_0 = 12.2\text{m}$ 。

则:

$$E_0 = P_1 + H_d = 48.2 \text{m}.$$

由《水力学》下册表 9.1 可知, 可取 $\varphi = 0.90$ 。

当 $q = 120 \text{ m}^3/(\text{s.m})$ 时, 可求得临界水深 h_k :

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 11.36 \text{m}$$

$$\frac{E'}{h_k} = 4.24$$

由《水力计算手册》图 4-2-3 查出 $\frac{h_c}{h_k} = 0.36$, 即 $h_c = 0.36h_k = 4.09 \text{m}$

跃后水深 h''_c , 采用矩形断面平底消能工:

$$h''_c = \frac{h_c}{2} (\sqrt{1+8Fr_c^2} - 1) \quad (4.12)$$

式中: Fr — 收缩断面弗劳德数, $Fr = q/(h_c \sqrt{gh_c})$;

h_c — 收缩断面水深;

q — 收缩断面处单宽流量。

则: $Fr = q/(h_c \sqrt{gh_c}) = 4.63$

$$h''_c = \frac{h_c}{2} (\sqrt{1+8Fr_c^2} - 1) = 24.82 \text{m}$$

即: $(h''_c - h_t) = 5.56 \text{m}$

同理, 可算出不同单宽流量下的 $(h''_c - h_t)$ 如下表 4.10:

表 4.10 $(h''_c - h_t)$ 计算结果

q $\text{m}^3/(\text{s.m})$	h_k (m)	E_0/h_k	h_c (m)	Fr	h''_c (m)	h_t (m)	$h''_c - h_t$ (m)	备注
120	11.36	4.24	4.09	4.63	24.82	19.26	5.56	$\varphi = 0.90$ $E_0 = 48.2 \text{m}$
110	10.72	4.49	3.65	5.50	22.85	18.18	4.67	
100	10.06	4.79	3.12	6.95	21.78	17.46	4.32	
90	9.38	5.14	2.72	8.53	20.29	16.49	3.80	
80	8.67	5.56	2.34	10.7	18.83	15.43	3.40	

由表 4.10 可知 $q = 120 \text{ m}^3/(\text{s.m})$ 时, $(h''_c - h_t) = 5.56 \text{m}$ 最大。且在流量讨论范围内,

h_c'' 均大于 h_t ，故下游产生远驱式水跃衔接。为使下游产生淹没水跃衔接，现拟设计一降低护坦高程的消能池。

首先以下式估算一池深 S ：

$$S = \sigma_0 h_{c0}'' - h_t \quad (4.13)$$

式中： h_c'' ——以下游原河床高程为基准算出的收缩断面的跃后水深， $h_{c0}'' = 24.82\text{m}$ ；

h_t ——下游水深， $h_t = 19.26\text{m}$ ；

$\sigma_0 = 1.0 \sim 1.05$ 。

则： $S = \sigma_0 h_{c0}'' - h_t = 6.8\text{m}$

然后检查池深 S 的安全程度，按式 (4.13) 计算安全系数 σ ：

$$\sigma = \frac{S + h_t}{h_c''} + \frac{q^2}{2gh_c''} \left[\frac{1}{(\varphi h_t)^2} - \frac{1}{h_c''^2} \right] \quad (4.14)$$

式中 h_c'' ——以消能池深 S 的池底为基准算出的收缩断面的跃后水深，由下计算可知

$$h_c'' = 24.42\text{m} ;$$

φ ——流速系数，可取 0.95。

则： $E_0' = E_0 + d = 48 + 6.8 = 54.8\text{m}$ 。

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 11.36\text{m}$$

$$\frac{E_0'}{h_k} = 4.82$$

由《水力计算手册》图 4-2-3 查出 $\frac{h_c}{h_k} = 0.35$ ，即 $h_c = 0.35h_k = 3.98\text{m}$

则： $Fr = q / (h_c \sqrt{gh_c}) = 4.82$

$$h_c'' = \frac{h_c}{2} (\sqrt{1 + 8Fr_c^2} - 1) = 25.24\text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{则： } \sigma &= \frac{S + h_t}{h_c''} + \frac{q^2}{2gh_c''} \left[\frac{1}{(\varphi h_t)^2} - \frac{1}{h_c''^2} \right] \\ &= 1.02 \end{aligned}$$

则安全系数 $1.0 < \sigma = 1.02 < 1.1$ ，满足要求，则选定池深 $S = 6.38\text{m}$ ，则池底高程为：
 $671.3 - 6.38 = 664.92\text{m}$ 。

4.4.3 消能池长度 L_k 确定

池长的设计流量为最大流量，即 $q_d = q_{\max} = 120 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ ，则由上计算可知：

$$h_c = 0.35h_k = 3.98\text{m}$$

$$h_c'' = 25.24\text{m}$$

$$Fr = 4.82$$

池长计算按下式 (4.14)：

$$L_k = (0.7 \sim 0.8) \cdot L_j \quad (4.15)$$

其中，水跃长度 $L_j = 10.8h_c(1-Fr)^{0.93} = 149.2\text{m}$

故得消能池长度：

$$L_k = (0.7 \sim 0.8) \cdot L_j = (104.64 \sim 119.60)\text{m}$$

取 $L_k = 110\text{m}$ 。

4.4.4 反弧段半径 R 确定

由上计算可得 $h_c = 3.98\text{m}$ ，反弧段半径 R ：

$$R = (4 \sim 10)h_c = (15.8 \sim 39.8)\text{m}$$

这里取 $R = 20\text{m}$ 。

4.4.5 海漫设计

由于水流流出护坦后仍具有较大的能量，故对河床有较强的冲刷能力。所以在消能池之后一般需要设置海漫加以保护。海漫常用粗石料或表面凹凸不平的混凝土块铺砌而成，能够加速跃后段水流湍动的衰减过程。

海漫长度 L_p 的估算： $L_p = (8.5 \sim 12.5)h_t = (163.7 \sim 240.7)\text{m}$ ，这里取 $L_p = 200\text{m}$ 。

