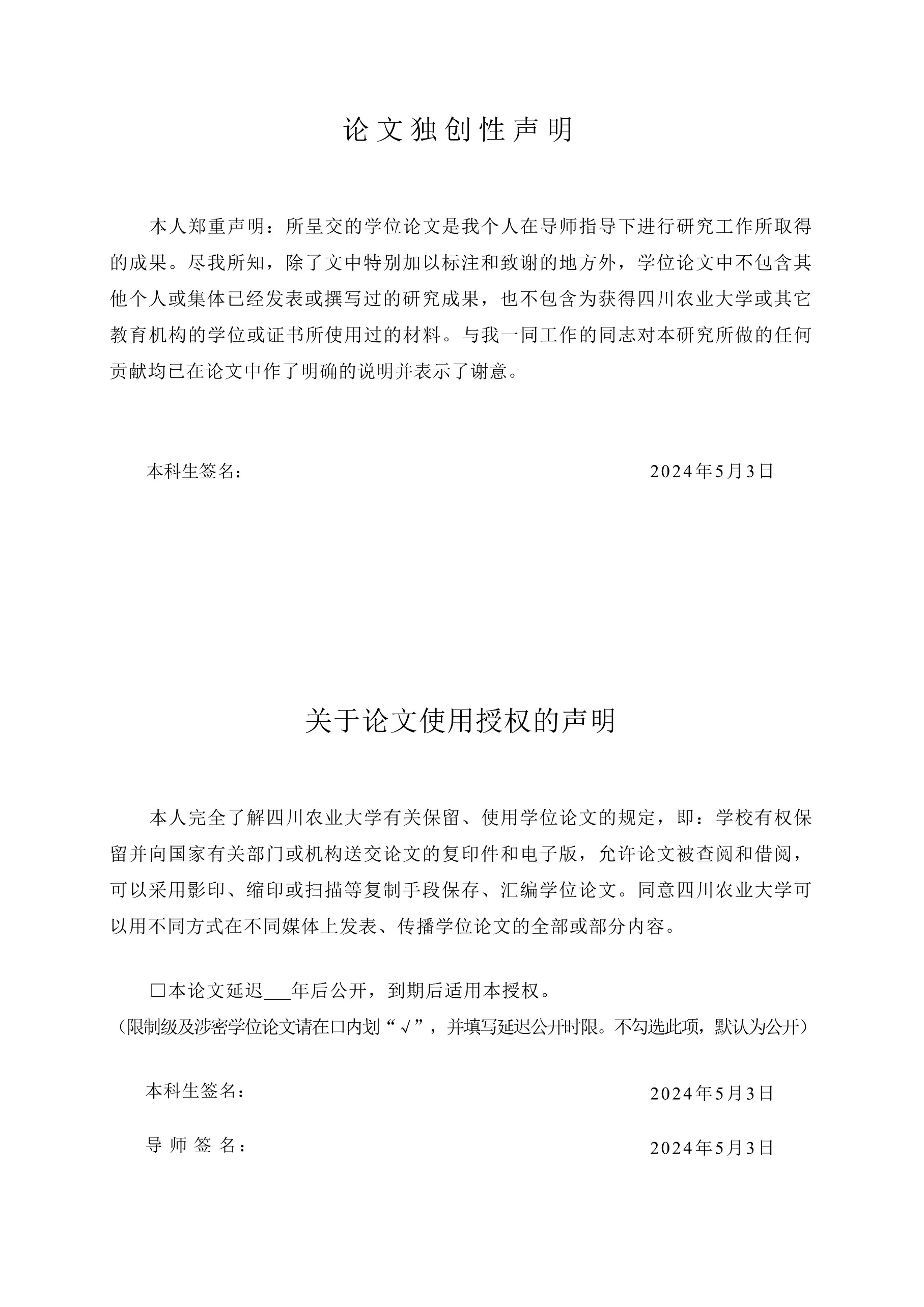
四川农业大学

本科毕业论文（设计）

（2024届）

|  |  |
| --- | --- |
| 题 目： | 树河混凝土重力坝设计 |
| 学 院： | 水利水电学院 |
| 专 业： | 水利水电工程 |
| 学生姓名： | 姬庆 学号： 202006235 |
| 导 师： | 梁心蓝 职称： 副教授 |
|  |  |
|  |  |
|  |  |
| 完成日期： | 2024年 5月 3日 |



目录

[摘要 I](#_Toc166672884)

[Abstract I](#_Toc166672885)

[前言 1](#_Toc166672886)

[1基本资料 2](#_Toc166672887)

[1.1工程概况 2](#_Toc166672888)

[1.2工程规模 2](#_Toc166672889)

[1.3设计资料 3](#_Toc166672890)

[1.3.1水文资料 3](#_Toc166672891)

[1.3.3气象资料 4](#_Toc166672892)

[2坝体布置 5](#_Toc166672893)

[2.1坝型选定 5](#_Toc166672894)

[2.2坝址选定 5](#_Toc166672895)

[2.3主要建筑物 6](#_Toc166672896)

[3水文及调洪演算 7](#_Toc166672897)

[3.1水文计算 7](#_Toc166672898)

[3.1.1洪峰流量推求 7](#_Toc166672899)

[3.1.2推求洪水过程线 12](#_Toc166672900)

[3.1.3推求特征曲线 16](#_Toc166672901)

[3.1.4泥沙量计算 18](#_Toc166672902)

[3.1.5确定死水位 19](#_Toc166672903)

[3.1.6确定正常蓄水位 19](#_Toc166672904)

[3.1.7确定防洪限制水位 20](#_Toc166672905)

[3.2调洪计算 20](#_Toc166672906)

[3.3其余水位确定 24](#_Toc166672907)

[3.3.1设计洪水位 24](#_Toc166672908)

[3.3.2校核洪水位 24](#_Toc166672909)

[3.4下游水位确定 24](#_Toc166672910)

[4非溢流坝段设计 26](#_Toc166672911)

[4.1坝基高程 26](#_Toc166672912)

[4.2坝顶高程 26](#_Toc166672913)

[4.3剖面设计 28](#_Toc166672914)

[5非溢流坝段抗滑稳定及应力计算 30](#_Toc166672915)

[5.1荷载计算 30](#_Toc166672916)

[5.1.1自重计算 30](#_Toc166672917)

[5.1.2静水压力计算 31](#_Toc166672918)

[5.1.3渗透水扬压力 32](#_Toc166672919)

[5.1.4浪压力 34](#_Toc166672920)

[5.1.5泥沙压力 34](#_Toc166672921)

[5.1.6冰压力 34](#_Toc166672922)

[5.1.7地震荷载 35](#_Toc166672923)

[5.2荷载组合 37](#_Toc166672924)

[5.3坝基面抗滑稳分析 40](#_Toc166672925)

[5.4坝基面应力计算 41](#_Toc166672926)

[6溢流坝段设计 46](#_Toc166672927)

[6.1溢流坝段长度 46](#_Toc166672928)

[6.2溢流坝段剖面设计 46](#_Toc166672929)

[6.2.1顶部曲线段 46](#_Toc166672930)

[6.2.2中部直线段 48](#_Toc166672931)

[6.2.3下部反弧段 48](#_Toc166672932)

[6.3消能防冲设计 50](#_Toc166672933)

[6.3.1挑流鼻坎设计 50](#_Toc166672934)

[6.3.2水舌挑距估算 51](#_Toc166672935)

[6.3.3最大冲坑水垫厚度计算 51](#_Toc166672936)

[6.4溢流坝面水面线计算 52](#_Toc166672937)

[7细部构造 55](#_Toc166672938)

[7.1横缝 55](#_Toc166672939)

[7.2防渗与排水系统 55](#_Toc166672940)

[7.3廊道系统 56](#_Toc166672941)

[7.4坝顶构造 56](#_Toc166672942)

[7.5坝体材料分区 57](#_Toc166672943)

[8地基处理 58](#_Toc166672944)

[8.1地基开挖及处理 58](#_Toc166672945)

[8.2帷幕灌浆与固结灌浆 58](#_Toc166672946)

[8.3坝基排水 58](#_Toc166672947)

[9结论 59](#_Toc166672948)

[参考文献 60](#_Toc166672949)

[致谢 61](#_Toc166672950)

[附录 62](#_Toc166672951)

树河混凝土重力坝设计

水利水电工程专业 姬庆

导师：梁心蓝

摘要：树河水库位于四川省凉山彝族自治州盐源县树河镇内，处树瓦河下游，属雅砻江支流。为满足盐源县发展需求，本设计以灌溉及用水为主，兼顾水产、旅游等综合开发，可促进周边地区经济发展。本设计主要对树河水库混凝土重力坝的坝体部分进行设计，包含溢流坝段及非溢流坝段设计。设计内容包括：坝型、坝址的选择；水文计算；调洪演算；坝体剖面设计；非溢流坝坝体稳定及应力分析；消能防冲；坝体细部构造设计；地基处理。

关键词：混凝土重力坝；非溢流坝；溢流坝；稳定及应力分析

The design of Conrete Gravity Dam of Shuhe

Water Conservancy and Hydropower Engineering Ji Qing

Supervisor: Liang Xinlan

Abstract : Shuhe Reservoir is located in Shuhe Town, Yanyuan County, Liangshan Yi Autonomous Prefecture, Sichuan Province, in the lower reaches of Shuwa River, a tributary of the Yalong River. In order to meet the development needs of Yanyuan County, this design focuses on irrigation and water use, taking into account the comprehensive development of aquatic products and tourism, which can promote the economic development of the surrounding areas. This design mainly designs the dam body part of the concrete gravity dam of Shuhe Reservoir, including the design of overflow dam section and non-overflow dam section. The design content includes: the selection of dam type and dam site; hydrological calculations; flood control calculus; dam profile design; Stability and stress analysis of non-overflow dams; energy dissipation and anti-washout; Dam body detail structure design; foundation treatment.

Key words: Gravity Dam; Non-overflow dam; Overflow dam; Stability and stress analysis.

# 前言

重力坝以其体型简单、便于泄洪和能适应多种地基条件而被广泛采用[1]。经过多年的发展，其设计理论和施工技术有着飞跃的进步，在应力计算上，目前主要采用重力法、弹性理论法，包括考虑空间影响的试荷载法；在构造上，现已有完整的分缝、排水和廊道系统，以及温度、变形、应力等观测系统；在施工方面，机械化程度有了显著增长，发展了柱状浇筑法和混凝土散热冷却以及从缝灌浆等一整套施工工艺[2]。

在我国的大坝建设中，混凝土重力坝一直是主要的坝型之一，相对于拱坝和支墩坝而言，由于其枢纽布置较为紧凑，其对基础地质条件的要求更低。我国的丹江口水电站，丰满水库，三峡大坝等都采用的是混凝土重力坝。其中，三峡大坝是世界上最大的水电工程，其挡水前沿长，坝高最高，坝体浇筑总混凝土量为1700104 m3，大坝总方量处于世界第一[3]。

树河水库坐落于雅砻江支流树瓦河的下游，属四川省凉山彝族自治区盐源县辖内。辖内大多为高山地貌，境内地形崎岖、山峦起伏，受其气候影响经常有旱涝灾害。树河水库的建成将会为树河镇及其周边带来灌溉、用水等保障，也会为相关产业带来发展，进一步促进经济。

本设计的内容主要包括：混凝土重力坝非溢流坝段与溢流坝段的主体构造、与坝体有关的消能设施、大坝细部构造、坝顶构造、安全措施等。最终设计完成后，能形成完善的混凝土重力坝形态及相应功能，保证所设计坝体能正常运行。

# 1基本资料

## 1.1工程概况

树河水库位于雅砻江支流树瓦河下游，四川省凉山彝族自治州盐源县，坝址位于盐源县树河镇，距离树河镇，距离盐源县县城，是树河镇及周围城镇灌溉及用水的主要供应地。坝址以上河长，平均坡道比降，流域面积2。

## 1.2工程规模

依据《防洪标准》（GB50201-2014）与《水利水电工程等级划分及洪水标准》（SL252-2017）中的相关规定，工程等级划分可见表1-1、表1-2和表1-3。

表1-1 工程等级划分标准

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 工程级别 | 工程规模 | 水库总库容(108m3) | 保护人口（104人） | 保护农田面积(104亩) | 保护区当量经济规模（104人） | 治涝面积(104亩) | 灌溉面积(104亩) | 供水对象重要性 | 年引水量  （108m3） | 装机容量(104kW) |
| Ⅰ | 大（1） | ≥10 | ≥150 | ≥500 | >300 | ≥200 | ≥150 | 特别重要 | ≥10 | ≥120 |
| Ⅱ | 大（2） | 10~1.0 | 150~50 | 500~100 | 300~100 | 200~60 | 150~50 | 重要 | 10~3 | 120~30 |
| Ⅲ | 中型 | 1.0~0.1 | 50~20 | 100~30 | 100~40 | 60~15 | 50~5 | 中等 | 3~1 | 30~5 |
| Ⅳ | 小（1） | 0.1~0.01 | 20~5 | 30~5 | 40~10 | 15~3 | 5~0.5 | 一般 | 1~0.3 | 5~1 |
| Ⅴ | 小（2） | 0.01~0.001 | <5 | ＜5 | <10 | ＜3 | ＜0.5 | ＜0.3 | ＜1 |

表1-2 永久性水工建筑物级别

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 工程级别 | Ⅰ | Ⅱ | Ⅲ | Ⅳ | Ⅴ |
| 永久建筑物 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 次要建筑物 | 3 | 3 | 4 | 5 | 5 |

表1-3 混凝土和浆砌石坝的洪水标准[重现期（年）]

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 建筑物级别 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 正常运用（设计） | 1000~500 | 500~100 | 100~50 | 50~30 | 30~20 |
| 非常运用（校核） | 5000~2000 | 2000~1000 | 1000~500 | 500~200 | 200~100 |

拟建工程需保证灌溉面积20万亩，故树河水库为Ⅲ等中型工程，本次设计主要建筑物的工程级别为Ⅲ级，次要建筑物的工程级别为Ⅳ级，本次设计重力坝在正常运行下的设计洪水重现期为50年、校核洪水重现期为500年[4]。

## 1.3设计资料

### 1.3.1水文资料

径流：坝址地属于雅砻江水系，大气降水是地表径流的主要来源，多年平均径流深为，年际间径流的变化较大，多年平均径流变差系数v，一年内的径流分配极不均匀，年径流总量30~53108 m2，丰富的地表水主要通过雅砻江流出县境[5]。雅砻江全长1571 km，流域面积128439 km2，河源至河口天然落差3830 m，树瓦河为雅砻江一级支流，河道水面宽度约为80 m。由于工程河段缺乏水文计算所需的资料，在水文计算的过程中参考《四川省中小流域暴雨洪水计算手册》，使用其中的数据进行推演计算。

暴雨：设计流域内6-10月为暴雨频发期，暴雨和随之而来的洪水在演变趋势上基本一致。洪水过程表现为山区河流的陡升陡落、洪峰尖锐、通常表现为单一峰值等特点。

泥沙：设计流域内河床组成以砾石或石质为主，河道两侧植被生长发育良好，人类活动对其产生的影响相对有限。流域内的泥沙主要是水流动力、自然风化、农业耕种等多方面因素共同作用而形成。在汛期水流携带大量的泥沙而浑浊，含沙量显著增加。

