

四川农业大学

本科毕业论文（设计）

（2022 届）

题 目： 河西坝拦河闸设计

学 院： 水利水电学院

专 业： 水利水电工程

学生姓名： 温松诚 学号： 201802973

导 师： 漆力健 职称： 教授

完成日期： 年 月 日

目录

摘要	I
Abstract	I
1 前言	1
1.1 水闸建设的历史	1
1.2 我国水闸研究现状	1
1.3 工程基本资料	1
1.3.1 工程概况	1
1.3.2 气象地理资料	1
1.3.3 水文地质资料	2
1.3.4 地震状况	3
2 水文计算与调洪	4
2.1 水文计算	4
2.1.1 洪水推求	4
2.2 调洪演算	8
2.2.1 特性曲线推求	8
2.2.2 调洪计算	9
3 水力计算	14
3.1 水闸布置	14
3.2 水闸闸孔尺寸计算	14
3.2.1 确定底板高程	14
3.2.2 确定闸孔尺寸	14
3.3 消能防冲设计	18
3.3.1 过闸水流流态分析	18
3.3.2 消能防冲方式选择	18
3.3.3 消能防冲设施设计	19
4 防参与排水设计	26
4.1 防渗设计	26

4.2 地下轮廓线设计	26
4.2.1 轮廓线布置	26
4.3 闸基渗流计算	29
4.3.1 渗透压力计算	29
4.4 排水设施布置	32
5 闸室设计	33
5.1 底板和闸墩布置	33
5.1.1 水闸底板设计	33
5.1.2 水闸闸墩设计	33
5.2 闸门和启闭机布置	35
5.2.1 水闸闸门设计	35
5.2.2 水闸闸门启闭机设计	35
5.3 闸室上部结构布置	37
5.4 闸室分缝与止水处理	38
6 闸室稳定计算	39
6.1 不同设计情况	39
6.1.1 不同设计情况的荷载组合	39
6.2 竣工后无水期间闸室稳定计算	40
6.2.1 水闸荷载作用	40
6.2.2 基底应力计算	42
6.2.3 抗滑稳定计算	44
6.3 正常挡水期间闸室稳定计算	44
6.3.1 水闸荷载作用	44
6.3.2 基底应力计算	50
6.3.3 抗滑稳定计算	51
6.3.4 抗浮稳定计算	52
6.4 地震情况闸室稳定计算	52
6.4.1 水闸荷载作用	52
6.4.2 基底应力计算	54
6.4.3 抗滑稳定计算	54

6.4.4 抗浮稳定计算	54
7 水闸底板结构计算	55
7.1 底板结构计算方法选用	55
7.2 底板应力计算	55
7.3 底板配筋计算	65
8 连接段建筑物	67
8.1 上游连接段建筑物	67
8.2 下游连接段建筑物	67
9 结论	68
参考文献	69
致谢	71
附录	72

河西坝拦河闸设计

水利水电工程专业 温松诚

导师：漆力健

摘要：河西坝拦河闸位于大渡河支流的青衣江中上游河段，水闸的主要工程作用是抬高上游水位为附近城镇和农业灌溉供水兼顾削减洪峰，工程规模初步拟定为大（2）型。设计的主要内容有：根据水文资料推求洪峰、洪量和洪水过程线，综合实际条件确定了水闸级别和洪水标准，对水闸的消能、防冲和排水设施进行了设计布置。对水闸的闸室段进行结构设计和计算，计算各部分应力和各项反映水闸安全稳定性能的安全参数，最后进行底板配筋计算。通过计算确定设计水位高程为 641.8m、校核水位高程为 642.9m，闸室段各部分结构尺寸：底板高程 634m、底板长度 18m、拦河闸总宽度 103m、闸孔总净宽 90m、闸墩高程 645m、闸墩长度也为 18m，各项参数计算结果都满足水闸相关设计规范要求。

关键词：拦河闸；山区河谷；水力计算；闸基应力计算

Design of Hexiba Sluice

Water Conservancy and Hydropower Engineering Wen Songcheng

Supervisor: Qi Lijian

Abstract: Hexiba sluice is located in the Dadu River tributaries of the Qingyi River upstream section and the main engineering role of the sluice is used for flood season flood control, dry season to raise the upstream water level for nearby towns and agricultural irrigation water supply. The project scale is preliminarily determined as large (2). The main contents of the design include: calculate the flood peak, flood volume and flood process line according to the Hydrological data, determine the floodgate level and flood standard according to the actual conditions, and calculate and arrange the energy dissipation, flood prevention and drainage facilities of the floodgate. The detailed structural design and calculation of the sluice chamber section, the calculation of the stress of each part and the safety parameters of the safety and stability of the performance of the reaction sluice, and finally the bottom reinforcement calculation. The water level of the river is 641.8m in the case of design and 642.9m in the case of checking. The structural dimensions of each part of the chamber section of Hexiba sluice: the

height of the bottom plate is 634m, the length of the bottom plate is 18m, the total width of the floodgate is 103m, the total net width of the gate hole is 90m, the elevation of the gate pier is 645m, and the length of the gate pier is also 18m. The calculation results of each parameter meet the requirements of the relevant design specifications of the sluice.

Key words: River sluice; Mountain valley; Hydraulic calculation; Calculation of brake base stress

1 前言

1.1 水闸建设的历史

水闸是我国进行水资源开发利用工程中一类非常重要的水工建筑物，能进行低水头的挡水，同时还兼具泄水功能，是水利开发过程中比较常见的一类水工建筑物。我国修建水闸的历史可追溯到公元前六世纪的春秋时代^[1]，据历史文献的粗略描述，那时建造的水闸就已具有多孔进水与供水功能。

1.2 我国水闸研究现状

新中国成立后，我国开始了大规模的水利开发建设，其中建设现代化的水闸工程也在如火如荼地进行中，截至 2012 年，我国已修建的水闸中，过闸流量大于及等于 $5\text{m}^3/\text{s}$ 的水闸就有 9.7 万座，其中包括大型水闸 900 座，中型水闸 6000 多座，已修建的水闸数量位居世界第一^[2]。大量的工程实践，为我国水闸工程的修建积累了成熟的建造经验，水闸在我国防洪、排涝、航运、与灌溉供水等水利事业方面发挥了十分重要的作用。

1.3 工程基本资料

1.3.1 工程概况

河西坝拦河闸地处青衣江干流中上游，闸址位于四川省雅安市芦山县与天全县交界地带的河西坝，距芦山县城直线距离约 9km，距雅安市雨城区直线距离约 16km，工程的主要作用是在枯水期在满足下泻流量要求的前提下拦蓄部分水量，尽可能满足上游城镇工业、居民生活用水量和农田灌溉的灌溉需水量，在洪水期削峰拦洪控制下泄流量，保证下游安全。综合考虑拦河闸的库容、可满足的灌溉面积、过闸流量以及工程失事可能造成的影响，确定河西坝拦河闸工程的工程规模和等别为Ⅱ等大（2）型，根据工程的规模和等别参考水工建筑物级别拟定的有关规范，确定水闸主要建筑物为 1 级水工建筑物、次要建筑物则为 3 级。

1.3.2 气象地理资料

河西坝拦河闸工程所在地主要受亚热带季风气候带影响，且该区域多山地分布，闸址位于相对较为平缓的河谷地带，该区域气候具有山地气候和亚热带季风气候的双重特点，拦河闸的工程所在地的多年平均气温约为 16.8°C ，年总日照时长平均长达 837.6 小时，年蒸发量 949mm，受山地对降雨云层的阻滞影响，这一地区降水时空分布比较不均匀，降雨分布总体特点呈现由南至北依次递减的趋势，该地区 5 月开始进入汛期，整个汛期延续到 10 月，5 月到 8 月是强暴雨的多发期，暴雨天气比较常见，由于强降雨的降雨量较大，全年降雨量主要集中在每年的 6 月至 9 月这一时间段^[3]。据前人所整编的工程所在地附近气

象降雨资料，流域内主要雨量站年降水及暴雨特征值见表 1-1^[4]。工程所在地位于雅安市雨城区以北，地处四川盆地与青藏高原交界两种不同地貌的过渡地带，该地区整体地势呈现东南低西北高的地貌特征且多山地分布，工程闸址选在一处低山河谷地区，地势较为平坦，河谷呈“U”字型，耕地人口较多，沿岸分布有面积较广的河漫滩。

表 1-1 流域各站气象统计数据

	宝兴	灵关	芦山	天全	荥经	多营坪
P(mm)	1139.4	1299.2	1298.5	1760.2	1233.8	1751.4
H _{24max} (mm)	125.6	166.0	209.3	202.0	371.6	330.8
H ₂₄ (mm)	76.1	92.8	103.1	112.9	111.6	140.7
暴雨 Cv	0.34	0.35	0.36	0.36	0.40	0.45

1.3.3 水文地质资料

流域内主要径流来源是降雨，少部分流量由高山地区的积雪融水和河道两岸附近的地下水对河流径流进行补给，丰沛的降雨带来了大量的雨水，河流全年总径流都很丰富，多年平均年径流深较大。由于该地区降雨有明显的季节性，使得河流径流也具有显著的多水期与枯水期之分，不同时期河道中的水位和流量都变幅较大，流域内主要站径流特征值见表 1-2。河流径流年际变化不大，但年内有较大变化，年径流深极值比在 1.36~1.9 之间，年径流变差系数 Cv 值在 0.15~0.25 之间，呈现自东向西递减趋势^[5]。

表 1-2 流域主要站径流特征值

	宝兴	天全	荥经	多营坪	罗坝
年平均径流量(亿 m ³)	29.4	28.8	28.9	120	152
年平均径流深(mm)	1034	1668	1696	1355	1408
实测最大年径流深(mm)	1242	2031	2272	1686	1880
实测最小年径流深(mm)	912.7	1372	1196	1098	1071
5~8 月经流占全年百分比(%)	77.4	78.9	77.9	78.0	78.1

工程所在地地处四川盆地西缘，土壤类型为山地土壤，土壤母岩为页岩和沙岩等，成土母质以坡积、残积母质为主要组成成分，基础土壤以山地黄壤为主^[6]。该地区地貌发育时期为老年期，地质岩土体自身强度较低，岩石多为弱风化的软岩或微风化的泥质岩，地质条件较差。由于河段上游宝兴河段地处高山峡谷地区，地质活动较为活跃，加之当地大量开采汉白玉等矿产资源给岩层带来的扰动、开采矿产所产生的块石颗粒堆积物和夏季频发的局部大暴雨对地表表面的强烈冲刷作用，导致宝兴河段泥石流、山体滑坡等地质灾害

频发，大量的泥沙、小块块石在水流带动下汇入河道中，使得夏季涌入下游的洪水泥沙含量增加，水流含沙量大小在时间分布上的分布，具有明显的季节特点。

1.3.4 地震状况

工程所在地区内地质构造主要由芦山向斜、红山顶冲断层构成，河西坝拦河闸地处向斜和冲段层的连接地带，与龙门山东北向构造带中心影响区十分接近，在 2013 年以前，芦山县区划内历史上并未发生过 5 级及以上地震，4 级以下地震偶有发生，受区外地震带影响较为明显。在 5.12 汶川地震影响下芦山县山地地貌和生态发生了重大变化，地质灾害发生频次急剧增加^[7]，2013 年 4 月 20 日芦山县发生 7 级的强烈地震，距离汶川地震发生时间不到 5 年。河西坝拦河闸在进行工程设计时，要考虑因历史地震导致地层存在不稳定隐患和地震对地质条件的潜在影响，同时考虑进行水闸工程的防震性能计算，根据工程所在地的所属区划，本工程抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为 0.15g。

2 水文计算与调洪

2.1 水文计算

2.1.1 洪水推求

河西坝拦河闸闸址出口断面的集水面积为 3043km²，控制断面以上河流主干长度为 130km，河道平均坡降为 20.4‰。本工程主要功能为提高上游水位为城镇和农业灌溉供水和汛期拦洪削峰减小下泄流量的洪峰值，根据工程预期所要发挥的目标功能要求，参考《水利水电工程等级划分及洪水标准》^[8]，本工程拦河闸永久性水工建筑物为 1 级建筑物，设计洪水采用的洪水标准为 50 年一遇($P=2\%$)，校核洪水所采用的洪水标准为 200 年一遇($P=0.5\%$)，根据水文站整编的水文资料，查得河西坝拦河闸闸址处不同频率下的洪峰流量和各不同时段洪水总量，数据见表 2-1。

表 2-1 不同频率洪峰、洪量数据表

频率 P	洪峰 $Q_{mp}(\text{m}^3/\text{s})$	$W_{1p}(\text{亿 m}^3)$	$W_{3p}(\text{亿 m}^3)$	$W_{5p}(\text{亿 m}^3)$
2%	8406	4.023	6.621	6.863
0.5%	11440	5.373	8.056	8.276

由《工程水文学》^[9]中相关内容可知，设计、校核洪水过程线的确定可通过放大某一典型洪水过程线进行推求，根据峰高量大、对工程不利和具有一定代表性的原则从水文资料中选择典型洪水，选择 1991 年的洪水过程线作为放大基础的典型洪水，典型洪水资料见表 2-2。水闸挡水蓄水所形成的水库库容相对较小只能拦蓄少部分的洪量，相对于拦洪作用，水闸的削峰作用更加明显，水库防洪后果主要受洪峰控制，把防洪重点放在洪峰调节上，放大方法选择采用以峰比为放大系数的同倍比放大法，使得放大后的洪峰流量等于设计洪峰流量。

表 2-2 典型洪水资料

洪峰 $Q_m(\text{m}^3/\text{s})$	$W_{1p}(\text{亿 m}^3)$	$W_{3p}(\text{亿 m}^3)$	$W_{5p}(\text{亿 m}^3)$
4014	2.239	3.662	3.941

