



西华大学毕业设计说书

目 录

摘 要.....	1
1 前言.....	3
2 基本资料.....	1
2.1 流域概况及枢纽任务.....	1
2.2 气象.....	1
2.2.1 气温.....	1
2.2.2 湿度.....	2
2.2.3 降雨量.....	2
2.2.4 蒸发量.....	2
2.2.5 风速、风向.....	2
2.3 水文特征.....	3
2.4 设计洪水.....	4
2.5 水库面积、容积.....	5
2.6 泥沙.....	5
2.7 工程地质.....	6
2.7.1 水库区工程地质.....	6
2.7.2 坝址地质.....	7
2.7.3 地下水.....	8
2.8 天然建筑材料.....	9



西华大学毕业设计说明书

2.8.1 土料.....	9
2.8.2 砂石料.....	9
2.9 工程效益.....	10
2.9.1 发电.....	10
2.9.2 防洪.....	10
2.9.3 航运与木、竹流放.....	10
2.9.4 渔业.....	10
3 设计标准及依据.....	11
3.1 设计标准.....	11
3.2 设计依据.....	13
4 枢纽布置.....	14
4.1 坝型选择.....	14
4.2 坝址的选择.....	15
4.3 坝轴线的选择.....	16
4.4 枢纽的总体布置.....	16
5 非溢流坝段设计.....	18
5.1 剖面尺寸的拟定.....	18
5.1.1 坝顶高程的拟定.....	18
5.1.2 下游水位的拟定.....	19
5.1.3 坝顶宽度的拟定.....	21



西华大学毕业设计说明书

5.1.4 坝坡的拟定.....	21
5.2 荷载计算.....	22
5.2.1 自重.....	22
5.2.2 静水压力.....	23
5.2.3 扬压力.....	24
5.2.4 浪压力.....	24
5.2.5 淤沙压力.....	25
5.2.6 地震惯性力.....	25
5.3 抗滑稳定分析.....	29
5.3.1 抗滑稳定的计算方法.....	29
5.3.2 抗滑稳定极限状态法.....	31
5.4 应力分析.....	33
6 溢流坝段设计.....	38
6.1 泄水方式的选择.....	38
6.2 水力计算.....	38
6.2.1 洪水标准的确定.....	38
6.2.2 确定设计流量.....	38
6.2.3 单宽流量 q 的确定.....	39
6.2.4 孔口尺寸的确定和布置.....	39
6.2.5 溢流堰顶高程的确定.....	40



西华大学毕业设计说书

6.2.6 定型设计水头的确定.....	41
6.2.7 闸门高度的确定.....	42
6.2.8 泄流能力校核.....	42
6.3 消能防冲设计.....	43
6.3.1 挑流鼻坎设计.....	43
6.3.2 挑距和冲坑的估算.....	44
6.4 溢流坝剖面设计.....	46
6.4.1 椭圆曲线方程.....	46
6.4.2 幂曲线方程.....	47
6.4.3 溢流坝剖面绘制.....	47
6.5 抗滑稳定分析.....	49
7 细部构造设计.....	57
7.1 坝顶构造.....	57
7.1.1 非溢流坝顶构造.....	57
7.1.2 溢流坝顶构造.....	58
7.2 闸墩设计.....	58
7.3 闸门设计.....	59
7.3.1 工作闸门的布置.....	59
7.3.2 检修闸门的布置.....	59
7.3.3 工作闸门与检修闸门自重的估算.....	60



西华大学毕业设计说书

7.4	工作桥梁的设计.....	60
7.5	坝体分缝.....	61
7.5.1	横缝及止水.....	61
7.5.2	纵缝.....	62
7.6	廊道系统.....	63
7.6.1	基础灌浆廊道.....	63
7.7	坝体排水.....	64
7.8	坝体材料分区.....	64
8	地基处理.....	66
8.1	地基开挖与清理.....	66
8.2	固结灌浆.....	66
8.3	帷幕灌浆.....	67
8.3.1	帷幕的深度设计.....	68
8.3.2	帷幕厚度的确定.....	68
8.3.3	帷幕伸入到两岸的范围.....	68
8.4	坝基排水.....	68
9	结论.....	70
10	总结与体会.....	71
11	致谢.....	72
	参考文献.....	73



西华大学毕业设计说书

摘 要

紧水滩水电站在瓯江支流龙泉溪上，坝址以上流域面积 2761 平方公里。龙泉溪发源于浙闽交界仙霞岭，洞官山，河流长度 153 公里，直线长度 77 公里，平均宽度 36 公里。

本枢纽工程等别为一等，工程规模为大（1）型，以防洪和发电为主，兼有航运等综合效益。水库有 1.53 亿立方米的防洪库容，用以减轻下游丽水、碧湖地区防洪的负担。

枢纽按千年一遇洪水设计，万年一遇洪水校核。水库正常蓄水位 290.64 米，设计洪水位 284.0 米，校核洪水位 291.8 米。电站装机 4 台 5 万千瓦，总装机 20 万千瓦。

主体建筑物实体重力坝坝顶高程 294.5 米，泄洪采用表孔，共 8 孔，每孔宽 15 米，堰顶高程 276.86 米；放空采用深孔，设两孔，宽 5 米，高 6 米，进口高程 215.0 米；电站引水采用坝内压力钢管，钢管直径 5 米；电站厂房为坝后式。

本设计对枢纽的挡水建筑物进行了认真的方案比选和详细的尺寸设计，并对所设计的建筑物进行了安全校核，保证建筑物的安全运行。

关键词：紧水滩 水利枢纽 实体重力坝



西华大学毕业设计说书

Abstract

Purple water beach in the OuJiang river tributaries of hydropower station, the dam Longquan creek basin of 2761 square kilometers above the longquan creek originated in xianxia ridge, zhejiang and fujian border officials mountain, river length hole 153 km, linear length 77 kilo meters, the average width 36 kilometers.

This hub project for a minute, such don't project scale for big (1) type, flood control and power generation. Reservoir 1.53 billion cubic meters of flood control are used to reduce capacity, green lake region downstream Lishui flood burden.

According to the design flood, QianNianYiYu hub in a flood normal high water level 290.64 meters, design flood level 284.0 meters, water level of check flood 291.8 meters .installed power to flood four Taiwan 5 million kilowatts, total installed 20 million kilowatts.

The concrete gravity dam of crest length 294.5 meters, water release holes, a total of eight holes, every holes 15 meters wide, water release structure crest elevation 276.86 meters; Vent adopt deep hole, set two hole, 5 meters wide, 6 metres high , inlet elevation 215.0 meters. Power by steel pressure in water dam, steel pipe diameter of 5 meters; For the power plant dam type.

The design of the building of hub retaining water carried on the earnest than choose and detailed scheme of the size of the design, and the design of buildings, ensure the safety check safe operation of the building.

Keywords: Purple water beach Hydraulic complex Solid gravity dam



西华大学毕业设计说书

1 前言

根据教学要求，对水利水电工程专业学生进行最后一项教学环节。本次设计内容为紧水滩水利枢纽挡水建筑物设计，它基本包括了一般水利枢纽所需进行的水工初步设计过程。

本次设计的基本内容包括根据地形图对水电站进行整体布置，对挡水建筑物体型进行布置，要求能满足建筑物的基本功能，对建筑物的稳定进行验算，并对部分地方进行结构验算。大坝细部构造及地基处理，重力坝非溢流坝和溢流坝段得设计。

本次设计经过 2 个半月，在此过程中得到了各位老师的指导，在此对他们表示衷心的感谢。



西华大学毕业设计说书

2 基本资料

2.1 流域概况及枢纽任务

紧水滩水电站在瓯江支流龙泉溪上，坝址以上流域面积 2761 平方公里。龙泉溪发源于浙闽交界仙霞岭，洞官山，河流长度 153 公里，直线长度 77 公里，平均宽度 36 公里。除龙泉县城附近及赤石、仁三处有小片盆地外，奇其余地段多为峡谷，河床覆盖多以大块石和卵石组成，险滩较多。

本流域东侧与瓯江支流小溪相邻，西侧与钱塘江支流乌溪江相邻，南侧为闽江支流松溪，北侧为瓯江支流松阴溪。河流周围均为岭南山系洞官山脉所包围，山脉走向与河流流向一致，最高峰黄茅尖高达 1921 米，流域平均高度 662 米，河道坡降上游陡、下游缓，平均坡降为 $6.32\% \sim 0.97\%$ ，因河道陡，河槽调蓄能力低，汇流快，由暴雨产生的洪水迅涨猛落，历时短，传播快，所以一次洪水过程尖瘦，属典型的山区性河流。

龙泉溪是浙江省木材主要产地，境内森林茂盛，植被良好，水土流失不严重。

本工程为瓯江干支流规划的五个梯级开发中的一级，一发电为主，兼顾航运，放木（竹）以及防洪等综合效益。电站建成后主要担任华东电网调峰并供电丽水、温州，将使丽、温两地区通过 220 千伏输电线路联系，形成浙南电力系统。为解决建坝后龙泉溪木材（竹）的流放和航运的发展，大坝左岸专门设置有货筏过坝建筑物。水库有 1.53 亿立方米的防洪库容，用以减轻下游丽水、碧湖地区防洪的负担。

2.2 气象

2.2.1 气温

本流域地处浙东南沿海山区，属温带季风气候，气候温和，坝址区历年平均气温 17.3°C ，月平均气温以 1971 年 7 月份 30.7°C 最高，1962 年 1 月份 13°C 最



西华大学毕业设计说书

低，实测最高气温为 40.7°C （1966 年 8 月），最低气温 -8.1°C （1969 年 2 月）。

2.2.2 湿度

流域内气候湿润，历年平均相对湿度 79%，其中以六月的 87% 为最大，一月的 84% 为最小，实测最小相对湿度仅 8%。

2.2.3 降雨量

本流域距东海仅 120~180 公里，水汽供应充滞，坝址以上流域年平均雨量为 1833.8 毫米，但在年内分配很不均匀，三~九月份占年雨量为 80.5%，其中五~六月份为雷雨季节，降雨量占年雨量的三分之一，往往形成连绵起伏的洪水，本流域暴雨常出现在此期间，实测最大 24 小时雨量为 236.8 毫米（道太站）。七至九月间台风侵袭，也有暴雨出现，最大 24 小时雨量曾达 145.4 毫米（木岱口站）。

流域多年平均降水日数为 172 天，最长达 201 天，最少 145 天，根据坝址附近云和站按雨量分级统计的历年各月平均降水日数见表 2-1。

2.2.4 蒸发量

水库区的蒸发量以道太站为代表，1957 年至 1972 年的平均蒸发量为 867.4 毫米（口径 80 厘米蒸发皿所测），其中以 1957 年 7 月 185.7 毫米为最大，1970 年 12 月 16.7 毫米为最小，水库水面年蒸发量以 80 厘米蒸发皿观测的 109% 计算为 945.5 毫米。

2.2.5 风速、风向

本流域四至八月为东南风，一至三月、九至十二月一般为东北风及西北风。历年平均风速 1.15m/s ，出现在 1970 年四月，风向西北偏西。根据电站附近各地实测最大风速记录，青田为西北风 9 级，龙泉为北风 7 级，丽水为西北偏西风 5 级。由于浙江沿海地区以南北走向的山脉居多，估计坝址地区可能发生最大风力为 11 级，相当于风速 32m/s 。



西华大学毕业设计说书

2.3 水文特征

紧水滩坝址与石富站流域面积仅差 41 平方公里，占控制流域面积的 15%，故坝址处流量资料均不加改正，直接采用石富站资料。径流石富站根据实测及插外延长的 1951 至 1976 年共 26 年径流资料，求得多年平均流量为 100 秒立方。

年月平均流量频率计算，采用 P-四型线。以适线法选配参数，其成果见表 2-1。

表 2-1 频率参数表

月 份	参 数			频 率 (%)								
	均值	C_v	C_5/C	1	2	5	10	20	50	80	90	95
1	28	0.9	0.2	116	100	77.8	61.3	44.2	21	7.84	4.2	2.24
2	64.9	0.9	0.2	2.67	23	179	141	103	48.7	18.6	10.4	5.19
3	103	0.7	0.2	324	285	235	194	15.2	88.9	46.5	31	21.7
4	162	0.7	0.2	499	443	364	302	238	141	73	50.1	35.6
5	245	0.6	0.2	680	608	510	432	348	218	127	93.1	68.6
6	295	0.4	0.2	679	620	537	469	395	277	184	145	121
7	115	1	0.2	546	462	352	268	186	77.6	22.4	10.9	5.18
8	61.3	1	0.2	263	229	177	138	98.1	44.1	15.4	7.97	4.29
9	67	1.1	0.2	331	278	210	159	109	436	12.4	5.36	2.01
10	30.9	0.7	0.2	102	90	72.9	59.9	46.4	26.3	12.9	8.34	5.56
11	24.3	1.1	0.2	121	102	76.8	58.1	39.6	15.6	4.37	1.7	0.93
12	24.1	1	0.2	113	96	73.3	55.9	39	16.4	4.82	2.41	2.21
年	100	0.3	0.2	186	174	150	141	125	97	73.6	63	55

水量的年内分配较不均匀，来水量最多为六月份，占全年来水量的 24.8%，最少为十一月份、十二月份，占全年来水量的 2%。上半年来水稳定，年际变化不大，特别是四至六月梅雨季节， C_v 值比较小，下半年各月来水量年际变化较大，各月 C_v 值相对较大。



西华大学毕业设计说书

本次所采用 1951 至 1976 年的资料示例中,有 1951 至 1954 年的丰水段,1963 年至 1967 年的枯水段,所以有一定的代表性。

2.4 设计洪水

实测资料统计与摘补: 根据石富站实测洪水资料,以年最大值法,洪峰流量及各时段流量,分别从各次洪水中独立取样进行统计,又根据石富站~均溪相关及石富~1/2(道太+均溪)相关,插补延长的 26 年资料系列见表 4。

历史洪水: 根据历史记载与实地调查考证分析,推求得石富站:

洪峰流量为 9870 秒立方米,重现期为 200 年一遇,(1904 年)

6900 秒立方米,重现期为 50 年一遇,(1912 年)

6400 秒立方米,重现期为 30 年一遇,(1912 年)

频率计算: 根据实测及插补延长的 26 年洪水系列,并加入历史洪水进行频率计算,最后确定频率计算成果见表 2-2。

表 2-2 流量频率表

项 目	单 位	参 数			频 率 (%)								
		均值	C_V	C_S	0.01	0.1	0.5	1	2	5	10	20	50
洪峰	秒立方米	33	0.45	4	14900	11700	9500	8540	7550	6260	5260	4270	2880
一日洪量	亿立方米	1.92	0.41	3	7.03	5.74	4.28	4.41	3.99	3.42	2.97	2.49	1.77
三日洪量	亿立方米	3.5	0.38	3	11.83	9.8	8.3	7.63	6.97	6.02	5.28	4.48	3.26
五日洪量	亿立方米	4.4	0.35	3	13.73	11.5	9.86	9.11	8.36	7.3	6.47	5.54	4.14
七日洪量	亿立方米	5.06	0.34	3	15.38	12.9	11.1	10.27	9.46	8.3	7.39	6.38	4.76

可能最大洪水:

洪峰流量 20000 秒立方

三天洪水 15.4 亿立方

入库洪水: 紧水滩入库设计洪水,采用示储流量法推算,根据 1960 年 6 月 10 日至 12 日实测洪水过程进行分析,选取计算时段



西华大学毕业设计说书

$\Delta t=4$ 小时, $X=0.4$, $K=3886$, 得反演算公式

$$I_1=1.219D_2-0.093D_1-0.126D_2$$

将坝址设计洪水反演算至水库末端龙泉, 变成入库洪水, 现将坝址洪水与入库洪水对照如表 2-3。

表 2-3 坝址洪水与入库洪水对照表

频率	坝址洪水 (Q _坝)	入库洪水 (Q _入)	$\Delta Q=Q_{入}-Q_{坝}$	%
1%	8540	8760	220	2.61
0.1%+				
Δ	13200	13600	400	2.94

由表 2-3 可以看出, 坝址设计洪水与入库设计洪水相差不大。这与紧水滩水库为峡谷型水库, 河道槽蓄量较小, 洪水波沿程变化不大的特点相吻合。考虑到入库洪峰流量与坝址洪峰流量相差不超过 3%, 在水文分析误差范围以内, 因而建议采用坝址设计洪水为设计依据。

2.5 水库面积、容积

高程(m)	205	215	220	225	230	235	240	245	250
面积 km ²	0	1.3	2.3	3.9	5.7	7.7	9.7	11.6	13.6
容积 m ³	0	0.05	0.2	0.35	0.6	0.925	1.375	1.9	2.5

高程 (m)	255	260	265	270	275	280	285	290	295	300
面积 (km ²)	15.9	18.3	21.3	24.5	27.7	31.2	35.2	40.3	48.1	58.4
容积 (m ³)	3.2	4.05	5.05	6.25	7.75	9.10	10.75	12.7	15.5	17.7

2.6 泥沙

石富站于 1958 至 1966 年实测悬移质含沙量。 实测最大日平均断面含沙量



西华大学毕业设计说书

2.81 公斤/立方米，最大日平均断面输沙率，1670 公斤/秒，平均年输沙量 27.1 万吨。从实测资料统计四-九月输沙量占全年 85%，五-六月占全年 51%，这说明了沙量于降水强度有密切关系，通过输沙量与平均流量相关延长泥沙资料系列，求得多年平均含沙量为 0.89 公斤/立方米，多年平均输沙率 8.76 公斤/秒，多年平均悬移质输沙总量 27.6 万吨。