1.3.2地质资料

盐源县县区由山地和盆地组成，盆地居中，属高原型断陷盆地。盆底地形较平缓，广布第三系、第四系陆相湖沉积碎屑岩和三叠系海相碳酸盐岩及少量碎屑岩。垄脊、槽谷与石丘波地的组合形态明显，石牙、溶沟、溶槽，溶隙、落水洞、漏斗和洼地等岩溶地貌发育。盆周为中、高山区，主要是碳酸盐岩、碎屑岩和玄武岩沟谷深切，山势巍峨雄伟，一般坡度大于30°[5]。

设计流域内绝大多数出露中生界上三叠统和侏罗系砂岩、泥岩及煤线煤层；另有小面积元古界、古生界结晶灰岩、板岩、千板岩、片岩和片麻岩；新生界砂、泥、砾石层零星分布，厚8126~9926 m[5]。

设计流域内的基底构造为元古代褶皱基底，由元古代会理群盐边组变质玄武岩夹板状硅质岩及似斑状黑云母花岗岩和石英闪长岩等组成，属浅变质岩系。岩性、厚度和岩石组合等，在南北方向变化大，东西方向变化小，构造线呈东西向展布[5]。

### 1.3.3气象资料

盐源县地处亚热带季风气候区，地形高耸，又受到西风南支急流和印度暖流的影响，使盐源县形成了亚热带高原性气候，气候具有明显的垂直变化，河谷区炎热、低山区温暖、中山区凉爽、高山区寒冷，干湿季节分异明显，冬季干燥且日照充足，夏季凉爽多雨，年温差相对较小，日温差则差异较大，秋季多阴雨天气，春冬季节多大风，夏季蒸发量大的气候特点[6]。

由于印度洋季风气流和高空西风带环流的交替影响，因而旱季、雨季分明。全年降水量绝大部分分布在雨季，占全年三分之二的旱季降水量很少。雨季平均降雨量，占全年降雨量。山区雨季较盆地长，雨量多达左右，但雨季降雨量所占比例与盆地相当[5]。

# 2坝体布置

## 2.1坝型选定

根据树河坝址处的勘探数据，坝址下覆岩层为碧玉岩、黑云母花岗岩和石英长闪岩；地形陡峭，河谷剖面形态大致呈“U”型。

拱坝：河谷的剖面形态不呈“V”型，且在坝址处缺乏适宜修建拱坝的地貌和地质特征。拱坝的施工过程较为繁琐，所需使用的模板数量也较多。

土石坝：土石坝所需的粘性土料对于气温所造成的影响较大，而坝址所在地区的日气候变化较为显著，此种气候条件对其会产生不良影响，从而导致工程进度的延误。河床两岸若开挖溢洪道工程量较大，且当地土料和土石坝防渗体材料较缺。

重力坝：重力坝的泄洪可利用坝体上的表孔进行坝身泄洪。坝址附近的砂岩石料资源较为丰富。

综合以上因素考虑，混凝土重力坝的工程布置紧凑、便于施工、建筑材料用量少、工程投资小，故本设计选择重力坝。

## 2.2坝址选定

本工程拟选择上下两个坝址进行比较，位置如图2-1所示。

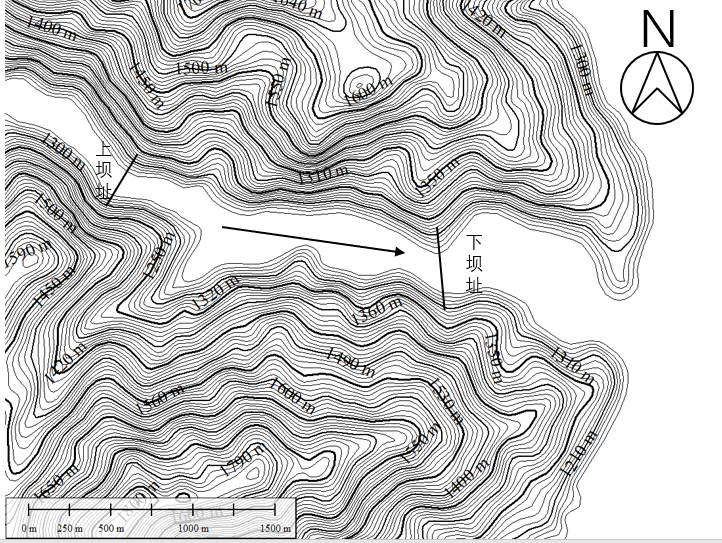


图2-1 上下坝址位置图

坝址比选时通常选取河岸对称、地质及地形良好、河道顺直的区域为坝址[7]。上下坝址相距不远，两地的水文地质、地质构造、地层岩性等多方面地质条件都基本相似。

上坝址河谷呈“U”型河谷；水库存在潜在的不稳定岸坡，对大坝的修建和运行有着不利影响；岩体透水性较弱，不存在坝基渗透稳定问题；上坝址两岸存在少量居民房屋，且都有交通设施。

下坝址河谷呈“U”型河谷；两岸岩层倾角较缓，岸坡整体稳定性较好；岩体透水性较弱，不存在坝基渗透稳定问题；坝址两岸无太近的聚居地，两岸都有交通设施。

上下两个坝址间的距离较为接近，在地形条件及水文特征上大体相同，地质状况与枢纽工程的布置条件也大致相似，且两处坝址的交通运输条件也均较为便捷。相较于上坝址，下坝址岸坡的稳定性更佳，且在水土保持角度，下坝址距离料场更近，土石方工程量更小。因此综合考虑选取下坝址。

## 2.3主要建筑物

本工程的主要建筑物为溢流坝段和非溢流坝段。从左岸到河道中部再到右岸分别布置左岸非溢流坝段，溢流坝段和右岸非溢流坝段。

# 3水文及调洪演算

由于在坝址处缺乏详细的水文数据资料，故本设计采取利用暴雨资料推求洪水的方式对设计和校核洪水的过程与洪峰流量进行推求。在坝址处上游的集雨面积为2，河流长度为，河道平均比降为。设计洪水的重现期为年（），校核洪水的重现期为年（）。

## 3.1水文计算

### 3.1.1洪峰流量推求

（1）推求设计洪峰流量

设计洪峰流量采用小流域设计洪水推理公式推求，以一天内暴雨参数为基础求得洪峰流量[8]。通过查询《四川中小流域暴雨洪水计算手册》可得到坝址所在地的一天暴雨均值1d=80 mm，v1d=0.4，6小时暴雨量均值6p=65 mm，v6p=0.33，1小时暴雨量均值1p=32.5 mm，v1p=0.35，1/6小时暴雨量均值1/6p=14.5 mm，v6p=0.37。根据以上数据，通过查皮尔逊Ⅲ型曲线可以得到模比系数1ds=2.08，6hs=1.86，1hs=1.92，1/6hs=1.99，所以1ds=166.4 mm，6ps=120.9 mm，1ps=62.4 mm，1/6ps=28.855 mm。

由公式(3-1)、(3-2)、()可计算得设计暴雨衰减指数1s、2s、3s。

（3-1）

（3-2）

（3-3）

式中：为暴雨衰减指数；

tp为对应历时暴雨量，。

由公式(3-4)可计算暴雨雨力参数p。

（3-4）

式中：*t*为时间，h；

p为设计暴雨的雨力。

由于坝址位于四川省西南部的山地，故采用公式()、()推求设计流域损失参数和流域特征系数。

（3-5）

（3-6）

式中：为汇流参数，即产流历时内流域平均入渗强度，；

为汇流面积，2；

为流域特征系数；

为河长，；

为河道的平均比降，°。

由于*θ*处于0~30之间，采用公式(3-7)计算汇流参数*m*。

（3-7）

式中：为汇流参数。

假设汇流方式为全面汇流，即，采用暴雨衰减指数2进行试算，由公式(3-8)可计算初始汇流时间0s，再由公式(3-9)计算出参数s，最后由公式(3-10)计算汇流时间s。

（3-8）

（3-9）

（3-10）

式中：0为初始汇流时间，；

为洪峰径流系数；

为设计流域汇流时间，。

由于s处于1~6之间，采用2计算合理。

根据公式(3-11)计算cs，再根据计算结果比较汇流时间s与产流时间cs二者间的大小关系。

（3-11）

式中：c为产流时间，h。

由结果可知s＜cs，故采用全面汇流计算是正确的，计算结果有效。由公式()计算设计洪峰流量s，再由公式(3-13)反求汇流参数’，验证’与的数量关系，进行计算校核。

（3-12）

（3-13）

式中：为洪峰流量，3。

由于与数值接近，上述计算结果有效，即设计洪峰流量为391.35 m3/s，产生于暴雨5.74 h。

（2）推求校核洪峰流量

与推求计算洪峰流量步骤相同，由于 =0.2%，在《手册》中查表可得皮尔逊Ⅲ型曲线模比系数*K*1dj=2.82，*K*6hj=2.4，*K*1hj=2.52，*K*1/6hj=2.64，所以*H*1dj=225.6 mm，*H*6pj=156 mm，*H*1pj=81.9 mm，*H*1/6pj=38.28 mm。

由公式(3-1)、(3-2)、(3-3)计算得设计暴雨衰减指数*n*1j、*n*2j、*n*3j。

（3-1）

（3-2）

（3-3）

由公式(3-4)计算暴雨雨力参数*S*p。

（3-4）

由上步已知流域损失系数*μ*=1.73，流域特征系数*θ*=15.92，汇流参数 =0.372，假设汇流方式为全面汇流，即，采用暴雨衰减指数2进行试算，由公式(3-8)计算初始汇流时间0j，再由公式(3-9)计算出参数j，最后由公式(3-10)计算汇流时间j。

（3-8）

（3-9）

（3-10）

由于j处于1~6之间，采用*n*2计算合理。根据公式(3-11)计算cj，比较汇流时间j与产流时间cj的大小关系。

（3-11）

由结果可知j＜cj，故采用全面汇流计算是正确的，计算结果有效。由公式()计算设计洪峰流量j，再由公式(3-13)反求汇流参数’’，验证’’与的数量关系，进行计算校核。

（3-12）

（3-13）

由于与数值接近，上述计算结果有效，即设计洪峰流量为488.03 m3/s，产生于暴雨5.49 h。

### 3.1.2推求洪水过程线

（1）设计洪水过程线推求

坝址所在区流域洪水多为单峰洪水，可根据公式()以集水区域确定相应的设计暴雨历时。

（3-14）

式中：为暴雨历时，。

计算得 =28.84 h，由于＞，以日为单位计量。通过查《四川长历时（日）暴雨公式参数等值线图》和《四川长历时（日）暴雨公式参数等值线图》可得 =0.32， =0.01。

根据公式(3-15)、(3-16)计算参数p和暴雨量Tp。

（3-15）

（3-16）

式中：p为计算参数；

，为暴雨公式参数；

为设计频率；

Tp为暴雨量，。

通过《四川省暴雨径流关系分区图》可知坝区所在地为第区，查《四川省小流域暴雨径流关系综合成果表》可得径流系数 =0.73。

根据公式(3-17)可计算出单峰洪水的设计洪水总量ps。

3-17）

式中：p为洪水总量，3。

再根据Qs由公式(3-18)可计算设计洪水过程的概化矩形历时ps。

（3-18）

式中：p为概化矩形历时，。

根据设计流域所在地区及暴雨洪水特性，通过查《四川省小流域典型洪水概化过程线综合成果表》可采用四川省西南地区模型的相对坐标，根据公式(3-19)、(3-20)计算各组t’和值，构成t’坐标组。

（3-19）

（3-20）

式中：t为洪水过程线的流量坐标；

，为典型概化洪水过程线的相对坐标。

根据设计流域的集雨面积和所在水系，采用公式()计算基流量0，将基流量加入t’坐标组构成新坐标组，绘制洪水过程线。

计算成果表如表3-1所示。

（3-21）

表3-1 单峰设计洪水成果表

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| x | y | t  (h) | Qt  (m3/s) | Qt+Q0  (m3/s) |
| 0 | 0 | 0.00 | 0.00 | 2.93 |
| 0.1 | 0.05 | 0.45 | 19.57 | 22.50 |
| 0.13 | 0.1 | 0.58 | 39.14 | 42.07 |
| 0.18 | 0.2 | 0.81 | 78.27 | 81.20 |
| 0.23 | 0.4 | 1.03 | 156.54 | 159.47 |
| 0.28 | 0.6 | 1.26 | 234.81 | 237.74 |
| 0.33 | 0.8 | 1.48 | 313.08 | 316.01 |
| 0.36 | 0.95 | 1.62 | 371.78 | 374.71 |
| 0.4 | 1 | 1.80 | 391.35 | 394.28 |
| 0.49 | 0.95 | 2.20 | 371.78 | 374.71 |
| 0.6 | 0.8 | 2.69 | 313.08 | 316.01 |
| 0.78 | 0.6 | 3.50 | 234.81 | 237.74 |
| 1.07 | 0.4 | 4.80 | 156.54 | 159.47 |
| 1.8 | 0.2 | 8.08 | 78.27 | 81.20 |
| 2.6 | 0.1 | 11.68 | 39.14 | 42.07 |
| 3.2 | 0.05 | 14.37 | 19.57 | 22.50 |
| 3.9 | 0 | 17.51 | 0.00 | 2.93 |

（2）校核洪水过程线推求

*T*=33.52 h＞24 h，以日为单位计量。根据公式(3-15)、(3-16)计算参数mp和暴雨量HTp，P=0.2%。

（3-15）

（3-16）

查《四川省小流域暴雨径流关系综合成果表》可得径流系数 =0.83。由公式(3-17)可计算出单峰洪水的设计洪水总量pj。

（3-17）

再根据j由公式(3-18)可计算设计洪水过程的概化矩形历时pj。

（3-18）

与前步相同，采用四川省西南地区模型相对坐标，由公式(3-19)、(3-20)计算各组t’’和值，构成t’’坐标组。

3-19）

（3-20）

根据设计流域的集雨面积和所在水系，采用公式()计算基流量0，将基流量加入t’’坐标组构成新坐标组，绘制洪水过程线。计算成果表如表3-2所示。

表3-2 单峰校核洪水成果表

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| x | y | t  (h) | Qt  (m3/s) | Qt+Q0  (m3/s) |
| 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2.93 |
| 0.10 | 0.05 | 0.45 | 24.40 | 27.33 |
| 0.13 | 0.10 | 0.59 | 48.80 | 51.73 |
| 0.18 | 0.20 | 0.81 | 97.61 | 100.54 |
| 0.23 | 0.40 | 1.04 | 195.21 | 198.14 |
| 0.28 | 0.60 | 1.26 | 292.82 | 295.75 |
| 0.33 | 0.80 | 1.49 | 390.42 | 393.35 |
| 0.36 | 0.95 | 1.62 | 463.63 | 466.56 |
| 0.40 | 1.00 | 1.80 | 488.03 | 490.96 |
| 0.49 | 0.95 | 2.21 | 463.63 | 466.56 |
| 0.60 | 0.80 | 2.71 | 390.42 | 393.35 |
| 0.78 | 0.60 | 3.52 | 292.82 | 295.75 |
| 1.07 | 0.40 | 4.83 | 195.21 | 198.14 |
| 1.80 | 0.20 | 8.12 | 97.61 | 100.54 |