按峰比放大洪水过程线的放大倍比计算公式如下：

$$k = \frac{Q_{mp}}{Q_{md}} \tag{2-1}$$

式中： Q_{mp} —设计洪峰流量， m^3/s ；

Q_{md} —典型洪水洪峰流量， m^3/s 。

带入相关数据得：

$$k = \frac{Q_{mp}}{Q_{md}} = \frac{8406}{4014} = 2.09$$

典型洪水过程线的各时间点的流量乘以放大系数 2.09 得到设计情况下的洪水过程线，计算结果见表 2-3。

表 2-3 同倍比法设计洪水过程线计算表

时间 (h)	典型洪水 Q_{md} (m^3/s)	放大倍比 k	设计洪水 Q_{mp} (m^3/s)
0	128.7	2.09	269
4	1030.1	2.09	2153
7	2474.6	2.09	5172
9	4024.4	2.09	8411
11	3989.0	2.09	8337
13	3269.9	2.09	6834
15	2931.6	2.09	6127
17	2456.0	2.09	5133
20	2143.5	2.09	4480
24	1615.3	2.09	3376
27	1424.4	2.09	2977
35	1044.5	2.09	2183
40	838.3	2.09	1752
45	687.6	2.09	1437
52	529.2	2.09	1106
60	420.1	2.09	878
65	342.6	2.09	716
70	297.6	2.09	622
75	237.8	2.09	497
80	203.3	2.09	425
85	179.4	2.09	375
89	140.2	2.09	293

将典型洪水过程线和通过同倍比放大得到的设计洪水过程线绘制于同一图中，如图 2-1 所示。

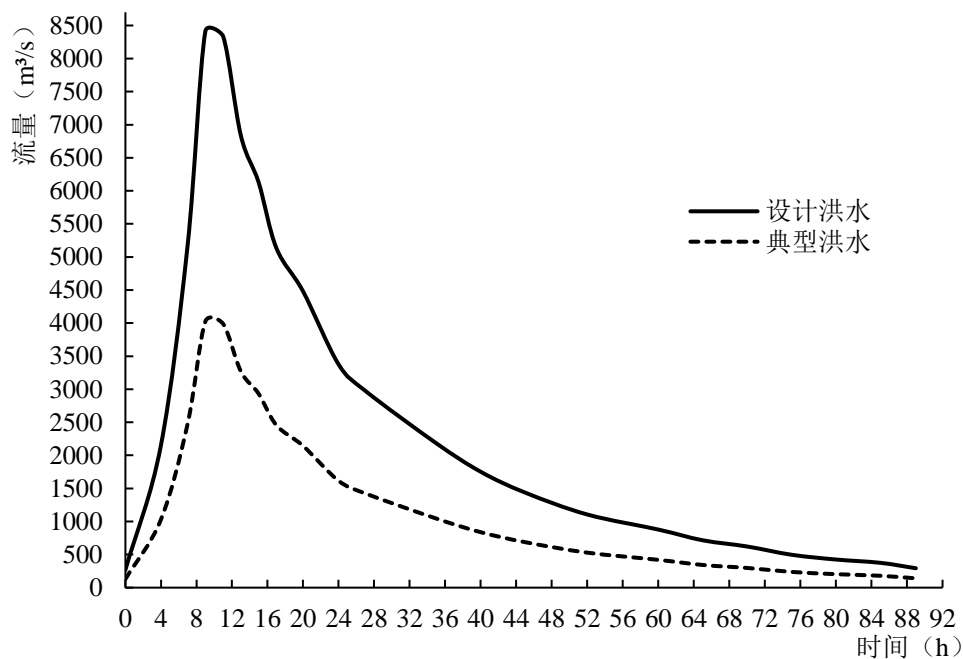


图 2-1 典型和设计洪水过程线

同理，可通过放大典型洪水过程得到校核洪水过程，带入相应数据得：

$$k = \frac{Q_{mp}}{Q_{md}} = \frac{11440}{4014} = 2.85$$

典型洪水过程线的各时间点的流量乘以放大系数 2.85 得到校核情况下的洪水过程线，计算结果见表 2-4。

表 2-4 同倍比法校核洪水过程线计算表

时间 (h)	典型洪水 Q_{md} (m³/s)	放大倍比 k	校核洪水 Q_{mp} (m³/s)
0	128.7	2.09	269
4	1030.1	2.09	2153
7	2474.6	2.09	5172
9	4024.4	2.09	8411
11	3989.0	2.09	8337
13	3269.9	2.09	6834
15	2931.6	2.09	6127
17	2456.0	2.09	5133
20	2143.5	2.09	4480
24	1615.3	2.09	3376
27	1424.4	2.09	2977
35	1044.5	2.09	2183
40	838.3	2.09	1752
45	687.6	2.09	1437

52	529.2	2.09	1106
60	420.1	2.09	878
65	342.6	2.09	716
70	297.6	2.09	622
75	237.8	2.09	497
80	203.3	2.09	425
85	179.4	2.09	375
89	140.2	2.09	293

将典型洪水过程线和通过放大得到的校核洪水过程线绘制于同一图中，如图 2-2 所示。

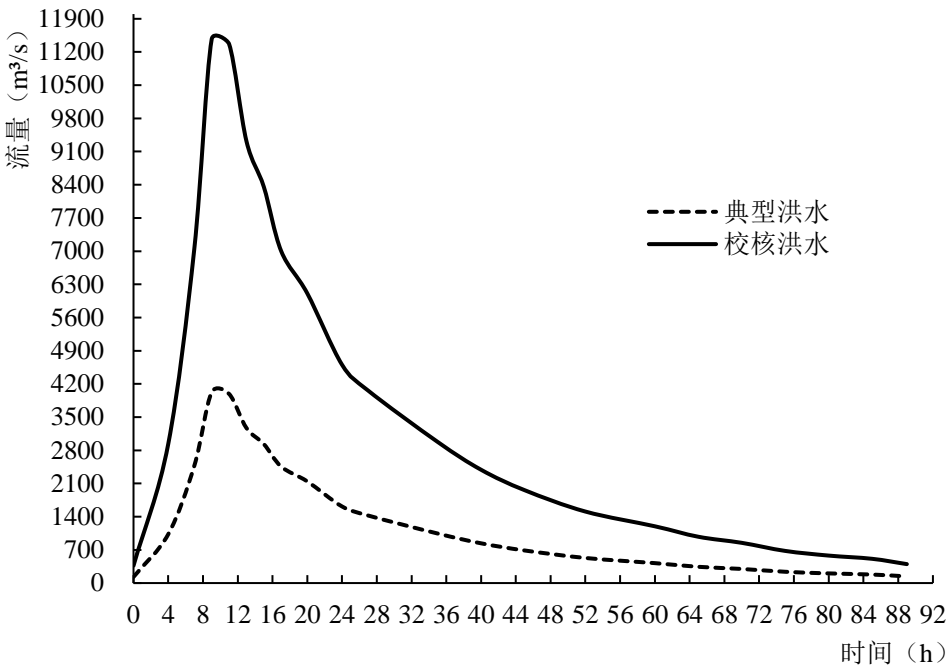


图 2-2 典型和校核洪水过程线

将放大得到的设计洪水过程线和校核洪水过程线绘制于同一图中，如图 2-3 所示。

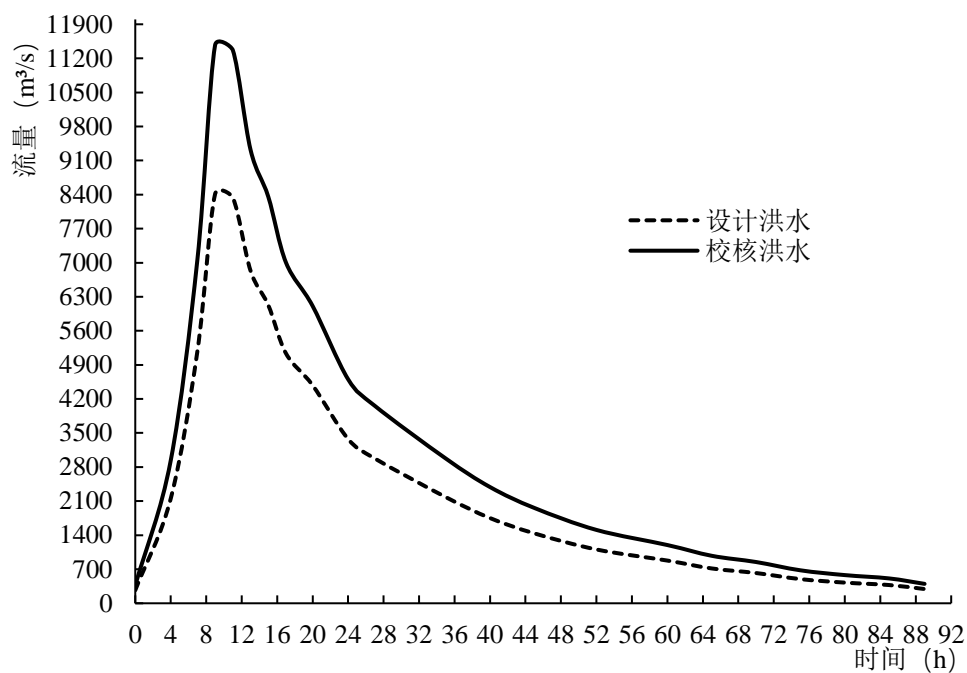


图 2-3 设计洪水和校核洪水过程线

2.2 调洪演算

2.2.1 特性曲线推求

利用 ArcGIS 软件，以高程数据（数据来源于地理空间数据云）为基础，提取围水区域的高程等值线，得到由水闸拦蓄所形成的水库面积特性关系，根据确定的水位面积关系，进而推求水面与流域下垫面形成的水库容积，得到水位库容关系，相关数据见表 2-5。

表 2-5 水位与面积、库容的关系数据表

水位 (m)	面积(万 m ²)	库容 (万 m ³)
633	0	0.00
634	18.51	18.51
635	54.60	73.12
636	79.91	153.03
637	112.59	265.62
638	159.39	425.01
639	223.20	648.20
640	304.58	952.78
641	397.36	1350.14
642	502.27	1852.42
643	626.70	2479.12
644	771.93	3251.05
645	944.87	4195.92

根据上表绘制水位面积特性曲线和水位库容曲线，如图 2-4 和 2-5 所示。

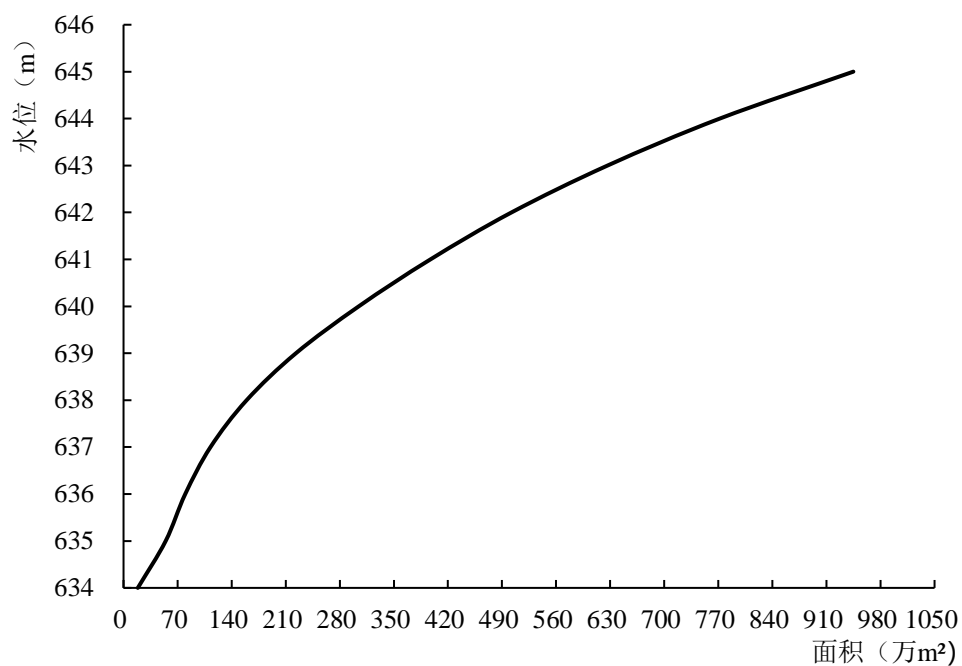


图 2-4 水位面积曲线

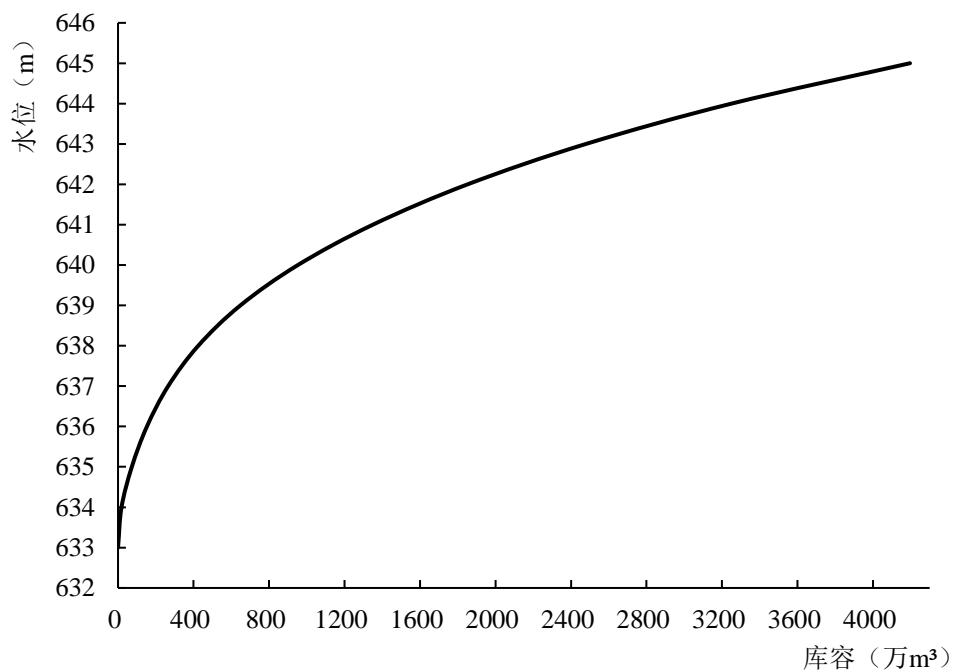


图 2-5 水位库容曲线

2.2.2 调洪计算

设计流域河流泥沙含量具有明显的季节性，主要是由于夏秋季节局部大暴雨对地表土

壤侵蚀严重，大量雨水对地表堆积物有搬运作用，导致降雨量大河流泥沙含量就多，枯水期河流含沙量极小。由于汛期洪水可以对沉积在水闸上游河道中的泥沙起到冲沙作用，可以不考虑泥沙在闸前沉积侵占水库库容的问题，但要考虑洪水期泄洪时，高含沙量的洪水对过水建筑物和消能建筑物的侵蚀冲刷。