4.4.6 水面线的确定

4.4.6.1 水面线计算的目的

深孔中孔顶板高度、导墙高度、闸门门轴位置的确定都需要知道水面线的情况。

4.4.6.2 水面线计算的基本原理

(1) wes 堤面曲线段

根据水工设计手册第六卷，闸孔中心水面线可由表 27-2-4 查取坐标 X、Y 值来点

汇；沿闸墩的水面线，可由表 27-2-5 查取坐标 X、Y 来点绘。所有这些 X、Y 的坐标原点，都位于堰面顶点，X 轴向下游为正。当 H/H_s 为介于 0.50 至 1.33 的各中间值时，水面线的坐标 X、Y，可以这样来求：针对某一给定的 X/H_s 值，画出 $Y/H_s - H/H_s$ 曲线，再按所给的 H/H_s 值，由曲线查取 Y/H_s 值，从而求得 X、Y 值。

此处计算水面线是为确定导墙高度，因此以下只对闸孔中心的水面线进行计算。

表 4.11 WES 堰面曲线段水面线计算表 单位 (m)

H/Hs	0.50	1.00	1.18	1.33	Hs= 12.2	
X/Hs	Y/Hs				X	Y
-0.4	-0.457	-0.890	-1.037	-1.165	-4.88	-12.65
-0.2	-0.431	-0.855	-0.997	-1.122	-2.44	-12.16
0.0	-0.384	-0.805	-0.947	-1.071	0	-11.55
0.2	-0.313	-0.735	-0.904	-1.051	2.44	-11.03
0.4	-0.220	-0.647	-0.805	-0.944	4.88	-9.82
0.6	-0.088	-0.589	-0.727	-0.847	7.32	-8.86
0.8	-0.075	-0.389	-0.568	-0.725	9.76	-6.93
1.2	0.462	0.015	-0.183	-0.356	14.64	-2.23
1.4	0.705	0.266	0.070	-0.102	17.08	0.85

(2) 下游直线段及反弧段

计算的基本原理是水利学的能量平衡方程。

分别在坝前和计算截面处建立能量断面，建立能量方程如下：

$$E_0 = h + V^2 / 2g\varphi^2 \quad (4.16)$$

式中：

E_0 — 校核水位到断面的垂直距离；

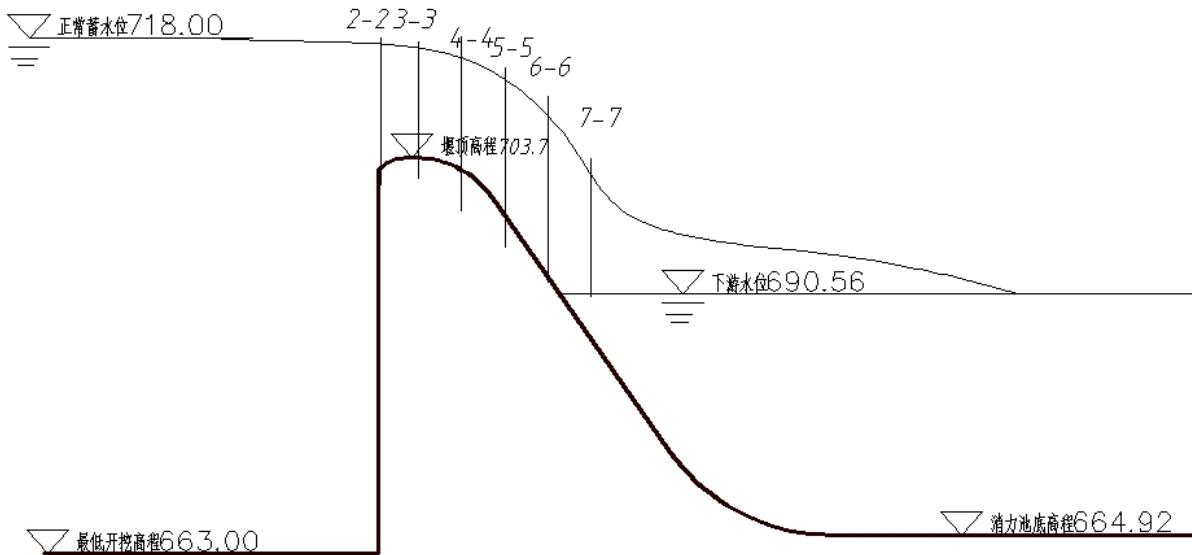
φ — 流速系数，对于该枢纽为中等长度的溢流面，取为 0.95；

V — 该断面流速；

H — 该断面处垂直方向上水深。

又有 $h = q/V$ ，联立两式即可求得该处的垂直水深。

图 4.4 WES 实用堰与底流的水面线



如上图，在堰面上取 7 个计算截面，对于断面 7-7 有：

$$E_0 = 716.00 - 690.56 = h + \frac{120^2}{2 * 9.81 * 0.95^2 h^2} = 25.44 \text{m}$$

则有方程： $\frac{813.2}{h^2} + h = 25.44$

解得 $h=1.87 \text{m}$ ，即有断面 7-7 处水面线高度为 6.86m

同理可解得其它断面处水面线高度如下表所示，根据《混凝土重力坝规范》，导墙高度应高出水面线 1~1.5 米，现取超高一米，导墙高度亦列于下表：

表 4.12 导墙高度表

断面	高程	水面线高度	超高	导墙高度
2-2	716.00	8.10	1.00	9.10
3-3	703.70	7.99	1.00	8.99
4-4	700.00	7.89	1.00	8.89
5-5	696.00	6.76	1.00	7.76
6-6	692.00	6.65	1.00	7.65
7-7	690.56	6.86	1.00	7.86

4.4.7 溢流坝段造价估算

$$\begin{aligned} \text{地基的开挖概算: } & 0.5 \times (52.62 + 52.62 + 52.62 + 44.68) \times 44.68 \times 46 \times 0.5 \times 0.28 \\ & = 2.92 \text{ 万元} \end{aligned}$$

$$\text{地基的填筑概算: } 44.68 \times 44.68 \times 46 \times 0.22 = 2.02 \text{ 万元}$$

溢流坝段混凝土体积估算 (C10):

$$V_2 = 2002.6 \times 46 = 92119.6 \text{m}^3$$

下游护坦段边墙混凝土体积 (C25):

$$V_3 = 648 \times 2 = 1296 \text{m}^3$$

护坦混凝土体积 (C25):

$$V_4 = 518 \times 46 = 23828 \text{m}^3$$

海漫粗石料体积:

$$V_5 = 740 \times 46 = 34040 \text{m}^3$$

防冲槽大块石体积:

$$V_6 = 213 \times 46 = 9798 \text{m}^3$$

造价估算:

C10 混凝土: $340 \times 92119.6 = 3131.1$ (万元)

C25 混凝土: $360 \times (1296+23828) = 905.6$ (万元)