续表3-2 单峰校核洪水成果表

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| x | y | t  (h) | Qt  (m3/s) | Qt+Q0  (m3/s) |
| 2.60 | 0.10 | 11.73 | 48.80 | 51.73 |
| 3.20 | 0.05 | 14.44 | 24.40 | 27.33 |
| 3.90 | 0.00 | 17.60 | 0.00 | 2.93 |

根据设计洪水过程表和校核洪水过程表，将洪水历时与洪水流量绘制成图，得到设计洪水的过程线和校核洪水的过程线，如图所示。

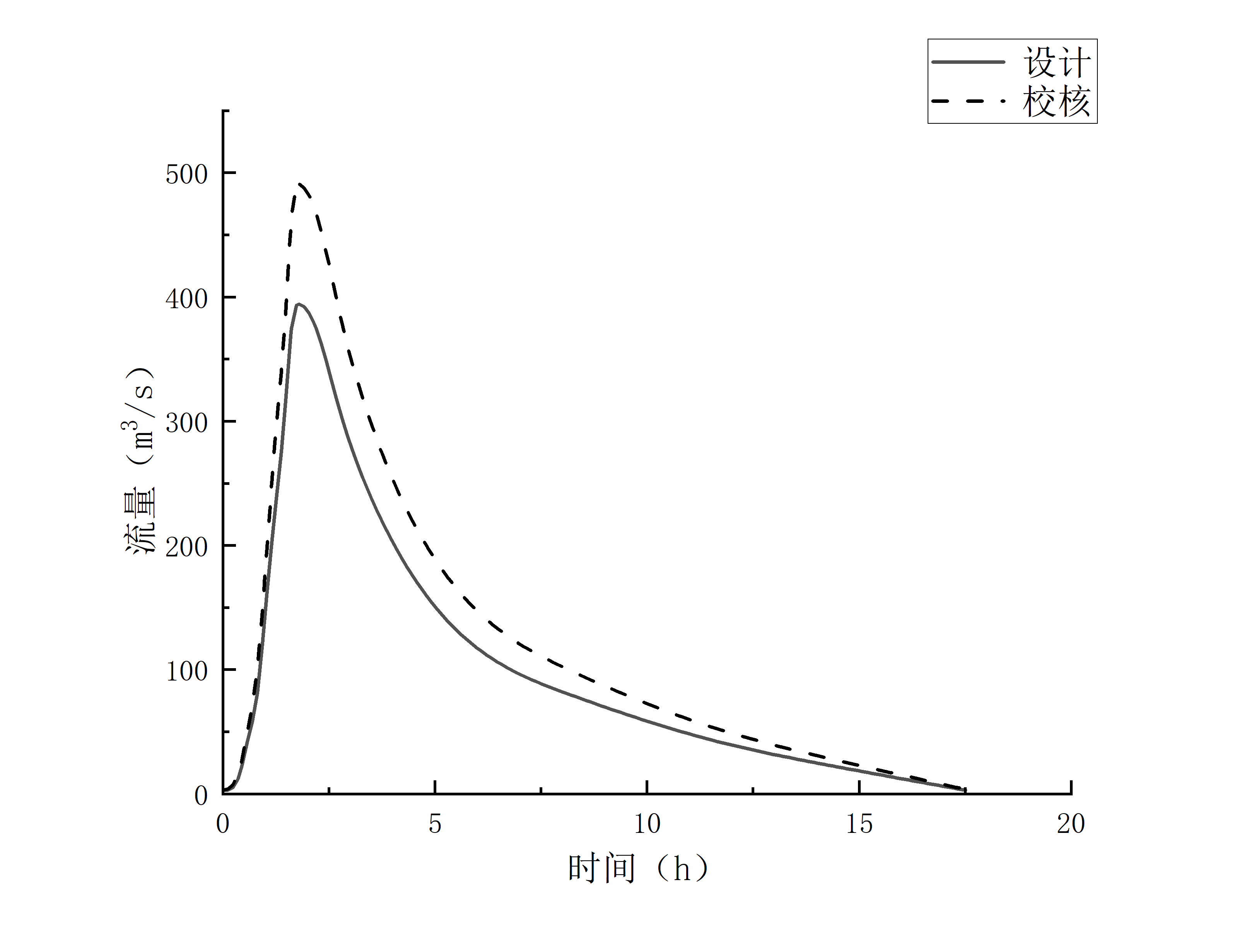


图3-1 洪水过程线

### 3.1.3推求特征曲线

（1）水位面积曲线

在卫图助手软件中可下载得到设计坝址流域的数据，再利用可实现对坝址区域的等高线图的绘制，再进行输出可得到格式为的坝址流域处等高线图。

坝址处库底高程为，依据比例换算可得到水位面积的关系表和水位面积的关系曲线图。

水位面积关系表和水位面积关系曲线如表、图3-2所示。

表3-3 水位面积关系表

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 水位  (m) | 面积  (104m2) | 水位  (m) | 面积  (104m2) |
| 1202 | 0 | 1216 | 163.525 |
| 1204 | 8.645 | 1218 | 181.115 |
| 1206 | 68.02 | 1220 | 198.24 |
| 1208 | 84.825 | 1222 | 218.12 |
| 1210 | 108.645 | 1224 | 235.6 |
| 1212 | 132.85 | 1226 | 251.475 |
| 1214 | 147.015 | 1228 | 264.465 |

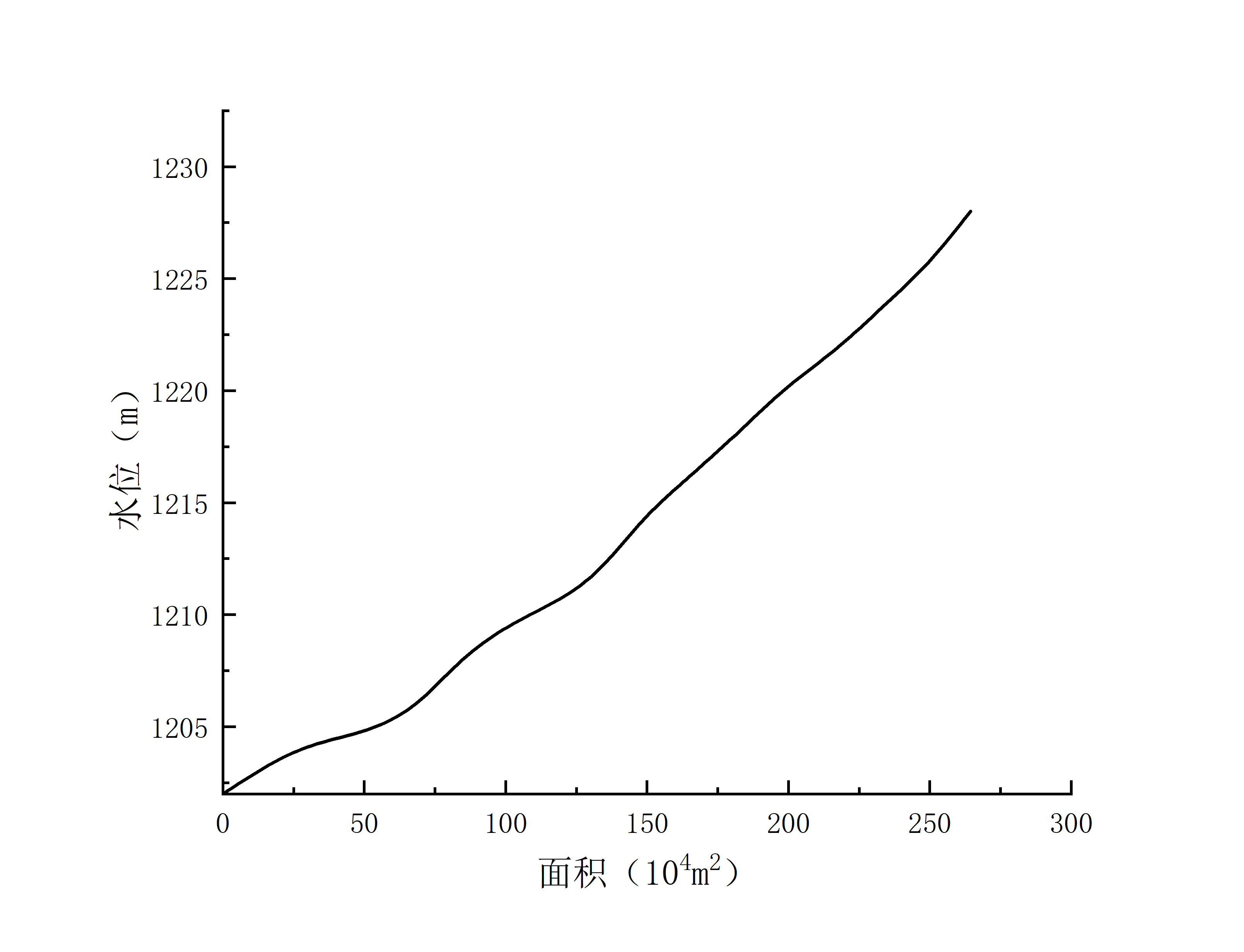


图3-2水位面积关系图

（2）水位库容关系图

根据公式()、()可得到水位库容关系表与图，如表3-4、图3-3所示。

（3-22）

（3-23）

式中：为相邻等高线间的水层容积，43；

为相邻等高线间的高程差，；

为相邻等高线包括的水库水面面积，2；

为每一水位水库容积，43。

表3-4水位库容关系表

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 水位  (m) | 库容  (104m3) | 水位  (m) | 库容  (104m3) |
| 1202 | 0 | 1216 | 1767.535 |
| 1204 | 14.29875 | 1218 | 2244.558 |
| 1206 | 124.7738 | 1220 | 2768.728 |
| 1208 | 340.2232 | 1222 | 3343.112 |
| 1210 | 611.297 | 1224 | 3968.155 |
| 1212 | 947.9417 | 1226 | 4638.396 |
| 1214 | 1336.867 | 1228 | 5347.731 |

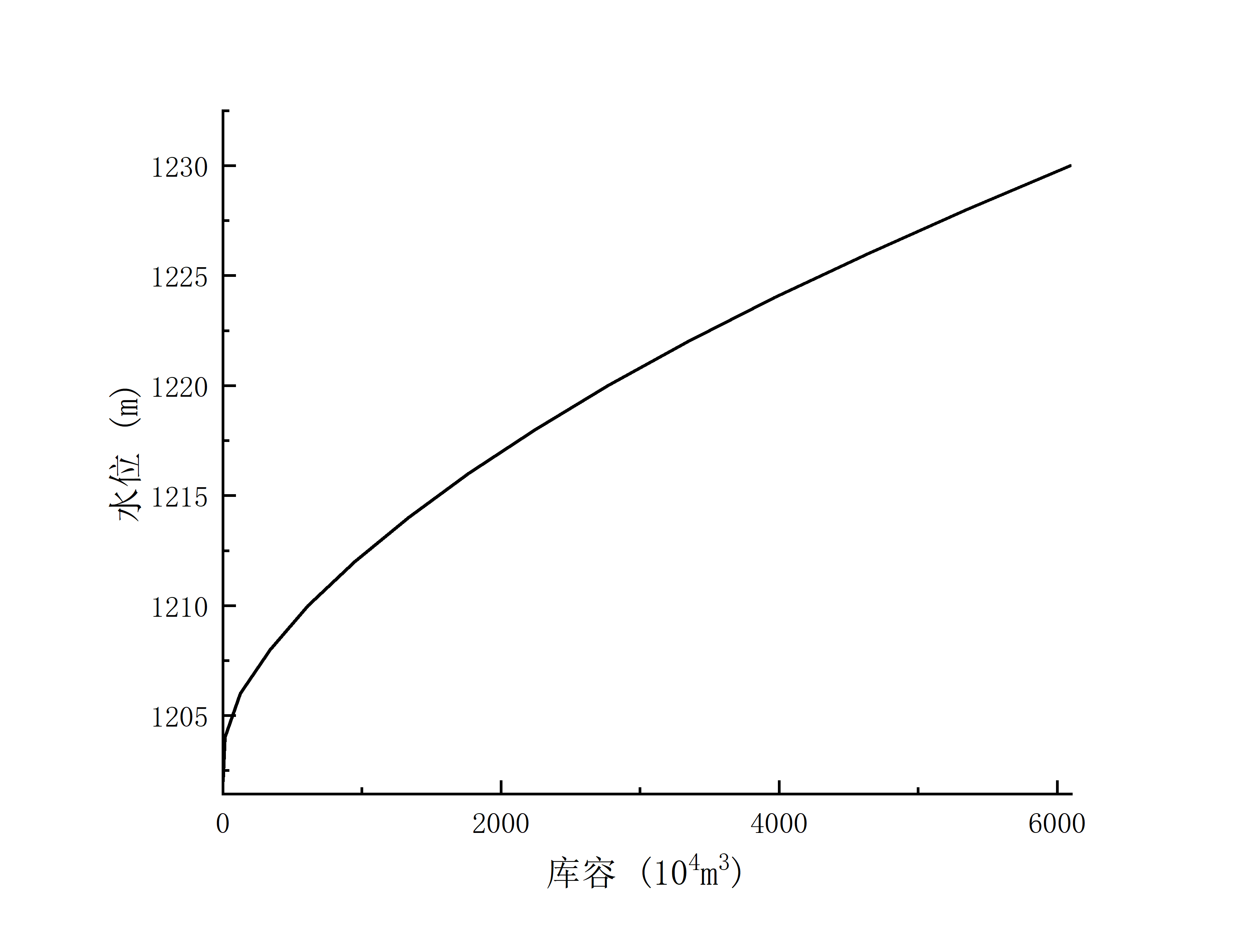


图3-3水位库容关系图

### 3.1.4泥沙量计算

由于缺少设计流域实测泥沙量数据，因此本设计采用公式法进行计算设计流域的年输沙量。

（1）计算悬移质输沙量

通过查询《四川省多年平均悬移质输沙模数等值线图》可得知库区多年平均输沙模量 =515 t/km2。

根据公式(3-24)计算设计流域悬移质年输沙量。

（3-24）

式中：为年悬移质输沙量，；

为悬移质年输沙模数，2；

（2）计算泥沙年平均淤积总量

按照山区推移质输沙量占悬移质输沙量的，本设计选取20%。泥沙容重选一般为1.2~1.7 t/m3，实际工作常采用1.2~1.4 t/m3，本设计选取1.3 t/m3，根据公式(3-25)计算泥沙年平均淤积总量。

（3-25）

式中：为水库泥沙年平均淤积总量，3；

为泥沙容重，3；

为推移质占悬移质的百分比。

### 3.1.5确定死水位

死水位以下的库容一般用于容纳水库泥沙、抬高坝前水位和库内水深，因此死水位主要考虑水库泥沙淤积及供水等因素[9]，水库运行时间按照年考虑，此期间总淤积量为1117867 m3，查库容水位曲线可知水库年淤沙高程为，拟定库区死库容为200104 m3，查水位库容曲线可得死水位为1206.69 m。