工程上通常采用水量平衡原理进行调洪演算，计算公式如下：

$$\frac{Q_1 + Q_2}{2} \Delta t - \frac{q_1 + q_2}{2} \Delta t = \Delta V \quad (2-2)$$

式中： Q_1 —时段初入库流量， m^3/s ；

Q_2 —时段末入库流量， m^3/s ；

q_1 —时段初出库流量， m^3/s ；

q_2 —时段末出库流量， m^3/s ；

Δt —计算时段长，小时；

ΔV —计算时段库容变化量， m^3 。

出库流量可用水闸闸孔泄水能力计算公式进行计算，为保证工程运行安全，当设计洪水或校核洪水来临时，水闸闸孔采取全部闸孔开闸的运行方式，以保证水闸有足够的泄水能力。根据水库的水量平衡关系原理、水闸泄流能力和水闸运行调度方式计算进行设计洪水的调洪计算，计算结果见表 2-6。

表 2-6 设计洪水调洪计算结果

时间 T (小时)	洪水过程 (m^3/s)	泄水过程 (m^3/s)	水位 (m)
0	263	263	634.5
2	1175	936	634.9
4	2153	1954	635.9
6	3970	4520	637.2
8	6850	6790	639.1
10	8470	7350	640.3
12	7790	7440	641.8
14	6515	7120	640.5
16	5670	6170	639.8
18	5310	5310	639.5
20	4480	4540	639.1
25	3150	3250	637.7
30	2680	2630	637.3

35	2183	2160	636.6
40	1752	1720	636.1
45	1437	1408	635.9
50	1175	1150	635.8
55	1105	989	635.7
60	878	810	635.5
65	715	689	635.4
70	622	573	634.3
75	497	485	635.1
80	425	421	635.0
85	375	375	634.9
90	290	293	634.8

根据上文推求的设计洪水过程和进行设计洪水调洪计算，绘制经过水闸工程调洪后的设计洪水下泄过程，如图 2-6 所示。

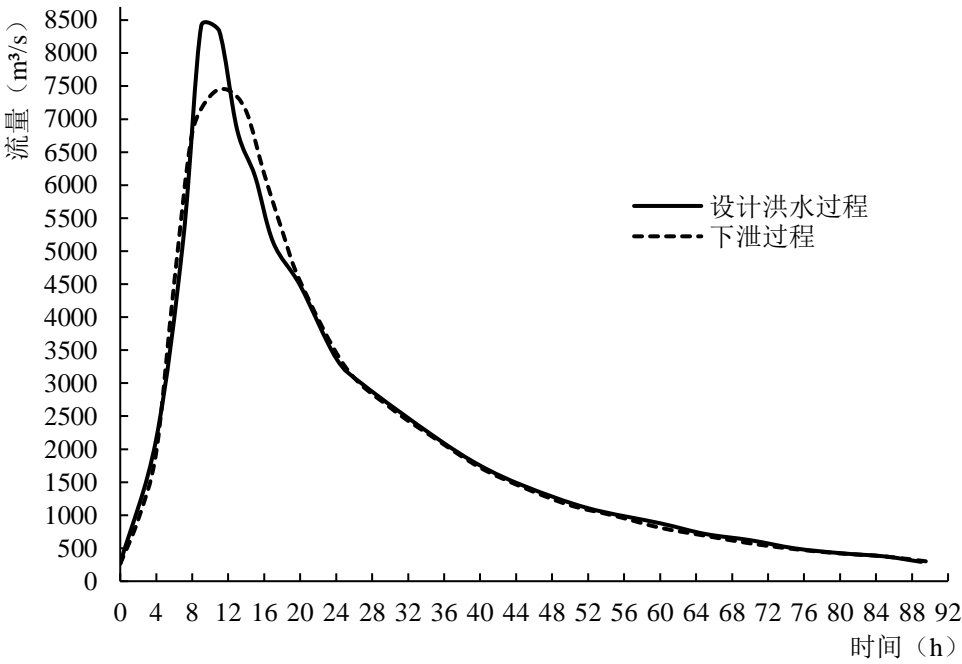


图 2-6 设计洪水调洪过程线

同理，根据水库的水量平衡关系原理和水闸泄流能力计算进行校核洪水的调洪计算，计算结果见 2-7。

表 2-7 校核洪水调洪计算表

时间 T (小时)	洪水过程 (m^3/s)	泄水过程 (m^3/s)	水位 (m)
0	366	366	634.5
2	1535	1531	635
4	2936	2813	636.8
6	5217	6050	639.3
8	9380	8300	641.1
10	1145	9910	641.9
12	10590	10160	642.9
14	8765	9850	641.8
16	7680	8380	640.7
18	6645	7230	640.2
20	6109	6320	639.1
25	4250	4680	637.6
30	3695	3720	636.9
35	2978	2970	636.7
40	2389	2350	636.2
45	1959	1943	636.1
50	1605	1615	635.9
55	1315	1337	635.8
60	1197	1139	635.7
65	976	940	635.6
70	848	838	635.5
75	677	681	635.3
80	580	495	635.1

根据上文推求的校核洪水过程和进行校核洪水调洪计算，绘制经过水闸工程调洪控制后的校核洪水下泄过程，如图 2-7 所示。

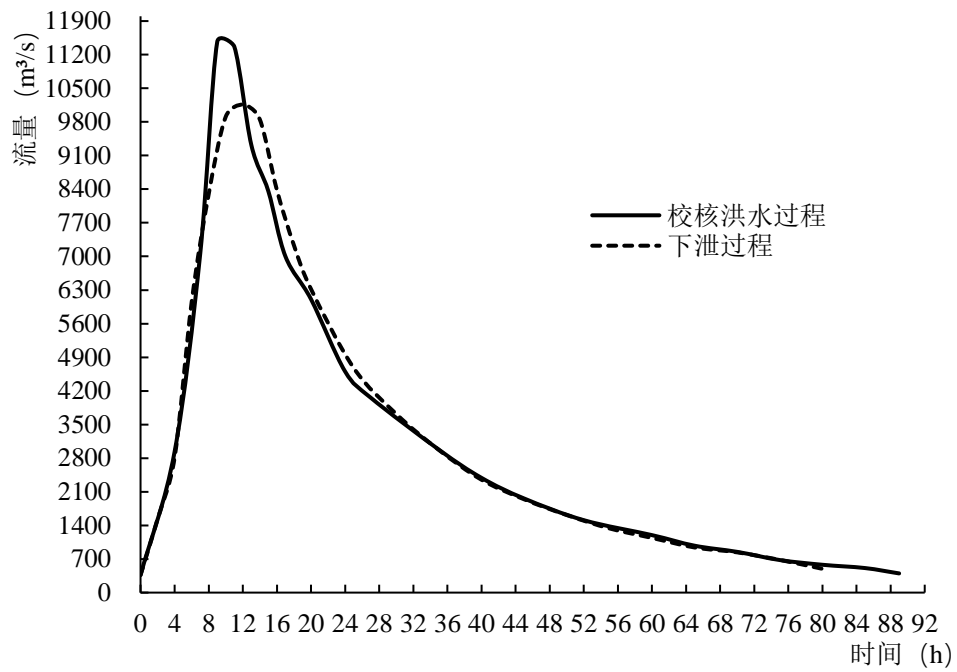


图 2-7 校核洪水调洪过程线

经过调洪演算确定设计洪水的洪峰流量为 $7440\text{m}^3/\text{s}$ 、设计洪水位为 641.8m ，校核洪水的洪峰流量为 $10160\text{m}^3/\text{s}$ 、校核洪水位为 642.9m 。

3 水力计算

3.1 水闸布置

结合河西坝拦河闸的实际地质条件和水文资料对水闸进行合理的类型选择和结构布置，由于河流汛期来水量较大且上游水位变幅较大，为保证工程在汛期的运行安全，提高洪水期泄洪排水能力，闸室结构形式采用开敞式。为便于工程的泄洪和洪水期冲沙排淤，保证水闸有足够且稳定的下泄能力，本拦河闸的闸孔形式选用宽顶堰型。

3.2 水闸闸孔尺寸计算

3.2.1 确定底板高程

拦河闸的整个闸室段都是修建在底板之上，闸室段是水闸工程挡水和闸上游水位控制的关键建筑物，底板高程决定了整个水闸的底部高程位置，如果水闸底板高程拟定得过高，水闸两岸的连接建筑物就会偏低，对于小型的水闸工程，拟定相对较高的底板高程对项目的造价是比较有利的，因为小型水闸工程两岸连接建筑物的工程量在水闸整体的总工程量中占比有较大比重。若水闸底板高程拟定偏低，不仅会使得地基开挖量增大，而且会导致过闸单宽流量增大，在下泄过程中加剧对下游河床和两岸堤防的冲刷，对水闸闸室段下游的消能防冲设施提出了较高的消能性能和运行稳定性要求，在不良运行工况下可能会增加因消能设施失效导致工程失事的风险，为节约工程建设成本水闸底板建造要充分利用天然地基条件，同时也要考虑闸室段地基对强度的要求。

底板高程的确定要考虑拦河闸闸室的最大单宽过闸流量、上下游水位差以及水流在过闸后的水流运动流态，综合以上各项因素，拟定水闸底板高程为 634m，拦河闸底板顶部与河道河床的高程相同。

3.2.2 确定闸孔尺寸

水闸在挡水运行过程中过闸的水流流态可能不唯一，在工程运行中常常可能遇到的两种主要水流流态有：堰流状态和孔口出流状态。堰流是指水闸在开闸泄水时，下泄的水流不受约束和阻挡，孔口出流是指下泄的水流会受到闸门或胸墙的阻挡，而且这两种流态会随着闸门的相对开启程度的变化而相互转变。

河西坝拦河闸闸室段底板顶面与河床高度相齐平，水闸闸孔形式为无坎高的平底宽顶堰，根据《水闸设计规范》(SL265-2016)^[10]相关设计要求，对于平底宽顶堰堰流的情况，水闸闸孔总净宽计算公式如下：

$$B = \frac{Q}{\sigma m \varepsilon \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}}} \quad (3-1)$$

式中： B —闸孔总净宽， m；

H_0 —包括行进流速水头在内的堰上水头， m；

Q —闸室过闸流量， m^3/s ；

g —重力加速度，取 $9.81\text{m}/\text{s}^2$ ；

σ —堰流淹没系数；

m —流量系数；

ε —侧收缩系数。

无坎高平底宽顶堰可不考虑进口局部水头损失，堰流流量系数可取 $m=0.36$ 、闸墩墩头为圆弧形的多孔闸， ε 取用 0.96，堰流 σ 的取值与过闸水流的流态有关，其值可查表 3-1。

表 3-1 宽顶堰淹没系数表

h_s/H_0	0.80	0.81	0.82	0.83	0.84	0.85	0.86	0.87	0.88	0.89
σ	1.00	0.995	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.93	0.90	0.87
h_s/H_0	0.90	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	
σ	0.84	0.82	0.78	0.74	0.70	0.65	0.59	0.5	0.4	

水闸闸址所在河段有足够直线段长度，河流中泓线大致与河道中心线重合，河道两岸近似以中泓线为对称轴呈两侧对称，对于无水位流量资料的河道，可通过流量与控制过水断面的关系确定河道中的水深，河道控制过水断面可近似按等腰梯形计算，断面形态如图 3-1 所示。

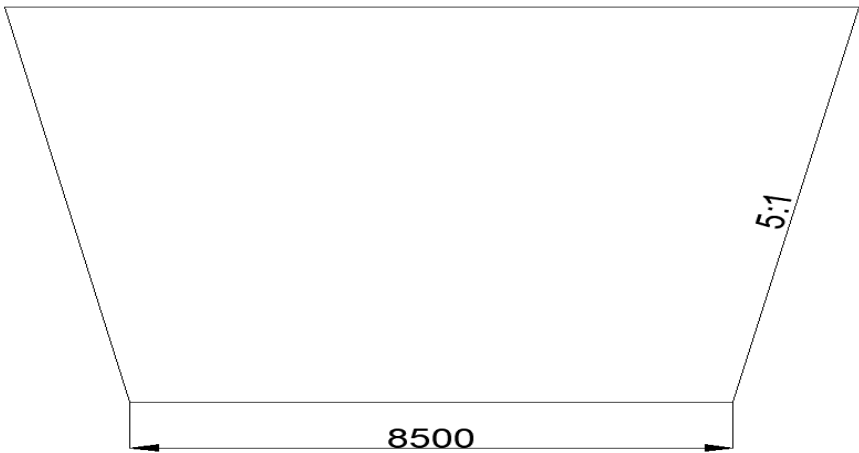


图 3-1 过水控制断面近似形状尺寸（单位：mm）

水闸下游河道过流能力计算公式如下：

$$A = (b + mh)h \quad (3-2)$$

式中： A —过水断面面积， m^2 ；

b —断面底宽， m ；

m —边坡系数；

h —断面水深， m 。

$$R = \frac{A}{\chi} \quad (3-3)$$

式中： R —水力半径， m ；

χ —湿周， m 。

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} \quad (3-4)$$

式中： C —谢才系数；

n —糙率。

$$Q = AC\sqrt{Ri} \quad (3-5)$$

式中： Q —断面流量， m^3/s ；

i —水力坡降。

上游水头和下游水深计算公式如下：

$$V_0 = \frac{Q}{A} \quad (3-6)$$

式中： V_0 —行进流速， m^3/s 。

$$H_0 = H + \frac{V_0^2}{2g} \quad (3-7)$$

式中： H_0 —上游水头， m ；

H —上游水深， m 。

把相应数据代入上式(3-8)、(3-9)计算上游水头和下游水深，计算结果见表 3-2。

表 3-2 上游水头和下游水深计算表

	流量 $Q(\text{m}^3/\text{s})$	下游水 深 $h_s(\text{m})$	上游水 深 $H(\text{m})$	过水断面 积 $A(\text{m})$	行进流速 $V_0(\text{m})$	流速水头 $V_0^2/2g(\text{m})$	上游水头 $H_0(\text{m})$
设计状况	7440	7	7.8	597	12.45	7.90	15.60
校核状况	10160	8.3	8.9	690	14.72	11.04	19.94