粗料石: $120 \times 34040 = 408.8$ (万元)

大块石: $45 \times 9798 = 44.1$ (万元)

溢流坝段总价: $4.94 + 3131.1 + 905.6 + 408.8 + 44.1 = 4493.4$ (万元)

4.5 宽顶堰与底流消能组合

宽顶堰是当堰顶水平厚度 $2.5 < \delta/H < 10$ 时, 在进口处形成水面跌流, 堤顶范围内产生一段流线近似平行堰顶的渐变流动。

底流消能是在坝址下游设消力池, 消力坎等, 促使水流在限定范围内产生水跃, 通过水流内部的旋涡、摩擦、掺气和撞击消耗能量. 底流消能具有流态稳定, 消能效果好, 对地质条件和尾水变幅适应性强及水流雾化很小等优点。但工程量大, 不宜排漂或排冰。底流消能适应于中低坝或基岩较软弱的河道, 而用于高坝的则较少。

4.5.1 宽顶堰的各参数

流量系数 m 由堰顶的进口形式和堰的相对高度 P_1/H 决定, 有经验可得堰顶入口为直角的宽顶堰:

$$m = 0.32 + 0.01 \frac{3 - \frac{P_1}{H}}{0.46 + 0.75 \frac{P_1}{H}} \quad (4.17)$$

上式用于 $0 \leq P_1/H \leq 3$, 当 $P_1/H \geq 3$ 时, $m=0.32$

本次设计取 $P_1/H = 3$, $m=0.32$

侧收缩系数 ϵ_1 ：当闸墩头部收缩系数为矩形，堰顶入口为直角的宽顶堰 $a_0=0.19$ ：

$$\epsilon_1 = 1 - \frac{a_0}{\sqrt[3]{0.2 + \frac{P_1}{H}}} \cdot \sqrt[4]{\frac{b}{B}} \left(1 - \frac{b}{B}\right) \quad (4.18)$$

式中： a_0 为墩头及入口形状系数；

b 为溢流孔净宽；

B 为上游引渠宽。

上式用于 $b/B=1$ ； $P_1/H < 3$ 。当 $b/B < 0.2$ 时；应该采用 $b/B=0.2$ ； $P_1/H \geq 3$ 时，应

该采用 $P_1/H = 3$ ，所以本次设计 $b/B=1$ ，得： $\epsilon_1=1$

淹没系数 σ_s ：

表 4.12 宽顶堰的淹没系数 σ_s

h_s/H_0	0.80	0.81	0.82	0.83	0.84	0.85	0.86	0.87	0.88	0.89
σ_s	1.00	0.995	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.93	0.90	0.87
h_s/H_0	0.90	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	
σ_s	0.84	0.82	0.78	0.74	0.70	0.65	0.59	0.50	0.40	

则 $h_s/H_0 = 0.8$ ， $\sigma_s=1.0$

4.5.2 堰顶高程

堰流公式：

$$Q = \sigma_s \epsilon_1 m n b \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (4.19)$$

由 $Q=3992 \text{ m}^3/\text{s}$ ，可以得出：

$$H_0 = \sqrt[2/3]{\frac{3992}{1.0 \times 1 \times 0.33 \times 3 \times 12 \times \sqrt{2 \times 9.81}}} = 18 \text{ m}$$

$$\frac{P_1}{H} = \frac{P_1}{18} = 2, P_1 = 36 \text{ m}$$

建基面高程为 663.00m

堰顶高程=663.00+36=699.00m

闸门高程=716.00m

4.3.2 阀门高度

阀门高程=正常蓄水位-堰顶高程+ (0.1~0.5) =716.00-699+0.2=17m

按规范门高取为 17m。

4.5.3 宽顶堰宽度

由于 $b/B = 1$ ，所以 $b=B=12m$

$$h_s = 0.8H = 0.8 \times 18 = 12.4m$$

4.5.4 校核

由上简单计算和工程经验可知该工程实际，使用宽顶堰要满足 $2.5 < \delta/H < 10$ ，
 $\delta = (27.5 \sim 110)m$ 。

而本次设计的 δ 取非溢流坝的坝宽 39.2m，满足宽顶堰的设计要求。

4.4.5 消能池深度 S 确定

由 $P_1/H_d = 36/12 = 3 > 1.33$ ，故知可不计行近流速，令 $H_d = H_0 = 12m$ 。则

$$E_0 = P_1 + H_d = 36 + 12 = 48m$$

由《水力学》下册表 9.1 可知，可取 $\varphi = 0.90$ 。

当 $q = 120 m^3/(s.m)$ 时，可求得临界水深 h_k ：

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{120^2}{9.81}} = 11.36m$$

$$\frac{E_0}{h_k} = \frac{48}{11.36} = 4.22$$

由《水力计算手册》图 4-2-3 查出 $\frac{h_c}{h_k} = 0.41$ ，即 $h_c = 0.41h_k = 4.66m$

跃后水深 h_c ，采用矩形断面平底消能工：

$$h_c = \frac{h_c}{2} (\sqrt{1+8Fr_c^2} - 1) \quad (4.20)$$

式中 Fr — 收缩断面弗劳德数， $Fr = q/(h_c \sqrt{gh_c})$ ；

h_c — 收缩断面水深；

q —收缩断面处单宽流量。

$$\text{则: } Fr = q / (h_c \sqrt{gh_c}) = 3.80; \quad h_c'' = \frac{h_c}{2} (\sqrt{1 + 8Fr_c^2} - 1) = 22.88 \text{m}$$

$$\text{即 } (h_c'' - h_t) = 3.61 \text{m}$$

同理, 可算出不同单宽流量下的($h_c'' - h_t$)如下表 4.10:

表 4.12 ($h_c'' - h_t$) 计算结果

q $\text{m}^3/(\text{s.m})$	h_k (m)	E_0/h_k	h_c (m)	Fr	h_c'' (m)	h_t (m)	$h_c'' - h_t$ (m)	备注
120	11.36	4.22	4.66	3.8	22.88	19.26	3.61	$\varphi = 0.90$ $E_0 = 48 \text{m}$
110	10.72	4.47	4.07	4.65	21.60	18.18	3.42	
100	10.06	4.76	3.62	5.56	20.57	17.46	3.11	
90	9.38	5.11	3.28	6.43	19.47	16.49	2.98	
80	8.67	5.53	2.86	7.91	18.28	15.43	2.85	