石富站于 1995 年至 1996 年进行了为期三年的推移质测验，实测最大断面推移质为 13.5 公斤/秒，实测最小粒径为 0.05 毫米，最大粒径为 120 毫米，起动流速为 1.4-1.93 秒/米。全年产生推移质天数为 73-93 天，推移质输沙率占悬移质输沙率 20%计，估计得多年平均推移质输沙量为 5.52 万吨。

石富站多年平均输沙总量为 33.1 万吨，多年平均侵蚀模数 120 吨/平方公里左右，为浙江省水土流失最少的地区之一，因而泥沙对紧水滩水库使用不会有严重的影响。

2.7 工程地质

2.7.1 水库区工程地质

水库周边地势高峻，无低矮分水岭，岩石坚硬较完整，虽有部分断层胶结好，山体雄厚，且地下水位分布较高，故无永久渗漏之虑。由于库岸有第四系松散地层分布，岩石节理发育，水库暂时渗漏损失甚小，对水库蓄水无影响。

库区范围内，尚未发现有重要经济价值的工业矿床，只有一些小型矿点或矿化点，如石矿、铅锌矿等，但工业价值不大，且大都分布在蓄水线以上，不影响水库建设。

库区岩石以山岩未主，物理地质现象以小型塌滑体居多，蓄水后小型的边坡再造虽有可能但不致产生大规模的边坡不稳定。

本地区地震烈度为 7 度。



西华大学毕业设计说书

2.7.2 坝址地质

2.7.2.1 地貌

紧水滩峡谷长约 300 米，坝址上游河谷 为东西向，进入坝址后转为南北向，水流湍急，河流经急滩折向南偏东流出峡谷，在坝址上游转变合下游急滩两地段，水流集中冲刷形成深潭。

河流深切，河谷呈“V”型，两岸地形坡度：200-220 米高程为 35 度，220-260 米高程为 45 度，260-340 米高程为 50-60 度，河谷高程约 200 米，谷宽 80-100 米，一般枯水期水面宽度：50 米，水深 1-3 米。在坝头尚下游有北东向二条较大的冲沟发育，延伸长，切割深；右岸坝头下游有北西向和上游有北东向小冲沟发育，延伸短，切割浅。在冲沟之间形成北东向展布的地形分水岭，高达 240 米以上，回水线上下游分水岭宽度 120-150 米，河流的发育系与近北东，北西节理及小型压碎破碎带有关，据两岸地形对称、岩脉、花岗斑岩接触线横切河谷，河中出露的基岩观察以钻孔勘探结果证实，未发现较达的断层在河谷中通过。

2.7.2.2 岩性

坝区位于 90 平方公里的“牛头山”花岗斑岩的南缘，其中有后期的细粒花岗岩和小型的石英岩脉、细晶岩脉、辉绿岩侵入穿插其间与围岩接触良好。

2.7.2.3 地质构造

两岸风化层零星分布，一般厚 0.5-2 米，右坝头下游有北西向的 F1 断层和岩脉斜切分水岭分布，在其上盘劈理和挤压破碎带，节理密集带较发育，致使岩是较破碎，而且河谷在坝上游近 90 度转弯，形成向河谷突出的空面，所以右岸岩石风化破碎均较左岸严重，右岸分水岭 310 孔风化层达 23 层，左岸 405 洞口 15 米亦较风化破碎。坝址下游产状平缓的侏罗系中下缘的砂岩、页岩组成的小背斜，风化也较深。

花岗斑岩中断层构造形迹也不少，一般规模不大，为新华夏式构造体系的产物，主要的断层和挤压破碎带有：

(a) F1 断层：从金水坑冲沟横穿河谷，斜切右岸分水岭，属张扭性，呈 N45 度-N60 度 W, NE<45-60 度产状延伸，长达 500 米，破碎带宽 3-5 米，影响带约 10



西华大学毕业设计说书

米，其中有辉岩脉侵入，风化较据，有暂时地下水渗出，该断层虽伸向库内，但山体雄厚，断层带有一定的胶结，据压水试验，透水性极微。

(b) F2 断层：位于右岸坝线附近，属张扭性，产状 N45 度-N50 度 W, NE<45-60 度，NE<45-50 度，破碎带宽 5-10 米，影响带 2 米以上，为糜岩断层泥充填，并有地下水渗出。

(c) F3 断层：分布于右岸坝透附近，压性，产状 N25 度 E, SE<70-75 度延伸，长达 100 米，破碎带宽 30 米，充填有糜岩及岩屑等，该断层延伸与 F2 交切。

(d) F4 断层：分布在 I - II 勘探线之间，属张扭性，产状 N15 度-N35 度 W, SW<50-70 度，为几条平行的小断层组成，总宽约为 10 米，延伸长达 30 米以上。

(e) 挤压破碎带：右岸有 408(8)、410(11)、410(18)、410、410(10)、402(11)；左岸有 407(86)、409(76)、401(16)、407(9)、405(24) 及 405(42) 等，规模一般较小。

2.7.3 地下水

以裂隙水为主，根据两岸分水岭钻孔资料，地下水位和相对抗水层顶板均高于 300 高程以上，越库渗漏问题不大。

在 303 孔和 318 孔的上游侧河床段，孔深 10~60 米处高出地表 1~2 米的低水头裂隙承压水，因此两岸和河中需采取防渗措施，已防坝肩和基础的渗漏。地下水属重碳酸硫酸钠钾钙水，对各种普通硅酸盐水泥均具有分解性侵蚀。

岩石物理力学性质

(a) 新鲜花岗班岩：抗压强度 1800~2200 公斤/平方厘米，软化系数为 0.3，抗剪摩擦系数 $\text{tg } \theta = 1.2$ ，凝聚力 $C=10\sim 15$ 公斤/平方厘米。

(b) 半风化花岗班岩：抗压强度 1200~1400 公斤/平方厘米，软化系数为 0.73，抗剪摩擦系数 $\text{tg } \theta = 0.75$ ，凝聚力 $C=5$ 公斤/平方厘米。

(c) 混凝土/新鲜花岗班岩：抗剪摩擦系数 $\text{tg } \theta = 0.8$ ，凝聚力 $C=5$ 公斤/平方厘米。混凝土/半风化花岗班岩：抗剪摩擦系数 $\text{tg } \theta = 0.7$ 。

根据坝址区资料分析，紧水滩坝址两岸地形对称，岩性均一，较新鲜完整，



西华大学毕业设计说书

风化浅，构造不甚发育，水文地质条件较简单，故属工程地质条件较好的坝址。但对缓倾角节理，低水头的裂隙承压水和两岸坝肩的三角问题等需加重视。

2.8 天然建筑材料

2.8.1 土料

下村料场：位于平缓的山坡上，高程 300 米以下，主要为壤土，碎石含量小于 10%，土层厚度 2 米左右，是砂岩页岩的风化产物，料场距坝址 0.5 公里，有效储量 426700 立方米。

油坑料场：位于 500-550 米高程的低平山丘上，为粘土及壤土组成。含砾石较少，可利用土层厚度亦为 2 米左右，是砂岩页岩的风化产物，料场距坝址 1.5 公里，有效储量 747600 立方米。

2.8.2 砂石料

(a) 局村至小顺区：有小顺、过头、长汀、赵岸、龙石和木样六个料场。左右岸各三个，最近小顺区料场距坝址 16.5 公里。水上有效储量 853300 立方米。

(b) 局村至坝址区：有三潭、溪口、官坑、责迂坝、石富（石浦）左青龙头、右青龙头、吾思岭脚、三望潭、紧水滩共 10 个料场。其中左岸 4 个，右岸 6 个，最远溪口料场距坝址 9 公里，有效储量水下 445000 立方米，水上 1228400 立方米，小计 1673400 立方米。

(c) 坝址至赤石区：有小牛、龙门、达源口、插花、梓坑、上村、赤石七个料场。其中左岸 3 个，右岸 4 个，最远赤石料场距坝址 12.2 公里，有效储量水下 112000 立方米，水上 1012900 立方米，小计 1124900 立方米。

以上共计 23 个料场，有效储量水下 557000 立方米，水上 3094600 立方米，合计 3651600 立方米。



西华大学毕业设计说书

2.9 工程效益

本电站以发电为主，同时兼顾防洪、航运、渔业等综合利用。

2.9.1 发电

紧水滩水电站建成后联入华东电力系统，作为系统调峰电源之一。

2.9.2 防洪

水库建成后，可减轻洪水对丽水县和碧湖平原的影响。在水库遇五年一遇和二十年一遇洪水时，紧水滩洪峰流量，由原来的 4270、6260 秒立方米，分别消减为 2270、3560 秒立方米。

2.9.3 航运与木、竹流放

水库建成后，库区可以通航机动船，由于水库的调节作用，坝址至丽江河段枯水期的最小流量可由原来的 2.23 秒立方米提高到 50 秒立方米，水深增加 0.6 米左右。水库建成后经水库调节，流放木、竹条件可大为改善，有效流放时间可大为增长。流放量可由目前的 14 万立方米提高到 27.4 万立方米。

2.9.4 渔业

水库建成后，正常蓄水位时，水库面积达 34.2 平方公里，为发展养渔业及其他水产养殖事业创造有利条件。



西华大学毕业设计说书

3 设计标准及依据

3.1 设计标准

为了贯彻执行国家的技术和经济政策，达到既安全又经济的目的，应该对水利枢纽按其规模、效益极其在国民经济中的重要性进行分等，再根据枢纽中各水工建筑物的作用大小及重要性，对建筑物进行分级。在设计和施工中，对不同级别的水工建筑物在安全系数、洪水标准、安全超高等技术方面则区别对待。具体划分依据为中华人民共和国行业标准 SL252-2000 《水利水电工程等级划分及洪水标准》中的有关规定确定。

结合枢纽任务，考虑水库库容、供水对象重要性、防洪要求，根据表 3-1 紫水滩水利枢纽定为 I 等大（1）型工程。

根据表 3-4 永久性水工建筑物级别，及表 3-2 水库大坝提级指标，本枢纽为 I 等，其主要建筑物属于 1 级，次要建筑物为 3 级；临时建筑物为 4 级。

根据枢纽等别和建筑物级别，对照规范，山区、丘陵区水利水电工程水工建筑物洪水标准表 3-3，确定本枢纽设计洪水标准为 1000 年一遇，校核洪水标准为 10000 年一遇。



西华大学毕业设计说明书

表 3-1 水利水电工程分等指标

工程等别	工程规模	分 等 指 标				
		水库总库容 ($10^8 m^3$)	防 洪		灌溉面积 (10^4 亩)	水电站装机容量 ($10^4 kW$)
			保护城镇 及工矿区	保护农田面 积 (10^4 亩)		
一	大(1)型	>10	特别重要 城市、工 矿区	>500	>150	>75
二	大(2)型	10~1.0	重要城 市、工矿 区	500~100	150~50	75~25
三	中 型	1.0~0.1	中等城 市、工矿 区	100~30	50~5	25~2.5
四	小(1)型	0.1~0.01	一般城 市、工矿 区	<30	5~0.5	2.5~0.05
五	小(2)型	0.01 ~ 0.001			<0.5	<0.05

表 3-2 水库大坝提级指标

级别	主要建筑物	坝高 (m)
2	土石坝	90
	混凝土坝、浆砌石坝	130
3	土石坝	70
	混凝土坝、浆砌石	100



西华大学毕业设计说书

表 3-3 山区、丘陵区水利水电工程水工建筑物洪水标准

运用情况		水工建筑级别					
		1	2	3	4	5	
洪水重现期	设计情况	1000~500	500~1000	100~50	50~30	30~20	
	校核情况	土石坝	可能最大洪水或 10000~5000	5000~2000	2000~1000	1000~00	300~200
		混凝土坝、浆砌石坝	5000~2000	2000~1000	1000~500	500~200	200~100

表 3-4 水工建筑物级别划分

工程等别	永久性建筑物级别		临时性建筑物
	主要建筑物	次要建筑物	
一	1	3	4
二	2	3	4
三	3	4	5
四	4	5	5
五	5	5	5

3.2 设计依据

SL252—2000 《水利水电工程等级划分及洪水标准》

SL274—2001 《混凝土重力坝设计规范》

SL203—97 《水工建筑物抗震设计规范》

SL297—2002 《水工隧洞设计规范》

《水工设计手册》第五卷

《水工设计手册》第六卷

《水工建筑物》第四版

《水力学》西安理工大学水力学研究所



西华大学毕业设计说书

4 枢纽布置

4.1 坝型选择

坝型选择应根据当地地址，地形条件，施工条件，建筑材料，中和效益，宣泄供水能力，以及抗震性等特点，通过定性分析，初步选择两种坝型进行较详细的技术比较，选取既满足工程要求，有比较经济的坝型，经济比较紧要求对坝体的混凝土方量及三材用量作初略的计算和比较。以下分别就各种坝型进比较分析。

修建水坝首先应考虑土石坝，土石坝可就地取材，节省三材，能适应各种不同的地形、地质和气候条件，施工方便，而且我国拥有丰富的建坝经验。土石坝与混凝土坝相比，其造价比混凝土坝低，工程量比混凝土坝大。土石坝为布置泄洪和施工导流所需的工程量大、造价较高，且对于防渗材料的选择，造价也较高。

由资料可知，坝址附近有 23 个砂石料场，有效储量水下 557000 立方米，水上 3094600 立方米，砂石料的储量足以满足建混凝土坝，各料场的物理性、实验指标基本满足技术要求，可做大坝混凝土骨料使用，由此可见在此处修建混凝土坝比土石坝更经济合理，而且本工程由水利部某工程局施工，机械化程度较高，更适合建筑混凝土坝。

选择混凝土坝应考虑采用拱坝还是重力坝，拱坝相比于重力坝具有节省工程量，较好的超载能力，同时具有很强的抗震能力，由水库坝轴线工程地质剖面图量得河谷宽为 80~100 米，高 200 米， $L/H < 4.5$ 。拱坝对坝肩的岩体要求坚固完整，但从坝址河谷段构造分析图可发现河谷右岸有 F1、F2、F3 3 个断层断层，故不宜选择拱坝。

混凝土重力坝安全可靠，对地形、地质条件适应性强，枢纽泄洪问题容易解决，便于施工导流，施工方便，结构作用明确，基于以上各种坝型的比较分析，本水库应采用混凝土重力坝。



西华大学毕业设计说书

4.2 坝址的选择

坝址选择中,对地质条件的比较非常重要,为了满足坝体建成后安全运行,就要考虑坝址的地形地貌,地层岩性,地质构造,水文既物理地质条件。就地形而言,坝址一般以选在狭窄河谷处,一节省工程量;但对于一个具体的枢纽来说,必须从各个方面综合考虑:是否便于布置泄洪、发电建筑物,是否便于施工导流,技术可行,经济合理等综合衡量。坝址地质条件是水利枢纽设计的重要依据之一,对坝型的选择和枢纽的布置起着决定性作用。坝址最好的地质条件是强度高、透水性小、不易风化、没有构造缺陷的岩基。但理想的天然的地基很少,因而在选择坝址时应从实际出发,针对不同的情况采取不同的地基处理方式,来满足工程需要。亦可通过选择不同的坝型或将坝轴线转折以适应地质条件,同时应考虑两岸的地质因素,使库区及两岸便颇有足够的稳定性,以防止因蓄水而引起的滑坡现象。

紧水滩峡谷长约 300 米,坝址上游河谷 为东西向,进入坝址后转为南北向,水流湍急,河流经急滩折向南偏东流出峡谷,在坝址上游转变合下游急滩两地段,水流集中冲刷形成深潭。

河流深切,河谷呈“V’ ”型,两岸地形坡度:200-220 米高程为 35 度,220-260 米高程为 45 度,260-340 米高程为 50-60 度,河谷高程约 200 米,谷宽 80-100 米,一般枯水期水面宽度:50 米,水深 1-3 米。在坝头尚下游有北东向二条较大的冲沟发育,延伸长,切割深;右岸坝头下游有北西向和上游有北东向小冲沟发育,延伸短,切割浅。在冲沟之间形成北东向展布的地形分水岭,高达 240 米以上,回水线上下游分水岭宽度 120-150 米,河流的发育系与近北东,北西节理及小型压碎破碎带有关,据两岸地形对称、岩脉、花岗斑岩接触线横切河谷,河中出露的基岩观察以钻孔勘探结果证实,未发现较达的断层在河谷中通过。

此处两岸风化层零星分布,一般厚 0.5-2 米,右坝头下游有北西向的 F1 断层和岩脉斜切分水岭分布,在其上盘劈理和挤压破碎带,节理密集带较发育,致使岩是较破碎,而且河谷在坝上游近 90 度转弯,形成向河谷突出的空面,所以右



西华大学毕业设计说书

岸岩石风化破碎均较左岸严重，右岸分水岭 310 孔风化层达 23 层，左岸 405 洞口 15 米亦较风化破碎。坝址下游产状平缓的侏罗系中下缘的砂岩、页岩组成的小背斜，风化也较深。根据坝址区资料分析，紧水滩坝址两岸地形对称，岩性均一，较新鲜完整，风化浅，构造不甚发育，水文地质条件较简单，故属工程地质条件较好的坝址。

4.3 坝轴线的选择

I ~ I 坝轴线为原地质勘探线，坝轴线方向见地形布置图。II ~ II 坝轴线大致是将 I ~ I 坝轴线右端上移了 150m，左端保持不变。

在瓯江支流龙泉溪上，II ~ II 坝轴线河谷为东西向，龙泉县城附近及赤石、仁三处有小片盆地，不利于修建大坝拦蓄洪水。

I ~ I 坝轴线地段多为峡谷，河床覆盖多以大块石和卵石组成，险滩较多。下游河谷为南北向，水流湍急，河流经急滩折向南偏东流出峡谷，在中下坝线处和下游急滩两地段，水流集中冲刷形成深潭。河流深切，河谷呈“V”型，在 I ~ I 坝轴线尚下游有北东向二条较大的冲沟发育，延伸长，切割深；坝线右岸下游有北西向和上游有北东向小冲沟发育，延伸短，切割浅。在冲沟之间形成北东向展布的地形分水岭，高达 240 米以上，回水线上下游分水岭宽度 120-150 米，河流的发育系与近北东，北西节理及小型压碎破碎带有关。I ~ I 坝轴线两岸地形对称，岩脉、花岗斑岩接触线横切河谷，河中出露的基岩观察以钻孔勘探结果证实，未发现较大的断层在河谷中通过。并且坝轴线短，主体工程量小。故选择 I ~ I 坝轴线作为紧水滩电站的坝轴线。