### 3.1.6确定正常蓄水位

根据本设计坝址处的来水情况和地形地质条件，通过库容特性拟定正常蓄水位为1224 m（方案Ⅰ）、1225 m（方案Ⅱ）、1226 m（方案Ⅲ）三种方案，供水保证率采用月时段计算，灌溉保证率采用年时段计算。

正常蓄水位方案表如表3-5所示。

表3-5 正常蓄水位方案表

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 正常蓄水位（m） | 投资（万元） | 供水保障率（%） | 灌溉保证率（%） |
| 1224 | 6863 | 98.34 | 63.26 |
| 1225 | 7532 | 99.63 | 76.54 |
| 1226 | 9688 | 99.85 | 81.54 |

综合投资、供水保证率、灌溉保证率分析，结合施工与地质等方面比较，本设计选取方案Ⅱ，即正常蓄水位为1225 m。

### 3.1.7确定防洪限制水位

由于本设计无防洪需求，坝体泄水方式为开敞式溢流，故拟定防洪限制水位与正常蓄水位相同，为1225 m。

## 3.2调洪计算

本设计的溢流方案拟定为坝顶溢流，选用开敞式WES型实用堰为溢流堰的堰型。溢流堰的净宽为50 m，共设置有5个溢流表孔，每个孔口的宽度为10 m，两个空口间的闸墩宽为5 m，两侧的边墩宽为3 m，整个溢流坝段总长为76 m，所有溢流坝的表孔均不设置闸门，由上步可知，防洪限制水位与正常蓄水位相同，故堰顶高程也为1225 m。

根据溢流堰形式，由公式(3-26)计算下泄流量。

（3-26）

式中：为流量，3；

为流量系数，取 ；

为上游坡面影响修正系数，取；

为侧收缩系数，取；

为重力加速度，2；

为溢流堰净宽，；

s为淹没系数，取；

w为计入行进流速的堰上总水头，等于库水位减去堰顶高程，。

根据库容水位关系曲线和公式(3-22)可计算水位和下泄流量关系，如表3-6图3-4所示。

表3-6 水位下泄流量关系表

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 水位  (m) | 下泄流量  (m3/s) | 水位  (m) | 下泄流量  (m3/s) |
| 1225 | 0 | 1226.6 | 209.26 |
| 1225.2 | 9.248071 | 1226.8 | 249.6979 |
| 1225.4 | 26.1575 | 1227 | 292.4497 |

续表3-6 水位下泄流量关系表

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 水位  (m) | 下泄流量  (m3/s) | 水位  (m) | 下泄流量  (m3/s) |
| 1225.6 | 48.05439 | 1227.2 | 337.3962 |
| 1225.8 | 73.98457 | 1227.4 | 384.4351 |
| 1226 | 103.3966 | 1227.6 | 433.4771 |
| 1226.2 | 135.9183 | 1227.8 | 484.4436 |
| 1226.4 | 171.2767 | 1228 | 537.2644 |

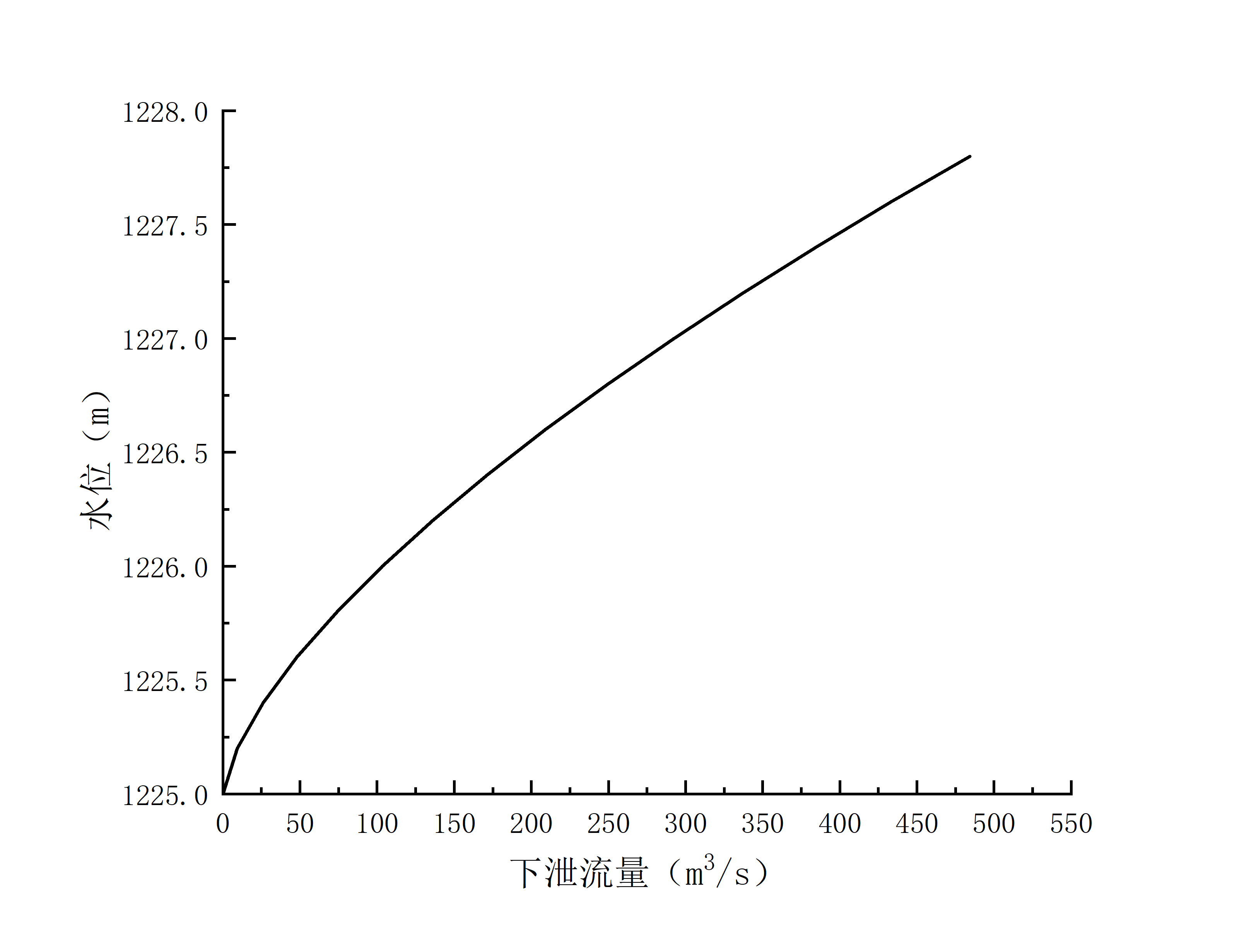


图3-4 下泄流量与水位关系图

本设计使用双辅助线法进行调洪演算，辅助线如表3-7所示，成果表如图3-5所示。

表3-7 双辅助线法辅助线表

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 水位  (m) | 库容  (104m3) | 下泄  (m3/s) | q/2  (m3/s) | V/t  (m3/s) | V/t-q/2  (m3/s) | V/t+q/2  (m3/s) |
| 1225 | 4303.27 | 0 | 0 | 7969.019 | 7969.019 | 7969.019 |
| 1225.2 | 4370.29 | 9.248071 | 4.6240355 | 8093.13 | 8088.506 | 8097.754 |
| 1225.4 | 4437.32 | 26.1575 | 13.07875 | 8217.259 | 8204.181 | 8230.338 |
| 1225.6 | 4504.34 | 48.05439 | 24.027195 | 8341.37 | 8317.343 | 8365.398 |
| 1225.8 | 4571.37 | 73.98457 | 36.992285 | 8465.5 | 8428.508 | 8502.492 |
| 1226 | 4638.39 | 103.3966 | 51.6983 | 8589.611 | 8537.913 | 8641.309 |
| 1226.2 | 4709.32 | 135.9183 | 67.95915 | 8720.963 | 8653.004 | 8788.922 |
| 1226.4 | 4780.26 | 171.2767 | 85.63835 | 8852.333 | 8766.695 | 8937.972 |
| 1226.6 | 4851.19 | 209.26 | 104.63 | 8983.685 | 8879.055 | 9088.315 |
| 1226.8 | 4922.13 | 249.6979 | 124.84895 | 9115.056 | 8990.207 | 9239.905 |
| 1227 | 4993.06 | 292.4497 | 146.22485 | 9246.407 | 9100.183 | 9392.632 |

续表3-7 双辅助线法辅助线表

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 水位  (m) | 库容  (104m3) | 下泄  (m3/s) | q/2  (m3/s) | V/t  (m3/s) | V/t-q/2  (m3/s) | V/t+q/2  (m3/s) |
| 1227.2 | 5063.99 | 337.3962 | 168.6981 | 9377.759 | 9209.061 | 9546.457 |
| 1227.4 | 5134.93 | 384.4351 | 192.21755 | 9509.13 | 9316.912 | 9701.347 |
| 1227.6 | 5205.86 | 433.4771 | 216.73855 | 9640.481 | 9423.743 | 9857.22 |
| 1227.8 | 5276.79 | 484.4436 | 242.2218 | 9771.833 | 9529.612 | 10014.06 |
| 1228 | 5347.73 | 537.2644 | 268.6322 | 9903.204 | 9634.572 | 10171.84 |

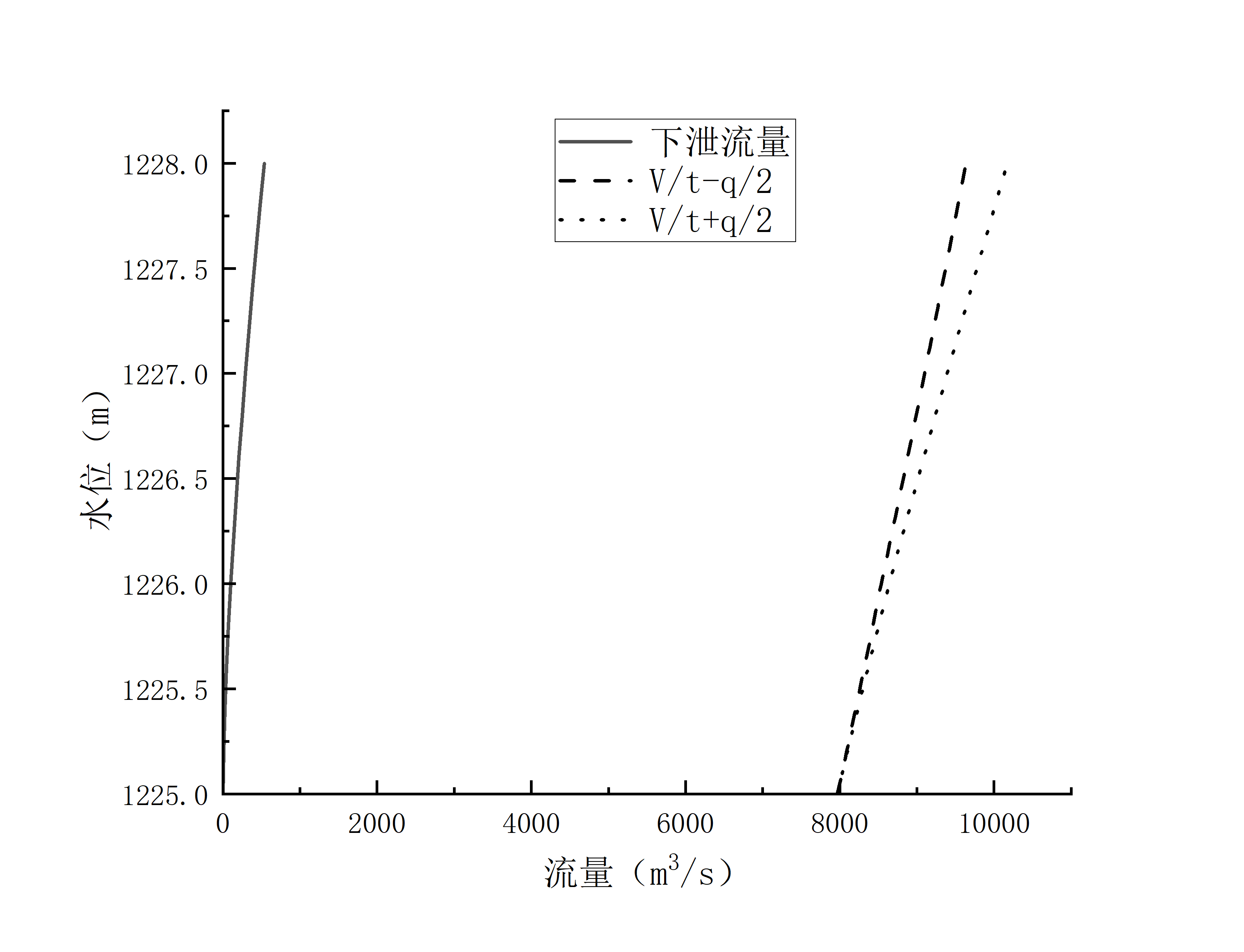


图3-5 双辅助线法辅助线

（1）设计洪水调洪计算。

拟定调洪时段为，使用双辅助线法，推求下泄流量，得到结果如表3-8。调洪结果如图3-6所示。

表3-8 设计洪水双辅助线法辅助线表

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 时间  (h) | 入库  (m3/s) | 平均  (m3/s) | V/t-q/2  (m3/s) | V/t+q/2  (m3/s) | 下泄  (m3/s) | 水位  (m) |
| 0 | 0 |  | 7969.0185 | 7969.0185 | 0 | 1225.00 |
| 1.5 | 324.4 | 162.20 | 8117.7485 | 8131.2185 | 13.52 | 1225.25 |
| 3 | 286.05 | 305.22 | 8363.9985 | 8422.9685 | 58.94 | 1225.68 |
| 4.5 | 177.53 | 231.79 | 8502.0285 | 8595.7885 | 93.75 | 1225.93 |
| 6 | 130.83 | 154.18 | 8549.5285 | 8656.2085 | 105.68 | 1226.02 |
| 7.04 | 106.17 | 119.18 | 8561.1835 | 8668.7085 | 106.18 | 1226.06 |
| 7.5 | 95.04 | 101.285 | 8554.4085 | 8662.4685 | 104.06 | 1226.03 |
| 9 | 71.2 | 83.12 | 8534.9285 | 8637.5285 | 102.59 | 1226.00 |
| 10.5 | 54.9 | 63.05 | 8503.7585 | 8597.9785 | 94.21 | 1225.94 |

续表3-8 设计洪水双辅助线法辅助线表

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 时间  (h) | 入库  (m3/s) | 平均  (m3/s) | V/t-q/2  (m3/s) | V/t+q/2  (m3/s) | 下泄  (m3/s) | 水位  (m) |
| 12 | 39.74 | 47.32 | 8466.7885 | 8551.0785 | 84.27 | 1225.87 |
| 13.5 | 28.83 | 34.285 | 8427.3385 | 8501.0685 | 73.71 | 1225.80 |
| 15 | 18.57 | 23.7 | 8386.7685 | 8451.0385 | 64.25 | 1225.73 |
| 16.5 | 9.22 | 13.895 | 8345.8985 | 8400.6585 | 54.72 | 1225.65 |