由表 4.10 可知 $q = 120 \text{ m}^3/(\text{s.m})$ 时, $(h_c'' - h_t) = 3.61 \text{m}$ 最大。且在流量讨论范围内, h_c'' 均大于 h_t , 故下游产生远驱式水跃衔接。为使下游产生淹没水跃衔接, 现拟设计一降低护坦高程的消能池。

首先以下式估算一池深 d :

$$d = \sigma_0 h_{c0}'' - h_t \quad (4.21)$$

式中 h_{c0}'' —以下游原河床高程为基准算出的收缩断面的跃后水深, 这里 $h_{c0}'' = 22.88 \text{m}$;

h_t —下游水深, $h_t = 19.26 \text{m}$;

$$\sigma_0 = 1.0 \sim 1.05$$

则: $d = \sigma_0 h_{c0}'' - h_t = 4.76 \text{m}$

然后检查池深 d 的安全程度, 按式 (4.13) 计算安全系数 σ :

$$\sigma = \frac{d + h_t}{h_c''} + \frac{q^2}{2gh_c''} \left[\frac{1}{(\varphi h_t)^2} - \frac{1}{h_c''^2} \right] \quad (4.22)$$

式中 h_c'' —以消能池深 d 的池底为基准算出的收缩断面的跃后水深, 由下计算可知

$$h_c'' = 22.88 \text{m};$$

φ —流速系数, 可取 0.95。

则: $E_0' = E_0 + d = 52.76 \text{m}$

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 11.36\text{m}$$

$$\frac{E^*}{h_k} = 4.64$$

由《水力计算手册》图 4-2-3 查出 $\frac{h_c}{h_k} = 0.37$ ，即 $h_c = 0.37h_k = 4.20\text{m}$

$$\text{则: } Fr = q/(h_c \sqrt{gh_c}) = 4.45$$

$$h_c^* = \frac{h_c}{2} (\sqrt{1+8Fr_c^2} - 1) = 24.41\text{m}$$

$$\text{则: } \sigma = \frac{d + h_t}{h_c^*} + \frac{q^2}{2gh_c^*} \left[\frac{1}{(\varphi h_t)^2} - \frac{1}{h_c^{*2}} \right]$$

$$= 1.02$$

则安全系数 $1.0 < \sigma = 1.02 < 1.1$ ，满足要求。则选定池深 $d = 4.76\text{m}$ ，则池底高程为：
 $671.3 - 4.76 = 666.54\text{m}$ 。

4.5.6 消能池长度 L_k 确定

池长的设计流量为最大流量，即 $q_d = q_{\max} = 120 \text{ m}^3/(\text{s.m})$ ，则由上计算可知：

$$h_c = 0.37h_k = 4.20\text{m} ; \quad h_c^* = 24.41\text{m} ; \quad Fr = 4.45$$

池长计算按下式 (4.14):

$$L_k = (0.7 \sim 0.8) \cdot L_j \quad (4.23)$$

其中，水跃长度 $L_j = 10.8h_c(1-Fr)^{0.93} = 142.4\text{m}$

故得消能池长度：

$$L_k = (0.7 \sim 0.8) \cdot L_j = (100.4 \sim 114.8)\text{m}$$

取 $L_k = 110\text{m}$ 。

4.5.7 海漫设计

由于水流流出护坦后仍具有较大的能量，故对河床有较强的冲刷能力。所以在消能池之后一般需要设置海漫加以保护。海漫常用粗石料或表面凹凸不平的混凝土块铺砌而成，能够加速跃后段水流湍动的衰减过程。

海漫长度 L_p 的估算： $L_p = (8.5 \sim 12.5)h_t = (163.7 \sim 240.7)\text{m}$

这里取 $L_p = 200\text{m}$ 。

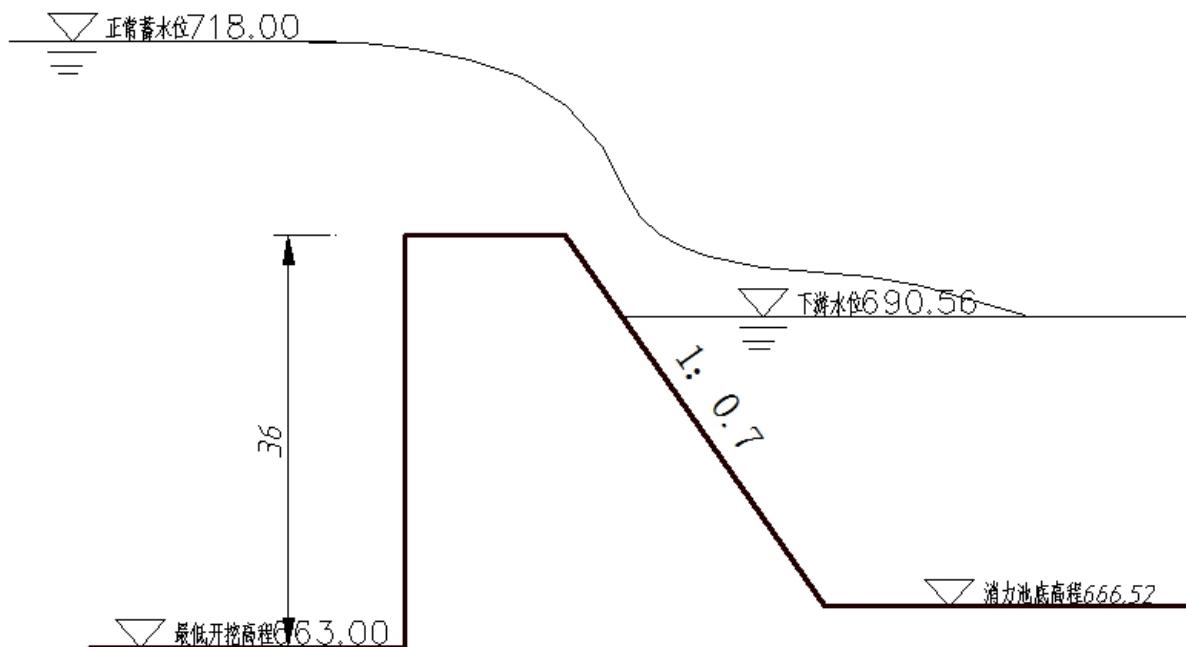
4.5.8 水面线的确定

4.5.8.1 水面线计算的目的

深孔中孔顶板高度、导墙高度、闸门门轴位置的确定都需要知道水面线的情况。

4.5.8.2 水面线计算的基本原理

图 4.5 宽顶堰与底流消能的水面线



(1) 陡坡段的水深计算

查《水力学》课本, 可得, 取 $\phi=0.95$

$$\text{由公式: } h_1 = \frac{q}{\phi \sqrt{2g (H_0 - h_1 \cos \theta)}} \quad (4.24)$$