4.4 枢纽的总体布置

拦河坝在水利枢纽中占主要地位。在确定枢纽工程时，一般先确定建坝河段，再进一步确定坝轴线，同时还考虑拟采用的坝型和枢纽中建筑物的总体布置，合理解决综合利用要求。一般泄洪建筑物和电站厂房应尽量布置在主河床位置，供



西华大学毕业设计说书

水建筑物位于岸坡。

溢流坝的位置应使下泄洪水能与下游平顺连接，不至冲淘坝基和其他建筑物的基础，其流态和冲淤不影响其他建筑物的使用。根据坝址地质、地形条件，溢流坝布置在中段。导流底孔宣泄施工期的流量，采用双孔布置。当主体工程完成以后，可作为冲沙孔使用。

非溢流坝布置在右岸，在溢流坝和非溢流坝之间设置导墙，使迎水面在同一水平面上，避免部分建筑物受侧向水压力作用改变坝体的应力。

本工程采用坝后式厂房布置。



西华大学毕业设计说书

5 非溢流坝段设计

非溢流坝剖面设计的基本原则包括满足稳定和强度要求，保证大坝安全；工程量小，造价低；结构合理，运用方便；利于施工，方便维修。遵循以上原则拟定出的剖面，需要进行稳定级强度验算，同时要分析是否安全和经济。

5.1 剖面尺寸的拟定

5.1.1 坝顶高程的拟定

坝顶高程分别按设计和校核两种情况，已知 $D = 2 \text{ km}$ ，设计洪水时采用 1.5 倍多年平均最大风速 $V = 25 \times 2 = 50 \text{ m/s}$ ，校核情况采用多年平均最大风速 25 m/s ，

将 D 、 V 值代入 $h_1 = 0.0166V^{5/4}D^{1/3}$ ， $h_z = \frac{\pi h_1^2}{L} \text{cth} \frac{2\pi H}{L}$ ， $L = 10.4h_1^{0.8}$ 计算。库水位

以上超高 $\nabla h = h_1 + h_c + h_z$

设计洪水状况时，

$$h_1 = 0.0166 V^{5/4} D^{1/3} = 0.0166 \times 50^{5/4} \times 2^{1/3} = 2.98 \text{ m}$$

$$L = 10.4 h_1^{0.8} = 10.4 \times 2.98^{0.8} = 24.57 \text{ m}$$

$$h_z = \frac{\pi h_1^2}{L} \text{cth} \frac{2\pi H}{L} = 1.63 \text{ m}$$

校核洪水状况时，

$$h_1' = 0.0166 V'^{5/4} D^{1/3} = 0.0166 \times 25^{5/4} \times 2^{1/3} = 1.47 \text{ m}$$

$$L' = 10.4 h_1'^{0.8} = 10.4 \times 1.47^{0.8} = 12.79 \text{ m}$$

$$h_z' = \frac{\pi h_1'^2}{L'} \text{cth} \frac{2\pi H}{L'} = 0.79 \text{ m}$$

安全超高值根据规范可得，



西华大学毕业设计说书

表 5-1 非溢流坝坝顶安全超高值 单位: m

水工建筑物安全级别 (水工建筑物级别)	I (1)	II (2)	III (3)
设计情况	0.7	0.5	0.4
校核情况	0.5	0.4	0.3

故, $\nabla_{\text{设计}} = h_1 + h_c + h_z = 2.98 + 1.63 + 0.7 = 4.91\text{m}$

$$\nabla_{\text{设计}} = h'_1 + h_c + h_z = 1.47 + 0.79 + 0.5 = 2.76\text{m}$$

则坝顶高程为,

$$Z_{\text{设计}} = 290.64 + 4.91 = 295.55\text{m}$$

$$Z_{\text{校核}} = 291.8 + 2.76 = 294.56\text{m}$$

选择校核洪水位高程为坝顶高程, 取防浪墙高为 1.2m, 则坝顶高程为 294.5m。其中坝底高程为 194.5m, 则坝高为 $H = 294.5 - 194.5 = 100\text{m}$ 。

5.1.2 下游水位的拟定

由资料可知, 坝址处河道宽取 100m, 200-220 米高程为 35 度, 220-260 米高程为 45 度, 平均坡降为 6.32‰ ~ 0.97‰。

假定下游水位为 $h=10\text{m}$, 其中 $m=\text{ctg } \varphi=1.43$ $i=0.005$ $b=100\text{m}$

由水力学公式可得

$$A = (b + mh)h = (100 + 1.43 \times 10)10 = 1143 \text{ m}^2$$

$$\chi = b + 2\sqrt{1 + m^2}h = 100 + 2\sqrt{1 + 1.43^2} \times 10 = 131.2\text{m}$$

$$\text{故 } R = \frac{A}{\chi} = \frac{1143}{131.2} = 8.71\text{m}$$

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} = \frac{1}{0.05} \times 8.71^{\frac{1}{6}} = 28.69 \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}$$



西华大学毕业设计说明书

$$Q = AC\sqrt{Ri} = 1143 \times 28.69 \sqrt{8.71 \times 0.005} = 6839.45 \text{ m}^3/\text{s}$$

假定下游水位为 $h=11\text{m}$

$$A = (b + mh)h = (100 + 1.43 \times 11)11 = 1273.03 \text{ m}^2$$

$$\chi = b + 2\sqrt{1 + mh} = 100 + 2\sqrt{1 + 1.43 \times 11} = 134.32 \text{ m}$$

$$\text{故 } R = \frac{A}{\chi} = \frac{1273.03}{134.32} = 9.48 \text{ m}$$

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} = \frac{1}{0.05} \times 9.48^{\frac{1}{6}} = 29.2 \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}$$

$$Q = AC\sqrt{Ri} = 1273.03 \times 29.2 \sqrt{9.48 \times 0.005} = 78093.02 \text{ m}^3/\text{s}$$

假定下游水位为 $h=12\text{m}$

$$A = (b + mh)h = (100 + 1.43 \times 12)12 = 1405.92 \text{ m}^2$$

$$\chi = b + 2\sqrt{1 + mh} = 100 + 2\sqrt{1 + 1.43 \times 12} = 137.44 \text{ m}$$

$$\text{故 } R = \frac{A}{\chi} = \frac{1405.92}{137.44} = 10.23 \text{ m}$$

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} = \frac{1}{0.05} \times 10.23^{\frac{1}{6}} = 29.47 \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}$$

$$Q = AC\sqrt{Ri} = 1405.92 \times 29.47 \sqrt{10.23 \times 0.005} = 9370.52 \text{ m}^3/\text{s}$$

假定下游水位为 $h=13\text{m}$

$$A = (b + mh)h = (100 + 1.43 \times 13)13 = 1541.67 \text{ m}^2$$

$$\chi = b + 2\sqrt{1 + mh} = 100 + 2\sqrt{1 + 1.43 \times 13} = 140.56 \text{ m}$$

$$\text{故 } R = \frac{A}{\chi} = \frac{1541.67}{140.56} = 10.97 \text{ m}$$

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} = \frac{1}{0.05} \times 10.97^{\frac{1}{6}} = 29.9 \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}$$



西华大学毕业设计说明书

$$Q = AC\sqrt{Ri} = 1541.67 \times 29.9 \sqrt{10.97 \times 0.005} = 10795.7 \text{ m}^3/\text{s}$$

试算后绘制流量水位曲线如下

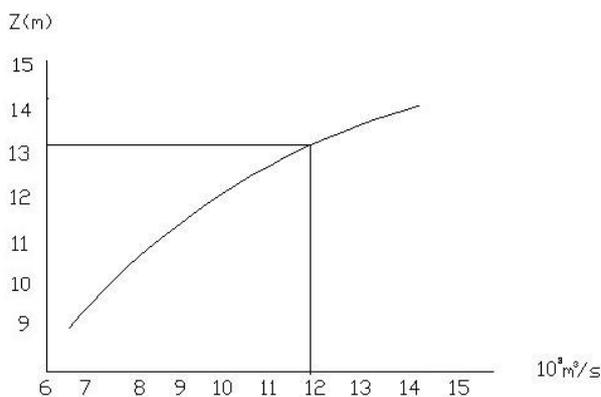


图 5-1 流量水位曲线

由此可得，设计洪水位时下游水深为 13.2m，水位为 207.7m。校核洪水位时下水位为 210m。

5.1.3 坝顶宽度的拟定

为了能适应施工的需要，坝顶需有一定的宽度。一般坝顶宽度取最大坝高的 8%~10%，且不小于 3m。由资料可得，最大坝高为 100m，取最大坝高的 10%，故坝顶宽度为 10m。

5.1.4 坝坡的拟定

根据工程实践，同时考虑利用部分水重增加其抗滑稳定，上游边坡系数 $n=0.2$ ，下游边坡系数 $m=0.8$ 。上游坝坡起点位置应结合应力控制标准和发电引水管、泄水孔等建筑物的进口高程来确定，一般在坝高的 $1/3 \sim 2/3$ 附近，本次设计上有坝坡点在 $1/2$ 处，下游起坡点位置位于校核洪水位处。

根据以上几个方面，拟定非溢流坝剖面图 5-2 如下，其中坝底高程为 $h=294.5-100=194.5\text{m}$ 。



西华大学毕业设计说明书

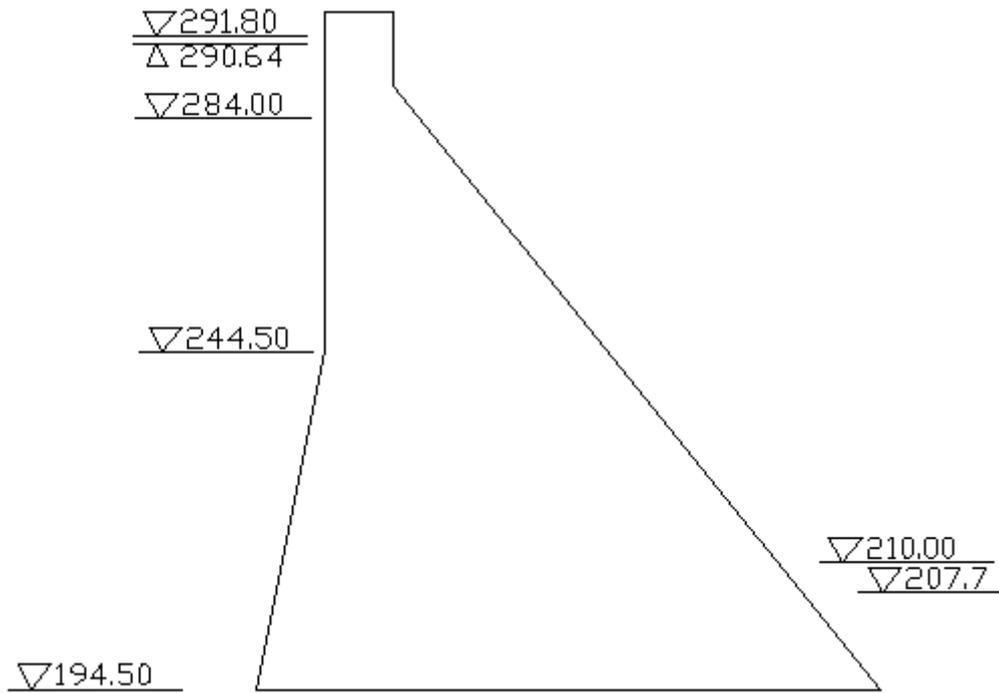


图 5-2 非溢流坝剖面设计

5.2 荷载计算

荷载是重力坝设计的主要依据之一。按设计的情况分别计算荷载作用的标准值和设计值。重力坝的主要荷载有自重、静水压力、浪压力、扬压力、冰压力、地震荷载等，在设计重力坝剖面时，应按照承载能力极限状态计算荷载的基本组合和偶然组合，按设计洪水位计算。

5.2.1 自重

坝体自重 W (KN) 标准值的计算公式： $W=V\gamma_c$

其中 V — 坝体体积 m^3 ，取坝体 1m 长计算。

γ_c — 坝体混凝土的重度。

故 $W_1 = \frac{1}{2} \times 50 \times 10 \times 24 = 6000 \text{KN}$



西华大学毕业设计说明书

$$W_2 = 10 \times 100 \times 24 = 24000 \text{ KN}$$

$$W_3 = \frac{1}{2} \times 89.5 \times 71.6 \times 24 = 76898.4 \text{ KN}$$

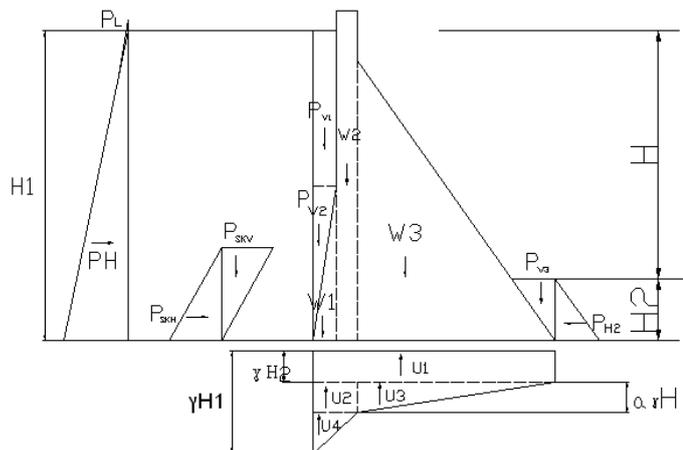


图 5-3 重力坝荷载计算示意图

5.2.2 静水压力

静水压力是作用在上下游坝面的主要荷载，水平压力 P_H 计算公式为：

$$P_H = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

式中 H — 计算点处得作用水头，m；

γ_w — 水的重度，取 $9.81 \text{ KN}/\text{m}^3$

垂直水压力 P_V 按水重计算。

$$P_V = V \gamma_w$$

故上游静水压力为

$$P_{H1} = \frac{1}{2} \gamma_w H_1^2 = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 96.14^2 = 45336.4 \text{ KN}$$

$$P_{V1} = 10 \times (290.64 - 244.5) \times 9.81 = 4526.3 \text{ KN}$$

$$P_{V2} = \frac{1}{2} \times 10 \times (244.5 - 194.5) \times 9.81 = 2452.5 \text{ KN}$$



西华大学毕业设计说书

下游静水压力为

$$P_{H2} = \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2 = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 13.2^2 = 989.04 \text{KN}$$

$$P_{V3} = \frac{1}{2} \times 11.36 \times 13.2 \times 9.81 = 791.24 \text{KN}$$

5.2.3 扬压力

扬压力包括渗透压力和浮托力两部分。渗透压力是有上下游水位差 H 产生的渗流在坝内或坝基面上形成的水压力；浮托力是由下游水面淹没计算截面而产生向上的水压力。坝踵处得扬压力强度为 γH_1 ，坝趾处得扬压力强度为 γH_2 ，排水孔幕处得渗透压力为 $\alpha \gamma H$ ，其中 $\alpha = 0.3$ 。

$$U_1 = \gamma H_2 B = 9.81 \times 13.2 \times (10 + 10 + 67.84) = 11363 \text{KN}$$

$$U_2 = \alpha \gamma H D = 0.3 \times 9.81 \times 76.3 \times 13 = 2919.16 \text{KN}$$

$$U_3 = \frac{1}{2} \alpha \gamma H = \frac{1}{2} \times 0.3 \times 9.81 \times 76.3 \times 71.6 = 8038.92 \text{KN}$$

$$U_4 = \frac{1}{2} (\gamma H_1 - \alpha \gamma H - \gamma H_2) D = \frac{1}{2} \times 9.81 \times (96.14 - 0.3 \times 76.3 - 13.2) \times 13 = 3892 \text{KN}$$

5.2.4 浪压力

当 $H > 2/L$ 时，可假定浪顶及水深等于 $L/2$ 处得浪压力为零，静水位处得浪压力最大，其中 $V = 25 \text{m/s}$ ， $D = 2 \text{KM}$ ，由公式得：

$$h = 0.0166 V^{\frac{5}{4}} D^{\frac{1}{3}} = 0.0166 \times 25^{\frac{5}{4}} \times 2^{\frac{1}{3}} = 1.47 \text{m}$$

$$L = 10.4 h_1^{0.8} = 10.4 \times 1.47^{0.8} = 12.79 \text{m}$$

$$h_z = \frac{\pi h_1^2}{L} \text{cth} \frac{2\pi H}{L} = 0.59 \text{m}$$

则浪压力 P_L 为，

$$P_L = \frac{1}{4} \gamma_w \left(\frac{L}{2} + h_1 + h_z \right) L - \frac{1}{2} \gamma_w \left(\frac{L}{2} \right)^2$$



西华大学毕业设计说明书

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{4} \times 9.81 \left(\frac{12.79}{2} + \frac{1.47}{2} + 0.59 \right) \times 12.79 - \frac{1}{2} \times 9.81 \left(\frac{12.79}{2} \right)^2 \\ &= 41.56 \text{KN} \end{aligned}$$