根据上文已知堰流侧收缩系数 $\varepsilon = 0.96$ 、堰流流量系数 $m=0.36$ ，代入上述各式(3-3)~(3-7)得表 3-3。

表 3-3 水闸单孔净宽计算表

	流量 $Q (\text{m}^3/\text{s})$	下游水深 $h_s(\text{m})$	上游水头 $H_0(\text{m})$	h_s/H_0	淹没系数 σ	总净宽 $B(\text{m})$
设计情况	7440	7	15.60	0.45	1.0	78.9
校核情况	10160	8.3	19.94	0.41	1.0	74.5

确定的水闸闸孔宽度要满足下泄流量的要求，一般情况下水闸闸孔总净宽取设计不利情况或泄水量最大情况下计算结果的最大值，由于本工程单宽流量过大，为减小过闸单宽流量，减小拦河闸闸室段后的消能设施的尺寸，闸孔总净宽要适量增大，故水闸闸孔总净宽取 90m。

水闸闸孔尺寸不仅要满足水力学的要求能平稳下泄水流，同时还要考虑水闸在运行期闸门调度启闭的影响，对于多孔闸水闸启闭不同位置的闸门或启闭不同数目的闸门都会对水闸运行产生影响。以有农业取水灌溉的水闸为例，从 Nuryanti P 和 Legono D 的研究中可知开启单闸门要比同时开启三门闸门的取水效率更高，当闸门开启数超过三门时，引水口的取水效率就变化不大了，而且研究还发现在不同来水期同样的闸门启闭情况，汛期初水闸的运行效率要比汛期末水闸的运行效率更高^[1]。所以我们在拟定水闸闸孔尺寸和运行方式时，要综合考虑河西坝拦河闸的实际地质和闸室地基特点、水闸的调节控制和运行管理方式、选用的闸门和启闭机的类型型号等因素，同时参考《水闸设计规范》(SL265-2016)^[10]对拦河闸闸孔尺寸要求和水头标准确定水闸闸孔单孔净宽和孔数，初步拟定单孔净宽取 10m，为便于水闸闸门开启调节和防止出现不良水流流态的情况发生，闸孔孔数取单数，闸孔数选用 9 孔。

水闸闸孔泄水能力计算公式如下：

$$Q = \varepsilon \sigma m B \sqrt{2g H_0^{\frac{3}{2}}} \quad (3-8)$$

式中： Q — 闸孔泄水流量， m^3/s ；

ε — 侧收缩系数；

σ — 淹没系数；

m — 流量系数；

B — 闸孔净宽， m ；

g — 重力加速度，取 $9.81\text{m}/\text{s}^2$ 。

设计洪水情况， $\varepsilon = 0.96$ 、 $\sigma = 1$ 、 $m = 0.36$ 、 $B = 90$ 、 $H_0 = 15.60$ 代入得：

$$Q = \varepsilon \sigma m B \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}} = 0.96 \times 0.36 \times 90 \times \sqrt{2 \times 9.81} \times 15.60^{\frac{3}{2}} = 8488.92 \text{m}^3/\text{s}$$

校核洪水情况， $\varepsilon = 0.96$ 、 $\sigma = 1$ 、 $m = 0.36$ 、 $B = 90$ 、 $H_0 = 19.94$ 代入得：

$$Q = \varepsilon \sigma m B \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}} = 0.96 \times 0.36 \times 90 \times \sqrt{2 \times 9.81} \times 19.94^{\frac{3}{2}} = 12267.42 \text{m}^3/\text{s}$$

水闸闸孔过流能力满足设计要求。

3.3 消能防冲设计

3.3.1 过闸水流流态分析

在洪水来临的初期，河道的流量相对较少，因此河道中的水深较小，下游随着闸门开度增加水位而逐渐加深，闸下出流由孔流变化到堰流，由自由出流到淹没出流都会发生，水流流态有可能会发生较大变化^[1]。在洪水期或洪水即将来临期，河道中的水位常常会有较大变幅波动，不仅水闸工程水位调节控制难度加大，河道中的水流形态也会变得比较复杂，过闸的下泄流量也会有较大波动，对消能防冲设施提出了很高的要求。由于本水闸工程选择采用无坎高的平底宽顶堰水闸闸孔形式，宽顶堰型的闸孔形式有一个很大的缺点就是在水闸闸孔自由泄流时闸孔的流量系数比较小且很容易产生波状水流，波状水流具有较大的冲刷能力，使得消能设施的消能效果变差，严重时下泄的水流会剧烈冲刷下游河床，导致河道出现严重的下切侵蚀，下切的冲沟有可能会向闸室方向发展，进而危害工程本身的安全。此外，由于水闸闸室段上游收缩和下游扩散作用，导致水流在过闸时常常处于急变流流态，在下游产生回流和折冲水流现象。

3.3.2 消能防冲方式选择

水流在过闸后仍然具有很大的能量，为保证下游河道、两岸堤防和水闸自身工程安全稳定，要在闸室后衔接消能防冲设施，达到消耗水流剩余能量的目的。泄水建筑物常用的消能防冲形式有：底流式消能、挑流式消能、面流式消能等，各种不同消能方式有其适用

条件和优缺点见表 3-4。

表 3-4 不同消能方式的适用条件及优缺点

消能形式	底流消能	挑流消能	面流消能
适用条件	适用于下游水位低、变幅大、地质条件差的情况	适用于基岩比较坚固的中、高坝	适用于下游尾水位较深、流量水位变化范围小、有排冰、漂木要求的河道
优点	工作可靠、有较广的适用范围	对尾水变幅适应性强、结构简单、施工和维修都比较方便	有利于漂木、排冰
缺点	工程量大	对下游冲刷严重、尾水波动大且有较强的雾化现象	下游水面波动较大，会对坡岸稳定和航运产生不利影响

结合工程地质条件及水闸调节运行要求进行考虑，本水闸位于山区河谷地带，地质条件差，河床的抗冲刷性能差，河道中水位变幅较大，适合采用底流消能的形式。

3.3.3 消能防冲设施设计

当汛期来临，河道中的水位达到设计洪水位或校核洪水位时，水闸要保持闸门全开以达到及时宣泄洪水的目的，此时要考虑工程的消能问题，采取合理的消能方式、设置合适的消能设施。

底流消能常常采用消力池的消能方法，消力池可促成水跃的形成从而达到消耗水流剩余能量保护河床免受冲刷破坏，消力池的修建方法主要有三种分别是：挖深式消力池、尾坎式消力池以及组合了以上两种方法的优点结合而成的综合式消力池，本工程选择综合式的消力池形式，因为本工程所在地的地基较软基础开挖难度小，可以向下开挖一定深度，在消力池末端设置消力槛，不仅能保证有一定池深，同时也可保证开挖成本在可控范围。

根据《水闸设计规范》(SL265-2016)^[10]消能防冲部分的有关内容，确定消力池尺寸可以采用如下计算公式：

消力池池深：

$$d = \sigma_0 h_c'' - h_s' - \Delta Z \quad (3-9)$$

跃后水深：

$$h_c'' = \frac{h_c}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{gh_c^3}} - 1 \right) \quad (3-10)$$

收缩水深应满足的等式：

$$h_c^3 - T_0 h_c^2 + \frac{\alpha q^2}{2g\varphi^2} = 0 \quad (3-11)$$

出池落差:

$$\Delta Z = \frac{\alpha q^2}{2g\varphi^2 h_s'^2} - \frac{\alpha q^2}{2gh_c''^2} \quad (3-12)$$

消力池估算长度:

$$L_{sj} = L_s + \beta L_j \quad (3-13)$$

水跃长度:

$$L_j = 6.9(h_c'' - h_c) \quad (3-14)$$

式中: d —消力池深度, m;

h_c —收缩水深, m;

h_c'' —跃后水深, m;

σ_0 —水跃淹没系数, 可取1.05~1.10;

α —水流动能校正系数, 可取1~1.05;

q —过闸单宽流量, m³/s/m;

T_0 —消力池底板顶的总势能, m;

ΔZ —出池落差, m;

h_s' —出池河床水深, m;

L_{sj} —消力池长度, m;

L_s —消力池斜坡段水平投影长, m;

L_j —水跃长度, m;

β —水跃长度校正系数, 可取0.7~0.8。

消力池尺寸计算采用试算法, 要先通过式(3-11)试算确定收缩水深 h_c , 设计情况下通过试算得 $h_c=4.8\text{m}$ 。

$$h_c'' = \frac{h_c}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{gh_c^3}} - 1 \right) = \frac{4.8}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8 \times 82.7^2}{9.81 \times 4.8^3}} - 1 \right) = 14.81$$

$$\Delta Z = \frac{\alpha q^2}{2g\varphi^2 h_s'^2} - \frac{\alpha q^2}{2gh_c''^2} = \frac{82.7^2}{2 \times 9.81 \times 0.95^2 \times 10^2} - \frac{82.7^2}{2 \times 9.81 \times 14.81^2} = 2.27$$

$$d = \sigma_0 h_c'' - h_s' - \Delta Z = 1.1 \times 14.81 - 10 - 2.27 = 4.02$$

$$L_j = 6.9(h_c'' - h_c') = 6.9(14.81 - 4.8) = 69.07$$

$$L_{sj} = L_s + \beta L_j = 4.02 \times 5 + 0.7 \times 69.07 = 68.4$$

校核情况下通过试算确定收缩水深 $h_c=5.6\text{m}$ 。

$$h_c'' = \frac{h_c'}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{gh_c'^3}} - 1 \right) = \frac{5.6}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8 \times 112.89^2}{9.81 \times 5.6^3}} - 1 \right) = 18.92$$

$$\Delta Z = \frac{\alpha q^2}{2g\varphi^2 h_s'^2} - \frac{\alpha q^2}{2gh_c''^2} = \frac{112.89^2}{2 \times 9.81 \times 0.95^2 \times 12.5^2} - \frac{112.89^2}{2 \times 9.81 \times 18.92^2} = 2.79$$

$$d = \sigma_0 h_c'' - h_s' - \Delta Z = 1.1 \times 18.92 - 12.5 - 2.79 = 5.52$$

$$L_j = 6.9(h_c'' - h_c') = 6.9(18.92 - 5.6) = 91.91$$

$$L_{sj} = L_s + \beta L_j = 5.52 \times 5 + 0.7 \times 91.91 = 91.9$$

对于多闸孔水闸，水闸闸门的开启调控会对水流产生不良影响，常常会发生因闸门开启调控不当，形成折冲水流的现象，所以合理的水闸闸门控制调度方案对工程的运行非常重要。通过水力计算确定消力池尺寸规模要考虑对工程最不利的水流情况，在正常情况下，水闸闸门的启闭情况随来水情况的变化而适当调整，在洪水期为及时宣泄洪水会全开所有闸门，因在洪水期时过闸水流的流速最快，水流所蕴含的能量最大，对消能效果要求最高，所以把河道中流量最大的设计洪水情况和校核洪水情况作为消力池尺寸计算最不利情况，分别计算消力池池深和池长，计算结果见表 3-5。

表 3-5 消力池池深和池长计算表

不利情况	单宽流量 $q(\text{m}^3/\text{s}/\text{m})$	收缩水深 $h_c(\text{m})$	跃后水深 $h_c''(\text{m})$	出池落差 $\Delta Z(\text{m})$	池深 $d(\text{m})$	水跃长度 $L_j(\text{m})$	池长 $L_{sj}(\text{m})$
设计情况	82.7	4.8	14.81	2.27	4.02	69.04	68.40
校核情况	112.9	5.6	18.92	2.79	5.52	91.91	91.95

所以，消力池池深和池长要取最大值，消力池池深取 6m，为减少消力池开挖量，采取向下挖深 3m，采取在消力池末端设置 3m 的消力槛的设置方式，消力池池长取 92m。

在泄水时，消力池的护坦要承受下泄水流冲击力、水脉动压力以及通过绕闸渗流作用而形成的扬压力，消力池底板具有一定的尺寸，为适应地基的不均匀沉降以及建筑物本身受外界因素而引起的不均匀变形，消力池底板会按照一定的规格尺寸进行分缝处理，当水流发生不稳定流动时，水体中会产生脉动压强，因脉动水流而产生的压强会遵循一定的传播规律沿消力池底板的缝隙向前传播，J. F. Melo 等对作用与消力池底板的上举力进行了研究，得出消力池底板缝隙的分布位置以及缝隙宽度会对作用于底板的上举力有影响，消力池底板能否安全运行、抵抗高速水流的冲刷取决于动水压强的^[12]大小。所以消力池护坦必须满足一定强度、耐磨抗冲能力，同时在各种荷载作用下能保持自身结构稳定，消力池护坦的厚度可以采用等厚度，有时为了缩减工程造价、节约建造成本，也可以采用沿水流方向厚度逐渐减少的设计方法。确定护坦厚度还要考虑不同的情况、满足不同水闸运行工况下的使用要求。消力池护坦的失稳破坏常常是以单个板块破坏的局部失稳为主，常见的破坏模式有劈裂、翻转、上浮以及以上三种模式的组合，上浮破坏往往是由于绕闸渗流量过大、作用于护坦底部的扬压力过大或消力池底板完好而排水设施无法正常工作导致排水失效而引起的，由于本水闸工程过闸单宽流量较大且闸室地基的土质类型为砂性土，地基的渗漏量较大、防渗性能较差，确定的护坦厚度要满足抗冲和抗浮的性能要求，两种不同要求下的消力池护坦厚度计算公式如下：

$$t = k_1 \sqrt{q \sqrt{\Delta H'}} \quad (3-15)$$

式中： $\Delta H'$ —闸孔泄水上、下游水位差，m；

k_1 —护坦厚度计算系数，可采用 0.15~0.2；

t —消力池护坦首端厚度，m。

消力池护坦厚度能满足抗浮要求情况下的厚度计算公式如下：

$$t = k_2 \frac{U - \gamma h_d \pm P_m}{\gamma_b} \quad (3-16)$$

式中： U —消力池底面所承受的扬压力，kPa；

γ —水的重度，kN/m³；

h_d —消力池池内水深，m；

P_m —作用于消力池护坦底部的脉动压强，kPa；

γ_b —消力池底部饱和容重，kN/m³；

k_2 —护坦安全系数，可采用 1.1~1.3。

由于消力池的末端底部护坦进行了排水设施布置，可以不考虑消力池护坦的抗浮性能要求，主要考虑消力池的抗冲性能是否满足水闸设计要求。

带入相应数据得：

设计情况：
$$t = k_1 \sqrt{q \sqrt{\Delta H'}} = 0.15 \times \sqrt{82.7 \times \sqrt{0.8}} = 1.29$$