式中 q —计算断面单宽流量;

H_0 —以起始计算断面渠底为基准的上游来流总水头;

θ —陡坡底板与水平面的夹角;

ϕ —流速系数, 取 $\phi=0.95$

$$h_1 = \frac{q}{\phi \sqrt{2g (H_0 - h_1 \cos \theta)}} = \frac{120}{0.95 \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot (19 - h_1 \cos \theta)}}$$

$$19h_1^2 - h_1^3 \cos \theta = 813.23$$

$$\text{经求解: } h_1 = 9.11$$

(2) 陡坡掺气水深计算

$$\text{由公式: } h_b = (1 + \frac{\zeta v}{100}) h \quad (4.25)$$

式中 h —不计掺气影响的水深;

h_b —计入掺气的水深;

v —不计掺气的陡坡计算断面, m/s

ζ —修正系数, 可取 1.0~1.4s/m, 流速大者取大

$$v = \sqrt{2gh} = \sqrt{2 \times 9.81 \times 8.44} = 12.86 \text{ m/s}$$

$$h_b = (1 + \frac{1.2 \times 12.86}{100}) \times 8.44 = 9.7 \text{ m}$$

同理可解得其它断面处水面线高度如下表所示, 根据《混凝土重力坝规范》, 导墙高度应高出水面线 1~1.5 米, 现取超高一米, 导墙高度亦列于下表:

表 4.13 导墙高度

断面	高程	水面线高度	超高	导墙高度
1-1	718.00	14.30	1.00	14.30
2-2	703.70	13.20	1.00	14.20
3-3	699.00	11.76	1.00	12.76
4-4	695.00	10.21	1.00	11.21
5-5	690.56	9.11	1.00	10.11
7-7	690.56	9.70	1.00	10.70

4.5.9 溢流坝段造价估算

地基的开挖概算: $0.5 \times (52.62 + 52.62 + 52.62 + 44.68) \times 44.68 \times 46 \times 0.5 \times 0.28 = 2.92$ 万元

地基的填筑概算: $44.68 \times 44.68 \times 46 \times 0.22 = 2.02$ 万元

溢流坝段混凝土体积估算 (C10):

$$V_2 = 1372 \times 46 = 63112 \text{ m}^3$$

下游护坦段边墙混凝土体积 (C25):

$$V_3 = 605 \times 2 = 1210 \text{ m}^3$$

护坦混凝土体积 (C25):

$$V_4 = 933 \times 46 = 42918 \text{ m}^3$$

海漫粗石料体积:

$$V_5 = 1216 \times 46 = 55936 \text{ m}^3$$

防冲槽大块石体积：

$$V_4 = 386 \times 46 = 17756 \text{m}^3$$

造价估算：

C10 混凝土： $340 \times 63112 = 2146.9$ 万元

C25 混凝土： $360 \times (1210+42918) = 1598.6$ 万元

粗料石： $120 \times 55936 = 672.9$ 万元

大块石： $45 \times 17756 = 81.2$ 万元

溢流坝段的概算： $4.94+2146.9+1588.6+671.9+81.2=4501.5$ 万元

4.6 溢流坝比选

综上所述，根据该工程实际和各种堰型的适用范围和条件，以及工程经验等因素的比较。WES 实用堰与挑流消能组合、WES 实用堰与底流消能组合、宽顶堰与底流消能组合，从水力设计的角度，几种组合都满足设计要求。再从经济上进行对比。WES 实用堰与挑流消能组合造价为 4665.6 万元、宽顶堰与底流消能组合造价为 4493.4 万元、WES 实用堰与底流消能组合造价为 4501.5 万元。所以，在满足水力要求的情况下，选择最为经济的 WES 实用堰与底流消能组合方式。

第5章 细部设计

5.1 坝体分缝

1、横缝

横缝是为了减小温度应力，适应地基不均匀变形和满足施工要求。一般情况下横缝为永久缝，也有临时缝，垂直坝轴线，用于将坝体分成为若干独立的坝段。

2、纵缝

纵缝是为了适应砼的浇筑能力和减小施工期的温度应力，在平行坝轴线方向设置。纵缝为临时缝，可分为铅直纵缝、斜缝和错缝三种，纵缝缝面应设水平向键槽，键槽呈斜三角形，槽面大致沿主应力方向，在缝面上布置灌浆系统进行接缝灌浆，为了灌浆时不使浆液从缝内流出，必须在缝的四周设止浆片。

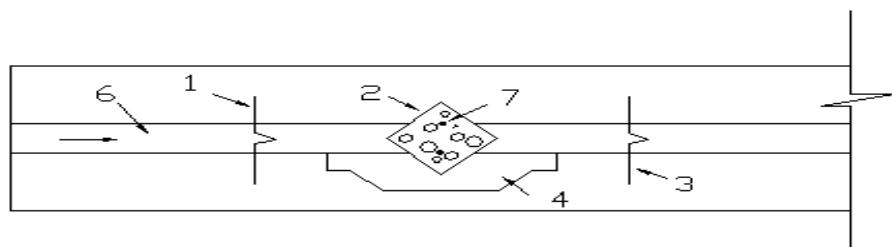
3、水平施工缝

水平施工缝是上、下层浇筑块之间的接合面。浇筑块厚度一般为1.5~4.0m；在靠近基岩面附近用0.75~1.0m的薄层浇筑，以利于散热，减少温升，防止开裂。

5.2 坝体止水

横缝内需设止水，止水材料有金属片、橡胶、塑料及沥青等，对于高坝应采用两道止水片，中间设沥青井，金属片止水一般采用1.0~1.6mm后的紫铜片，第一道止水片上游面的距离应有利于改善坝体头部应力，一般为0.5~2.0m（本设计采用1.0m），每侧埋入砼的长度约为20~25cm（本设计采用25cm），在止水片的安装时要注意保证施工质量，沥青井为方形或圆形（本设计采用方形），其一侧可用预制砼块，预制块长1.0~1.5m，厚5~10cm（本设计采用1m×10cm），沥青井尺寸大致为15cm~15cm至25cm~25cm（本设计采用20cm×20cm），井内灌注的填料由二号或三号是由沥青，水泥和石棉粒组成，井内设加热设备（通常采用电加热的方法），将钢筋埋入井中，并以绝缘体固定，从底部一直通到坝顶，在井底设置沥青排出管，以便排除老化的沥青，重填新料，管径可为15~20cm。止水片及沥青井需伸入岩基一定深度，约30~50cm，井内填满沥青砂，止水片必须延伸到最高水位以上，沥青井需延伸到坝顶。