5.2.5 淤沙压力

水平淤沙压力:

$$\begin{aligned} P_{skH} &= \frac{1}{2} \gamma_{sb} h_s^2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_s}{2} \right) \\ &= \frac{1}{2} \times 6 \times 10^2 \times \tan^2 \left(45^\circ - \frac{20}{2} \right) \\ &= 147.08 \text{KN} \end{aligned}$$

垂直淤沙压力: $P_{skV} = \frac{1}{2} \times 6 \times 10 \times 9.1 = 273 \text{KN}$

5.2.6 地震惯性力

紫水滩水电站设计烈度为 7 度, 故需要考虑地震荷载的作用。地震惯性力的计算公式为,

水平向地震惯性力: $F_i = \alpha_h \xi G_{Ei} \alpha_i / g$

其中各系数值为,

$$\alpha_h = 0.1g \quad \xi = 0.25 \quad \alpha_i = 1.4 \frac{1 + 4(h_i / H)^4}{1 + 4 \sum_{j=1}^n \frac{G_{Ej}}{G_E} (h_j / H)^4}$$

地震惯性力计算剖面如图 4-4 计算过程见表 4-2。



西华大学毕业设计说明书

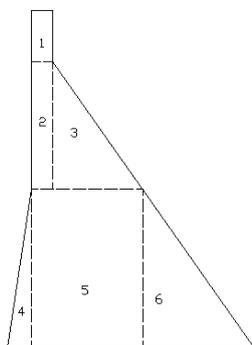


图 5-4 坝体分块

表 5-2

质点	重力 G (KN)	质点高 h (m)	分布系数 α_i	惯性力 F_i (KN)	弯矩 (KN·m) -
1	3000	95.14	5.4053	340.39	32251.86
2	8352	69.75	4.817	1141.63	79628.62
3	11626	63.17	1.3909	520.84	32901.24
4	6000	16.67	1.3433	201.5	3358.92
5	45408	25	1.1909	1486.24	37156.08
6	24000	16.67	1.3402	804.12	13404.68
Σ	99034			4494.72	198701.4

地震动水压力为，

上游面地震动水压力：

$$F_0 = 0.65\alpha_h \xi \rho_w H_0^2 = 0.65 \times 0.1 \times 9.81 \times 0.25 \times 9.8 \times 96.14^2$$

$$= 14439.65 \text{ KN}$$

对坝基面产生的弯矩：

$$M_0 = F_0 H_0 (1 - 0.54) = 14439.65 \times 96.14 (1 - 0.54) = 638584.86 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

下游面地震动水压力：

$$F'_0 = 0.65\alpha_h \xi \rho_w H_{\text{下游}}^2 = 0.65 \times 0.1 \times 9.81 \times 0.25 \times 9.8 \times 13.2^2 = 272.21 \text{ KN}$$

对坝基面产生的弯矩：

$$M'_0 = F'_0 H_{\text{下游}} (1 - 0.54) = 272.21 \times 13.2 (1 - 0.54) = 1652.83 \text{ KN} \cdot \text{m}$$



西华大学毕业设计说书

综上所述可得下表数据，

表 5-3 非溢流坝段坝基面荷载计算表

名称	符号	垂直力 (KN)		水平力 (KN)		力臂 (m)	对基础中心力矩 (KN*m)		分 项 系 数
		↓	↑	→	←		逆时针+	顺时针-	
自重	W_1	6000				37.25	223520		1.0
自重	W_2	24000				28.92	694080		1.0
自重	W_3	69034				1.31	90434.54		1.0
上游水平 水压力	P_{H1}			45336.4		32.43		1470259.5	1.0
下游水平 水压力	P_{H2}				989.04	4.4	4351.78		1.0
上游垂直 水压力	P_{V1}	4526.3				38.92	176463.6		1.0
上游垂直 水压力	P_{V2}	2452.5				37.25	91355.6		1.0
下游垂直 水压力	P_{V3}	791.24				48.13		38082.4	1.0
浮托力	U_1		11363			0.00	0.0		1.0
渗透压力	U_2		2919.16			37.5		109468.5	1.2
渗透压力	U_3		8038.92			4.8		38586.8	1.2
渗透压力	U_4		3892			39.67		154395.6	1.2
浪压力	P_L			41.56		96.14		3995.58	1.2
水平淤砂 压力	P_{SH}			147.08		5		1413.6	1.2



西华大学毕业设计说书

名称	符号	垂直力 (KN)		水平力 (KN)		力臂 (m)	对基础中心力矩 (KN*m)		分 项 系 数
		↓	↑	→	←		逆时针+	顺时针-	
垂直淤砂 压力	P_{sv}	273				37.25	46270.08		1.2
地震惯性 力	F			4492.72				198701.4	1.0
上游面地 震动水压 力	F_0			14439.65				515199.32	1.0
下游面地 震动水压 力	F_0				272.21		1652.83		1.0
正常使用 极限状态 Σ	基本 组合 Σ	107077.04	26213.08	45525.04	989.04		1280205.5	1816201.9	
		80863.96		44536				535996.5	
承载能力 极限状态 Σ	基本 组合 Σ	107131.62	29183.1	45562.76	989.04		1328128.4	1877774	
		77948.52		44573.72				549645.6	
	偶然 组合 Σ	107131.62	29183.1	64495.13	1261.5		1337382.4	2591674.7	
		77948.52		63233.63				1254292.3	



西华大学毕业设计说书

表 5-4 荷载作用的分项系数

序号	作用类型	分项系数	序号	作用类型	分项系数
1	自重	1.0	5	浪压力	1.2
2	水压力	1.0	6	冰压力	1.1
	(1) 静水压力		7	土压力	1.2
3	(2) 动水压力	1.1	8	未规定的永久荷载对结构不利	1.05
	扬压力	1.2		未规定的永久荷载对结构有利	0.95
	(1) 渗透压力		1.0	9	不可控制可变作用
4	(2) 浮托力	1.0		可控制可变作用	1.1
	淤沙压力	1.2			

5.3 抗滑稳定分析

滑动面的选择是稳定分析的重要环节。抗滑稳定计算的截面选择在受力较大、抗剪强度低、容易产生滑动破坏的截面，包括有坝基面、不利的地形、混凝土的层面、坝基内软弱层面等。应力分析的位置有坝基面、折坡处得截面、坝体削弱部位等。本次设计以坝基面计算为主。

5.3.1 抗滑稳定的计算方法

抗滑稳定分析主要就是核算坝体沿坝基面或地基深层软弱结构面抗滑稳定的安全度。主要计算方法有两种：抗剪断强度公式和抗剪强度公式。此工程属于大（一）型工程，因此采用抗剪断强度公式。

抗剪断强度计算的抗滑稳定安全系数为：

$$K' = \frac{f' \sum W + c' A}{\sum P}$$

式中 f' ——抗剪断摩擦系数；



西华大学毕业设计说明书

c' ——抗剪断凝聚力；KN/m²

A——滑动面面积；m²

U——作用于滑动面上的扬压力；

ΣP ——作用于滑动面上坝体的力在水平方向的投影的代数和；

ΣW ——作用于滑动面上坝体的力在垂直方向的投影的代数和。

表 5-5 重力坝沿建基面及深层抗滑稳定安全系数规定值

安全系数	荷载组合	坝的级别		
		1	2	3
K	基本组合	1.10	1.05	1.05
	特殊组合 (1)	1.05	1.00	1.00
	特殊组合 (2)	1.00	1.00	1.00
K'	基本组合	3.0		
	特殊组合 (1)	2.5		
	特殊组合 (2)			

根据《水利水电枢纽工程等级划分标准》，1级建筑物对应《水利水电工程结构可靠度设计统一标准》中的结构安全级别为 I 级，相应结构重要系数为 1.1。

由规范可得，混凝土/新鲜花岗班岩材料抗剪断摩擦系数 $f' = 1.35$ ， $c' = 1300kpa$

由计算成果可得，

$$\Sigma W = W_1 + W_2 + W_3 + P_{v1} + P_{v2} + P_{v3} + P_{skv} - U_1 - U_2 - U_3 - U_4$$

$$= 80863.96KN$$

$$\Sigma P = P_{H1} - P_{H2} + P_{skH} + P_L$$

$$= 44536KN$$

$$K' = \frac{f' \Sigma W + c' A}{\Sigma P} = \frac{1.35 \times 80863.96 + 1300 \times 87.84 \times 1}{44536} = 5.02 > 3.0$$

满足要求。



西华大学毕业设计说书

5.3.2 抗滑稳定极限状态法

计算时对基本组合、偶然组合应力分别进行计算。其表达式如下，

基本组合

$$\gamma_0 \psi S(\gamma_G G_k, \gamma_Q Q_k, \alpha_k) \leq \frac{1}{\gamma_{d1}} R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}, \alpha_k\right)$$

偶然组合

$$\gamma_0 \psi S(\gamma_G G_k, \gamma_Q Q_k, A_k, \alpha_k) \leq \frac{1}{\gamma_{d2}} R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}, \alpha_k\right)$$

式中 γ_0 ——结构重要系数，对应于结构安全级别为 I、II、III 级的结构，

其结构重要系数分别为 1.1、1.0、0.9；

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， $S(\gamma_G G_k, \gamma_Q Q_k, \alpha_k) = \Sigma P$

$R(\bullet)$ ——构件及构件抗力函数， $R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}, \alpha_k\right) = f' \Sigma W + c'A$

γ_G ——永久作用分项系数，见表 5-4；

γ_Q ——可变作用分项系数，见表 5-4；

G_k ——永久作用标准值，KN；

Q_k ——可变作用标注值，KN；

α_k ——几何参数的标准值，可作为定值处理；

f_k ——材料性能的标准值，由实验得到；

γ_{d1} ——基本组合结构系数，见表 5-6；

γ_{d2} ——偶然组合结构系数，见表 5-6



西华大学毕业设计说明书

γ_m ——材料性能的分项系数，见表 5-7

A_k ——偶然作用标注值。

表 5-6 结构系数

序号	项目	组合类型	分项系数
1	坝体抗滑稳定极限状态	基本组合	1.2
		偶然组合	1.2
2	混凝土抗压极限状态	基本组合	1.8
		偶然组合	1.8

表 5-7 材料性能分项系数 γ_m

序号	材料类别及强度	抗剪断强度	分项系数	备注
1	混凝土/基岩	f', c'	1.3, 3.0	
	混凝土/混凝土	f', c'	1.3, 3.0	常态混凝土层面
	碾压混凝土之间	f', c'	1.3, 3.0	碾压混凝土层面
	基岩/基岩	f', c'	1.4, 3.2	
	软弱结构面	f', c'	1.5, 3.4	
2	混凝土强度	抗压强度	1.5	

基本组合时，

作用效应函数 $S(\cdot) = \sum P = 44536 \text{KN}$

抗滑稳定抗力函数 $R(\cdot) = f'_R \sum W + C'_R A$

$$= \frac{1.35}{1.3} \times 80863.96 + \frac{1300}{3} \times 87.84 \times 1$$



西华大学毕业设计说书

$$= 122038.11\text{KN}$$

左边等式, $\gamma_0 \psi S(\bullet) = 1.1 \times 1.0 \times 44536 = 48989.6\text{KN}$

右边等式, $\frac{1}{\gamma_{d1}} R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}, \alpha_k\right) = \frac{1}{1.2} \times 122038.11 = 101698.43\text{KN}$

故有 $\gamma_0 \psi S(\gamma_G G_k, \gamma_Q Q_k, \alpha_k) < \frac{1}{\gamma_{d1}} R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}, \alpha_k\right)$

满足抗滑要求。

偶然组合时, 取偶然状态对应的设计状况系数 $\psi = 0.85$, 结构系数 $\gamma_{d2} = 1.2$ 。偶然组合的极限状态设计表达式:

$$\gamma_0 \psi S(\gamma_G G_k, \gamma_Q Q_k, A_k, \alpha_k) \leq \frac{1}{\gamma_{d2}} R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}, \alpha_k\right)$$

左边等式,

$$\gamma_0 \psi S(\bullet) = 1.1 \times 0.85 \times 63233.63 = 53748.59\text{KN}$$

右边等式,

$$\frac{1}{\gamma_{d2}} R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}, \alpha_k\right) = \frac{1}{1.2} \times \left(\frac{1.35}{1.3} \times 77948.52 + \frac{1300}{3} \times 87.84 \times 1 \right) = 119010.54\text{KN}$$

故有, 左边 < 右边。

$$\text{即: } \gamma_0 \psi S(\gamma_G G_k, \gamma_Q Q_k, A_k, \alpha_k) < \frac{1}{\gamma_{d2}} R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}, \alpha_k\right)$$

满足抗滑条件。

5.4 应力分析

应力分析的目的是为了检验大坝在施工期和运用期是否满足强度要求, 同时也是为了研究解决设计和施工中的一些问题, 如: 混凝土标号和某些部位的配筋



西华大学毕业设计说书

等提供依据。

宽缝重力坝的应力状态是一个三维问题，严格说来，应采用三维优先单元法进行应力分析。但经验证明，宽缝重力坝的应力分布情况基本上接近平面状态，只是局部应力分布较为复杂。为此，通常仍以平面分析为基础，加上一定的局部应力复核。

宽缝重力坝的整体应力分析，仍可用材料力学法计算。宽缝重力坝的实际水平截面形状比较复杂，计算时可简化为工字形截面，并假定坝体应力沿轴线的厚度方向均匀分布，水平截面上的垂直正应力 σ_y 仍为直线分布。

根据《水利水电枢纽工程等级划分标准》，1级建筑物对应《水利水电工程结构可靠度设计统一标准》中的结构安全级别为 I 级，相应结构重要系数为 1.1。大坝采用标号 C15 的混凝土，轴心抗压强度设计值 7500KPa。

坝体抗压强度承载能力极限状态法，其表达式为：

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

式中 $S(\bullet)$ ——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， $R(\bullet) = f_a$ 。

$\sum W$ ——坝基面上全部法向作用之和，KN，向下为正；

$\sum M$ ——全部作用坝基面形心的力矩之和，KN·m，逆时针方向为正；

m ——坝体下游坡度；

f_a ——混凝土抗压强度，kPa；

基本组合时， $\gamma_0 \psi S(\bullet) = 1.1 \times 1.0 \times \left(\frac{77948.52}{87.84} + \frac{6 \times 549645.6}{87.84^2} \right) (1 + 0.8^2) = 2371.9 \text{kpa}$

$$\frac{1}{\gamma_d} R(f_d, \alpha_k) = \frac{1}{1.8} f_a = \frac{1}{1.8} \times 7500 = 4166.7 \text{kpa}$$

故有 $\gamma_0 \psi S(F_d, \alpha_k) < \frac{1}{\gamma_d} R(f_d, \alpha_k)$



西华大学毕业设计说书

满足抗压强度要求。

$$\begin{aligned}\text{偶然组合时, } \gamma_0 \psi S(\bullet) &= 1.1 \times 1.0 \times \left(\frac{77948.52}{87.84} + \frac{6 \times 1254292.3}{87.84^2} \right) (1 + 0.8^2) \\ &= 3360.4 \text{ kpa}\end{aligned}$$

$$\frac{1}{\gamma_d} R(f_d, \alpha_k) = 4166.7 \text{ kpa}$$

$$\text{满足 } \gamma_0 \psi S(F_d, \alpha_k) < \frac{1}{\gamma_d} R(f_d, \alpha_k)$$

所以坝趾抗压强度满足要求。

以坝踵垂直应力不出现拉应力（计扬压力情况）作为正常使用极限状态，此时计算公式为：

$$\gamma_0 \left(\frac{\sum W}{B} + \frac{6 \sum M}{B^2} \right) \geq 0$$

$$\text{可得, } 1.1 \times \left(\frac{80863.96}{87.84} - \frac{6 \times 535996.5}{87.84^2} \right) = 553.4 \text{ kpa} > 0$$

则坝踵垂直应力不出现拉应力，满足规范要求。

由以上计算结果可知，所拟非溢流坝段剖面全部满足设计规定的要求。

坝面其他应力计算

上游面垂直正应力

$$\sigma_{yu} = \frac{\sum W}{T} + \frac{6 \sum M}{T^2} = \frac{77948.52}{87.84} - \frac{6 \times 549645.5}{87.84^2} = 395.45 \text{ kpa}$$

下游面垂直正应力

$$\sigma_{yd} = \frac{\sum W}{T} - \frac{6 \sum M}{T^2} = \frac{77948.52}{87.84} + \frac{6 \times 549645.5}{87.84^2} = 1911 \text{ kpa}$$

上游面剪应力

$$\tau_u = (P_u - P_{uu} - \sigma_{yu}) n = (1530 - 1530 - 395.45) \times 0.2 = -79.09 \text{ kpa}$$

下游面剪应力

$$\tau_d = (P_{ud} - P_d + \sigma_{yd}) m = (646.3 - 646.3 + 1911) \times 0.8 = 1528.8 \text{ kpa}$$

上游面水平正应力



西华大学毕业设计说书

$$\begin{aligned}\sigma_{xu} &= (P_u - P_{uu}) - (P_u - P_{uu} - \sigma_{yu})n^2 \\ &= (1530 - 1530) - (1530 - 1530 - 395.45) \times 0.2^2 \\ &= 15.82 \text{kpa}\end{aligned}$$

下游面水平正应力

$$\begin{aligned}\sigma_{xd} &= (P_d - P_{ud}) + (\sigma_{yd} + P_{ud} - P_d)m^2 \\ &= (646.3 - 646.3) + (1911 + 646.3 - 646.3) \times 0.8^2 \\ &= 1223.04 \text{kpa}\end{aligned}$$

上游面主应力

$$\begin{aligned}\sigma_{1u} &= (1 + n^2)\sigma_{yu} - (P_u - P_{uu})n^2 \\ &= (1 + 0.2^2) \times 395.45 - (1530 - 1530) \times 0.2 \times 0.2 \\ &= 411.27 \text{kpa} \\ \sigma_{2u} &= P_u - P_{uu} = 1530 - 1530 = 0 \text{kpa}\end{aligned}$$