校核情况：
$$t = k_1 \sqrt{q \sqrt{\Delta H'}} = 0.15 \times \sqrt{112.9 \times \sqrt{0.6}} = 1.40$$

根据不同运行情况，计算满足消力池抗冲要求的护坦厚度，计算结果取最大值，计算结果见表 3-6。

表 3-6 消力池护坦厚度计算结果

不利情况	单宽流量 $q(\text{m}^3/\text{s}/\text{m})$	上、下游水位差 $\Delta H'(\text{m})$	系数 k_1	抗冲要求护坦厚度 $t(\text{m})$
设计情况	82.7	0.8	0.15	1.29
校核情况	112.9	0.6	0.15	1.4

按照抗冲要求设计消力池护坦厚度，消力池护坦厚度取 1.5m。

河西坝拦河闸的消力池采用向下部分挖深的综合式形式，为保证消力池的运行安全，护坦厚度保持为定值。在消力池护坦和闸室、两岸边墙、翼墙衔接的地方要进行分缝处理，为适用地基的不均匀沉降、温度变形和减少脉动压强对护坦缝隙的作用力，护坦只在沿水流方向设缝且要对缝隙进行止水处理，在垂直水流方向不进行分缝处理。

根据水工模型试验研究资料，消力池设计得当，可消耗掉水流大部分的动能，但下泄的水流经过消力池消能作用后，其剩余能量仍有可能会对下游河床和两岸河堤产生冲刷，且池后单宽流量大、水流流态紊乱、流速分布不均，所以大部分水闸工程在修建消力池后还需衔接海漫和防冲槽^[10]。常见海漫布置形式有水平布置、倾斜布置以及以上两种的组合先是水平海漫然后衔接一段倾斜海漫，海漫的倾斜程度会对工程造价和水流流态产生影响。海漫布置类型若采用水平与倾斜组合的布置方法，在靠近消力池末端的水平段工程常取的长度为 5~10m，衔接在水平段之后的倾斜段斜坡坡度要小于或等于 1:10，平缓的倾斜段能够让水流均匀扩散使水流流态趋于平和、避免河床受到水流的强烈冲刷^[1]。海漫应具有一定的透水性、粗糙度和一定的柔性，海漫底部和消力池护坦底部一样都会受到绕闸渗透水流或地下水产生的扬压力的顶托作用，海漫具有一定透水性能可以使得渗透水自由排出，从而达到降低扬压力的目的，海漫具有一定的柔性可以使得海漫能对底部地基变形具

有更大的适应性，海漫粗糙的表面可以加大对水流的摩擦，加快水流剩余能量的消耗进而达到保护河床的目的^[13]。工程中常见的海漫有多种类型，其按组成材料的不同具有截然不同的力学特性，在选用海漫类型时通常要考虑柔性、透水性和抗冲刷这三种性能，因为汛期水流泥沙量大，水流对底部河床具有较强的冲刷作用，为减少水流对河床的冲刷，海漫前端水平段采用由粒径大于 30cm 的块石和水泥砂浆浆砌而成厚度达 0.5m 的浆砌石海漫，水平段长度为 10m、海漫顶面距消力槛坦顶面的高度差为 3m，为方便施工后衔接的倾斜段同样采用浆砌石海漫，海漫坡度为 1:15，为防止地基土壤在底流冲刷作用下被水流带走形成局部空腔，要在海漫底部铺设厚度为 10cm 的沙砾碎石垫层，垫层能对通过的渗透水流起到一定过滤作用。

当消能条件良好、水流能顺利扩散且满足 $\sqrt{q_s \sqrt{\Delta H'}} = 1 \sim 9$ 时，海漫长度计算公式如下：

$$L_p = k_s \sqrt{q_s \sqrt{\Delta H'}} \tag{3-17}$$

式中： q_s —消力池末端单宽流量， $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ；

k_s —海漫长度系数；

L_p —海漫长度， m 。

k_s 的取值要考虑河床不同土质情况见表 3-7。

表 3-7 海漫长度计算系数 k_s

河床土层	坚硬粘土	粉质粘土	中砂、粗砂、粉质壤土	粉砂、细沙
k_s	8~7	10~9	12~11	14~13

把不同水流条件下的数据代入上式(3-21)得表 3-8。

表 3-8 海漫长度计算结果

消力池末端单宽流量 $q(\text{m}^3/\text{s}/\text{m})$	闸孔泄水时上下游水位差 $\Delta H'(\text{m})$	k_s	海漫长度 $L_p(\text{m})$
62	0.8	11	81.9
84.7	0.6	11	89.1

根据上文计算内容，取计算结果的最大值，所以海漫长度取 90m。水流经过海漫后，剩余能量进一步得到消耗，出闸得水流流速分布已经较为接近天然状态下河床水流的正常流态，但水流仍具有一定冲刷能力，仍会威胁海漫的安全。为保证海漫安全，同时能控制

海漫长度在一个可接受的范围和节约工程成本，可以在海漫末端设置一道防冲槽，防冲槽可以在下游出现水流冲刷河床时保护海漫结构安全。

《水闸设计规范》(SL265-2016)^[10]建议防冲槽断面采用宽浅式梯形断面，用合适的块石材料进行回填处理，深度采用冲刷深度，冲刷深度计算公式如下：

$$h_p = \frac{0.164 q_m k}{\sqrt{d} \left(\frac{h}{d} \right)^{\frac{1}{6}}} \quad (3-18)$$

式中： h_p —海漫末端局部冲坑深度，m；

q_m —海漫末端单宽流量， $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ；

k —下游冲刷公式的流态参数，取1.2；

h —海漫末端水深，m；

d —冲刷河床的松散颗粒直径，mm。

设计洪水情况：

$$h_p = \frac{0.164 \times 57.2 \times 1.2}{\sqrt{0.4} \times \left(\frac{7400}{0.4} \right)^{\frac{1}{6}}} = 3.5$$

校核洪水情况：

$$h_p = \frac{0.164 \times 78 \times 1.2}{\sqrt{0.4} \times \left(\frac{8300}{0.4} \right)^{\frac{1}{6}}} = 4.6$$

根据上述计算内容，取计算结果的最大值，所以冲坑深度取 5m，冲坑梯形断面底宽取冲坑深度的 2 倍即取 10m，断面两侧坡率都取 3。

4 防渗与排水设计

4.1 防渗设计

在水闸工程的建设中，对闸室的渗流稳定的研究一直以来都是水利工作者研究的重点和难点，特别是对土质地基，土质地基渗透系数一般要比岩基的要大，抗渗性能也远不如岩基，更容易发生渗透破坏。据国内外大量统计资料证实，有接近 40% 的大坝失事都是由坝体内部或周边出现渗透破坏导致的^[14]，水闸闸室发生失稳破坏，大部分都与闸基出现渗流破坏有直接关系，还要就是因为地表水流对工程造成的破坏我们可以很方便且较为容易地监测到异常情况。而对于地下水流的渗透冲刷，往往难以监测且当我们注意到渗透水流的渗透破坏时工程已破坏或难以及时采取有效措施进行修复补救。我们要保证水闸能在渗透水流的顶托作用下保证稳定，就要对工程进行合理经济的防渗处理，使闸坝地基不出现渗流破坏，控制闸基的渗流量。在水利工程中常见的渗透变形有流土破坏、管涌破坏、接触流土和接触冲刷，闸坝在建成蓄水后，在水闸底部地基及两岸都会出现绕闸渗流，要对出现的渗流进行有效控制，就要对地基及水闸两岸边坡进行防渗处理，合理的防渗设计，可以有效降低地基的渗透水压力和两岸绕肩渗流量，减小水闸闸底的扬压力、渗透坡降以及降低渗透水流的流动速度，保证闸坝的安全稳定^[15]。

目前工程上常常采用的地基渗流控制设施有：减少地基中渗流量的减渗措施、能够及时排走地基孔隙中的渗透积水的排渗措施、通过重力作用防止建筑物因扬压力作用而上浮的压渗措施和防止在水流作用下发生在土工建筑物内的流土和管涌等流土破坏的反滤措施。

本拦河闸采用工程减渗与工程排渗结合起来的防渗措施布置方式，实现在工程建设投资有限条件下，修建防渗效果最佳的防渗设施，防渗措施的常见布置方式是在水闸上游一侧布置上游铺盖、齿墙及板桩等，在水闸下游一侧设置排水沟、反滤层等措施。根据河西坝拦河闸工程所在地的土壤类型，水平防渗设施采用铺盖同时配合设置齿墙和板桩为垂直防渗设施，两者相结合共同构成水闸防渗设施。

4.2 地下轮廓线设计

4.2.1 轮廓线布置

根据水闸底板形式，综合考虑水闸闸室上部结构布置和地基承载力，初拟闸基防渗长度计算公式如下：

$$L = C\Delta H \quad (4-1)$$

式中：L—底板顺水流方向的长度，m；

C —渗径系数；

ΔH —上、下游最大水位差，m。

对于不同的地基土壤类型 C 的取值见表 4-1。

表 4-1 允许渗径系数 C 值

土壤类型	粉砂	细砂	中砂	粗砂	中砾、细砾
有滤层	13~9	9~7	7~5	5~4	4~3
无滤层	——	——	——	——	——
土壤类型	粗砾夹卵石	轻粉质砂壤土	轻砂壤土	壤土	粘土
有滤层	3~2.5	11~7	9~5	5~3	3~2
无滤层	——	——	——	7~4	4~3

在初步拟定水闸地下轮廓线各组成部分的长度时，也可以参照下面的计算方法进行初步估算，水闸剖面简图见图 4-1。

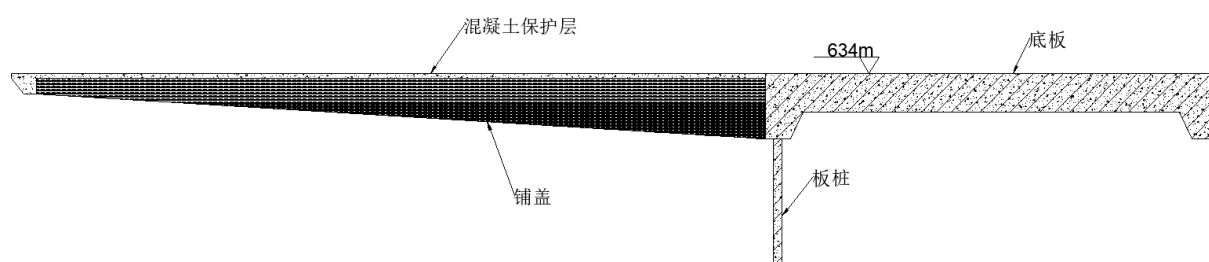


图 4-1 水闸地下轮廓简图

不透水段各组成部分长度估算公式如下：

闸室底板顺水流方向长度：

$$L_1 = (1.5 \sim 2.5)H \quad (4-2)$$

防渗铺盖长度：

$$L_2 = (2 \sim 4)H \quad (4-3)$$

闸室底板上游段板桩入土深度：

$$L_3 = (0.6 \sim 1.0)H \quad (4-4)$$

式中： L_1 —闸室底板顺水流方向长度，m；

L_2 —防渗铺盖长度，m；

H —水闸上游水深，m；

L_3 —板桩入土深度，m。

对于采用整体式平底板的水闸，拦河闸闸室段底板厚度可采用单孔净宽的一定倍数进行初步拟定，其倍数一般常取 1/5~1/8，同时其厚度还有最小下限，根据水闸的规模，大中型水闸其底板厚度要大于或等于 0.6m，对于小型水闸其厚度不得低于 0.4m。底板要适当布置钢筋，其最大含钢量不大于 0.3%，同时还对底板混凝土的强度、抗渗、抗冻性能有要求，混凝土强度等级不小于 C15，工程中常采用的是 C20^[1]。

在水闸底板的上、下游两侧一般都设置有齿墙，齿墙对提高闸室的安全稳定性能有重要意义，齿墙一般深度取值为 0.5~1.5m，齿墙的厚度为单孔闸孔净宽的 1/5~1/8，考虑闸室的抗滑稳定和闸基的抗渗稳定，故初步拟定齿墙深度取 1.1m、齿墙厚度取 1.5m。水闸工程中对铺盖的性能要求是要具有一定的不透水性和能够适应地基的变形，对于砂性土壤，由于地基的渗流量较大，其铺盖的长度要满足闸基的防渗要求，铺盖长度可采用为上、下游最大水位差 ΔH 的 3~5 倍进行初步设计拟定。

对于透水性较大的砂类土或砂壤土地基，实际工程中常采用的是粘性土铺盖，对于粘性土铺盖要控制修筑铺盖土料的渗透系数，通常土料的渗透系数控制在 $10^{-5} \sim 10^{-7} \text{cm/s}$ 且要小于或等于地基土壤渗透系数的百分之一。为保护粘性土铺盖的正常使用，可以在其表面修筑一层混凝土保护层，以减少人为因素对其产生的破坏和高速水流对其表面的冲刷，铺盖底部应进行修整处理，且粘性铺盖厚度随着向下游底板延伸而变厚，根据施工条件，上游铺盖首端厚度可取 0.6~0.8m，到底板前厚度要大于 1m，同时铺盖任一断面厚度要满足以下计算公式：

$$\delta \geq \frac{\Delta H}{[J]} \quad (4-5)$$

式中： ΔH —铺盖计算断面顶、底水头差，m；

$[J]$ —允许渗透坡降。

实际地下轮廓线布置长度等于铺盖长度、水闸底板长度、齿墙或板桩深度三者之和，通过上述不同结构的尺寸估算公式，考虑水闸闸基底部的抗渗稳定，初步设计闸室底板长为 18m，底板首端处齿墙下设置的板桩深度为 5m，铺盖表面铺设的混凝土厚度为 0.2m，铺盖长度拟定 30m，铺盖靠近上游侧首端厚度 0.6m，延伸到底板处时，铺盖底部与底板首