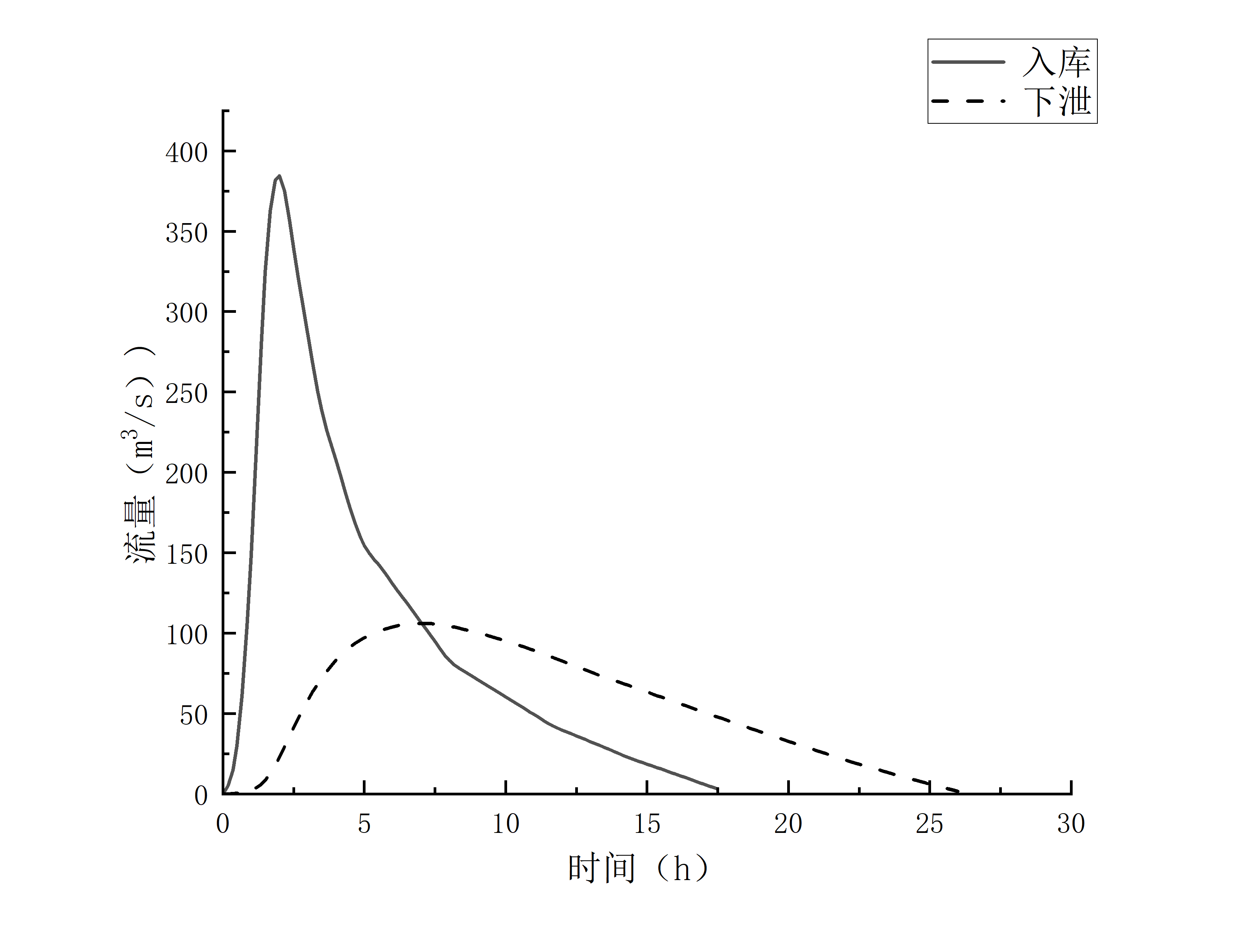


图3-6 设计洪水调洪计算成果图

（2）校核洪水调洪计算。与设计洪水调洪计算相同，成果如表9、图所示。

表3-9 校核洪水双辅助线法辅助线表

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 时间  (h) | 入库  (m3/s) | 平均(m3/s) | V/t-q/2  (m3/s) | V/t+q/2  (m3/s) | 下泄  (m3/s) | 水位  (m) |
| 0 | 0 |  | 7969.0185 | 7969.0185 | 0 | 1225.00 |
| 1.5 | 396.98 | 198.49 | 8149.4185 | 8167.5085 | 18.15 | 1225.31 |
| 3 | 356.41 | 376.70 | 8447.1085 | 8526.1085 | 78.98 | 1225.83 |
| 4.5 | 220.73 | 288.57 | 8611.4985 | 8735.6785 | 124.19 | 1226.13 |
| 6 | 161.43 | 191.08 | 8663.4385 | 8802.5785 | 137.16 | 1226.22 |
| 6.88 | 137.48 | 150.33 | 8663.44 | 8813.7685 | 137.48 | 1226.23 |
| 7.5 | 116.93 | 139.18 | 8663.4685 | 8802.6185 | 137.17 | 1226.22 |
| 9 | 86.64 | 101.79 | 8634.5585 | 8765.2485 | 130.70 | 1226.17 |
| 10.5 | 66.36 | 76.50 | 8592.2985 | 8711.0585 | 118.76 | 1226.09 |
| 12 | 47.3 | 56.83 | 8544.0085 | 8649.1285 | 105.12 | 1226.01 |
| 13.5 | 33.79 | 40.54 | 8493.1685 | 8584.5485 | 91.37 | 1225.92 |
| 15 | 21.01 | 27.40 | 8442.7485 | 8520.5685 | 77.81 | 1225.83 |
| 16.5 | 9.42 | 15.22 | 8392.3885 | 8457.9685 | 65.56 | 1225.74 |

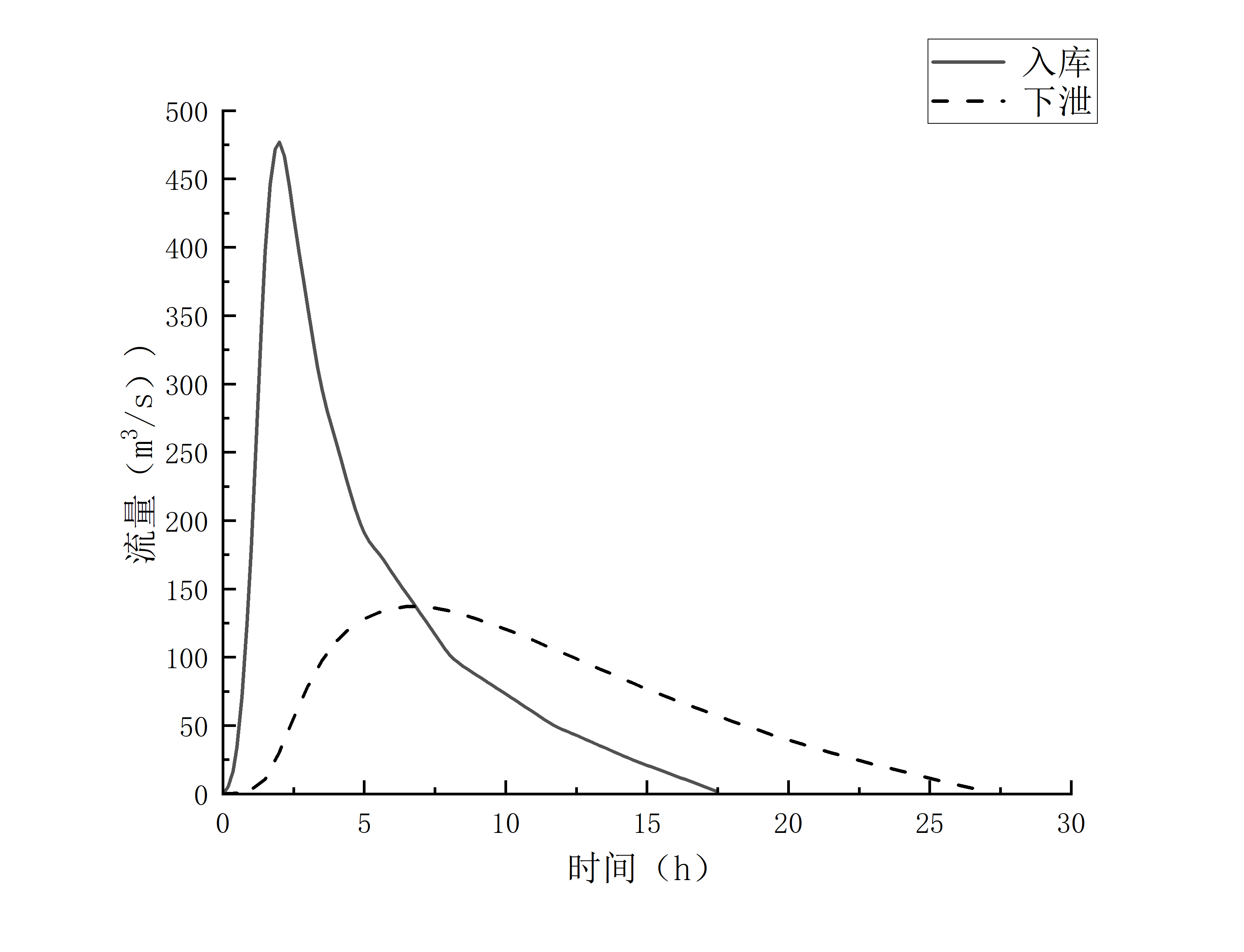


图3-7 校核洪水调洪计算成果图

将上述计算成果汇总于表3-10。

表3-10 调洪计算成果表

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| P  (%) | 对应历时  (h) | 最大下泄流量(m3/s) | 水位高程  (m) |
| 2 | 7.04 | 106.17 | 1226.06 |
| 0.2 | 6.88 | 137.48 | 1226.23 |

## 3.3其余水位确定

### 3.3.1设计洪水位

根据调洪演算的结果，本设计的设计洪水位为。根据库容水位曲线可查得对应的库容为4459.67104 m3。

### 3.3.2校核洪水位

根据调洪演算的结果，本设计的校核洪水位为。根据库容水位曲线可查得对应库容为4719.96104 m3。

## 3.4下游水位确定

根据谢才公式（3-27）、（3-28），可分别计算得到在正常蓄水位、设计洪水位和校核洪水位三种情况的下游水位，假定河道断面为梯形。

（3-27）

（3-28）

式中：为通过下游断面的流量，3；

为过水断面面积，2；

为河道水力半径，；

为河道糙率，取；

为水力梯度，即坡道比降，°。

其中各要素可分别由公式(3-29)、(3-30)、(3-31)计算：

（3-29）

（3-30）

（3-31）

式中：为断面底宽，；

为河道湿周，；

为相应水位的下游水深，；

为边坡系数。

为便于计算，可将上述公式简化为公式(3-32)：

（3-32）

已知正常蓄水位、设计洪水位和校核洪水位的下泄流量分别为2.93 m3/s、106.17 m3/s和137.48 m3/s，计算可得下游水深分别为0.82 m、3.15 m和3.47 m。如表3-11所示。

表3-11 下游水位高程表

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 正常蓄水位（m） | 设计洪水位（m） | 校核洪水位（m） |
| 1202.82 | 1205.15 | 1205.47 |

# 4非溢流坝段设计

## 4.1坝基高程

坝址处地层岩性主要为变质玄武岩夹板状硅质岩及似斑状黑云母花岗岩和石英闪长岩等组成，为弱风化岩层。根据《混凝土重力坝设计规范》（SL319-2018），坝高小于50 m时，可建立在弱风化层中部至上部基岩上，两岸地形较高部位的坝段，可适当放宽。故拟定大坝基础最低高程1200 m，即在河床处向下开挖2 m。

## 4.2坝顶高程

根据《混凝土重力坝设计规范》（）的规定，大坝的坝顶高程应高于水库的最高静水位高程。坝顶上游防浪墙顶高程应高于坝顶高程，高差可由公式()计算，选取两者中值更大者。

（4-1）

式中：为防浪墙顶至正常蓄水位或校核洪水位的高差，；

1%为累计频率1%的波高，；

z为波浪安全线至正常蓄水位或校核洪水位的高差，；

c为安全加高，。

安全超高可查于表4-1，计算要素如表4-2所示。

表 4-1安全超高

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

表 4-2计算要素

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 计算要素 | 正常蓄水位 | 校核洪水位 |
| 计算风速V0（m/s） | 9.83 | 5.67 |
| 吹程D（m） | 815.48 | 819.16 |
| 坝前水深H（m） | 25 | 26.23 |
| 安全超高hc（m） | 0.5 | 0.4 |

根据《混凝土重力坝设计规范》（），由于工程区位于内陆峡谷，应采用官厅公式进行计算（公式(4-2)、(4-3)、(4-4)）。

（4-2）

（4-3）

（4-4）

式中：l为不同累计频率的波高，；

0为计算风速，；

为吹程，；

为波长，；

为坝前水深，。

当时，波浪中心线高出净水面的高度可按公式(4-5)计算

（4-5）

当02时，l为累计频率1%的波高，当02时，l为累计频率5%的波高，当02时，l为累计频率10%的波高。根据《混凝土重力坝设计规范》（SL319-2005）计算1%5%[10]。

（1）正常蓄水位时，02，波高为累计频率的波高。

由于*H*z≥*L*z/2，故波浪中心线高出净水面高度可按公式(4-5)计算。

（2）校核洪水位时，02，波高为累计频率的波高。

由于*H*j≥*L*j/2，故波浪中心线高出净水面高度可按公式(4-5)计算。

防浪墙顶高程（正常蓄水位z，校核洪水位j），由于正常蓄水位z小于校核洪水位z，取较大者为防浪墙顶高程，即防浪墙顶高程为。由于本设计考虑坝顶有交通需求，拟定防浪墙高度为。为了利于施工，故取坝顶高程为。因坝顶高程应高于校核洪水位，故在二者间增加净空。即坝顶实际高程为。

## 4.3剖面设计

（1）坝高

坝基高程为1200 m，坝顶高程为1226.33 m，通过公式(4-6)可计算坝高为26.33 m。

（4-6）

式中：为坝高，；

坝顶为坝顶高程，；

坝基为坝基高程，。

（2）坝顶宽度

根据《水工设计手册》，坝顶宽度一般为坝高的，且不小于，为保障大坝的正常使用和日常维护可适当增加一定的宽度。根据计算得坝高的为。为满足交通和运行管理的需要，拟定坝顶宽为顶。