下游面主应力

$$\begin{aligned}\sigma_{1d} &= (1 + m^2)\sigma_{yd} - (P_d - P_{ud})m^2 \\ &= (1 + 0.8^2) \times 1911 - (646.3 - 646.3) \times 0.8^2 \\ &= 3134.04 \text{kpa} \\ \sigma_{2d} &= P_d - P_{ud} = 646.3 - 646.3 = 0 \text{kpa}\end{aligned}$$

其中 P_u —— 计算截面在上游坝面所承受的水压力（包括淤沙压力和地震动水压力）强度

P_d —— 计算截面在下游坝面所承受的水压力（包括淤沙压力和地震动水压力）强度



西华大学毕业设计说明书

p_{uu} ——计算截面在上游坝面处的扬压力强度

p_{ud} ——计算截面在下游坝面处的扬压力强度

T ——计算截面沿上、下游方向的长度；

n ——上游坝坡；

m ——下游坝坡；

ΣW ——计算截面上全部垂直力之和，以向下为正；

ΣM ——计算截面上全部垂直力及水平力对计算截面形心的力矩之和，以使上游面产生压应力者为正。



西华大学毕业设计说书

6 溢流坝段设计

6.1 泄水方式的选择

溢流重力坝既要挡水又要泄水，不仅要满足稳定和强度要求，还要满足泄水要求。因此，需要有足够的孔口尺寸、较好体形的堰型，以满足泄水的要求；并使水流平顺，不产生空蚀破坏。溢流坝的泄水方式主要有以下两种：

开敞溢流式。除泄洪外，它还可排除冰凌或其他漂浮物。堰顶可设置闸门，也可不设。不设闸门时，堰顶高程等于水库的正常高水位，泄洪时库水位壅高，从而加大了淹没损失，但结构简单，管理方便，适用于泄洪量不大、淹没损失小的中小型工程；设置闸门的溢流坝，闸门顶高程大致与正常高水位齐平，堰顶高程较低，可利用闸门的开启高度调节库水位和下泄流量，适用于大型工程及重要的中型工程。

孔口溢流式。为了降低堰顶闸门的高度，增大泄流，可采用带有胸墙的溢流堰。这种型式的溢流孔可按洪水预报提前放水，从而腾出较大库容蓄纳洪水，提高水库的调洪能力。为使水库具有较大的泄洪潜力，宜优先考虑开敞式溢流孔。

从实际工程中水头较大需较充分泄流等要求出发，结合开敞式与孔口溢流式的优缺点进行分析，本设计中选择开敞溢流式并设置闸门。

6.2 水力计算

6.2.1 洪水标准的确定

由于此工程建筑级别为 1 级，查 SL252-2000《水利水电工程等级划分及洪水标准》采用 1000 年一遇的洪水标准设计，10000 年一遇的洪水标准校核。

6.2.2 确定设计流量

先拟定了其溢流坝形式为：开敞溢流式，考虑泄水孔及其它建筑物能分担一



西华大学毕业设计说书

部分

泄洪任务，则通过坝顶溢流部分的下泄流量为：

$$Q = Q_s - \alpha Q_0$$

式中： Q_s —下泄流量 m^3/s

α —系数，考虑电站部分运行等因素对下泄流量的影响，正常运用时， $\alpha = 0.75 \sim 0.9$ ，校核情况 $\alpha = 1.0$ ；

Q_0 —经过泄水孔，电站、船闸等建筑物的流量 m^3/s

根据基本资料， $Q_0 = 86.1 \times 4 + 685 = 1029.4 m^3/s$

查资料可得， $\alpha = 0.75 \sim 0.90$ ，取 $\alpha = 0.80$ ， $Q_s = 11700 m^3/s$ ：

设计情况下 $Q = Q_s - \alpha Q_0 = 11700 - 0.8 \times 1029.4 = 10876.48 m^3/s$

校核情况下 $Q = 14900 - 1.0 \times 1029.4 = 13870.6 m^3/s$

6.2.3 单宽流量 q 的确定

单宽流量是确定孔口尺寸的重要依据，单宽流量大，溢流孔口的宽度可以偏短，有利于枢纽的布置，但增加了下游消能的困难，下游局部冲刷可能更严重，反之，单宽流量小，有利于下游消能，但溢流孔口宽度增大，对枢纽布置不利，因此，一个经济而又安全的单宽流量，必须综合地质条件，下游水深，枢纽布置，消能等诸多因素，经技术经济比较后选定。

而工程实践证明，溢流坝单宽流量宜采用如下数据值：对软弱岩石或裂隙发育岩石， $q = 20 \sim 50 m^3/s$ ；对较好的岩石 $q = 50 \sim 70 m^3/s$ ，坚硬完整的岩石 $q = 100 \sim 150 m^3/s$ 。

6.2.4 孔口尺寸的确定和布置

设溢流孔净宽为 B ，根据： $Q = Bq$ 可计算 $B = Q/q$ ，而对于设置闸门的溢流坝段，须用闸墩将溢流坝分隔成若干孔口，每个孔口净宽 b ，孔数设为 n ，则 $n = B/b$



西华大学毕业设计说书

(取整)。此外， n 与 b 的选择，应结合闸门形式，启闭设备，运用条件，坝顶布置，与坝段的适应等因素进行确定。

单孔宽度不宜过大或过小，宽度过小， n 增多，用墩增多，运行不方便，宽度过大，闸门尺寸大，启闭设备容量大，增加了运行难度，一般大中型工程采用 8~16m。为降低造价，还应采用规范中推荐的孔口尺寸。为便于消能 n 宜为单数。

$$\text{孔口净宽 } B=Q/q=13870.6/120=115.59\text{m}$$

每个孔口净宽 b ，初拟 $b=15\text{m}$ ，则孔数 $n=B/b=7.71\approx 8$

$$\text{则取 } B=120\text{m}, n=8, b=15\text{m}$$

另外，中墩厚度 d 取 3m，边墩厚度 t 取 4m

$$\text{则溢流坝段总长 } L=nb+(n-1)d+2t=149\text{m}$$

6.2.5 溢流堰顶高程的确定

由于是开敞式，可用下式算出堰顶水头 H_0 ：

$$Q = mn\varepsilon\sigma_s b\sqrt{2gH_0^3/2}$$

式中： Q —流量 m^3/s

b —溢流堰孔口宽 m

H_0 —堰顶以上作用水头

g —重力加速度 $9.8\text{m}/\text{s}^2$

m —流量系数

ε —侧收循系数，根据闸墩厚度及墩头形状而定，可取 $\varepsilon=0.90\sim 0.95$

式中， $\sigma_s=1.0$ 、 $n=8$ 、 $b=15\text{m}$ 、 $\varepsilon=0.90$ 、 $m=0.502$

由公式得

在设计水位下： $Q = mn\varepsilon\sigma_s b\sqrt{2gH_0^3/2}$ 代入数值

$$H_0 = \left(\frac{10876.48}{1.0 \times 0.502 \times 0.90 \times 15 \times 8 \times \sqrt{2 \times 9.81}} \right)^{\frac{2}{3}} = 12.7\text{m}$$



西华大学毕业设计说明书

在校核水位下: $Q = mn\epsilon\sigma_s b\sqrt{2gH_0^3}$

$$H_0 = \left(\frac{13870.6}{1.0 \times 0.502 \times 0.90 \times 15 \times 8 \times \sqrt{2 \times 9.81}} \right)^{\frac{2}{3}} = 14.94\text{m}$$

其堰顶高程为,

$$\text{设计水位时: } \nabla_{\text{设}} = 290.64 - 12.7 = 277.94\text{m}$$

$$\text{校核水位时: } \nabla_{\text{校}} = 291.8 - 14.94 = 276.86\text{m}$$

取两者之中的小值, 故其堰顶高程为 $H_{\text{堰顶}} = 276.86\text{m}$

6.2.6 定型设计水头 H_s 的确定

定型设计水头 H_s 不同, 堰顶可能出现的最大负压也不同。根据规定校核洪水位闸门全开时, 出现负压不得超过 3~6m 水柱。定型设计水 H_s 的选择与堰顶可能出现的最大负压可参照表 6-1 确定。最大水头 H_{max} 、定型设计水头 H_s 公式为,

堰上最大水头 $H_{\text{max}} = \text{校核洪水位} - \text{堰顶高程}$

$$H_s = (75\% \sim 95\%)H_{\text{max}}$$

故有, $H_{\text{max}} = 291.8 - 276.86 = 14.94\text{m}$

$$H_s = (75\% \sim 95\%) \times 14.94 = (11.205 \sim 14.193)\text{m}$$

取 $H_s = 12\text{m}$ 。

$$H_s / H_{\text{max}} = 12 / 14.94 = 0.803$$

查表可得, 最大负压为 $0.4 H_s = 4.8\text{m}$, 满足设计要求。



西华大学毕业设计说书

6.2.7 闸门高度的确定

门高=正常高水位-堰顶高程+超高 (0.1~0.2m)

由以上数据可得, 门高=290.64-276.86+0.1=13.88m

取闸门高度为 14m。

6.2.8 泄流能力校核

已知 n、b、堰上水头, 先计算 ε 、 m , 然后根据堰流公式计算 Q 若满足

$\left| \frac{Q-Q'}{Q} \right| \times 100\% \leq 5\%$, 则设计的孔口符合要求。侧收缩系数与闸墩和边墩的平面

形状、溢流的孔数、堰上水头、溢流宽度等因素有关。

经验公式: $\varepsilon = 1 - 0.2[(n-1)\zeta_0 + \zeta_k] \frac{H_0}{nb}$

当堰顶水头 $H = H_s$ 时, 流量系数 $m_s = 0.502$; 当 $H \neq H_s$ 时, 流量系数 m 由表 6—1 查得。

表 6—1 H_0 / H_s 与 m / m_s 关系

H_0 / H_s	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4
m / m_s	0.85	0.90	0.95	0.975	1.0	1.025	1.07

校核洪水位时: $m=0.512$

$$\begin{aligned}
 Q &= mn\varepsilon\sigma_s b \sqrt{2gH_0^{3/2}} \\
 &= 1.0 \times 0.93 \times 0.512 \times 15 \times 8 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 14.94^{3/2}} \\
 &= 14514.28 \text{m}^3 / \text{s}
 \end{aligned}$$

$$\left| \frac{Q-Q'}{Q} \right| \times 100\% = 4.64\% < 5\% \quad \text{满足泄洪能力的要求。}$$

可以将泄流能力整理为下表



西华大学毕业设计说书

表 6—2 泄流能力表

计算情况	m	ε	B	H	Q	$\left \frac{Q-Q}{Q} \right \times 100\% \leq 5\%$
校核情况	0.512	0.93	120	14.94	14514.28	4.64%

6.3 消能防冲设计

通过溢流坝顶下泄的水流，具有很大的能量，必须采取有效的消能措施，保护下游河床免受冲刷。消能设计的原则是：消能效果好，结构可靠，防止空蚀和磨损，以保证坝体和有关建筑物的安全。设计时应根据坝址地形、地质条件、枢纽布置、坝高、下泄流量等综合考虑。

溢流坝常用的消能方式有挑流消能和底流消能。挑流消能是利用溢流坝下游的挑流鼻坎将从坝顶下泄的高速水流抛向空中，使水流扩散、掺气，然后跌入下游河床的水垫中。水流在同空气摩擦的过程中可消耗一部分能量，水流进入水垫后，发生强烈的摩擦、旋滚，冲刷河床形成冲坑，其余大部分能量消耗于冲坑中。这种方式比较经济，一般适用于高水头、大流量、基岩较坚固的高坝或中坝。

底流消能是通过水跃，将泄水建筑物泄出的急流转变为缓流，以消除多余动能的消能方式。消能主要靠水跃产生的表面旋滚与底部主流间产生的强烈紊动、剪切和掺混作用。它具有流态稳定、消能效果较好，对地质条件和尾水变幅适应性强以及水流雾化很小等特点，可适应高、中、低水头；但护坦较长，土石方开挖量和混凝土方量较大，工程造价高。

结合消能工的布置原则并结合本枢纽地形、地质条件，对比两种消能方式，拟选用挑流消能。

6.3.1 挑流鼻坎设计

挑流鼻坎设计主要是选择合适的鼻坎型式、鼻坎高程、挑射角及反弧半径。



西华大学毕业设计说明书

鼻坎的型式有连续式和差动式两种。本次设计采用连续式的鼻坎类型。

根据已建工程的经验，挑射角取 $\theta=25^{\circ}$ ，挑流鼻坎应高出下游最高水位（校核）1~2 米，鼻坎高程定为 $H_{\text{鼻坎}}=210+2=212\text{m}$ 。

鼻坎处水流平均流速 $v(\text{m/s})$ 为：

$$v=\varphi\sqrt{2gH_0}$$

因为 $Q=Av=Bhv$ ，所以鼻坎平均水深 h (m) 为：

$$h=\frac{Q}{Bv}$$

式中： φ —堰面流速系数，根据经验 $\varphi=0.96$ ；

H_0 —库水位至坎顶高差，m；

Q —校核洪水位时溢流坝下泄流量， m^3/s ；

B — 鼻坎处水面宽度，m

$$v=\varphi\sqrt{2gH_0}=0.96\times\sqrt{2\times 9.81\times(276.86-212)}=34.25\text{ m/s}$$

$$h=\frac{14900}{120\times 34.25}=3.625\text{ m}$$

根据 $R=(8\sim 10)h=29\sim 36.25\text{m}$ ，初步拟定 R 为 30m。

6.3.2 挑距和冲坑的估算

连续式挑流鼻坎的水舌挑距 L 按水舌外缘计算如图 6-1，其估算公式为：

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

式中： L —水舌挑距，m；

v_1 —坎顶水面流速，按鼻坎处平均流速 v 的 1.1 倍计；

h_1 —坎顶垂直方向水深，m， $h_1=h\cos\theta$ ；

h_2 —坎顶至河床面高差，m；



西华大学毕业设计说明书

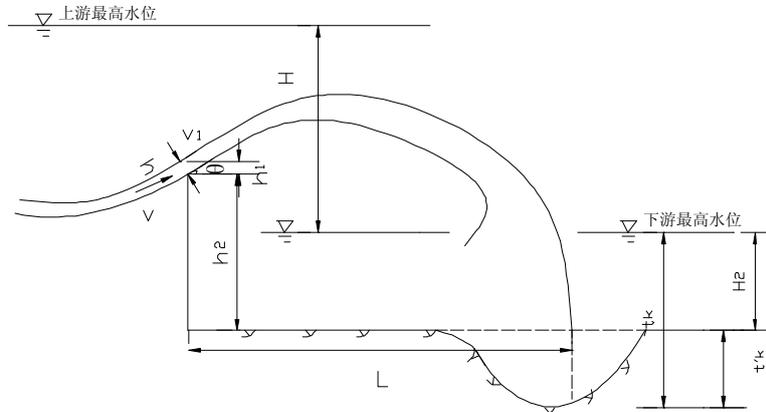


图 6-1 挑流消能要素示意图

$$h_1 = h \cos \theta = 3.625 \times \cos 25^\circ = 3.28 \text{m}$$

$$h_2 = 212 - 194.5 = 17.5 \text{m}$$

$$V_1 = 1.1V = 1.1 \times 34.25 = 37.675 \text{m/s}$$

$$L = \frac{1}{9.81} [37.675^2 \times \sin 25^\circ \times \cos 25^\circ + 37.675 \times \cos 25^\circ \\ \times \sqrt{37.675^2 \times \sin^2 25^\circ + 2 \times 9.81 \times (3.28 + 17.5)}] = 134.94 \text{m}$$

最大冲坑水垫厚度估算公式：

$$t_k = \alpha q^{0.5} H^{0.25}$$

$$t'_k = \alpha q^{0.5} H^{0.25} - H_2$$

式中： t_k —水垫厚度，自水面算至坑底，；

t'_k —冲坑深度，；

q —单宽流量，；

H —上下游水位差，；

H_2 —下游水深，；

α —冲坑系数，坚硬完整的基岩 $\alpha = 0.9 \sim 1.2$ ，坚硬但完整性较差的基岩



西华大学毕业设计说书

$\alpha = 1.2 \sim 1.5$, 软弱破碎、裂隙发育的基岩 $\alpha = 1.5 \sim 2.0$ 。

由资料可得, 坝基为花岗岩, 取 $\alpha = 1.2$:

$$t_k = 1.3 \times 120^{0.5} (291.8 - 210)^{0.25} = 42.82 m$$

$$t'_k = 1.3 \times 120^{0.5} (291.8 - 210)^{0.25} - (210 - 194.5) = 27.32 m$$

故有, $L/t'_k = 134.94/27.32 = 4.94$

满足 $L/t'_k > 2.5 \sim 5.0$ 。设计中符合要求, 所以安全。

6.4 溢流坝剖面设计

溢流坝的基本剖面为三角形。一般其上游面为铅直或者折线面, 溢流面由顶部的中间的直线, 底部的反弧段等三部分所组成。本设计采用开敞溢流的形式。

6.4.1 椭圆曲线方程

原点上游宜采用椭圆曲线如上图, 方程为:

$$\frac{x^2}{(aH_s)^2} + \frac{(bH_s - y)^2}{(bH_s)^2} = 1$$

式中: a 和 b 为系数, $a \approx 0.26 \sim 0.30$, $a/b = 0.87 + 3a$, 取 $a = 0.3$ 可得, $b = 0.17$
带入数据可得,

$$\frac{x^2}{(0.3 \times 12)^2} + \frac{(0.17 \times 12 - y)^2}{(0.17 \times 12)^2} = 1$$