端齿墙底部齐平，其厚度为 2.4m。

4.3 闸基渗流计算

4.3.1 渗透压力计算

渗透压力计算也称为渗流计算，其主要目的是计算水闸底板的渗透扬压力的分布，验算在已确定的地下轮廓线基础上，闸底土体在渗透水流作用下能否保持稳定。工程中可能会使用的方法有：改进阻力系数法、直线比例法、巴普洛夫分段法、加权直线法等，根据工程计算精度要求和工程布置，选择采用改进阻力系数法进行渗流计算。

根据《水闸设计规范》(SL265-2016)^[10]渗流计算的有关内容，土质地基上的水闸有效计算深度公式如下：

$$\frac{L_0}{S_0} \geq 5 \text{ 时} \quad T_e = 0.5L_0 \quad (4-6)$$

$$\frac{L_0}{S_0} < 5 \text{ 时} \quad T_e = \frac{5L_0}{1.6 \frac{L_0}{S_0} + 2} \quad (4-7)$$

式中： L_0 — 地下轮廓线水平投影， m；

S_0 — 地下轮廓线垂直投影， m；

T_e — 水闸有效计算深度， m。

计算所得的深度与地基实际有效深度，两者中取最大值。

对底部地基进行分段，把地下轮廓线划分为：底板首末两端的进出口段、板桩和齿墙临近区域的内部垂直段和底面水平的内部水平段，其相应计算公式如下：

进、出口段：

$$\xi_0 = 1.5 \left(\frac{S}{T} \right)^{\frac{3}{2}} + 0.441 \quad (4-8)$$

式中： ξ_0 — 进、出口段阻力系数；

T — 透水层深度， m；

S — 齿墙入土深度， m。

内部垂直段：

$$\xi_y = \frac{2}{\pi} \ln \cot \left[\frac{\pi}{4} \left(1 - \frac{S}{T} \right) \right] \quad (4-9)$$

式中： ξ_y —内部垂直段阻力系数。

内部水平段：

$$\xi_x = \frac{L_x - 0.7(S_1 + S_2)}{T} \quad (4-10)$$

式中： ξ_x —水平段阻力系数；

S_1 —进口段齿墙或板桩的入土深度，m；

S_2 —出口段齿墙或板桩的入土深度，m；

L_x —水平段长度，m。

计算各典型分段水头损失，计算公式如下：

各分段水头损失：

$$h_i = \xi_i \left(\frac{q}{k} \right) \quad (4-11)$$

$$\frac{q}{k} = \frac{H}{\sum \xi_i} \quad (4-12)$$

式中： h_i —各分段水头损失量，m；

ξ_i —各分段的阻力系数；

q —单宽渗流量， $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ；

k —渗透系数， m/s ；

H —上、下游水位差，m。

由于进、出口板桩长度较短，假设渗流坡降线是急变曲线形式与实际情况有所差异，为保证计算结果精度，要对进、出口的水头损失进行局部修正，修正计算公式如下：

$$\beta' = 1.21 - \frac{1}{\left[12 \left(\frac{T'}{T} \right) + 2 \right] \left[\frac{S'}{T} + 0.059 \right]} \quad (4-13)$$

进、出口段水头损失：

$$h_0 = \xi_i \frac{H}{\sum \xi_i} \quad (4-14)$$

进、出口段修正水头损失：

$$h_0' = \beta' h_0 \quad (4-15)$$

式中： h_0' —进、出口修正后的水头损失量，m；

h_0 —进、出口修正前的水头损失量，m；

β' —水头损失校正系数；

S' —底板埋深和板桩入土深度之和，m；

T' —板桩另一侧地基透水层深度，m。

代入有关数据可得：

$$\frac{L_0}{S_0} = \frac{18+30}{5} = 9.6 > 5 \quad T_e = 0.5L_0 = 0.5 \times 48 = 24\text{m}$$

由于通过理论公式计算的有效计算深度大于地基的实际透水层深度，所以按实际透水层深度来算，有效计算深度取 8m。通过对水闸的地下轮廓进行划分，按照铺盖、底板和板桩的空间位置的布置，将地下轮廓的渗流区域划分为 7 个典型段，其中 1、7 段为进、出口段，3、4、6 段为内部垂直段，2、5 段是内部水平段，在水闸地基的进、出口段要进行计算结果修正，修正系数计算结果见表 4-2，不同分段渗流压力计算结果见表 4-3。

表 4-2 进、出口阻力修正系数计算结果

分段名称	S'	T'	β'	h_0'
进口	0.8	5.4	0.36	0.22
出口	2.6	6.5	1.05	0.61

表 4-3 不同分段渗透压力计算结果

分段编号	分段名称	S	S_1	S_2	T	L	ξ_i	h_i	h_i'
1	进口	0.8	—	—	8	—	0.49	0.35	0.22
2	水平	—	0.8	5	7.2	30	3.6	2.60	2.90
3	垂直	5	—	—	5.4	—	1.81	1.33	1.14
4	垂直	5	—	—	6.5	—	1.08	0.78	0.78
5	水平	—	2.6	2.6	6.5	15	0.76	0.55	0.55
6	垂直	2.6	—	—	6.5	—	0.42	0.30	0.3
7	出口	2.6	—	—	6.5	—	0.82	0.59	0.61
总计	—	—	—	—	—	—	8.98	6.5	6.5

出口段渗透逸出坡降计算公式如下：

$$J = \frac{h_0'}{S'} \quad (4-16)$$

将相关数据代入得：

$$J = \frac{h_0'}{S'} = \frac{0.61}{2.6} = 0.23$$

对于砂性土出口段允许坡降值为 0.35~0.4，出口段渗透逸出坡降满足抗渗要求。

4.4 排水设施布置

排渗措施可以及时地把绕闸渗出的水流排出闸底，减小闸底渗透扬压力，防止发生渗透变形，工程中常用的排水设施有：水平排水、侧向排水以及垂直排水。为便于通过水闸闸基渗流的渗透水流及时排出，减小水闸底面所受的扬压力，在消力池底部设置具有一定滤水性能的排水层，在消力池底部铺设一层 10cm 的砂砾石垫层便于渗透水流排出，设置的排水层的尺寸要保证，设置的排水层底部位于闸室底板下游末端齿墙底部之上，同时在消力池的护坦末端上设置排水孔。

5 闸室设计

5.1 底板和闸墩布置

5.1.1 水闸底板设计

大部分水闸都是建造在土质地基上，水闸闸室段是水闸挡水、控制上游水位和进行工程调度的关键，水闸底板是整个闸室结构的基础，底板的安全稳定关系着整个水闸工程的正常运行和安全，水闸底板的设计计算可近似地简化为平面问题，按照“截板成梁”的方法进行计算。常用的底板有水平底板和低实用堰底板，水平底板按与闸墩的联结方式，可分为整体式底板和分离式底板，横缝布设在闸墩中间、闸墩与底板联结在一起的称为整体式，在相对坚硬、密实的地基上，单孔底板布设双缝、将底板与闸墩分开的称为分离式^[1]。根据水闸闸址处的地质条件和工程运行要求，本水闸采用整体式水平底板，底板长度为18m，底板厚度为1.5m，在底板的首、末两端的齿墙底面到底板顶面的尺寸为2.6m，如图5-1所示。

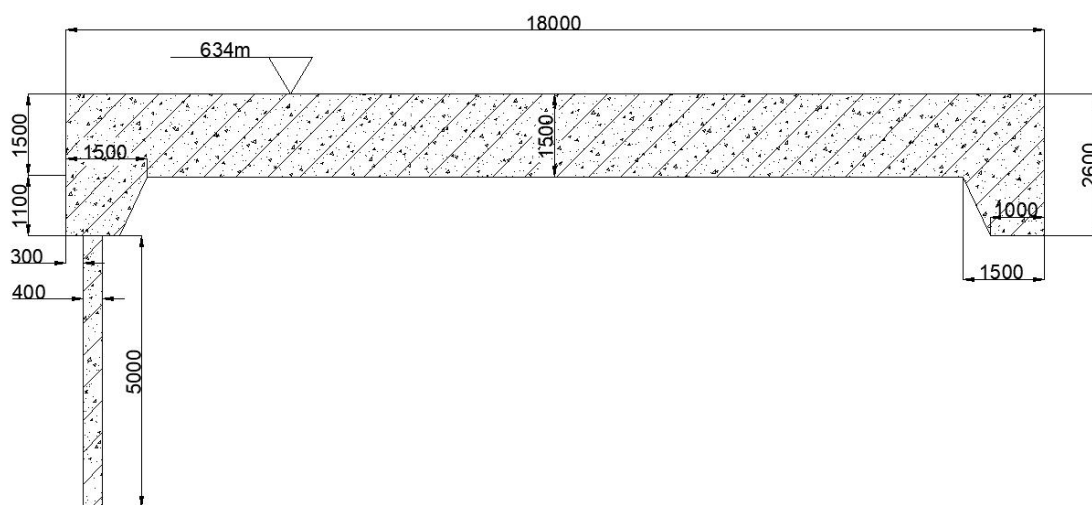


图 5-1 底板截面图（标注单位：mm）

5.1.2 水闸闸墩设计

水闸闸门挡水，上、下游水位差产生的静水压力会作用在闸门上，挡水闸门再把承受的荷载作用于闸墩上，闸墩最后把荷载传递到水闸底板，闸墩肩负着支撑闸门和上部建筑物、分隔河道的作用，闸墩采用钢筋混凝土进行建造，底板采用整体式底板会在闸墩中间布设沉降缝，为便于工程施工，闸墩的上、下游墩头采用相同的半圆形形式。闸墩厚度确定不仅要满足结构安全，同时还要注意与水闸的整体外形相协调^[16]，闸墩的长度拟定要满

足工作门槽、检修门槽、检修桥、工作桥和交通桥空间位置的布置要求，闸墩厚度可参考表 5-1。

表 5-1 闸墩厚度参考值

闸孔净宽 $b(\text{m})$	中墩厚度 $d_1(\text{m})$	缝墩厚度 $d_2(\text{m})$	边墩厚度 $d_3(\text{m})$
5~10	1.0~1.3	1.6~2	0.8~1.3
10~15	1.3~1.8	2~3	1.3~1.8
15~20	1.8~2.5	2~4	1.8~2.5

根据闸孔单孔净宽、闸墩受力条件和施工方法，结合闸墩厚度参考值，确定中墩的厚度为 1.5m、缝墩的厚度为 2m、边墩的厚度为 1.3m，上、下游墩头都选用圆形，截面简图如图 5-2 所示， $10 \times 9 + 1.5 \times 6 + 2 \times 2 = 103\text{m}$ ，则水闸总宽度为 103m。

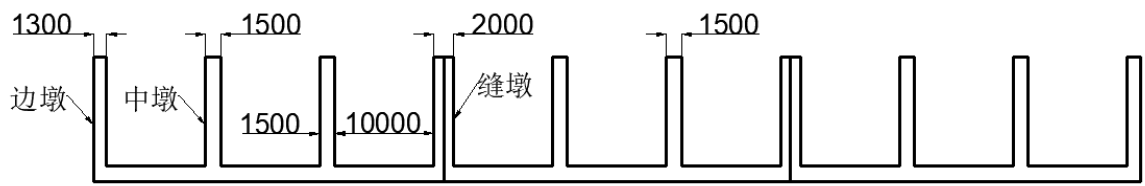


图 5-2 闸墩厚度截面简图（单位：mm）

根据闸孔单孔净宽和门后水深，初步估算确定平面闸门的门槽尺寸，初步拟定检修闸门门槽深为 0.3m、宽度为 0.6m、工作闸门门槽深度为 0.4m、槽宽为 0.7m。闸墩长度拟定为 18m，检修闸门和工作闸门之间的间距不宜小于 1.5m，故两者之间的门槽中心轴间距设置为 4m。

水闸闸墩墩顶高程要根据挡水和泄水两种不同运行情况分析进行考虑，水闸在挡水时，闸墩墩顶高程大于或等于水闸正常挡水位或最高挡水位、波浪计算高度和相应安全超高的总和；水闸在泄水时，闸墩墩顶高程大于或等于设计洪水位或校核洪水位与相应安全超高的总和^[16]，不同工况下水闸安全超高下限取值见表 5-2。

表 5-2 不同情况下水闸安全超高下限取值

水闸运行工况		水闸级别			
		1	2	3	4
蓄水或挡水时	正常蓄水位	0.7	0.5	0.4	0.3
	最高挡水位	0.5	0.4	0.3	0.2
泄洪时	设计洪水位	1.5	1.0	0.7	0.5
	校核洪水位	1.0	0.7	0.5	0.4

正常蓄水情况：7.6+0.7+0.1=8.4m

最高挡水情况：8+0.5+0.1=8.6m

设计洪水情况：7.8+1.5+0.1=9.4m

校核洪水情况：8.9+1+0.1=10m

同时对有拦洪要求的拦河闸，水闸闸墩高程不应低于两岸堤顶高程，水闸闸墩高度取所考虑值的最大值，故水闸闸墩高度取 11m。

5.2 闸门和启闭机布置

5.2.1 水闸闸门设计

拦河闸中常使用的闸门有工作闸门、事故闸门和检修闸门，本工程初步设计仅设置用于水闸调节控制和运行调度的工作闸门以及用于检修工作的检修闸门。

为了工程安全和运行控制的便捷，水闸闸门通常使用铸铁或合金钢来制造，常用水闸的形状有平面形、圆弧形、扇形以及圆筒形等，根据工程运行要求，本水闸工程采用平面钢闸门。对拦河闸工程，根据闸门类型和工作性质确定闸门高度，其高度要考虑水深、安全超高和浪高这三个因素。