图 5.1 止水设计



1—第一道止水铜片；2—沥青井；3—第二道止水铜片；
4—预制块；5—横缝；6—沥青油毡；7—加热电极

5.3 坝体排水

坝体排水为了减小渗水对坝体的不利影响，在靠近坝体上游面需要设置排水管幕，排水管应通至纵向排水管道，其上部应通至上层廊道或坝顶（溢流面以下），以便于检修管距可采用采用3m，排水管幕距上游坝面的距离，一般要求不小于坝前水深的1/10~1/12，且不少于2m，故根据规定排水管设置在距上游面6m处，以使渗透坡降控制在允许范围内。排水管采用预制多孔混凝土管，内径可为15cm~25cm（取20cm），随着坝体混凝土的浇筑而加高。渗入排水管的水可汇集到下层纵向廊道，沿积水沟或集水管经横向廊道的排水沟汇入集水井，再用水泵或自流排水排向下游，排水沟断面常用30cm×30cm，低坡3%，排水管施工时必须防止被混凝土的杂物等堵塞。

5.4 廊道系统

为了满足施工运用要求，如灌浆，排水，观测，检查和交通的需要，在坝体内设置各种廊道，这些廊道互相连通，构成廊道系统。

1、坝基灌浆廊道

帷幕灌浆需要在坝体浇灌到一定高度后进行，以便利用混凝土压重提高灌浆压力，保证灌浆质量。本次设计基础灌浆廊道断面取3.0×4m，形状采用城门洞型。廊道的上游壁离上游侧面的距离应满足防渗要求，在坝踵附近距上游坝面0.05~0.1倍作用水头、且不小于4~5m处设置，本次设计取8m，为满足压力灌浆，基础灌浆廊道距基岩面不宜小于1.5倍廊道宽度，取5m。灌浆廊道兼有排水作用，并在其上游侧设排水沟，下游侧设坝基排水孔幕，在靠近廊道最低处设置集水井，汇集从坝基和坝体的渗水，然后经由水泵抽水排至下游坝外。

2、检查及坝体排水廊道

为了检查巡视和排除渗水，常在靠近坝体上游面适当高度方向每隔15~30m设置检查和排水廊道，断面形式多采用城门洞形，最小宽度为1.2m，最小高度为2.2m，距上游面的距离应不少于0.05~0.07倍水头，且不小于3m，该重力坝选取5m，上游测设排水沟。各层廊道在左右两岸应各有一个出口，并用铅直的井使各层廊道连通。排水廊道断面尺寸统一拟定为3.0m×4m，城门洞形。

5.5 坝顶构造

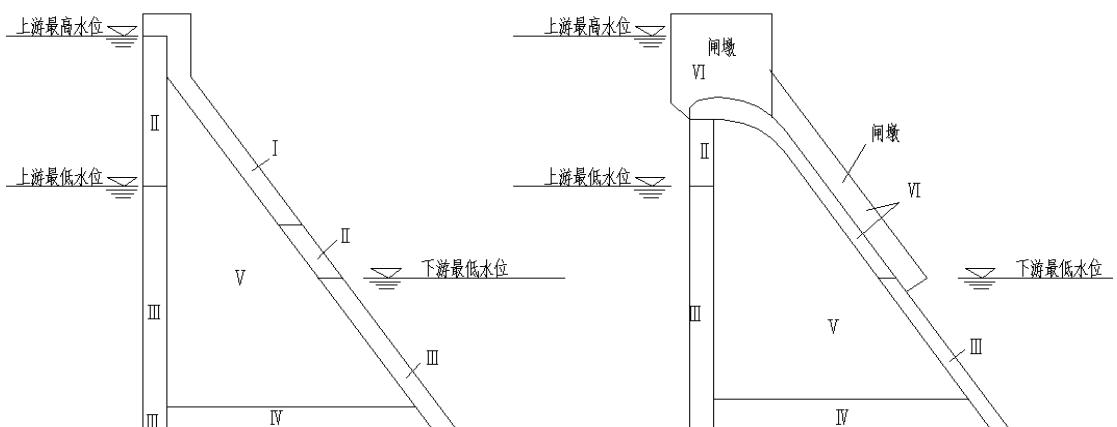
坝顶路面应具有2~3%的横向坡度，并设置混凝土排水沟(30×30cm)以排出坝顶

雨水，坝顶上下游侧可设防护栏，为满足运用要求和交通要求，在坝顶上布置照明设施，即在上游侧每隔 25m 设一对照明灯，一只朝向坝顶路面方向，一只朝向水库方向。根据大坝正常运行需要，在坝顶还要设置通向坝体内部各层廊道、电站的电梯井，便于观测和维修人员快速进出。

5.6 大坝混凝土的分区

大坝混凝土除应满足设计上对强度的要求外，还应根据大坝的工作条件，地区气候等具体情况，分别满足抗渗、抗冻、抗冲耐磨和抗腐蚀等耐久性及低热性的要求。

图 5.2 大坝分区



I 区——上游、下游水位以上坝体外部表面混凝土；II 区——上游、下游水位变化区的坝体外部表面混凝土；III 区——上游、下游最低水位以下坝体外部表面混凝土；IV 区——坝体基础混凝土；V 区——坝体内部混凝土；VI 区——抗冲刷部位的混凝土（例如溢流面、泄水孔、导墙和闸墩等）

表 5.1 大坝混凝土分区性能要求表

分区	强度	抗渗	抗冻	抗冲刷	抗侵蚀	低热	最大水灰比	选择分区的主要因素
I	+	-	++	-	-	+	+	抗冻
II	+	+	++	-	+	+	+	抗冻、抗裂
III	++	++	+	-	+	+	+	抗渗、抗裂
IV	++	+	+	-	+	++	+	抗裂
V	++	+	+	-	-	++	+	
VI	++	-	++	++	++	+	+	抗冲耐磨

注：有“++”的项目为选择各区混凝土等级的主要控制因素，有“+”的项目为需要提出要求的，有“-”的项目为不需要提出要求的。

第 6 章 工程概算

工程造价计算是将坝体沿坝轴线方向分若干个坝段进行计算，工程量计算如表 6.1：

表 6.1 工程量计算表 (单 m^3)