本次设计采用倒悬堰顶, 应该满足 $d > \frac{H_{\max}}{2}$, 即 $d > 14.94/2 = 7.5m$,

采用 $d = 8m$



西华大学毕业设计说书

表 6-3 椭圆 OA 段坐标值

X	-0.5	-1.0	-1.5	-2.0	-2.5	-3.0	-3.6
Y	0.002	0.08	0.18	0.343	0.57	0.908	1.93

6.4.2 幂曲线方程

溢流坝顶部常采用非真空剖面曲线。对于开敞溢流式，可以采用幂曲线，取堰顶为坐标原点，则幂曲线方程为，

$$x^n = kH_s^{n-1}y$$

式中：n 和 k——系数，上游面垂直时，n=1.85，k=2.0

H_s ——定型设计水头，m，

$$x^{1.85} = 2 \times 12^{1.85-1} y = 16.53y$$

顶部的曲线段确定后，中部的直线段分别与顶部曲线及底部的反弧段相切，其坡度一般与非溢流坝段下游的坡率相同，即为 1: m。直线段与幂曲线相切时，切点 B 的横坐标为 X_B ：

$$X_B = \left[\frac{k}{mn} \right]^{\frac{1}{n-1}} H_s = \left[\frac{2}{0.8 \times 1.85} \right]^{\frac{1}{1.85-1}} \times 12 = 17.08m$$

$$Y_B = \frac{x^{1.85}}{16.53} = 11.53m$$

表 6-4 幂曲线 OB 段坐标值

X	1	3	6	10	15	17.08
Y	0.06	0.462	1.665	4.28	9.07	11.53



西华大学毕业设计说书

6.4.3 溢流坝剖面绘制

圆心坐标,

$$y = H_{\text{堰顶}} - (H_{\text{挑坎}} + R\cos\theta) = 17.5 + 30 \times 0.9063 = 44.69\text{m}$$

$$y_0 = H_{\text{堰顶}} - H_{\text{坝底}} - y = 276.86 - 194.5 - 44.69 = 37.66\text{m}$$

直线段和反弧段切点 C 的坐标为:

$$y_c = R\cos\theta + y_0$$

$$\text{其中 } \operatorname{tg}\theta_1 = \frac{1}{m} = \frac{1}{0.8},$$

$$y_c = R\sin\theta + y_0 = 30 \times \sin 25^\circ + 37.66 = 50.35\text{m}$$

$$\text{计算 } x_c \text{ 坐标公式为 } \frac{y_c - y_B}{x_c - x_B} = \frac{1}{0.8}$$

$$\text{带入 } y_c \text{ 后可得, } x_c = 48.126\text{m}$$

圆心到堰顶的水平距离,

$$x_0 = x_c + R\cos\theta = 48.126 + 30 \times 0.906 = 75.306\text{m}$$

反弧最低点 D,

$$x_D = x_0 = 75.306\text{m}$$

$$y_D = 64.36\text{m}$$

挑流尾部坐标,

$$y_E = 276.86 - 212 = 62.86\text{m}$$

$$y_V = 66.74 - 64.86 = 1.88\text{m}$$

$$x_E = 91.6 - 10 - 1 = 80.6\text{m}$$

表 6-5 溢流坝剖面主要特征点坐标



西华大学毕业设计说书

	A	0	B	C	D	E
X	-3.6	0	17.08	48.126	75.306	80.6
Y	1.93	0	11.53	50.35	64.36	62.86

绘制溢流坝坡面图如图 6-2。

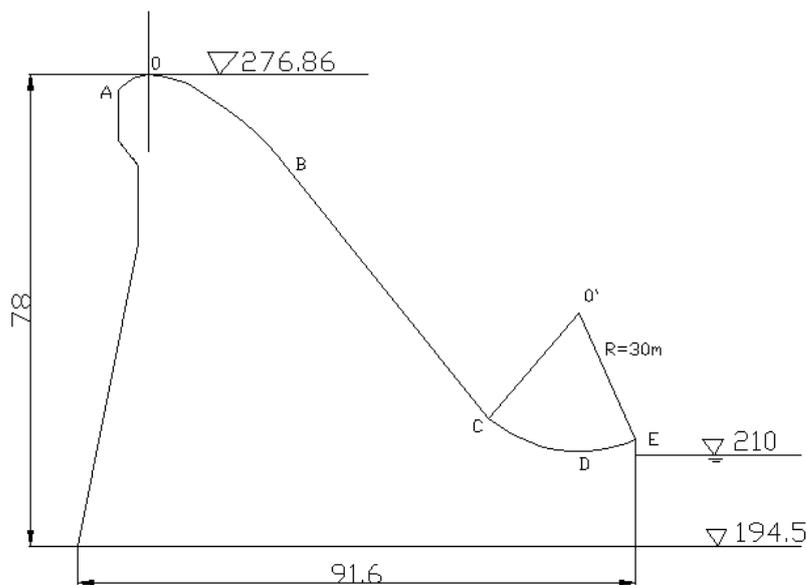


图 6-2 溢流坝剖面图

6.5 抗滑稳定分析

溢流坝抗滑稳定分析也可分两种工况来计算，分别是设计洪水位和校核洪水位。其目的是核算坝体沿坝基面或沿地基深层软弱结构面抗滑的安全度。因为重力坝沿坝轴线方向用横缝分隔成若干个独立的坝段，所以稳定分析可以按平面问题进行。其中坝体分区如图 6-3。本次设计以设计洪水位计算。



西华大学毕业设计说书

表 6-6 非溢流坝段坝基面荷载计算表

名称	符号	垂直力 (KN)		水平力 (KN)		力臂 (m)	对基础中心力矩 (KN*m)		分 项 系 数
		↓	↑	→	←		逆时针+	顺时针-	
自重	W ₁	180				35.8	6444		1.0
	W ₂	972.288				36.6	35585.74		1.0
	W ₃	5812.64				26.61	154674.35		
	W ₄	153.6				36.87	5662.72		
	W ₅	2572.8				35	90048		1.0
	W ₆	6000				39.13	234780		1.0
	W ₇	39226.04				22.82	781038.23		1.0
	W ₈	21524.64				0.37	6114.12		1.0
	W ₉	8419.64				5.165		43487.44	1.0
	W ₁₀	9868				33.78		333341.04	1.0
上游水平 水压力	P _{H1}			45336.4		29.83		1172160.6	1.0
下游水平 水压力	P _{H2}				1178.43	5.17	6092.48		1.0
上游垂直 水压力	P _{V1}	3874.95				40.8	158097.96		1.0
上游垂直 水压力	P _{V2}	2452.5				39.13	95966.33		1.0
下游垂直 水压力	P _{V3}	942.74				49.93		47071.01	1.0
浮托力	U ₁		11861.47			0.00	0.0		1.0



西华大学毕业设计说书

名称	符号	垂直力 (KN)		水平力 (KN)		力臂 (m)	对基础中心力矩 (KN*m)		分 项 系 数
		↓	↑	→	←		逆时针+	顺时针-	
渗透压力	U ₂		2919.16			39.3		114722.99	1.2
渗透压力	U ₃		8038.92			6.6		53056.87	1.2
渗透压力	U ₄		3405.69			41.47		141222.61	1.2
浪压力	P _L			41.56		89.5		3719.62	1.2
水平淤砂 压力	P _{SH}			147.08		5		1413.6	1.2
垂直淤砂 压力	P _{SV}	273				40.59	3896.64		1.2
地震惯性 力	F			4492.72				198701.4	1.0
上游面地 震动水压 力	F ₀			12513.95				515199.32	1.0
下游面地 震动水压 力	F ₀				272.21		1652.83		1.0
正常使用 极限状态 Σ	基本	102227.84	26225.24	45525.04	1178.43		1696004	1862428.4	
	组合 Σ	74002.6		44346.61				166424.4	
承载能力 极限状态 Σ	基本	102530.87	29098	45562.76	1178.43		1696783.3	1973022.9	
	组合 Σ	73432.87		44384.33				276239.6	
	偶然	102530.87	29098	64495.13	1450.64		1581538.7	2686923.6	



西华大学毕业设计说明书

名称	符号	垂直力 (KN)		水平力 (KN)		力臂 (m)	对基础中心力矩 (KN*m)		分项系数
		↓	↑	→	←		逆时针+	顺时针-	
组合	Σ	73432.87		63044.49				989434.9	

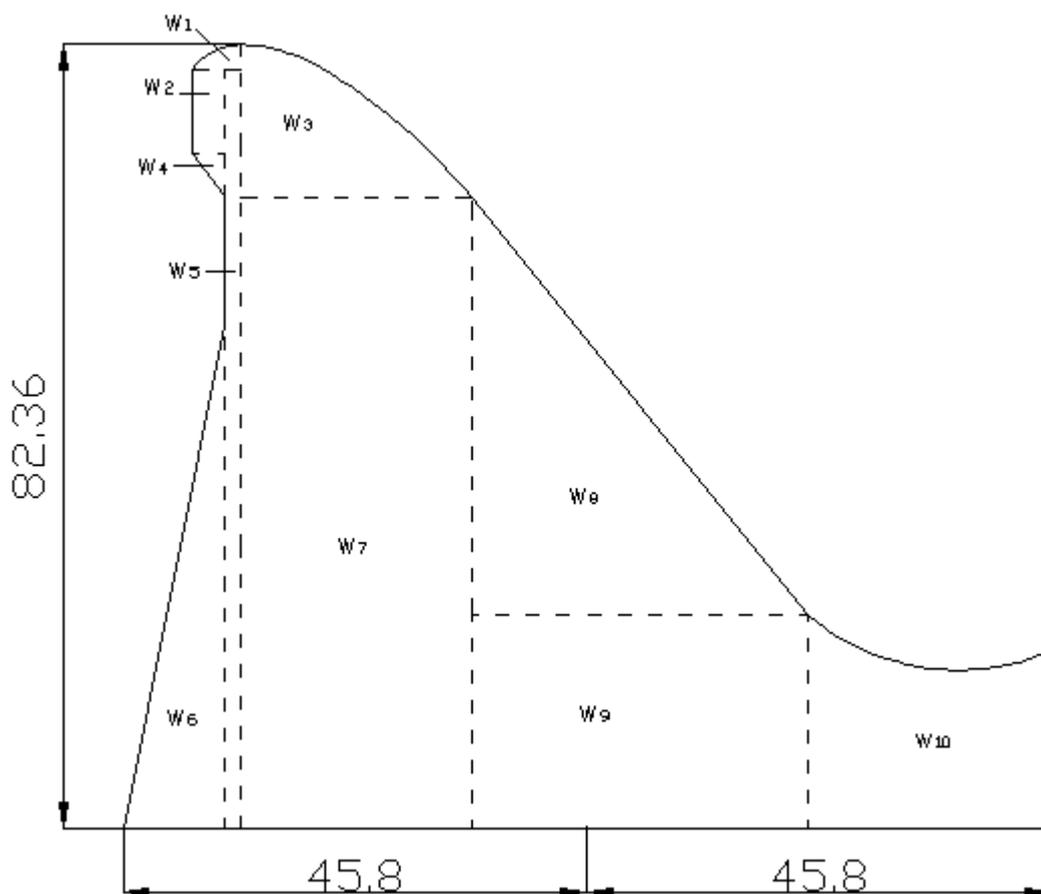


图 6-3 溢流坝体分区图

抗剪断强度计算的抗滑稳定安全系数为：

$$K' = \frac{f' \sum W + c' A}{\sum P}$$

式中 f' —— 抗剪断摩擦系数；

c' —— 抗剪断凝聚力； KN/m^2



西华大学毕业设计说明书

A——滑动面面积；m²

U——作用于滑动面上的扬压力；

ΣP——作用于滑动面上坝体的力在水平方向的投影的代数和；

ΣW——作用于滑动面上坝体的力在垂直方向的投影的代数和。

表 6-7 重力坝沿建基面及深层抗滑稳定安全系数规定值

安全系数	荷载组合	坝的级别		
		1	2	3
K	基本组合	1.10	1.05	1.05
	特殊组合 (1)	1.05	1.00	1.00
	特殊组合 (2)	1.00	1.00	1.00
K'	基本组合	3.0		
	特殊组合 (1)	2.5		
	特殊组合 (2)	3		

根据《水利水电枢纽工程等级划分标准》，1级建筑物对应《水利水电工程结构可靠度设计统一标准》中的结构安全级别为I级，相应结构重要系数为1.1。由规范可得，混凝土/新鲜花岗班岩材料抗剪断摩擦系数 $f' = 1.35$ ， $c' = 1300kpa$ 由计算成果可得，

$$\begin{aligned} \Sigma W &= W_1 + W_2 + W_3 + P_{v1} + P_{v2} + P_{v3} + P_{skv} - U_1 - U_2 - U_3 - U_4 \\ &= 74002.6 \text{KN} \\ \Sigma P &= P_{H1} - P_{H2} + P_{skH} + P_L \\ &= 44536 \text{KN} \\ K' &= \frac{f' \Sigma W + c' A}{\Sigma P} = \frac{1.35 \times 74002.6 + 1300 \times 87.84 \times 1}{44536} = 4.81 > 3.0 \end{aligned}$$

满足要求。



西华大学毕业设计说明书

抗滑稳定极限状态法

计算时对基本组合、偶然组合应力分别进行计算。其表达式如下，

基本组合

$$\gamma_0 \psi S(\gamma_G G_k, \gamma_Q Q_k, \alpha_k) \leq \frac{1}{\gamma_{d1}} R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}, \alpha_k\right)$$

偶然组合

$$\gamma_0 \psi S(\gamma_G G_k, \gamma_Q Q_k, A_k, \alpha_k) \leq \frac{1}{\gamma_{d2}} R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}, \alpha_k\right)$$

式中 γ_0 ——结构重要系数，对应于结构安全级别为 I、II、III 级的结构，

其结构重要系数分别为 1.1、1.0、0.9；

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， $S(\gamma_G G_k, \gamma_Q Q_k, \alpha_k) = \Sigma P$

$R(\bullet)$ ——构件及构件抗力函数， $R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}, \alpha_k\right) = f' \Sigma W + c'A$

γ_G ——永久作用分项系数，见表 6-4；

γ_Q ——可变作用分项系数，见表 6-4；

G_k ——永久作用标准值，KN；

Q_k ——可变作用标注值，KN；

α_k ——几何参数的标准值，可作为定值处理；

f_k ——材料性能的标准值，由实验得到；

γ_{d1} ——基本组合结构系数，见表 6-6；

γ_{d2} ——偶然组合结构系数，见表 6-6

γ_m ——材料性能的分项系数，见表 6-7



西华大学毕业设计说明书

表 6-8 结构系数

序号	项目	组合类型	分项系数
1	坝体抗滑稳定极限状态	基本组合	1.2
		偶然组合	1.2
2	混凝土抗压极限状态	基本组合	1.8
		偶然组合	1.8

表 6-9 材料性能分项系数 γ_m

序号	材料类别及强度	抗剪断强度	分项系数	备注
1	混凝土/基岩	f', c'	1.3, 3.0	
	混凝土/混凝土	f', c'	1.3, 3.0	常态混凝土层面
	碾压混凝土之间	f', c'	1.3, 3.0	碾压混凝土层面
	基岩/基岩	f', c'	1.4, 3.2	
	软弱结构面	f', c'	1.5, 3.4	
2	混凝土强度	抗压强度	1.5	

基本组合时，

$$\text{作用效应函数} \quad S(\cdot) = \sum P = 44346.61 \text{KN}$$

$$\begin{aligned} \text{抗滑稳定抗力函数} \quad R(\cdot) &= f'_R \sum W + C'_R A \\ &= \frac{1.35}{1.3} \times 74002.6 + \frac{1300}{3} \times 87.84 \times 1 \end{aligned}$$



西华大学毕业设计说书

$$= 114912.85\text{KN}$$

左边等式, $\gamma_0 \psi S(\bullet) = 1.1 \times 1.0 \times 44346.61 = 48781.27\text{KN}$

右边等式, $\frac{1}{\gamma_{d1}} R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}, \alpha_k\right) = \frac{1}{1.2} \times 114912.85 = 95760.71\text{KN}$

故有 $\gamma_0 \psi S(\gamma_G G_k, \gamma_Q Q_k, \alpha_k) < \frac{1}{\gamma_{d1}} R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}, \alpha_k\right)$

满足抗滑要求。

偶然组合时, 取偶然状态对应的设计状况系数 $\psi = 0.85$, 结构系数 $\gamma_{d2} = 1.2$ 。偶然组合的极限状态设计表达式:

$$\gamma_0 \psi S(\gamma_G G_k, \gamma_Q Q_k, A_k, \alpha_k) \leq \frac{1}{\gamma_{d2}} R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}, \alpha_k\right)$$

左边等式,

$$\gamma_0 \psi S(\bullet) = 1.1 \times 0.85 \times 63044.49 = 53587.82\text{KN}$$

右边等式,

$$\frac{1}{\gamma_{d2}} R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}, \alpha_k\right) = \frac{1}{1.2} \times \left(\frac{1.35}{1.3} \times 73432.84 + \frac{1300}{3} \times 87.84 \times 1 \right) = 95267.65\text{KN}$$

故有, 左边 < 右边。

$$\text{即: } \gamma_0 \psi S(\gamma_G G_k, \gamma_Q Q_k, A_k, \alpha_k) < \frac{1}{\gamma_{d2}} R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}, \alpha_k\right)$$

满足抗滑条件。



西华大学毕业设计说书

7 细部构造设计

7.1 坝顶构造

7.1.1 非溢流坝顶构造

坝顶高度应高出水库静水位，并考虑浪高和一定的超高；坝顶宽度应考虑实际的交通要求。已经计算为坝顶高程 294.5 米，坝顶宽度为 10 米。

坝顶路面应有适当的横向坡度，设置相应的排水管，并将集水引至上游水库或坝体排水管内，引水管出口宜布置在水位以下，以免污染坝面；坝顶两侧为人行道，宜高出路面 20~30cm。坝顶的上下游设置栏杆和照明设备。具体的布置如图 7-1 所示。