（3）坝底宽度

根据《水工设计手册》，一般上游坝坡率取，下游坝坡率取。本设计选取上游坝坡值，下游坝坡值[11]。根据公式(4-7)可计算折坡点高度。

（4-7）

式中：折为折坡点高度，；

为超高，；

顶为坝顶宽度，；

为下游坝坡率。

根据公式(4-8)计算坝底宽度

（4-8）

式中：B底为坝底宽度，m。

坝体断面如图4-1所示：

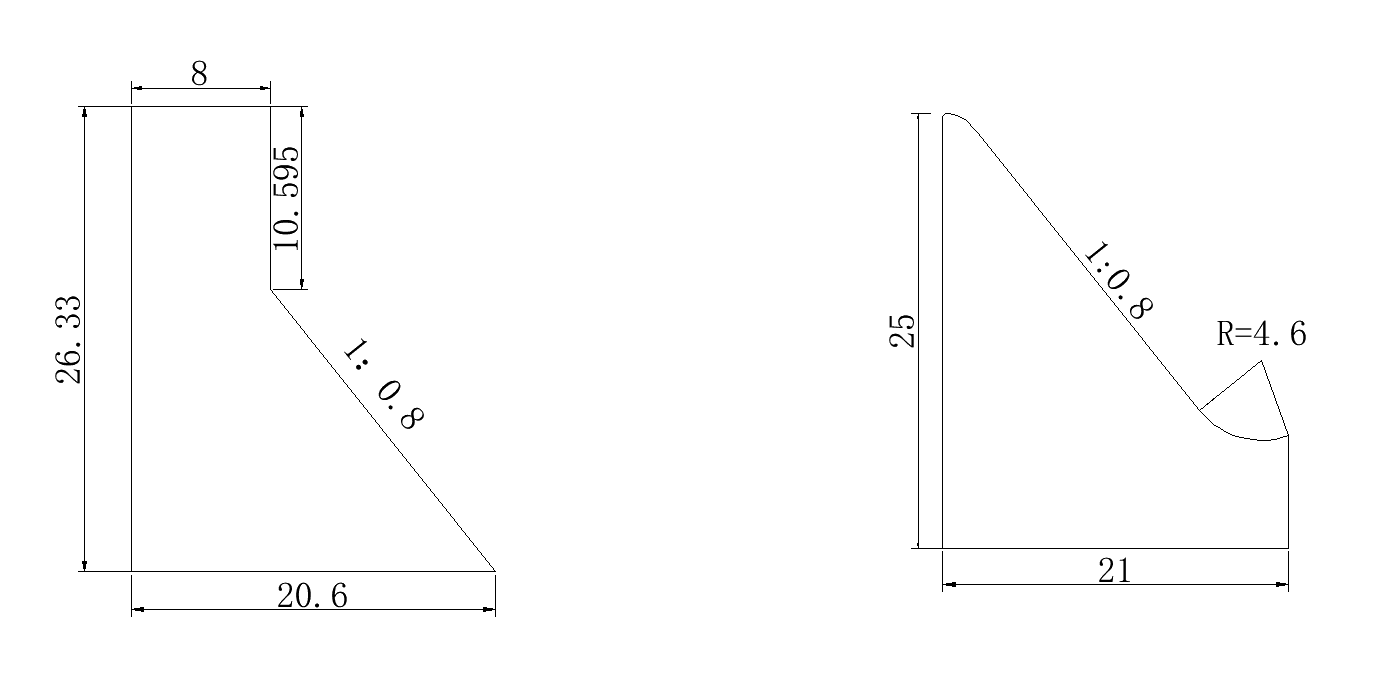


图4-1坝体断面图（单位：m）

# 5非溢流坝段抗滑稳定及应力计算

本设计计算基本组合（即正常蓄水位和设计洪水位情况）和特殊组合（即校核洪水位和地震情况）下的抗滑稳定和应力计算。因坝址处地基内部岩体完整性较好，无大规模的结构发育面，不会出现深层滑动等问题，本设计选取坝基面为计算截面，验算坝体的抗滑稳定性问题[12]。

荷载计算基本资料及参数如表5-1所示。

表5-1 荷载计算基本资料

|  |  |
| --- | --- |
| 参数 | 取值 |
| 混凝土容重（kN/m3） | 24 |
| 水的容重（kN/m3） | 9.81 |
| 设计洪水位（m） | 1226.06 |
| 校核洪水位（m） | 1226.23 |
| 正常蓄水位（m） | 1225 |
| 死水位（m） | 1206.69 |
| 河床基岩面高程（m） | 1200 |
| 坝基与基岩的抗剪断摩擦系数 | 0.7 |
| 坝基与基岩的抗剪断凝聚力（MPa） | 0.5 |
| 地震设计烈 | Ⅵ |

## 5.1荷载计算

### 5.1.1自重计算

坝体分块如图5-1所示，根据公式(5-1)计算。



图5-1坝体分块示意图

（5-1）

式中：为自重，；

为体积，3；

c为混凝土容重，3。

Ⅰ区：

Ⅱ区：

总自重：

### 5.1.2静水压力计算

静水压力是主要作用于坝体的水荷载，通常分为水平水压力和垂直水压力。可根据公式(5-2)计算。

（5-2）

式中：H为水平静水压力，；

w为水的容重，3；

为水位，。

（1）正常蓄水位

上游水平水压力：

下游水平水压力：

上游垂直水压力：

下游垂直水压力：

（2）设计洪水位

上游水平水压力：

下游水平水压力：

上游垂直水压力：

下游垂直水压力：

（3）校核洪水位

上游水平水压力：

下游水平水压力：

上游垂直水压力：

下游垂直水压力：

### 5.1.3渗透水扬压力

本设计设防渗帷幕和排水孔于坝基处，防渗帷幕距离上游坝面为水头的，且不小于，本设计防渗帷幕距离上游坝面，距离下游坝面，渗透压力强度系数取。扬压力分布图如5-2所示，根据公式(5-3)计算。



图5-2扬压力分布图

（5-3）

式中：*U*为渗透压力，kN；

*A*为面积，m2。

（1）正常蓄水位

（2）设计洪水位

（3）校核洪水位

### 5.1.4浪压力

本设计上游坝坡面坡度很小，可视为直墙式挡水建筑物的波浪压力。在4-1中可知*h*z1%=0.333 m，*h*zl=0.063 m，*L*z=3.65 m；*h*s1%=0.333 m，*h*sl=0.063 m，*L*s=23.65 m；*h*j1%=0.168 m，*h*jl=0.027 m，*L*j=2.11 m。根据公式(5-4)可计算坝面浪压力。

（5-4）

式中：*P*l为波浪压力，kN。

（1）正常蓄水位

（2）设计洪水位

（3）校核洪水位

### 5.1.5泥沙压力

设计库容为4719.961042，多年入沙总量为1117867 m3，，当水库库容与多年入沙总量体积比值大于时，无需考虑泥沙压力的作用。

### 5.1.6冰压力

根据盐源县县志可知坝址处全年平均气温高于15.6℃且月平均气温高于8.8℃，故水库基本不存在结冰及降雪现象，水流不会结冻或表面生成冰层，本设计中可忽略冰压力。

### 5.1.7地震荷载

根据《水工建筑物荷载设计规范》（），对于工程抗震设防类别为乙、丙类的设计烈度低于度且坝高小于的重力坝，可采用拟静力法，一般情况下可只考虑顺河流方向的水平地震作用[13]。坝址处年内地震最大烈度不超过Ⅵ度，故采用Ⅵ度为本设计的设计地震烈度。可用拟静力法计算水平地震作用。将大坝按照图分为两块计算水平地震惯性力。



图5-3坝体分块

质点的动态分布系数如公式()计算，坝体各高程质点的水平地震惯性力如公式()计算。计算结果如表所示。

（5-5）

（5-6）

式中：i为质点的动态分布系数；

为坝体计算质点总数；

为坝高，；

i、j为质点、的高度，；

Ei、Ej为集中在质点、的重力作用标准值，；

E为重力坝总重力作用的标准值，；

H为水平地震系数，本设计取；

为地震作用的效应折减系数，取。

计算每个分块的质点高度：

计算每个分块的重力作用标准值：

计算每一块质点的动态分布系数：

计算水平地震惯性力：

表5-2 各分区荷载计算表

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 质点 | 高度  (m) | 重力作用标准值(kN) | 动态分布系数 | 地震惯性力(kN) |
| Ⅰ | 13.165 | 5055.36 | 1.5 | 94.788 |
| Ⅱ | 5.235 | 2379.132 | 1.202 | 35.746 |

根据公式(5-7)计算单位宽度上的总地震水压力：

（5-7）

式中：*P*0为地震动水压力，kN；

*H*为坝前水深，m。

## 5.2荷载组合

本设计荷载组合如表所示，荷载计算值如表5-4所示。

表5-3 荷载组合表

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 荷载组合 | 计算工况 | 自重 | 静水压力 | 浪压力 | 扬压力 | 泥沙压力 | 冰压力 | 泥沙压力 | 地震惯性力 | 地震动水压力 |
| 基本  组合 | 正常蓄水位 | √ | √ | √ | √ | ― | ― | ― | ― | ― |
| 设计洪水位 | √ | √ | √ | √ | ― | ― | ― | ― | ― |
| 特殊  组合 | 校核洪水位 | √ | √ | √ | √ | ― | ― | ― | ― | ― |
| 地震 | √ | √ | √ | √ | ― | ― | ― | √ | √ |

表5-4 荷载计算值表

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 荷载效应 |  |  | 正常蓄水位 | 设计洪水位 | 校核洪水位 | 地震 |
| 自重 | *W* | kN | 7434.492 | 7434.492 | 7434.492 | 7434.492 |
| 静水压力 | *P*h1 | kN | 3065.625 | 3331.101 | 3374.700 | 3065.625 |
| *P*h2 | kN | 39.007 | 130.093 | 146.762 | 39.007 |
| *P*v1 | kN | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
|  | *P*v2 | kN | 31.205 | 104.074 | 117.410 | 31.205 |
| 扬压力 | *U*1 | kN | 569.883 | 1040.743 | 1105.410 | 569.883 |
| *U*2 | kN | 108.793 | 102.564 | 101.828 | 108.793 |
| *U*3 | kN | 163.189 | 153.845 | 152.742 | 163.189 |
| *U*4 | kN | 505.887 | 476.921 | 473.499 | 505.887 |
| 浪压力 | *P*l | kN | 3.545 | 3.545 | 1.009 | 3.545 |
| 地震惯性力 | *F*i | kN | ― | ― | ― | 130.534 |
| 地震动水压力 | *P*0 | kN | ― | ― | ― | 49.82 |

将各种情况的荷载计算汇总于表5-5、5-6、5-7和5-8。

表5-5 正常蓄水位荷载计算值表

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 荷载效应 |  | 方向 | 计算值 |
| 自重 | *W* | ↓ | 7434.492 |
| 静水压力 | *P*h1 | → | 3065.625 |
| *P*h2 | ← | 39.007 |
| *P*v1 | ↓ | 0.000 |
| *P*v2 | ↓ | 31.205 |
| 扬压力 | *U*1 | ↑ | 569.883 |
| *U*2 | ↑ | 108.793 |
| *U*3 | ↑ | 163.189 |
| *U*4 | ↑ | 505.887 |
| 浪压力 | *P*l | → | 3.545 |
| 地震惯性力 | *F*i | → | ― |
| 地震动水压力 | *P*0 | → | ― |

表5-6 设计洪水位荷载计算值表

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 荷载效应 |  | 方向 | 计算值 |
| 自重 | *W* | ↓ | 7434.492 |
| 静水压力 | *P*h1 | → | 3331.101 |
| *P*h2 | ← | 130.093 |
| *P*v1 | ↓ | 0.000 |
|  | *P*v2 | ↓ | 104.074 |
| 扬压力 | *U*1 | ↑ | 1040.743 |
|  | *U*2 | ↑ | 102.564 |
|  | *U*3 | ↑ | 153.845 |
| *U*4 | ↑ | 476.921 |
| 浪压力 | *P*l | → | 3.545 |
| 地震惯性力 | *F*i | → | ― |
| 地震动水压力 | *P*0 | → | ― |

表5-7 校核洪水位荷载计算值表

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 荷载效应 |  | 方向 | 计算值 |
| 自重 | *W* | ↓ | 7434.492 |
| 静水压力 | *P*h1 | → | 3374.700 |
| *P*h2 | ← | 146.762 |
| *P*v1 | ↓ | 0.000 |
| *P*v2 | ↓ | 117.410 |
| 扬压力 | *U*1 | ↑ | 1105.410 |
|  | *U*2 | ↑ | 101.828 |
| *U*3 | ↑ | 152.742 |

续表5-7 校核洪水位荷载计算值表

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 荷载效应 |  | 方向 | 计算值 |
|  | *U*4 | ↑ | 473.499 |
| 浪压力 | *P*l | → | 1.009 |
| 地震惯性力 | *F*i | → | ― |
| 地震动水压力 | *P*0 | → | ― |

表5-8 地震时荷载计算值表

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 荷载效应 |  | 方向 | 计算值 |
| 自重 | *W* | ↓ | 7434.492 |
| 静水压力 | *P*h1 | → | 3065.625 |
| *P*h2 | ← | 39.007 |
| *P*v1 | ↓ | 0.000 |
| *P*v2 | ↓ | 31.205 |
| 扬压力 | *U*1 | ↑ | 569.883 |
| *U*2 | ↑ | 108.793 |
| *U*3 | ↑ | 163.189 |
|  | *U*4 | ↑ | 505.887 |
| 浪压力 | *P*l | → | 3.545 |
| 地震惯性力 | *F*i | → | 130.534 |
| 地震动水压力 | *P*0 | → | 49.82 |

（1）正常蓄水位时

计算总铅直力：

计算总水平力：

计算总扬压力：

（2）设计洪水位时

计算总铅直力：

计算总水平力：

计算总扬压力：

（3）校核洪水位时

计算总铅直力：

计算总水平力：

计算总扬压力：

（4）地震时

计算总水平力：

## 5.3坝基面抗滑稳分析

坝体抗滑稳定计算采用单一安全系数法，主要是为了核算坝面的稳定条件。本设计采用抗剪断强度公式（）进行验算。

（5-8）

式中：为接触面以上总铅直力，；

为接触面以上总水平力，；

为作用在接触面以上的扬压力，；

为坝体与坝基连结面的面积，2，取单宽计算2；

’为抗剪断凝结力，，在之间，本设计取；

为抗剪断摩擦系数，在之间，本设计取；

s’为抗滑稳定安全系数，基本荷载组合时为；特殊组合时为；特殊荷载时为[13]。

（1）基本组合

计算正常蓄水位抗滑稳定安全系数：

s’，满足《混凝土重力坝设计规范》（）的设计要求；

计算设计洪水位抗滑稳定安全系数：

s’，满足《混凝土重力坝设计规范》（）的设计要求；

（2）特殊组合

计算校核洪水位抗滑稳定安全系数：

s’，满足《混凝土重力坝设计规范》（）的设计要求；

（3）特殊荷载

计算地震时抗滑稳定安全系数：

s’，满足《混凝土重力坝设计规范》（）的设计要求。

所有情况下坝体抗滑稳定系数均满足设计要求，故坝体设计合理。

## 5.4坝基面应力计算

应力分析应取坝体处于最不利工况时的状态进行，故只考虑在校核和特殊两种情况下的应力计算即可。以坝踵为坐标原点，水平向右为正方向，竖直向下为正方向，弯矩以绕形心逆时针为正，各荷载力臂计算方法如表。