正常蓄水情况：7.6+0.5+0.1=8.2m

最高挡水位情况：8+0.5+0.1=8.6m

出于安全因素考虑，闸门要略高于计算所得的结果，闸门高度拟定为 8.7m。

5.2.2 水闸闸门启闭机设计

常用的启闭机类型有卷扬式、台车式、门式和液压式等，根据启闭机能否移动可分为固定式和移动式，对于不要求同时均匀开启的检修闸门可以采用叠梁式闸门。叠梁式闸门不仅在非检修期对过闸水流的流态有较小的影响和扰动，而且在检修期使用也较为方便、成本也比较低。工作闸门启闭机的布设要考虑工程的运行要求，为满足水闸能在汛期迅速开启闸门下泄流量、工程运行调度要求能多孔同步开启，可采用一门一机，启闭机类型选用卷扬式。

根据《水闸设计规范》(SL265-2016)^[10]，平面钢闸门在动水中的启闭力精确计算公式如下：

$$F_w = n_T(T_{zd} + T_{zs}) - n_G G + P_t \quad (5-1)$$

式中： F_w —启闭机闭门力，kN；

n_T —摩阻力安全系数，一般取1.2；

T_{zs} —止水摩阻力，kN；

T_{zd} —支承摩阻力，kN；

G —闸门自重，kN；

n_G —自重修正系数；

P_t —上托力，kN。

$$F_Q = n_T(T_{zd} + T_{zs}) + P_x + n'_G G + G_j + W_s \quad (5-2)$$

式中： F_Q —启闭机起门力，kN；

n_T —摩阻力安全系数；

P_x —下吸力，kN；

n'_G —自重修正系数；

G_j —加重块重量，kN；

W_s —作用于闸门上的水柱重量，kN。

平面钢闸门重量计算公式如下：

$$G = 0.012 k_1 k_2 H^{1.65} b^{1.85} \quad (5-3)$$

式中： G —平面闸门的重量，t；

k_1 —闸门支撑结构特征系数，滚轮支承取1；

k_2 —平面闸门材料系数，合金钢取0.8；

b —闸门单孔宽度，m；

H —闸门高度，m。

代入相应数据得：

$$G = 0.012k_1k_2H^{1.65}b^{1.85} = 0.012 \times 1.0 \times 0.8 \times 8.7^{1.65} \times 10^{1.85} = 24.13t = 241.3kN$$

闸门计算重量还要再考虑闸门起吊的配件重量和其他因素，平面闸门自重取 242kN。

对于工程初步拟定启闭机规格也可以采用近似公式进行估算，启闭力估算公式如下：

$$F_Q = (0.10 \sim 0.12)P + 1.2G \quad (5-4)$$

$$F_w = (0.1 \sim 0.12)P - 1.2G \quad (5-5)$$

$$P = \frac{\gamma h^2 b}{2} \quad (5-6)$$

式中： P —平面闸门上所受到的静水压力，kN；

G —闸门自重，kN；

γ —水的重度，kN/m³；

h —闸门前水深，m；

b —闸门单孔净宽，m。

所以代入相应数据得：

$$P = \frac{\gamma h^2 b}{2} = \frac{9.81 \times 8^2 \times 10}{2} = 3139.2kN$$

$$F_Q = (0.10 \sim 0.12)P + 1.2G = 0.12 \times 3139.2 + 1.2 \times 242 = 667.10kN$$

$$F_w = (0.10 \sim 0.12)P - 1.2G = 0.12 \times 3139.2 - 1.2 \times 242 = 84.30kN$$

经以上计算启门力 F_w 为 667.10kN、启闭力 F_Q 为 84.30kN，卷扬机规格可由此确定，启闭机选用的型号为 QP-2×400-(8~16)，启闭力为 800kN。

5.3 闸室上部结构布置

河西坝拦河闸闸室段的上部结构主要有工作桥、检修桥和交通桥以及起吊平面钢闸门的有关启闭设施。工作桥主要提供给日常检查和维修启闭机的检查人员和工程运行管理人员使用，工作桥的高度要考虑闸门在安装时和在检修期将闸门整体吊起时位置空间的要求，以方便闸门安装和起吊检修为设计要求，同时还要保证在拦河闸泄洪的时候，闸门完

全开启后闸门底部不影响水闸泄水，工作桥一般设置在工作闸门的正上方，便于启闭机起吊闸门、且布置在与上游比较近的一侧。检修桥主要用于枯水期对闸门进行检修时放置检修闸门以及便于工程运行管理巡视、观测上游来水情况，交通桥主要作用是连河道两岸，为行人和车辆提供交通通道。工作桥的总宽度要考虑启闭机机座尺寸、放置启闭机所要留出的空余空间，便于日常检查人员的检查工作和检修期检修人员对启闭机进行检修，工作桥的高度的设置要考虑闸墩、排架的规模尺寸，其中排架高度拟定要考虑闸门、安全超高和闸门起吊部件这些因素的的尺寸影响，所以工作桥的总宽度取 6m，排架高度取 9.7m。

由于河西坝拦河闸的工程所在区域不远处有两条连接两岸的交通干道，为保证水闸建筑物的安全、避免交通道路的重复建设，降低工程的建设成本、减少外在因素对建筑物本身的扰动，河西坝拦河闸闸室段上部结构的交通桥只布置人行道，不布置供车辆过往的机动车道，人行道的宽度拟定为 3m。

5.4 闸室分缝与止水处理

水闸闸室横跨河道、整个闸室段长度大，河床地基常为软质土基，在上部荷载和水渗透压力作用下，地基常会发生沉降。当建筑物因地基出现不均匀沉降和温度变形时，水闸闸室由钢筋混凝土浇筑而成为整体式钢混结构，建筑物本身刚度大，无法适应过大的变形，往往就会导致水闸闸室出现裂缝，要防止水闸在长期运行过程中，因水闸发生较大的沉降及差异沉降，使得水闸底板发生开裂、渗漏，上部结构出现开裂倾斜等问题^[17]。为应对水闸可能出现裂缝的问题，工程建设中在水闸缝墩的部位布设沉降缝，沉降缝的间距为 35m、缝宽为 5cm，以使相邻结构物的沉降互不影响为设缝依据，对于有抗震要求的建筑物应作专门处理，可适当加大缝宽，闸墩的沉降缝设置在闸墩上，对于水闸在特殊情况（如因地震而导致闸室发生不均匀沉降）能够及时关闭闸门、防止破坏扩大，是非常有利的。对于大面积的混凝土铺盖和消力池底部的护坦也应设缝，分缝应选用合适的填缝材料进行回填密封，密封所使用的材料要考虑实际水流条件和结构修建所采用的建筑材料，可采用闭孔泡沫板进行回填密封，在水闸进行分缝的部位，都要考虑结构物的止水问题，对于有防渗要求的伸缩缝也要设止水结构。

6 闸室稳定计算

6.1 不同设计情况

6.1.1 不同设计情况的荷载组合

水闸在较长的运行期内会遇到各种不同的工况，工程设计上要对水闸在使用过程中可能会遇到的大部分情况进行分析，确定对水闸闸室稳定影响最大，对工程危害最大、最不利的情况。工程在竣工后投入使用初期，闸底地基还不稳定、铅直向荷载最大、地基的沉降量也是最大的，这是对工程不利的第一种情况；在正常挡水期，上、下游的水位差最大，作用于闸室上的水平静水压力和水闸底板承受的渗透水压力是最大的，这是对工程不利的第二种情况；还有就是在发生地震时，水闸可能会出现裂缝或发生滑动失稳破坏，这是对工程不利的第三种情况。

对于设计洪水或校核洪水，由于在汛期泄洪时，水闸闸门都保持全开状态，水闸上、下游水位差较小，对工程安全危害不大，因此泄洪期的设计洪水或校核洪水不属于对水闸不利情况。根据《水工建筑物抗震设计标准》(GB51247-2018)^[18]有关规定，当地震设计烈度为 6 度及以下时，可不进行抗震计算，但仍应采用适当抗震措施，当地震设计烈度为 7 度及 7 度以上水闸除要进行地震作用分析和进行抗震计算外，还要采用适当安全可靠的抗震措施，保证在附加地震荷载的作用下，水闸闸室段仍能保持自身稳定。工程所在区域的地震设计烈度为 7 度，要考虑地震情况下的水闸闸室的稳定。

根据拦河闸的闸孔设置数量和布置，取中间三闸孔为一组作为闸室的计算单元，三孔一组的计算单元如图 6-1 所示。

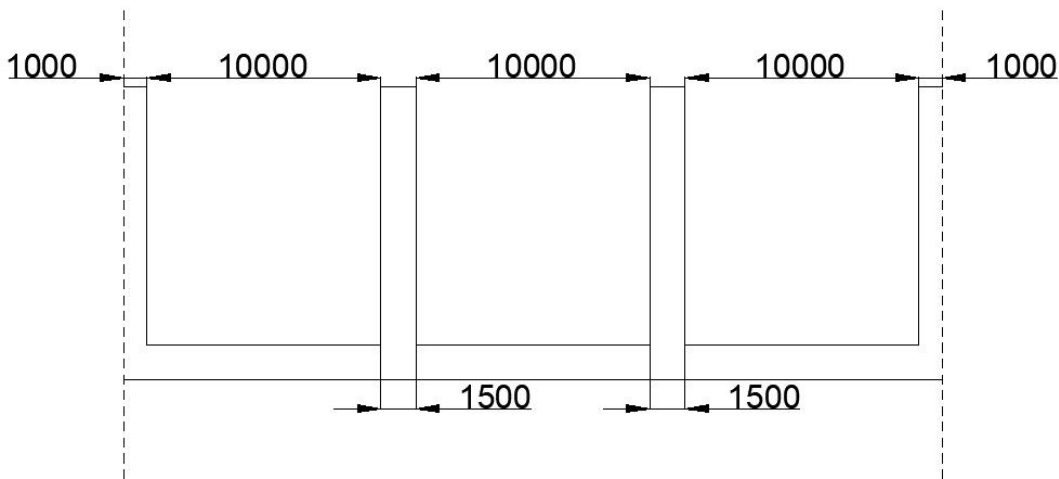


图 6-1 闸室计算单元（单位：mm）

水闸承受的主要荷载有：自重、水重、水平水压力、扬压力、泥沙压力、土压力、浪压力和地震力等，不同情况下所需计算荷载见表 6-1。

表 6-1 不同情况下的荷载组合

荷载组合	不利情况	荷载							
		自重	水重	静水压力	扬压力	泥沙压力	土压力	浪压力	地震力
基本组合	竣工无水期	√	——	——	——	——	√	——	——
	正常挡水期	√	√	√	√	√	√	√	——
偶然组合	地震情况	√	√	√	√	√	√	√	√

6.2 竣工后无水期闸室稳定计算

6.2.1 水闸荷载作用

(1)自重

在竣工后无水期的情况下，水闸还未正式下闸蓄水时，作用于闸室上的荷载只有自重及其上永久结构的重量，总重量包括：底板的自重、闸墩的重量、闸门重量、排架重量、检修桥的重量、启闭机以及仅供行人行走的交通桥的自重等。水闸结构自重可由不同结构的几何尺寸和相应材料容重计算得出，水闸结构主要使用的建筑材料有混凝土和钢筋混凝土，部分部位采用浆砌条石或浆砌块石，水闸不同结构部位自重的计算原理是不同材料的容重乘以所用材料的体积，所使用相关材料容重可由相关水闸设计规范查得。由于水闸闸孔数为 9，整个闸室按三孔一单元进行划分，可以取闸室中间的三孔为一计算单元进行分析计算，闸室段所受竖向自重荷载示意图如图 6-2 所示。

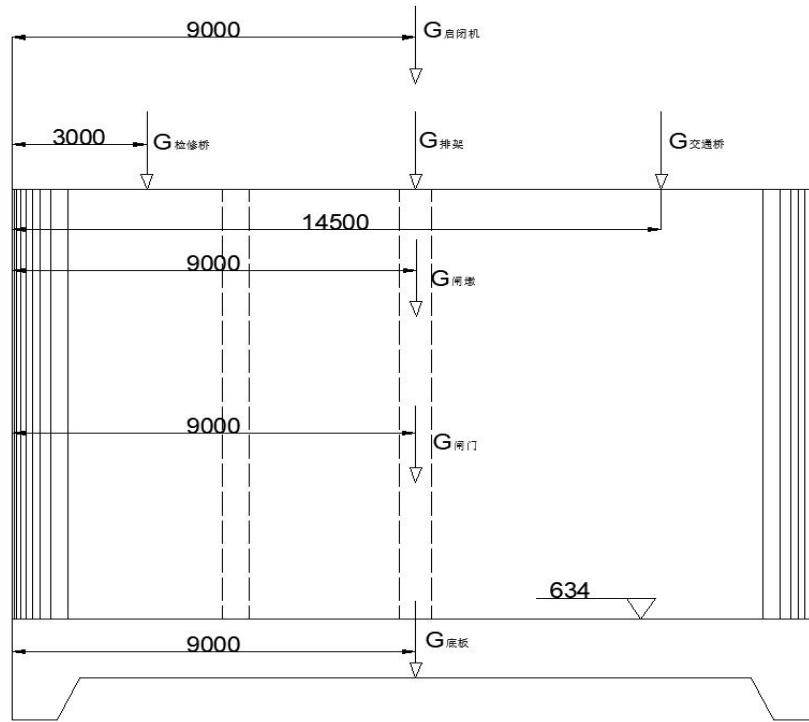


图 6-2 闸室所受自重荷载示意图（单位：mm）

各项荷载大小计算过程如下：

$$V_{\text{底板}} = (1.5 \times 18 + 1.1 \times 2.5 \times 0.5 \times 2) \times (10 \times 3 + 1.5 \times 2 + 2) = 1041.25 \text{m}^3$$

$$G_{\text{底板}} = 1041.25 \times 25 = 26031.25 \text{kN}$$

$$V_{\text{中墩}} = (0.883 \times 2 + 11.735 + 12.095) \times 11 \times 2 = 563.11 \text{m}^3$$

$$G_{\text{中墩}} = 563.11 \times 25 = 14077.8 \text{kN}$$

$$V_{\text{缝墩}} = (1.57 \times 2 + 15.36 + 15.72) \times 11 = 376.42 \text{m}^3$$

$$G_{\text{缝墩}} = 376.42 \times 25 = 9410.5 \text{kN}$$

$$G_{\text{交通桥}} = 53.22 \times 25 = 1330.5 \text{kN}$$

$$G_{\text{检修桥}} = 28.72 \times 25 = 718 \text{kN}$$

$$G_{\text{排架}} = 42.24 \times 25 = 1056 \text{kN}$$

以水闸底板上游首端齿墙底部为原点，对该点计算力矩，各自重力矩计算结果见表 6-2。

表 6-2 完建无水期荷载计算结果

荷载	自重 kN	力臂 m	力矩 kN.m	
			方向为顺时针	方向为逆时针
水闸底板	26031.25	9	234281.25	——
中墩	14077.8	9	126700.2	——
缝墩	9410.5	9	84694.5	——
交通桥	1330.5	14.5	19292.25	——
检修桥	718.0	3	2154	——
排架	1056	9	9504	——
启闭机	1935	9	17415	——
平面闸门	726	9	6534	——
总计	55285.05	——	500575.2	——