坝段	左非溢流坝段				溢流坝段	右非溢流坝段			
	1	2	3	4		5	6	7	8
坝体混凝土	2315	1556	4128	3802	115948	9574	2597	925	108
土石方	90	12308	22693	10812	104069	15619	5321	3926	1818
回填量	46	709	1179	582	91829	1741	957	491	65

6.1 坝体混凝土

1. 非溢流坝段

左非溢流坝段混凝土体积 $V_1 = 9576m^3$ ；

右非溢流坝段混凝土体积 $V_2 = 13203m^3$

2. 溢流坝段

溢流坝段混凝土体积 $V_3 = 115948m^3$

坝体混凝土体积 $V = V_1 + V_2 + V_3 = 9576 + 13203 + 115948 = 138727m^3$

6.2 土石方开挖

1. 非溢流坝段

左非溢流坝段土石方体积 $V_4 = 48128m^3$

右非溢流坝段土石方体积 $V_5 = 22683m^3$

2. 溢流坝段

溢流坝段土石方开挖体积 $V_6 = 104069m^3$

土石方开挖总体积 $V' = V_4 + V_5 + V_6$
 $= 48128 + 22683 + 104069$
 $= 174880m^3$

土方体积： $0.25V' = 0.25 \times 174880 = 43720m^3$

石方体积： $0.75V' = 0.75 \times 174880 = 131160m^3$

6.3 块石回填

1. 非溢流坝段

左非溢流坝段回填体积 $V_7 = 2516 \text{m}^3$ 右非溢流坝段回填体积 $V_8 = 3253 \text{m}^3$

2. 溢流坝段

溢流坝段回填体积 $V_9 = 91829 \text{m}^3$ 回填总体积 $V' = V_7 + V_8 + V_9 = 2516 + 3253 + 91829 = 97598 \text{m}^3$

6.4 单价分析

表 6.2 建筑工程单价表

建筑工程单价表

坝基岩石帷幕灌浆					
定额编号：70029				单位：100m	
施工方法：自下而上灌浆法，透水率 2Lu 以下，					
编号	名称	单位	数量	单价(元)	合计(元)
一、	直接工程费				16609
1、	直接费				15238
(1)	人工费				4503
	工长	工时	45.00	7.81	351
	高级工	工时	102.00	7.26	741
	中级工	工时	275.00	6.14	1689
	初级工	工时	436.00	3.95	1722
(2)	材料费				1585
	水泥	t	2.90	360.00	1044
	水	m ³	619.00	0.54	334
	其他材料费	%	15.00	1378.26	207
(3)	机械费				9150
	灌浆泵 中低压泥浆	台时	163.40	34.14	5578
	灰浆搅拌机	台时	139.30	15.83	2205
	地质钻机 150 型	台时	22.80	40.24	917
	胶轮车	台时	15.00	0.90	14
	其他机械费	%	5.00	8714.29	436
(4)	嵌套项				
2、	其他直接费		15238	2.00%	305
3、	现场经费		15238	7.00%	1067
二、	间接费		16609	12.00%	1993
三、	企业利润		18602	7.00%	1302
四、	税金		19904	3.35%	667
五、	其他		20571		
六、	合计				20571

表 6.3 汽车运输费用

建筑工程单价表

6m ³ 挖掘机挖土自卸汽车运输							
定额编号: 10689				单位: 100m ³			
施工方法: I -- II类土, 运距 2km, 适用范围: 露天作业。							
工作内容: 挖装、运输、卸除、空回。							
编号	名称	单位	数量	单价(元)	合计(元)		
一、	直接工程费				1148		
1、	直接费				1053		
(1)	人工费				7		
	初级工	工时	1.80	3.95	7		
(2)	材料费				41		
	零星材料费	%	4.00	1012.57	41		
(3)	机械费				1005		
	单斗挖掘机 液压 6m ³	台时	0.27	833.05	225		
	推土机 88kw	台时	0.14	132.07	18		
	自卸汽车 25t	台时	3.22	236.66	762		
(4)	嵌套项						
2、	其他直接费		1053	2.00%	21		
3、	现场经费		1053	7.00%	74		
二、	间接费		1148	16.00%	184		
三、	企业利润		1332	7.00%	93		
四、	税金		1425	3.35%	48		
五、	其他		1472				
六、	合计				1472		

表 6.4 费率表

定额分组费率表

序号	名称	定额编号								
		10001	20001	30001	40001	50001	60001	70001	80001	90001
1	其他直接费	1.50%	2.00%	2.50%	2.50%	2.50%	2.50%	2.50%	2.50%	2.50%
2	现场经费	7.00%	6.00%	7.00%	7.00%	7.00%	7.00%	7.00%	7.00%	7.00%
3	间接费	5.00%	4.00%	5.00%	5.00%	5.00%	5.00%	5.00%	5.00%	5.00%
4	企业利润	7.00%	7.00%	7.00%	7.00%	7.00%	7.00%	7.00%	7.00%	7.00%
5	税金	3.22%	3.22%	3.22%	3.22%	3.22%	3.22%	3.22%	3.22%	3.22%
6	其他	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%

表 6.5 人工及材料价格

人工及材料价格

电算编号	序号	项目名称	单位	单价(元)	属性	单位系数
L0001		工长	工时	7.81	RG	1.0000
L0002		高级工	工时	7.26	RG	1.0000
L0003		中级工	工时	6.14	RG	1.0000
L0004		初级工	工时	3.95	RG	1.0000
M0250		水泥	t	360.00	SN	1.0000
M0020		水	m3	0.54		1.0000
M9999		其他材料费	%		QC	
M9907		零星材料费	%		LX	

表 6.6 机械台班费

施工机械台时费汇总表

序号	名称及规格	台时费	其中：				
			折旧费	修理费	安拆费	人工费	动力燃料费
	灌浆泵 中低压泥浆	34.14	2.38	6.95	0.57	14.74	9.50
	灰浆搅拌机	15.83	0.83	2.28	0.20	7.98	4.54
	地质钻机 150 型	40.24	3.80	8.56	2.37	17.81	7.70
	胶轮车	0.90	0.26	0.64			
	其他机械费						
	单斗挖掘机 液压 6m3	833.05	392.85	117.86		16.58	305.76
	推土机 88kw	132.07	26.72	29.07	1.06	14.74	60.48
	自卸汽车 25t	236.66	85.89	42.95		7.98	99.84
	自卸汽车 27t	268.44	103.88	51.94		7.98	104.64
	自卸汽车 32t	363.82	166.74	66.70		7.98	122.40
	自卸汽车 45t	484.96	221.76	77.62		7.98	177.60
	自卸汽车 65t	746.70	336.00	117.60		7.98	285.12