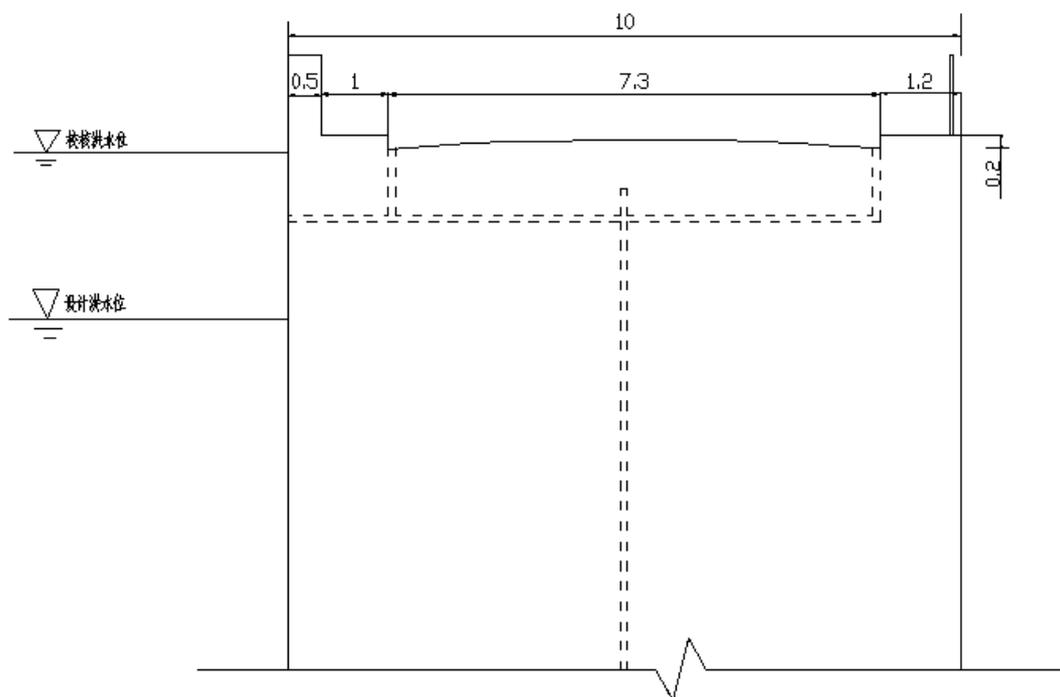


图 7-1 非溢流坝顶构造图 (单位: m)



西华大学毕业设计说书

7.1.2 溢流坝顶构造

溢流坝顶高程为了保证交通的通畅和非溢流坝保持一致。其宽度主要根据坝顶的构造而定。溢流坝顶主要的构造有交通桥、工作桥、便桥和人行道。在可能的情况下，可以将工作桥和交通桥结合使用。上面所有的构造都通过 T 形梁支承在闸墩上，T 形梁要求能够承载上面所有的荷载。两侧同非溢流坝相同的布置人行道和栏杆及照明设施。

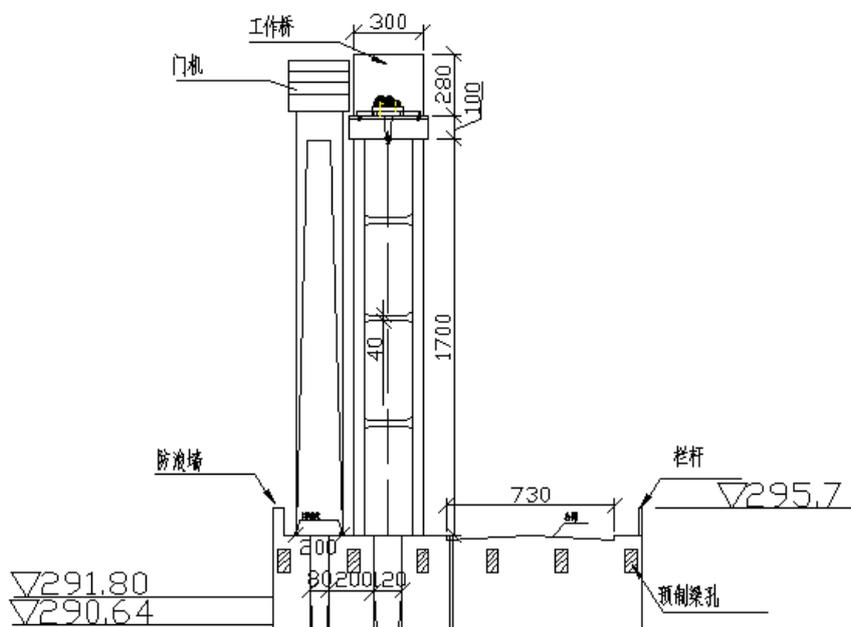


图 7-2 溢流坝坝顶构造图 (单位: cm)

7.2 闸墩设计

闸墩承受闸门传来的水压力，也是坝顶桥梁的支撑。

闸墩的基本形状，在上游端应使水流平顺，减小水流的侧收缩；下游应减小墩后水流的水冠和冲击波。本设计闸墩的上游端采用半圆形，下游端采用流线形。

闸墩长度应能够满足布置闸门、便桥、工作桥、公路桥和启闭机械的要求。初拟闸室长 25m。

闸墩的厚度与闸门形式有关，工作闸门采用的是弧形闸门，闸墩的最小厚度



西华大学毕业设计说书

为 1.5~2m，所以拟定中墩厚度为 3m，边墩厚度为 4m，工作闸门前设置检修闸门，初步拟定检修闸门门槽尺寸为 0.5×0.5m。

为了改善水流条件，闸墩需向上游伸出一段长度，并将这一部分作到溢流坝顶以下约一半堰顶水深，闸门的结构尺寸见图纸。

7.3 闸门设计

7.3.1 工作闸门的布置

目前工程中应用比较广泛的有平面闸门和弧形闸门。平面闸门的优点如下：①门叶可以移出出口便于检修闸门；②所占顺水流方向的空间尺寸较小；③门叶可以在孔口之间互换，故在孔数较多时，可兼做事故闸门或检修闸门；④对移动式启闭机的适应性较好。缺点如下：①需要较高的机架桥和机墩；②具有影响水流的门槽，容易引起空蚀现象；③所需启闭力较大，且受摩擦阻力的影响较大，需要选用较大容量的起闭设备。弧形闸门的优点如下：①所需机架的高度和闸墩的高度较小；②没有影响水流流态的门槽；③所需启闭力较小，且受摩擦阻力的影响也小；④埋设件的数量较少。缺点如下：①需要较长的闸墩；②门叶所占据的空间位置较大；③不能提出孔口进行检修维护，不能在孔口之间进行互换；④门叶承受的水压力集中在支铰处，传递给土建结构时要做特别处理。

经过比较分析，工作闸门和检修闸门均采用平面闸门。

7.3.2 检修闸门的布置

露顶式闸门顶部应在可能出现的最高挡水位以上 0.3~0.5 米， $291.8 + (0.3 \sim 0.5) = 292.1 \sim 292.3$ ，取闸门顶部高程为 292.1m。闸门槽宽取 0.5m，深度取 0.5m 底部深 0.3m，闸门的高度定为 16m。为了方便检修闸门的启闭和移动，在溢流坝检修闸门顶部设置便桥。



西华大学毕业设计说明书

7.3.3 工作闸门与检修闸门自重的估算

计算公式参照《水工钢结构》附录十一

露顶式平面闸门

$$\text{当 } H > 8\text{m 时} \quad G = 0.012 K_z K_c H^{1.65} B^{1.85} \times 9.8 kN$$

式中：H、B——分别为闸门孔口的高度和宽度，m

K_z ——闸门行走支承系数；对滑动支承 $K_z=0.81$ ；对于滚动式支承 K_z

1.0；对于台车式支承 $K_z=1.3$

K_c ——材料系数：闸门用普通碳素钢时， $K_c=1.0$ ；用低合金钢时 $K_c=0.8$

检修闸门重量的计算：已知孔口高度 $H=16\text{m}$ ，孔口宽度 $B=16.0\text{m}$ （包括门槽）

采用滚轮式支承， $K_z=1.0$ ；采用普通碳素钢， $K_c=1.0$ ，则

$$\begin{aligned} G &= K_b K_c H^{0.63} B^{1.1} H_s \times 9.81 kN \\ &= 0.012 \times 1.0 \times 1.0 \times 16^{1.65} 16^{1.85} \times 9.81 \\ &= 154726 kN \end{aligned}$$

工作闸门重量的计算：已知孔口高度 $H=15.5\text{m}$ ，孔口宽度 $B=16.0\text{m}$ （包括门槽）采用滚轮式支承， $K_z=1.0$ ；采用普通碳素钢， $K_c=1.0$ ，则

$$\begin{aligned} G &= K_b K_c H^{0.63} B^{1.1} H_s \times 9.81 kN \\ &= 0.012 \times 1.0 \times 1.0 \times 15.5^{1.65} 16^{1.85} \times 9.81 \\ &= 183029 kN \end{aligned}$$

7.4 工作桥梁的设计

参照《水工设计手册》第六册，工作桥通常由两根预制的 T 型梁或 II 型梁装配而成，梁高一般为跨度的 $1/8 \sim 1/10$ ，肋宽约为梁高的 $1/2.5 \sim 1/4$ ，一般取 $20 \sim 30\text{cm}$ 。当采用固定式卷扬启闭机时，梁肋中距应与启闭机基础螺栓位置相吻合，



西华大学毕业设计说书

桥面总宽为 3.5~4.5m。工作桥 T 梁主梁翼板的厚度，在端部常为 8~10cm，在梁肋处加厚为 15~20cm，工作桥除设置端横梁外，应当在启闭机基础螺栓位置设置中横梁，横梁一般受力较小，其截面尺寸可采用 20×40~25×50cm。工作桥面可设置 3~5cm 厚的混凝土铺装层，横向排水坡度常采用 1.5%左右。

根据以上规定，采取以下设计：工作桥在布置时采用 T 型梁装配，T 梁的单孔净跨为 15m，单孔总跨为 18m，桥面总宽为 4.5m。

梁高为 $(1/8 \sim 1/4) \times 15 = 3.75 \sim 1.875\text{m}$ 取 2m

梁肋宽 $(1/2.5 \sim 1/4) \times 2 = 0.8 \sim 0.5\text{m}$ 取 0.5m

主梁翼板厚度在端部取 8cm，在梁肋处加厚为 15cm；横梁截面尺寸采用 25×50cm；工作桥面设置 5cm 厚的混凝土铺装层，；横向排水坡度取 1.5%。

7.5 坝体分缝

为了满足施工要求以及为了防止在坝在运行期间由于温度变化和地基的不均匀沉降等导致坝体出现裂缝，故需要在坝体内分缝。根据分缝的布置可分为横缝和纵缝。

7.5.1 横缝及止水

横缝有永久缝和临时缝两种，临时缝一般在坝基条件不好的情况下，为了提高坝体的整体性而设置的。本枢纽坝基条件良好，务须设临时缝。永久缝是为了防止出现由于不均匀沉降或温度变化而出现裂缝而设置的。

横缝是垂直于坝轴线设置的，将坝体分为若干段。横缝间距一般为 12~20 米。本枢纽在各坝段间均设置横缝，横缝内需要设置专门的止水。

①永久性横缝面常为平面，不设键槽，不进行灌浆，不用预留缝宽。

②止水片。

第一道止水：一般以紫铜片为材料，厚度 1.0~1.6mm，距离上游坝面 1 米，伸入混凝土中的长度为 25cm，具体尺寸参见图 7-3 (a) (b)。



西华大学毕业设计说书

第二道止水：材料为不锈钢片，尺寸和上面一样，距离上一止水 1m。

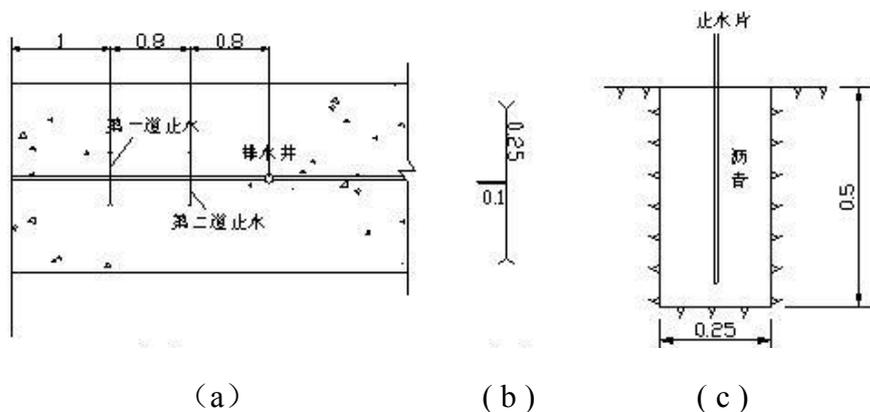


图 7-3 止水示意图

止水片的底部必须与基岩连接好，止水片应埋入基岩内，深度为 50cm，在基岩内挖方形坑后插入止水片，再回填沥青，如图 7-3(c) 所示。

③沥青井，是止水的辅助设施，但须确保前面的止水片的止水质量。

④排水井，直径 20cm，，通至廊道。

由于坝的下游有水，在下游最高尾水位以下的坝面以内也需设置止水，由于水头不高，故设置一道止水，材料为不锈钢片，距离下游坝面 1m，深入混凝土中长度为 25cm。

7.5.2 纵缝

重力坝纵缝的方向与坝轴线平行。缝面能传递压应力和剪应力，故对临时施工纵缝必须灌浆以保障坝体的整体工作。《规范》中规定，纵缝间距一般为 15~30 米。拟订设置的纵缝如图 7-4 (a) 所示。

由于溢流坝在坝基反弧段附出现拉应力和较大的剪应力，需在此设置永久纵缝，以减小拉应力和剪应力。纵缝设置在基本三角形的顶点处，即如图 7-4 (a) 所示的位置。由于在反弧段，有下泄水流，需在此设置止水。止水设置参见上面横缝的止水设置。

纵缝面应设水平方向键槽，因为键槽承受压力和剪力，所以键槽应有足够的强度，以免被破坏。一般纵缝键槽为斜三角形，上斜面和第一主应力正交，下斜



西华大学毕业设计说书

面和第二主应力正交。具体的键槽形式如图 7-4 (b) 所示。

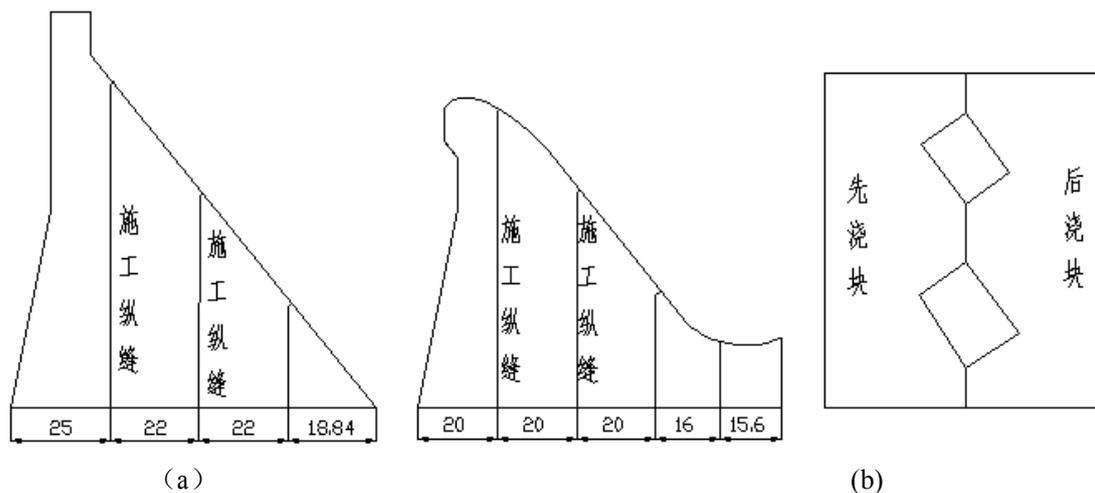


图 7-4 纵缝及键槽示意图

7.6 廊道系统

重力坝内有纵向和横向廊道，纵向廊道按高程分层设置，沿坝高每隔 15 至 30m 设置一层，其断面为城门洞形。在混凝土坝中，为了灌浆、排水、观测、检查及交通要求，必须在坝体内设置各种廊道，这些廊道在坝体内互相连通，构成廊道系统。

7.6.1 基础灌浆廊道

帷幕灌浆廊道常在坝体浇注到一定高程后开始进行，以使用混凝土的压重来提高灌浆压力，保证灌浆质量，并加强坝基接触面上的抗渗和抗剪能力。因此，常需在坝内靠近上游坝踵处设置一个专门的基础灌浆廊道。其上游距坝面 0.07~0.1 倍的水头，且不小于 4~5 米，也不宜距坝踵过远，以免降低较小扬压力的作用。

灌浆廊道的断面一般采用上圆下方的城门洞的型式，宽度约为 2.5~3.0 米。高度为 3.0~3.5 米，以满足钻孔、灌浆工作空间的需要，具体设计的尺寸见图



西华大学毕业设计说书

纸。廊道与基岩应保持一定的距离，距离坝基面不宜小于 4.5m, 以免被灌浆压力掀动开裂。在廊道下游侧应能钻孔设排水及扬压力观测孔。基础灌浆廊道是沿地形向两岸逐渐提高的。两岸斜坡段的坡度不宜大于 $40^{\circ} \sim 45^{\circ}$ ，以便于转孔、灌浆操作和搬运操作。灌浆廊道应由设在两岸设置的横向廊道接出坝外。