表5-9 各荷载力臂计算方法

|  |  |
| --- | --- |
| 相应荷载 | 力臂计算公式 |
| *W*1 | （*B*坝底/2）-（*B*坝顶/2） |
| *W*2 | （*B*坝底/2）-（（*B*坝底-*B*坝顶）/3+*B*坝顶） |
| *P*h1 | *H*上游水深/3 |
| *P*h2 | *H*下游水深/3 |
| *P*v1 | ― |

续表5-9 各荷载力臂计算方法

|  |  |
| --- | --- |
| 相应荷载 | 力臂计算公式 |
| *P*v2 | （*B*坝底/2）-（*H*下游水深*m*）/3 |
| *U*1 | （*B*坝底/2）-（*B*坝底/2） |
| *U*2 | （*B*坝底/2）-（*B*1/2） |
| *U*3 | （*B*坝底/2）-（2/3 *B*1） |
| *U*4 | （*B*坝底/2）-（（*B*2/3）+*B*1） |
| *P*l | *H*上游水深+（*H*浪高/3） |

计算得校核洪水位与地震时各荷载所形成的力矩，如表、所示。

表5-10 校核洪水位时各荷载力矩计算表

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 荷载效应 | | 方向 | 计算值(kN) | 力臂(m) | 力矩(kNm) |
| 自重 | *W*1 | ↓ | 5055.36 | 6.300 | 31848.768 |
| *W*2 | ↓ | 2379.132 | -1.900 | -4520.351 |
| 静水压力 | *P*h1 | → | 3374.7 | -8.743 | -29506.127 |
| *P*h2 | ← | 146.762 | 1.823 | 267.596 |
|  | *P*v1 | ↓ | 0 | 0.000 | 0.000 |
| *P*v2 | ↓ | 117.41 | -8.841 | -1038.061 |
| 扬压力 | *U*1 | ↑ | 1105.41 | 0.000 | 0.000 |
|  | *U*2 | ↑ | 101.828 | -9.300 | -947.000 |
| *U*3 | ↑ | 152.742 | -8.967 | -1369.587 |
| *U*4 | ↑ | 473.499 | -2.100 | -994.348 |
| 浪压力 | *P*l | → | 1.009 | -26.273 | -26.510 |

表5-11 地震时各荷载力矩计算表

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 荷载效应 | | 方向 | 计算值(kN) | 力臂(m) | 力矩(kNm) |
| 自重 | *W*1 | ↓ | 5055.36 | 6.300 | 33483.840 |
| *W*2 | ↓ | 2379.132 | -1.900 | -4643.210 |
| 静水压力 | *P*h1 | → | 3065.625 | -8.333 | -25546.875 |
| *P*h2 | ← | 39.007 | 0.940 | 36.667 |
| *P*v1 | ↓ | 0 | 0.000 | 0.000 |
| *P*v2 | ↓ | 31.205 | -9.548 | -304.186 |
| 扬压力 | *U*1 | ↑ | 569.883 | 0.000 | 0.000 |
| *U*2 | ↑ | 108.793 | -9.300 | -1033.534 |
|  | *U*3 | ↑ | 163.189 | -8.967 | -1495.899 |
| *U*4 | ↑ | 505.887 | -2.100 | -1119.660 |
| 浪压力 | *P*l | → | 3.545 | -25.090 | -88.944 |
| 地震惯性力 | *F*i | → | 130.534 |  | -1435.01433 |
| 地震动水压力 | *P*0 | → | 49.82 | -11.5 | -572.930 |

假定按直线分布，可按偏心受压公式(5-9)、(5-10)计算上下游边缘应力：

（5-9）

（5-10）

式中：yu、yd为上下游垂直正应力，；

为作用于计算截面的全部荷载的铅直分力总和，；

为作用于计算截面的全部荷载对截面形心轴的力矩，；

为计算截面的长度，。

由公式(5-11)、(5-12)计算剪应力：

（5-11）

（5-12）

式中：u、d为上下游剪应力，；

u、d为上下游面水压力强度，；

uu、ud为上下游边缘扬压力，。

由公式(5-13)、(5-14)计算水平正应力：

（5-13）

（5-14）

式中：xu、xd为上下游边缘的水平正应力，。

由公式(5-15)、(5-16)计算上下游边缘主应力：

（5-15）

（5-16）

式中：1u、1d为上下游边缘主应力，。

坝基面：

上游端水平面不应出现拉应力，即yu；下游端最大铅直正应力不应超过坝基容许压应力值，本设计坝基拟采用混凝土进行浇筑，根据《混凝土重力坝设计规范》（）可得知，在特殊组合下yd。

坝体：

上游端坝体最小主应力应不为负值，即min；下游端坝体最大主应力应小于混凝土允许压应力，本设计坝体拟采用混凝土进行浇筑，根据《混凝土重力坝设计规范》（）可得知，特殊组合下max。

（1）校核工况时：

计算上下游面垂直正应力：

计算上下游边缘主应力：

计算上下游坝面剪应力：

计算上下游坝面水平正应力：

由以上计算结果可得：

综上在校核工况下应力分析合理，且满足设计规范要求。

（2）特殊工况时：

计算上下游面垂直正应力：

计算上下游边缘主应力：

计算上下游坝面剪应力：

计算上下游坝面水平正应力：

由以上计算结果可得：

综上在特殊工况下应力分析合理，且满足设计规范要求。

# 6溢流坝段设计

## 6.1溢流坝段长度

本工程溢流坝段位于河床中部，溢流堰堰型为开敞式WES型实用堰。溢流堰净宽，设置5个溢流表孔，单孔宽度，单个闸墩宽，两侧边墩宽，溢流坝总长，溢流坝表孔均不设闸门，堰顶高程与防洪限制水位齐平。

## 6.2溢流坝段剖面设计

### 6.2.1顶部曲线段

堰顶下游堰面采用三圆弧形式的幂曲线，基本形成见图6-1。

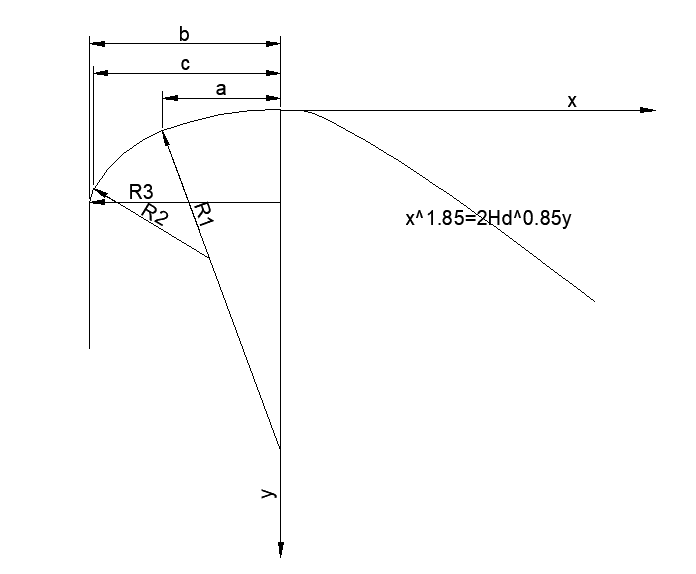


图6-1 堰顶曲线示意图

幂曲线可按公式(6-1)计算。

（6-1）

式中：d为堰面曲线定型设计水头，，为堰顶最大作用水头dmax的；

，为以溢流堰顶点为坐标原点的坐标，以下游为正，以向下为正；

为与上游堰坡有关的指数；

根据1/d选取。

由于堰顶高程为1225 m，校核洪水位为1226.23 m，则

Hd取Hdmax的95%，所以

上游相对堰高*P*1=25 m，故*P*1/*H*d≥1.33，满足产生水柱负压的要求，且上游坝坡面坡度为0，选用Δy/Δx=3.0。综上在《混凝土重力坝设计规范》（SL9-2018）中可查得相关参数如表6-1所示。

表6-1 堰面曲线参数

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 参数形式 | k | n | R1(m) | a(m) | R2(m) | b(m) | R3(m) | c(m) |
| 公式 | 2 | 1.85 | 0.5Hd | 0.175Hd | 0.2Hd | 0.282Hd | 0.04Hd | 0.276Hd |
| 取值 | 2 | 1.85 | 0.584 | 0.204 | 0.234 | 0.33 | 0.047 | 0.323 |

将以上参数带入公式(6-1)可得，故WES曲线坐标如表6-2所示。

表6-2 WES曲线坐标

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| x | y | x | y |
| 0 | 0 | 7.5 | 18.20402 |
| 0.5 | 0.12145 | 8 | 20.51258 |
| 1 | 0.437828 | 8.5 | 22.94716 |
| 1.5 | 0.926985 | 9 | 25.5066 |
| 2 | 1.578372 | 9.5 | 28.18984 |
| 2.5 | 2.385025 | 10 | 30.99587 |
| 3 | 3.341783 | 10.5 | 33.92377 |
| 3.5 | 4.44457 | 11 | 36.97263 |
| 4 | 5.690034 | 11.5 | 40.14162 |
| 4.5 | 7.075336 | 12 | 43.42994 |
| 5 | 8.598019 | 12.5 | 46.83682 |
| 5.5 | 10.25593 | 13 | 50.36155 |
| 6 | 12.04713 | 13.5 | 54.00343 |
| 6.5 | 13.96991 | 14 | 57.76181 |
| 7 | 16.02268 | 14.5 | 61.63604 |

堰顶曲线如图6-2所示。

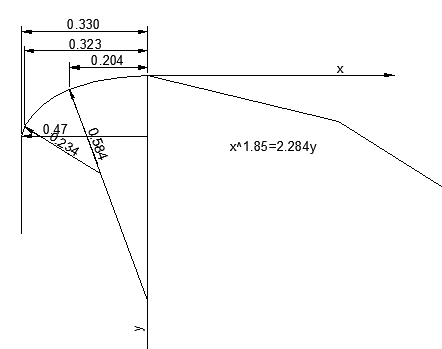


图6-2堰顶曲线

### 6.2.2中部直线段

溢流坝段剖面的堰顶曲线应与中部直线段相切，中部直线段应与下部反弧段相切，坡率与非溢流坝段的坡率相等。对曲线进行求导，下游坡率。

y’=1/0.8=1.25时，x=1.66，y=1.12，所以曲线在（1.66，1.12）处与直线相切。

### 6.2.3下部反弧段

本设计拟采用挑流消能。根据《水工设计手册》可知，挑流鼻坎高程应高出下游最高水位。

由公式(6-2)计算坎顶高程：

（6-2）

式中：为崁顶高程，m。

本设计选取1206.5 m为坎顶高程，挑角θ一般在20°~25°间，本设计选取为20°。

由公式(6-3)、(6-4)、(6-5)、(6-6)可计算鼻坎断面流速：

（6-3）

（6-4）

（6-5）

（6-6）

式中：1为上游校核洪水条件下，上游水位到下游鼻坎顶点的高差，；

1为鼻坎断面水深，；

为校核洪水时下泄流量，3；

为流量系数。

利用迭代法计算反弧段高程，反弧段计算结果如表6-3所示。

表6-3 反弧段计算结果表

|  |  |
| --- | --- |
| hi | hi+1 |
| 0 | 0.182214 |
| 0.182214 | 0.185488 |
| 0.185488 | 0.185503 |
| 0.185503 | 0.185504 |
| 0.185504 | 0.185504 |
| 0.185504 | 0.185504 |
| 0.185504 | 0.185504 |
| 0.185504 | 0.185504 |

由表6-3可知，*h*=*h*1=0.1855 m。

根据公式(6-7)可计算得反弧最低点的弗劳德系数。

（6-7）

式中：r为弗劳德系数；

*v*为鼻坎断面流速。

根据《混凝土重力坝设计规范》（），挑流消能可由公式()计算反弧段半径。

（6-8）

式中：*R*为反弧段半径，m。

溢流堰设计如图6-3。

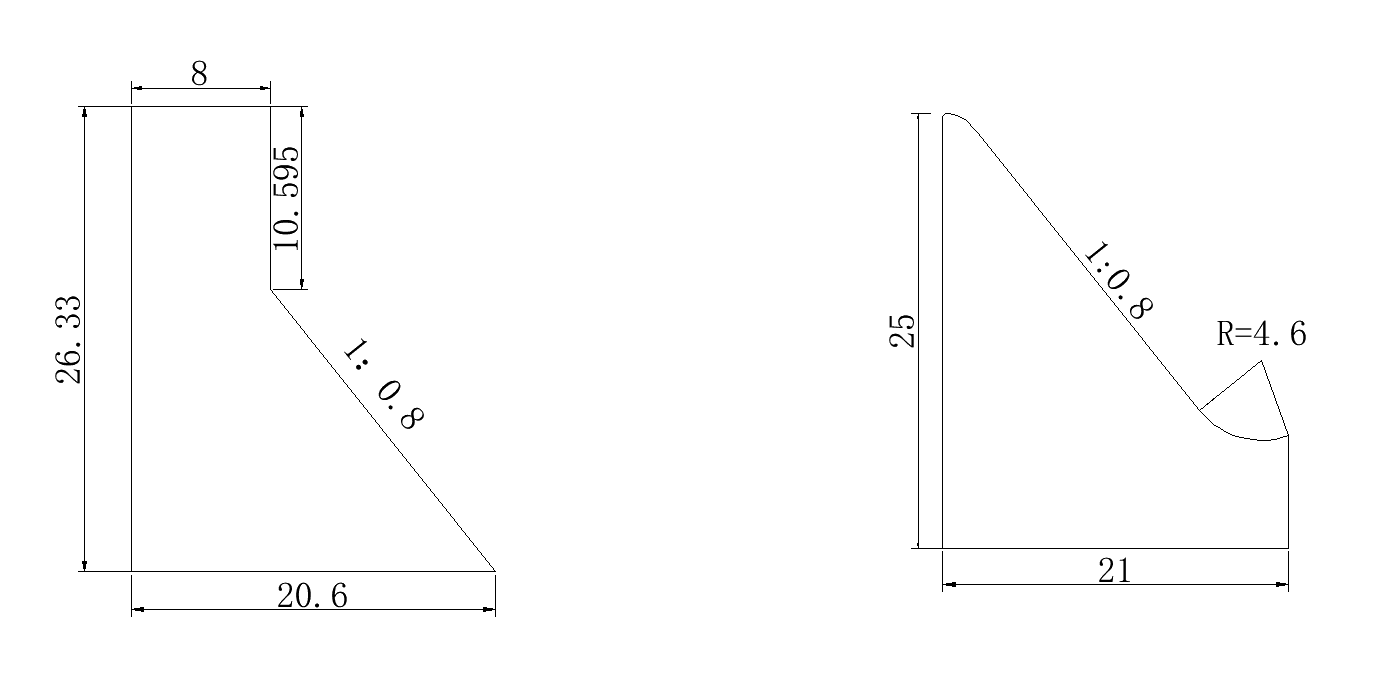


图6-3 溢流堰剖面图（单位：m）

## 6.3消能防冲设计

考虑工程量、投资、结构、检修等多方面因素，本设计拟采用挑流消能。

### 6.3.1挑流鼻坎设计

挑流鼻坎常用形式主要有连续式和差动式，连续式结构简单，易于施工，射程远，水流平顺，很少产生空蚀，水流雾化较轻[14]。本设计采用连续式挑流鼻坎。

经计算鼻坎高程为，反弧半径，取°

### 6.3.2水舌挑距估算

根据《溢洪道设计规范》（），水舌挑距可按照公式()计算。

（6-9）

式中：1为坎顶水面流速，。

根据公式()、()可计算坎顶垂直方向水深和坎顶至河床高差。

（6-10）

（6-11）

式中：1为坎顶垂直方向水深，；

2为坎顶至河床的高差，。

根据公式(6-12)可计算水舌挑距。

（6-12）

### 6.3.3最大冲坑水垫厚度计算

根据《溢洪道设计规范》（），下游最大冲坑水垫厚度可按公式(6-13)计算。

（6-13）

式中：为下游最大冲坑水垫厚度，；

为冲坑系数，取；

为单宽流量，即，3；

为上下游水位差，。

根据公式(6-14)可计算最大冲坑深度。

（6-14）

式中：*H*t为下游水深，m。

可计算，冲坑上游侧距挑坎末端距离大于倍冲坑深度，设计的挑流消能满足设计要求。

## 6.4溢流坝面水面线计算

由《水工设计手册》可根据公式(6-15)计算自然掺气点发生位。

（6-15）

式中：、为经验参数，、分别取、。

所以可知自然掺气开始发生点发位置据起点。

根据《水工设计手册》中的曲线，可查得溢流堰曲线长度c，在溢流堰曲线切点（，）时，曲线段总长度即为所求的溢流堰曲线段长度，当xt=1.66，*H*d=1.12时，，可查得。