表 6.7 建筑单价汇总表

建筑工程单价汇总表

编号	工程名称	单位	单价 (元)	其中:									
				人工费	材料费	机械费	嵌套项	其他直	现场费	间接费	利润	税金	其他
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
	坝基岩石帷幕灌浆	100m	20571	4503	1585	9150		305	1067	1993	1302	667	
	人工挖一般土方胶轮车运输	100m ³	878	563	12	52		13	44	109	56	28	
	6m ³ 挖掘机挖土自卸汽车运输	100m ³	5196	7	159	3963		62	289	224	329	162	
	6m ³ 挖掘机挖土自卸汽车运输	100m ³	1472	7	41	1005		21	74	184	93	48	

6.5 工程造价计算成果

计算成果见表 6.2:

表 6.3 造价估算成果表

项目编号	工程名称	单位	工程量	单价(元)	合计(万元)
一	土方工程				149.7
	土方开挖	m^3	43720	19.72	84.9
	土方运输	m^3	43720	14.72	64.8
二	石方工程				598.5
	石方开挖	m^3	131160	26.12	347.8
	石方运输	m^3	33562	27.3	91.6
	石渣回填	m^3	97589	16.3	159.1
三	混凝土工程				4716.7
	大坝	m^3	138727	340	4716.7
总计			5464.9		

由以上计算可得：

该工程造价初步估算为 5464.9 万元。

第 7 章 结论与展望

毕业论文是本科学习阶段一次非常难得的理论与实际相结合的机会，通过这次对姚家河水电站上坝址溢流坝及消能工优化设计，我摆脱了单纯的理论知识学习状态，这次和实际设计的结合锻炼了我的综合运用所学的专业基础知识，解决实际工程问题的能力，同时也提高我查阅文献资料、设计手册、设计规范以及电脑制图等其他专业能力水平，而且通过对整体的掌控，对局部的取舍，以及对细节的斟酌处理，都使我的能力得到了锻炼，经验得到了丰富，并且意志品质力，抗压能力及耐力也都得到了不同程度的提升。这是我们希望看到的也正是我们进行毕业设计的目的所在。

本次毕业设计的题目为：姚家河水电站溢流坝及消能工优化设计。重力坝是目前世界上广泛采用的一种坝型。它对地质和地形条件的适应较强，并且安全可靠，结构作用明确。而本次设计的目的就是熟悉坝体非溢流坝段与溢流坝段的设计方法，以及对地基处理、大坝细部结构进行初步了解，通过实践巩固大学阶段所学到的理论知识。

在设计过程中，由于所学的基础理论知识还不够扎实，对实际工程的了解也不够详细，所以在设计时遇到了许多的问题。比如：虽然大坝的稳定性满足规范所规定的要求，但是计算结果偏大，从经济的角度来看，所耗费的材料较多，不够经济；在设计消能工的时候，采取了底流消能，由于河道太窄，而且弯曲，为了防止冲刷河岸，采取了较小的挑射角。

虽然在设计中遇到了许许多多的问题，而且设计还有比较多的疏漏之处，但通过这两个多月的努力，我感觉还是对水利工程有了一定的了解，对本专业的知识进行了相关的实践，相信通过努力，我能更好地掌握本专业的相关技能，在今后的工作中发挥出自己的作用。

致 谢

经过两个月的忙碌和工作，本次毕业设计已经接近尾声，这意味着大学生活即将结束。在大学阶段，我在学习上和思想上都受益非浅，这除了自身的努力外，与各位老师、同学和朋友的关心、支持和鼓励是分不开的。由于经验的匮乏，难免有许多考虑不周全的地方，如果没有导师的督促指导，以及一起工作的同学们的支持。本次设计很难完成。

在本论文的写作过程中，我的导师钟老师倾注了大量的心血，从选题到开题报告，从写作提纲，到一遍又一遍地指出每稿中的具体问题，严格把关，循循善诱。在这里首先要感谢我的导师钟亮老师。钟老师平日里工作繁多，但在我们的设计过程中，仍给予悉心的指导。他的治学严谨和科学的研究精神也是我永远学习的榜样，并将积极影响我今后的学习和工作。

同时我还要感谢在我学习期间给我极大关心和支持的各位老师以及关心我的同学和朋友。

参考文献

- [1] 水利水电工程等级划分及洪水标准 SL252—2000 [S], 中国水利电力出版社.
- [2] 水电枢纽工程等级划分及设计安全标准 DL5180—2003 [S], 国家经济贸易委员会发布.
- [3] 混凝土重力坝设计规范 SL5108—1999 [S], 中国水利电力出版社.
- [4] 水利水电工程可行性研究报告编制规程 [M], 中国水利水电出版社, 1993.
- [5] 张诗云.水利水电工程投标报价编制指南 [M], 北京: 中国水利水电出版社, 2007
- [6] 马善定等主编.水利水电工程专业毕业设计指南 [M], 北京: 中国水利水电出版社, 1996.
- [7] 叶守泽主编.水文水利计算 [M], 武汉大学, 中国水利水电出版社, 1996.
- [8] 林继镛主编.水工建筑物 [M], 北京: 中国水利水电出版社, 1996.
- [9] 袁光裕主编.水利工程施工 [M], 北京: 中国水利电力出版社, 1996.
- [10] 吴持恭主编.水力学 [M], 北京: 高等教育出版社, 2003.11(2006 重印)
- [11] 杨进良主编.土力学 [M], 北京: 中国水利水电出版社, 2000.
- [12] 刘川顺主编.水利工程地基处理 [M], 武汉: 武汉大学出版社, 2004.
- [13] 王昌杰主编.河流动力学 [M], 北京: 人民交通出版社, 2000.
- [14] Diez2Cascon J . Studies on the hydraulic behaviour of stepped spillway[J]. International Water Power and Dam Construction ,1991 ,43 (9) :22 —26.
- [15] Miller D. S Hydraulic Structure Design Manual[J]. Journal of Hydraulic Engineering ,1990 ,116 (4).
- [16] Miller D. S Hydraulic Structure Design Manual[J]. Journal of Hydraulic Engineering ,1990 ,116 (4).