7.7 坝体排水

在坝体各种接缝面内虽已经设置了止水系统，但渗水仍再所难免。为了减小渗水的有害影响，还要设置相应的排水系统，将坝体和坝基的渗水由排水管排入廊道，再由廊道汇入集水井，自流或用抽水机排到下游。

坝身排水管应该靠近上游面，以便及早排除渗水，但与坝面距离一般不得小于坝前水深的 $1/10 \sim 1/20$ ，以免渗透坡降过大，导致坝面混凝土溶滤破坏。坝体排水管的间距一般为 2~3 米；管内径取 20cm, 管径太小排水减压效果差，且容易堵塞。排水管常用预制多孔混凝土管，在浇注混凝土时埋入坝内。

7.8 坝体材料分区

重力坝的建筑材料主要是混凝土，水工的混凝土要求具有一定的抗渗、抗冻、抗冲刷、抗侵蚀、低热、抗裂等性能。应符合《混凝土重力坝设计规范》中的规定。混凝土的强度随着龄期的增长而增长，因此，在规定设计标号时应同时规定设计龄期。坝体混凝土的强度一般采用 90 天龄期，对于有其他要求的混凝土的龄期，可根据需要需要确定。

坝体各部位工作条件不同。为了节约和合理利用水泥，通常将坝体混凝土按不同部位和不同工作条件分区，采用不同标号，一般可分为下列各分区

- I 区——上下游水位以上坝体外部表面混凝土；
- II 区——上下游水位变化区的坝体外表面混凝土；
- III 区——上下游水位以下坝体外部表面混凝土；
- IV 区——基础混凝土；



西华大学毕业设计说书

V区——坝体内部混凝土；

VI区——抗冲刷的混凝土。

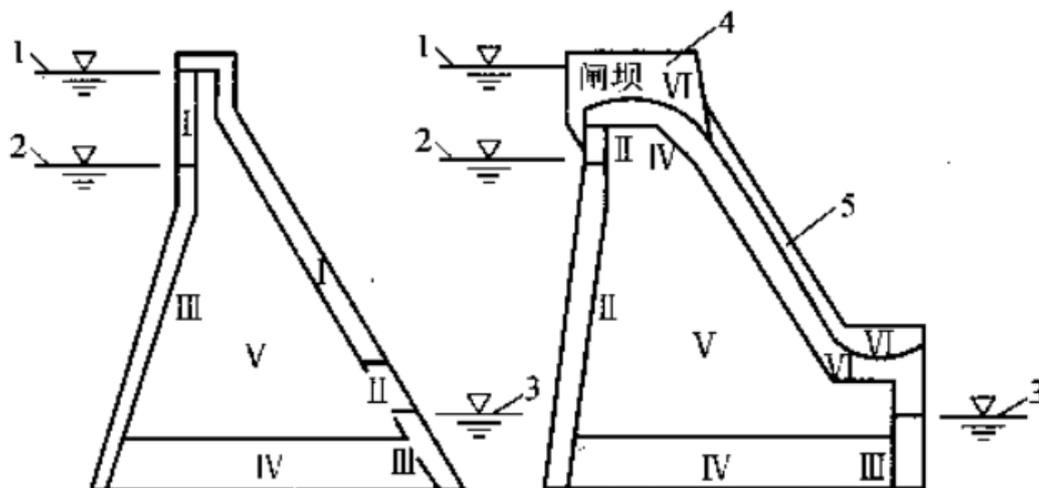


图 7-5 坝体混凝土分区图

选定各区混凝土强度标号，除应满足所在部位的应力要求外，为了防止施工期间发生温度裂缝，还应减少整个水利枢纽中不同混凝土标号的类别，这样也便于施工。相邻区的混凝土的强度标号不宜超过两级，以避免引起坝内应力重分布或产生裂缝。分区的厚度一般不得小于 2 米。

表 7-1 坝体混凝土分区表

	强度	抗渗	抗冻	抗冲刷	抗侵蚀	低热
I	C15	W2	F100			
II	C15	W6	F200			
III	C20	W8	F50			
IV	C20	W6	F50			DW
V	C15	W2	F50			DW
VI	C30	W2	F300			



西华大学毕业设计说书

8 地基处理

重力坝的坝基应具有足够的强度和承载能力。但地基总是存在着种种的缺陷，为了能在具有某些缺陷的岩基上修建重力坝，应对基岩进行必要的处理，以保证大坝的安全。

坝基处理的目的在于提高其强度、稳定性、耐久性和抗渗能力，具体的措施通常包括开挖、清理、灌浆、排水和特殊软弱地带的处理等。

8.1 地基开挖与清理

坝基的开挖就是把覆盖层缓和风化破碎的岩石挖掉，使大坝直接建筑在坚实的岩石上。重力坝地基的开挖深度，一般应根据岩石强度及完整性，并结合上部结构对地基的要求来确定。对于本枢纽来说，宜挖到微风化层或弱风化层的下部的基岩。两岸岸坡坝段的地基开挖面形状，在平行坝轴线方向上，如岸坡平缓则开挖要求与河床坝段相同，如岸坡较陡，因坝段有侧向稳定的问题，宜开挖成有足够宽度的台阶状。顺河流流向的基岩面尽可能略向上倾斜，以增强坝体的抗滑稳定性，基岩面应避免有高低悬殊的突变，以避免造成坝体内应力集中。在坝踵和坝址处可开挖齿坎以利稳定。采用爆破开挖时应避免放大炮，以避免造成新的裂隙或是原有裂隙张开。基岩开挖到最后 0.5~1.0m，应采用受风钻钻孔，小药量爆破；遇有宜风化的页岩、粘土岩等，应留 0.2~0.3m 的保护岩层，待到浇筑混凝土前在挖除。

8.2 固结灌浆

固结灌浆的目的是：提高基岩的整体性和弹性模量，减少基岩受力后的变形，提高基岩的抗压、抗剪强度，降低坝基的渗透性。

固结灌浆一般布置在坝基受力较大的部位和强度较低的部位以及对改善坝体应力有利的部位。通常以布置在坝趾附近为宜。一方面能加固受力较大的坝趾



西华大学毕业设计说书

附近岩体；另一方面可以改善坝踵应力，使之不出现或少出现拉应力。至于坝踵附近，在帷幕灌浆和防渗要求允许的情况下，从改善和坝踵应力考虑，以不布置或少布置固结灌浆为宜。

灌浆范围从坝踵上游 0.1~0.15 倍坝高开始，到坝趾 0.15~0.2 倍坝高为止。按照该要求从坝踵前 5 米开始到坝趾下游 6 米结束。灌浆孔常布置成梅花形或井字形。孔距从 10~20m 开始，采用内插逐步加密，最终孔距 2~4 米。孔深一般为 5~15 米，应根据地质情况并参照灌浆实验确定。孔径一般为 15~38mm。

具体尺寸参见图 8-1。

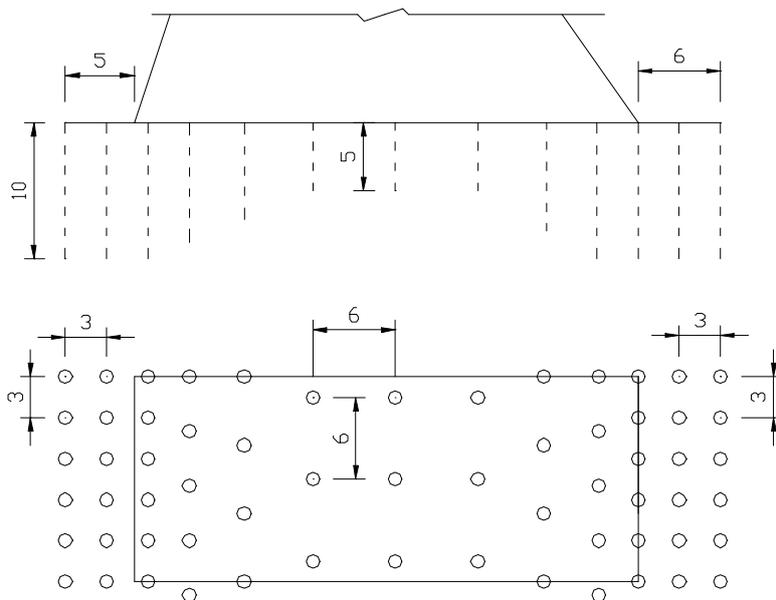


图 8-1 固结灌浆孔的布置

8.3 帷幕灌浆

帷幕灌浆的重要目的是降低坝底渗透压力，也有利于坝基内产生机械或化学管涌，即防止基岩裂隙中的填充物被带走或溶滤，减少坝基渗透流量等。帷幕灌浆最常用的是水泥浆，有时也用化学灌浆。

帷幕灌浆常在灌浆廊道内进行，一般先进行固结灌浆，并利用已浇注混凝土坝块的压重，采用分级灌注法，即自上而下钻进一段，灌注一段，灌好后再钻深



西华大学毕业设计说书

一段，如此继续加深，直到必要的深度为止。

帷幕灌浆的设计，主要是确定帷幕的深度、厚度、伸入岸坡的范围。

8.3.1 帷幕的深度设计

如果不透水层基岩面不深，则帷幕灌浆应钻灌到不透水层。如果不透水层很深可将帷幕伸入相对隔水层内 3~5 米。如果相对隔水层很深，帷幕深度可根据降低渗透压力、防止管涌等设计要求来确定，一般可在 (0.3~0.7) 倍的坝高范围内选择。

由于枢纽处主要岩层为花岗岩，坝高为 100m 时， $q=0.04L/(\text{min}\cdot\text{m})$ ，确定灌浆深度在 $h=(0.3\sim 0.7)H=(0.3\sim 0.7)\times 100=30\sim 70$ 米，取 50 米的深度。

8.3.2 帷幕厚度的确定

本工程设置一排的帷幕灌浆，取 $c=3\text{m}$ 。则厚度为，

$$c' = (0.7 \sim 0.8)c = 0.7 \times 3 = 2.1\text{m}$$

8.3.3 帷幕伸入到两岸的范围

防渗帷幕伸入岸坡的范围、深度及帷幕轴线的方向，应根据工程地质、水文地质条件确定，并应与河床部位的帷幕保持连续。当不透水层或相对不透水层距地面不远时，帷幕可与不透水层或相对不透水层衔接。当帷幕需要深入很长才能和不透水层或相对不透水层相衔接时，可以伸到原来地下水位线与最高库水位的交点。

8.4 坝基排水

帷幕灌浆不能完全截断渗流。为了进一步的降低坝底渗透压力，常要设置坝基排水设施。

坝基排水设施一般包括：排水孔和基面排水。一般在帷幕灌浆完成以后，在



西华大学毕业设计说书

灌浆廊道内钻设排水管，形成排水管幕。排水管距帷幕孔的距离不小于 2 米。必须注意排水孔不得穿过帷幕，一般略向下游倾斜，与帷幕成 $10^{\circ} \sim 15^{\circ}$ 交角。排水孔距为 2~3 米，本工程拟订为 3 米。孔径为 100~150mm，不宜过小以防堵塞，拟订 150mm。空深为帷幕深的 40~60%，高中坝的孔深不宜小于 10 米，拟订 $50\% \times 50 = 25$ 米。排水孔通过坝内预埋钢管引至廊道边沟内，汇入集水井。

对能充分利用排水作用的基础，除设一道主排水外，对于高坝可设 2~3 排的辅助排水，布置在基础纵向排水廊道内，孔距约为 3~5 米，孔深约为 6~12 米。拟订设置两排辅助排水，其孔距 4 米，孔深 10 米。



西华大学毕业设计说书

9 结论

本次设计主要针对紫水滩水利枢纽工程挡水建筑物进行了初步设计，首先对坝型坝址进行了选择和比较。其次对溢流坝段和非溢流坝段进行了尺寸的拟定，同时对坝体进行了稳定验算和应力计算。

在非溢流坝段设计时，坝高、坝顶宽度以及上下游坝坡均严格采用水工设计的相关规范进行了设计。

在溢流坝段设计时，采用了开敞溢流式，此法流量系数较高，泄流能力大，且水流平顺，不易产生不利的负压和空蚀破坏。由于坝体较高，水流下泄时流速大，故在溢流坝段尾部设置为挑流消能的方式。挑流消能通过鼻坎可以有效地控制射落入下游河床的位置、范围和流量分布，结构简单，施工、维修方便，工程量小。

在抗滑稳定分析时，采用以坝基面为分析截面。抗滑稳定的计算方法采用了抗剪断强度公式和抗滑稳定极限状态法。随着设计理论的发展，采用极限状态法更科学、更符合实际。经计算后均满足抗滑稳定要求。

在应力分析时，主要是检验所拟坝体断面尺寸是否经济合理，为坝体内材料分区和某些部位配筋提供依据。具体计算时采用了承载能力极限状态法，以坝踵垂直应力不出现拉应力作为正常使用极限状态。

在细部构造时，对溢流坝和非溢流坝坝顶构造进行了设置，同时对闸门的选择，闸墩的布置，坝体分缝，坝体止水按照水工设计规范进行了设计。



西华大学毕业设计说书

10 总结与体会

本次设计主要针对紫水滩水利枢纽工程挡水建筑物进行了初步设计。首先对坝型坝址进行了选择和比较。其次对溢流坝段和非溢流坝段进行了尺寸的拟定，同时对坝体进行了稳定验算和应力计算。

非溢流坝段设计时，坝高、坝顶宽度以及上下游坝坡均严格采用水工设计的相关规范进行了设计。在溢流坝段设计时，采用了开敞溢流式，此法流量系数较高，泄流能力大，且水流平顺，不易产生不利的负压和空蚀破坏。由于坝体较高，水流下泄时流速大，故在溢流坝段尾部设置为挑流消能的方式。抗滑稳定分析时，采用以坝基面为分析截面。抗滑稳定的计算方法采用了抗剪断强度公式和抗滑稳定极限状态法，经计算后均满足抗滑稳定要求。应力分析时，主要是检验所拟坝体断面尺寸是否经济合理，为坝体内材料分区和某些部位配筋提供依据。具体计算时采用了承载能力极限状态法，以坝踵垂直应力不出现拉应力作为正常使用极限状态。

本次设计中，在抗滑稳定分析中的参数 f' 和 c' 对分析结果影响很大，取值偏大坝体稳定性没有保证，取值偏小则造成浪费。

通过本次设计我加深了对以前所学知识的理解认识，学到了很多书本以外的知识，提高了自己的动手能力和分析解决问题的能力。同时我也感到自身存在着很多不足，对于一些复杂的问题，自己无法解决，只能请教老师或者同学。但是我相信随着学习的深入，一定可以弥补这一方面的不足，成为一个合格的水利人才，以后为国家的水利事业做出自己的一份贡献。



西华大学毕业设计说书

11 致谢

对本次毕业设计，首先应感谢吴宇峰老师的耐心指导，从设计开始时对设计资料了解和认识，以及到后来设计过程中的方法和构思，无不凝聚着老师的辛勤劳动，老师总是从百忙中抽出时间为我耐心讲解和辅导，帮助我开拓设计研究思路，精心点拨、热忱鼓励，并及时纠正我设计中出现的错误。可以说，没有老师的帮助和指导，是不可能顺利完成这次毕业设计的。让我对老师的指导和帮助表示衷心的感谢！

通过本次设计，我加深了对以前所学知识的理解认识，学到了很多书本以外的知识，提高了自己的动手能力和分析解决问题的能力。另外，我也感到自身存在着很多不足，对于一些复杂的问题，基本上就是泛泛而谈。我相信，随着学习的深入，一定可以弥补这一方面的不足。

其次在整个设计过程中，张焕敏、付成华等老师也都曾做过认真详细的讲解与指导，在这里也一并表示感谢！本毕业设计设计过程中，引用并参考一些最新的资料和文献，在此，我向原作者谨致真挚的谢意！

由于本人能力有限，在设计过程中难免有错误和不足之处，望各位老师批评指正。



西华大学毕业设计说书

参考文献

- [1] 韩琦, 叶林. 水利水电工程学习指导 [M]. 西安: 陕西人民出版社, 2005.
- [2] 华东水利学院主编. 《水工设计手册》第五卷 [M] 水利电力出版社, 1989.
- [3] 华东水利学院主编. 《水工设计手册》第六卷 [M] 水利电力出版社, 1989.
- [4] 国家电力公司华东勘测设计研究院. 《混凝土重力坝设计规范》 [S]. 北京: 中国电力出版社, 2000.
- [5] 林继庸. 《水工建筑物》 第四版 [M]. 中国水利水电出版社, 2009.
- [6] 西安理工大学水力学研究所, 李建中主编. 《水力学》 [M]. 陕西科学技术出版社, 2002.
- [7] 田嘉宁, 吴文平, 韩愈. 泄水建筑物体型设计 [M]. 西安: 陕西科学技术出版社, 2005 (5).
- [8] 李亚杰. 建筑材料 [M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2001 (3).
- [9] 华东水利学院. 水工设计手册第四卷 [M]. 北京: 水利电力出版社, 1984 (12)
- [10] 田嘉宁, 吴文平, 韩愈. 泄水建筑物体型设计 [M]. 西安: 陕西科学技术出版社, 2005 (5).
- [11] 武汉大学, 大连理工大学, 河海大学. 水工钢结构 [M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1980 (6).
- [12] 华东水利学院. 水工设计手册第六卷 [M]. 北京: 水利电力出版社, 1982.
- [13] 王世夏. 水工设计的理论和方法 [M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2000.
- [14] 崔起麟. 挑流鼻坎反弧半径的选择 [J]. 水利水电技术, 1984 (4).
- [15] 吴媚玲, 水工设计图集 [M]. 北京: 水利电力出版社, 1994.