由于*L*c＜*L*k,本设计中溢流坝段不发生自然掺气。

由于d， /d，根据《水工设计手册》沿闸墩水面线坐标表，使用内插法计算水面线，计算过程如表6-4所示。

表6-4 水面线坐标值

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| H/Hd | 0.5 | 1 | 1.33 | 1.098 | Hd=1.12 | |
| X/Hd | Y/Hd | | | | X/m | Y/m |
| -1 | -0.495 | -0.95 | -1.235 | -1.03464 | -1.12 | -1.15879 |
| -0.8 | -0.492 | -0.94 | -1.221 | -1.02345 | -0.896 | -1.14626 |
| -0.6 | -0.49 | -0.929 | -1.209 | -1.01215 | -0.672 | -1.13361 |
| -0.4 | -0.482 | -0.93 | -1.218 | -1.01553 | -0.448 | -1.13739 |
| -0.2 | -0.44 | -0.925 | -1.244 | -1.01973 | -0.224 | -1.1421 |
| 0 | -0.383 | -0.779 | -1.103 | -0.87522 | 0 | -0.98024 |
| 0.2 | -0.265 | -0.651 | -0.95 | -0.73979 | 0.224 | -0.82857 |
| 0.4 | -0.185 | -0.545 | -0.821 | -0.62696 | 0.448 | -0.7022 |
| 0.6 | -0.076 | -0.425 | -0.689 | -0.5034 | 0.672 | -0.56381 |
| 0.8 | 0.06 | -0.285 | -0.549 | -0.3634 | 0.896 | -0.40701 |
| 1 | 0.24 | -0.121 | -0.389 | -0.20059 | 1.12 | -0.22466 |
| 1.2 | 0.445 | 0.067 | -0.215 | -0.01675 | 1.344 | -0.01875 |
| 1.4 | 0.675 | 0.286 | -0.011 | 0.1978 | 1.568 | 0.221536 |
| 1.6 | 0.925 | 0.521 | 0.208 | 0.428048 | 1.792 | 0.479414 |

假设水舌厚度*t*=0.22 m，则水舌截面中点至上游水面高差为：

根据公式(6-16)计算截面平均流速：

（6-16）

其中*φ*与系数*k*有关，由单宽流量可计算系数*k*：

当时，；

当时，。

故。

计算水舌厚度：

经计算 =2，故水舌厚度为。

计算最大下泄流量时计入波动和掺气后的水深a。

式中：为未计入波动和掺气的水深，等于计算所得水舌高度，；

a为计入波动和掺气的水深，；

为修正系数，取。

根据《溢洪道设计规范》（），堰顶曲线处的边墙高度应高出水面线，本设计取，即边墙高度设置为。

# 7细部构造

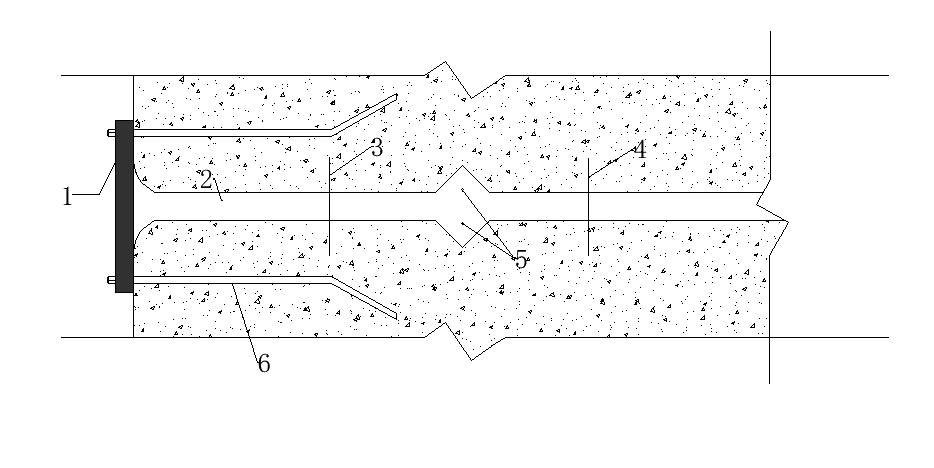
坝顶高程为，轴线长度为，其中非溢流坝，溢流坝。

## 7.1横缝

横缝应平行于坝轴线的法线，可以减小坝的轴向温度应力，将坝体分为若干个独立的段，可以适应地基的不均匀变形。若出现季节性温度变化引起的膨胀和收缩以及地基不均匀沉降引起的裂缝，横缝都可以有效的将其防止。

本设计共设置道横缝，个坝段，分别为左岸号非溢流坝段，中间号溢流坝段，右岸号非溢流坝段。其中1、13号坝段长，2、3、4、10、11、12号坝段长，5、9号坝段长，6、7、8号坝段长。

在横缝内布置一道距离上游处的紫铜止水片，并在第一道止水片处布置第二道橡胶止水带，横缝外部盖置一道预埋螺栓固定的橡胶止水板。为了进一步提高止水性能，在两道止水片之间浇筑沥青。两道止水片均埋入基岩。横缝止水示意图如图7-1所示



1-橡胶止水面板；2-横缝填充物；3-紫铜止水片；4-橡胶止水片；5-加热电极；6-预埋螺栓

图7-1 横缝构造示意图

## 7.2防渗与排水系统

将一排垂直的排水管安装在坝体上游防渗层后，用来消除坝体的渗漏和降低坝体中的渗流压力。本设计采用直径为的预制无砂混凝土管，管间间距为。

## 7.3廊道系统

为满足灌浆、排水、观测、检查和交通等要求，需要在霸体内部设计多种用途不同的廊道，这些廊道相互连通构成廊道系统。

灌浆廊道底部高程设置在，且设置为城门洞形式，宽，高。灌浆廊道结果图如图7-2所示。



图7-2 灌浆廊道结构图（单位：m）

在据坝面高度处设置排水廊道，左右岸坡廊道出口高程为，最底层排水廊道与灌浆廊道合用，廊道断面呈城门洞形，宽，高。排水廊道结果图如图7-3所示。



图7-3 排水廊道结构图（单位：m）

## 7.4坝顶构造

坝顶上游布置有防浪墙，为钢筋混凝土结构，防浪墙高，厚。下游侧布置护栏，高，厚。坝顶布置混凝土公路且向两侧倾斜，坡率取，在公路两侧布置排水管。在上游侧布置宽高的人行道，下游侧布置宽的双向车道。坝顶布置图如图7-4所示。

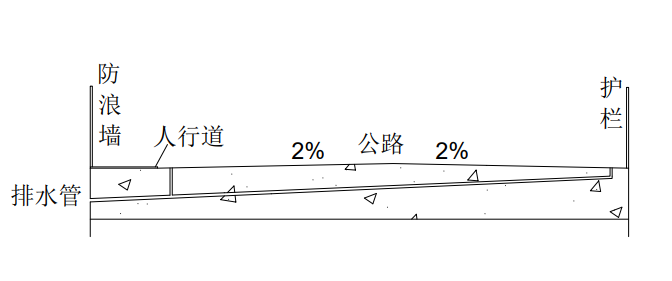


图7-4 坝顶布置图

## 7.5坝体材料分区

坝体各部位在不同的工作条件下，受力情况不同，对混凝土强度、抗渗、抵抗侵蚀、抗裂和低热等性能条件也不相同，需要将坝体分为若干区域，各分区材料性能要求如表7-1所示。

表7-1 非溢流坝段混凝土分块要求表

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 分区 | Ⅰ | Ⅱ | Ⅲ | Ⅳ | Ⅴ |
| 性能要求 | 强度 | 强度 | 强度 | 强度 | 强度 |
| 低热 | 低热 | 低热 | 低热 | 抗冲刷 |
|  | 抗渗 | 抗渗 | 抗侵蚀 | 耐磨 |
|  | 抗侵蚀 |  | 抗冲刷 |  |

# 8地基处理

## 8.1地基开挖及处理

本设计坝高，可以建立在弱风化的中部至上部基岩上，故需要对坝基进行处理，对岩层进行工程措施处理，使其满足抗滑稳定及承载力要求[15]。由于坝址处地层岩性主要为变质玄武岩夹板状硅质岩及似斑状黑云母花岗岩和石英闪长岩等组成，为弱风化岩层，故向下开挖2 m。

坝基开挖采用梯段爆破和预裂爆破，在开挖至坝基面处时，为保护坝基面的完整，应使用小药量爆破。

## 8.2帷幕灌浆与固结灌浆

为提高基岩的整体性和强度和降低地基的透水性，应在应力较大的上下游部位和产生局部裂隙的部位进行固结灌浆处理。为保证坝基稳定，应清除岩石软弱面夹泥岩屑，炭质层回填混凝土并进行固结灌浆，后井柱加固阻滑。

帷幕灌浆可降低坝基渗流压力，防止坝基内产生管涌，减少坝基渗流量。防渗帷幕靠近上游面坝轴线附近设置一排，孔距一般为，本设计选取，帷幕厚度为倍孔距，取，钻孔方向铅直，往两岸延伸至正常蓄水位与两岸相对隔水层相交处。

## 8.3坝基排水

在防渗帷幕后设置排水孔幕可进一步降低坝底扬压力。其与防渗帷幕下游面的距离不宜小于。排水孔幕向下游倾斜与帷幕成°夹角，排水孔距，孔径。

# 9结论

将本设计计算所得相关数据与参考规范进行对比，所有数据均符合相关规范所述要求，证明设计结果合理，设计过程符合标准。

相关规范包括：《水利水电工程等级划分及洪水标准》（）；《水利水电工程设计洪水计算规范》（）；《混凝土重力坝设计规范》（）；《水工建筑物荷载设计规范》（）；《水工混凝土结构设计规范》（）；《水电工程水工建筑物抗震设计规范》（）；《混凝土坝安全监测技术规范》（）。

设计坝体在满足相关规范的前提下，能达到预期的蓄水、供水、发电等功能，在设计年限内能正常平稳运行。

# 参考文献

[1] 王婷. 混凝土重力坝的可靠性分析[D]. 阜新. 辽宁工程技术大学, 2006.

[2] 冯庆刚. 砌石砼重力坝工程设计方案分析研究[D]. 济南. 山东大学, 2017.

[3] 董建. 混凝土重力坝设计计算及稳定性分析[D]. 郑州. 郑州大学, 2019.

[4] 中华人民共和国水利部. 水利水电工程等级划分及洪水标准SL 252-2017[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2017.

[5] 盐源县地方志编篡委员会. 盐源县志[M]. 成都. 四川民族出版社, 2000.

[6] 马联敏, 边庆国, 杨振, 等. 四川省盐源县旅游气候资源分析[J]. 高原山地气象研究, 2013, 33(3): 87-91.

[7] Yasuda N, Cao Z. Characteristics of seismic motions at a concrete gravity dam site and suggestions for setting the engineering bedrock[J]. Earthquake Spectra, 2021, 37(4): 2596-2621.

[8] 中华人民共和国水利部. 水利水电工程设计洪水计算规范SL 44-2006[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2006.

[9] 顾圣平，田富强，徐得潜. 水资源规划及利用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2016.

[10] 中华人民共和国水利部. 混凝土重力坝设计规范SL 319-2018 [S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2018.

[11] 水利部水利水电规划设计总院. 水工设计手册:第五卷混凝土坝[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2014.

[12] 卢显科. 混凝土重力坝抗剪与抗剪断两种抗滑稳定计算方法安全性研究[J]. 低碳世界, 2020, 10(11): 112-113.

[13] 中华人民共和国水利部. 水工建筑物荷载设计规范SL 744-2016[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2016.

[14] 中华人民共和国水利部. 溢洪道设计规范SL 253-2018[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2018.

[15] Liang H, Guo S, Tian Y, et al. Probabilistic Seismic Analysis of the Deep Sliding Stability of a Concrete Gravity Dam-Foundation System[J]. Advances in Civil Engineering, 2020: 1-10.

# 致谢

四年的时光如白驹过隙，与父母跨越三千公里来到川农的场景还历历在目，感谢这四年里的一切，让我变成了如今的我。

感谢水利水电学院的所有老师们，感谢老师们的传道授业。尤其是要感谢我的指导老师，梁心蓝老师。从开题到毕设，梁老师在格式与内容上都细心的指出修改了我的错误，耐心的指导着我。在此希望各位老师们身体健康、工作顺利。

感谢父母家人对我二十多年的养育。感谢父母对我的栽培，支持我的每一个决定，为我营造了一个轻松愉悦的家庭环境，让我拥有一颗积极乐观的心。愿你们在此后的日子里平平安安、快快乐乐。

感谢我从小到大的朋友们。沈俊希（虽然我还是更熟悉沈洪博这个名字）、杨译然、王全通、赵越、赵雪莹、李静、胡春阳、蒋子涵、李康鸿、李子且、邹滨羽、王梦曦。海内存知己，天涯若比邻。纵然我们将天各一方，但这份友谊会将我们牢牢地绑在一起。希望大家在自己的道路上各自绽放，也希望通哥早日战胜病魔。

最后在这里感谢一下我自己，感谢自己不论怎样都能怀有一颗真诚善良的心。

纵使困顿难行，亦当砥砺奋进。

# 附录

本附录为图纸，包括平面布置图、上游立视图、下游立视图、非溢流坝段剖面图、溢流坝段剖面图和细部构造。