(2) 土压力

对于水闸闸室左右两岸的两组三孔单元，由于靠近河岸的边墩与岸边土体相接触，闸室的边墩会受到岸边土体的作用力。闸墩与河岸的河堤高度齐平，水闸边墩可看作是岸墙铅直、墙后填土表面水平的水闸挡土结构，岸边土体对两岸的三孔单元的静止土压力计算公式如下：

$$F_0 = \frac{1}{2} \gamma_t H_t^2 K_0 \quad (6-1)$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi'_t \quad (6-2)$$

式中： F_0 —作用于边墩上的土压力，kN/m；

K_0 —静止土压力系数，砂性土可近似取0.36~0.42；

ϕ'_t —墙后填土有效内摩擦角；

H_t —挡土结构高度，m；

γ_t —边墩墙后填土容重，地下水位以下的填土取浮容重，kN/m³。

代入相应数据计算得：

$$F_0 = \frac{1}{2} \gamma_t H_t^2 K_0 = 0.5 \times 17 \times 11^2 \times 0.4 = 411.4 \text{ kN/m}$$

两岸河堤处理情况类似，只需计算一岸的三孔单元边墩所受的静止土压力即可，两岸静止土压力方向都垂直水流方向，其大小相等、方向相对。

6.2.2 基底应力计算

水闸结构对称布置受力情况可近似看做对称，闸室基底应力计算公式如下：

$$P_{\min}^{\max} = \frac{\Sigma G}{A} \pm \frac{\Sigma M}{W} \quad (6-3)$$

上式计算结果与下式的计算结果相差不大，为计算方便可用下式计算：

$$P_{\min}^{\max} = \frac{\Sigma G}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (6-4)$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_a}{\Sigma G} \quad (6-5)$$

式中： P_{\max} — 闸室基底应力极大值，kPa；

P_{\min} — 闸室基底应力极小值，kPa；

ΣG — 包括作用于闸室底面的扬压力在内的全部竖向荷载，kN；

ΣM — 对基础底面垂直水流方向的形心轴的力矩之和，kN.m；

ΣM_a — 对底板上游首端取矩的力矩之和，kN.m；

A — 闸室基底面的面积， m^2 ；

W — 闸室基底面对形心轴的截面矩， m^3 ；

e — 偏心距，m；

B — 计算闸室宽度，m。

偏心距：

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_a}{\Sigma G} = \frac{18}{2} - \frac{500575.2}{55285.05} = -0.05m$$

基底应力：

$$P_{\max} = \frac{\Sigma G}{A} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{55285.05}{18 \times 35} \left(1 + \frac{6 \times 0.05}{18} \right) = 89.22kPa$$

$$P_{\min} = \frac{\Sigma G}{A} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{55285.05}{18 \times 35} \left(1 - \frac{6 \times 0.05}{18} \right) = 86.29kPa$$

根据《水闸设计规范》^[10](SL265-2016)有关规定，土基上闸室基底应力最大值与最小值之比应满足表 6-3 的极值比的允许值要求，对于地震情况下的安全稳定性计算，其应力比值的允许值可适当放大。

表 6-3 土基上闸室基底应力最大值与最小值之比的允许值

地基土质	荷载组合	
	基本组合	特殊组合
松软	1.5	2
中等坚实	2	2.5
坚实	2.5	3

地基承载力极大与极小值的均值为 87.76kPa 小于地基允许承载力，符合水闸闸室段地基承载力的要求，闸室基底应力的极值比为 1.03 小于在基本组合荷载情况下的极值比的允许值 2，也满足设计规范要求。

6.2.3 抗滑稳定计算

在竣工无水期情况下，水闸基本不承受水平荷载作用，水闸地基的变形也主要以竖向沉降变形为主，闸室段向前滑动的可能性极小，所以在完工无水期情况下可不考虑闸室的抗滑稳定。

6.3 正常挡水期间室稳定计算

6.3.1 水闸荷载作用

在正常挡水期情况下，上游水深为 7.6m、下游水深为 1.5m，水闸闸室除受到自重荷载外，还受到水重、静水压力、扬压力和浪压力的作用，闸室段所受自重荷载示意图如图 6-3 所示。

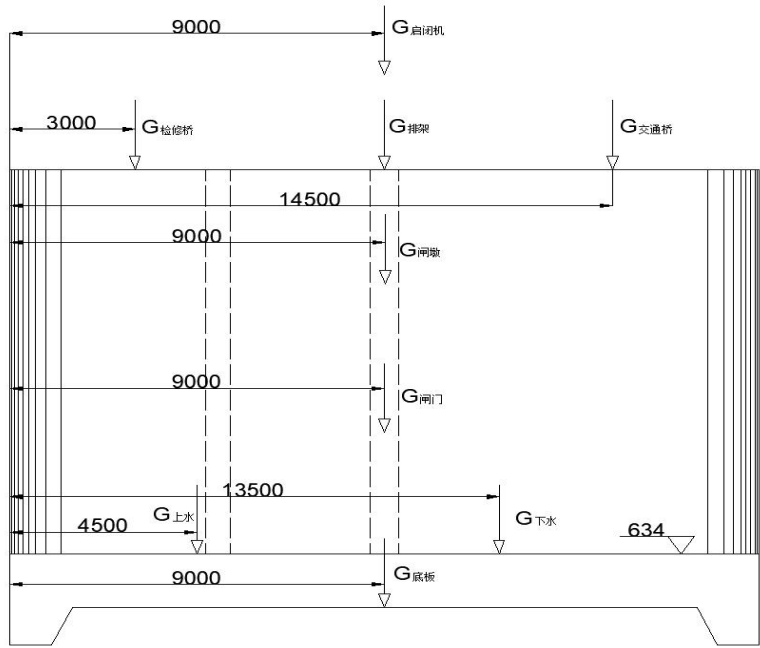


图 6-3 闸室段竖向自重荷载示意图（单位：mm）

(1) 自重

在水闸正常运行，蓄水水位达到正常蓄水位，闸室各部分结构的自重变化不大，可直接取用完建后无水期计算的各部分结构自重和力矩计算结果。

(2) 水重

水闸闸室受到的水重是指闸门上游静水压力铅直向作用于闸门上游部分底板的作用力，计算公式如下：

$$G_{\text{水}} = \gamma_w V \quad (6-6)$$

式中： γ_w — 水的容重， kN/m^3 ；

V — 底板上水的体积， m^3 。

水闸闸室自重计算采用以三孔为一计算单元进行的自重计算，闸门上游作用于底板的水体重量也可以只以三孔为一单元计算水体自重，代入相应数据得：

$$G_{\text{上水}} = 10 \times (3 \times 10 \times 7.6 \times 9) = 20520 \text{ kN}$$

水体形心中心到闸室底板首段原点的力臂为 4.5m，水体自重所产生的力矩为 92340kN.m，方向为顺时针方向。

闸门下游作用于底板的水体重量为：

$$G_{\text{下水}} = 10 \times (3 \times 10 \times 1.5 \times 9) = 4050 \text{ kN}$$

水体形心中心到闸室底板首段原点的力臂为 13.5m，其所产生的力矩为 54675kN.m，方向也为顺时针方向。

所以综上计算过程得总水重为 24570kN，总力矩为 147015kN.m。

(3) 水压力

当水闸蓄水时闸室上下游都受到水压力的作用，水压力作用示意图如图 6-4 所示。

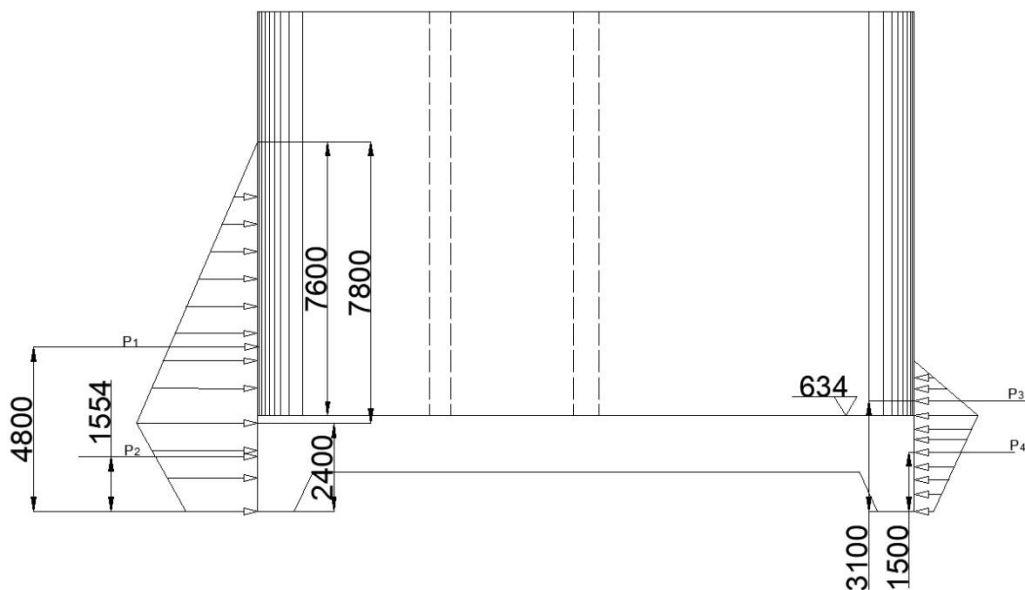


图 6-4 水压力作用示意图（单位：mm）

闸室底板前铺盖采用粘土铺盖时，闸室所受到的上游水压力计算公式如下：

$$P_1 = \frac{1}{2} \gamma H_1^2 L \quad (6-7)$$

$$P_2 = \frac{1}{2} (\gamma H_1 + p_b) h L \quad (6-8)$$

式中： P_1 —保护层以上底板所受的静水压力，kN；

H_1 —铺盖顶面上游水深，m；

L —底板计算段宽度，m；

p_b —底板首端加厚处底部的扬压力所作用的压强，kPa；

h —铺盖顶面到底板齿墙底部的距离，m。

代入相应数据 $H_1 = 7.8\text{m}$ 、 $p_b = 33.8\text{kPa}$ 、 $L = 35\text{m}$ 、 $h = 2.4\text{m}$ ，得水闸闸门上游作用于闸室上的水压力：

$$P_1 = \frac{1}{2} \gamma H_1^2 L = 0.5 \times 10 \times 7.8^2 \times 35 = 10647\text{kN}$$

$$P_2 = \frac{1}{2} (\gamma H_1 + p_b) h L = 0.5 \times (10 \times 7.8 + 33.8) \times 2.4 \times 35 = 4695.6\text{kN}$$

上游水压力荷载对底板首段底部的原点所产生的力矩为：

$$10647 \times 4.8 + 4695.6 \times 1.554 = 58400.16\text{kN.m}$$

同理，综合闸室上游所受水压力的计算公式得到闸室段下游所受水压力计算公式如下：

$$P=P_3+P_4=\frac{1}{2}\gamma H_2^2 L+\frac{1}{2}(\gamma H_2+p_c)h_2 L \quad (6-9)$$

式中：\$P\$—闸室下游所受水平水压力，kN；

\$p_c\$—底板末端底部压强，kPa；

\$h_2\$—底板末端厚度，m；

\$H_2\$—闸室下游水深，m。

$$P=P_3+P_4=\frac{1}{2}\gamma H_2^2 L+\frac{1}{2}(\gamma H_2+p_c)h_2 L=0.5\times 10\times 1.5^2\times 35+0.5\times (15+6)\times 2.6\times 35=1349.25\text{kN}$$

上游水压力荷载对底板首段底部的原点所产生的力矩为：

$$393.75\times 3.1+955.5\times 1.5=2653.88\text{kN}\cdot\text{m}$$

(4) 浪压力

波浪要素的考虑要综合考虑闸前风的速度、风向、风的吹程长度以及起风时水闸闸前的平均水深，与浪压力计算相关的波浪要素计算公式如下：

平均波高

$$\frac{gh_m}{v_0^2}=0.13\tanh\left[0.7\left(\frac{gH_m}{v_0^2}\right)^{0.7}\right]\tanh\left\{\frac{0.0018\left(\frac{gD}{v_0^2}\right)^{0.45}}{0.13\tanh\left[0.7\left(\frac{gH_m}{v_0^2}\right)^{0.7}\right]}\right\} \quad (6-10)$$

$$\frac{gT_m}{v_0}=13.9\left(\frac{gh_m}{v_0^2}\right)^{0.5} \quad (6-11)$$

式中：\$h_m\$—平均波高，m；

\$v_0\$—计算风速，m/s；

\$D\$—风区计算长度，m；

\$H_m\$—风区内平均水深，m；

\$T_m\$—平均波周期，s。

波的平均波长和波的平均波周期可通过以下换算公式进行换算计算：

$$L_m = \frac{gT_m^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi H}{L_m} \quad (6-12)$$

式中： L_m —平均波长， m；

H —闸前水深， m。

浪压力的计算与闸前水深和波的波态有关，浪压力的计算公式如下：

当 $H \geq \frac{L_m}{2}$ 且 $H \geq H_k$ 时

$$P_1 = \frac{1}{4} \gamma L_m (h_p + h_z) \quad (6-13)$$

$$h_z = \frac{\pi h_p^2}{L_m} \coth \frac{2\pi H}{L_m} \quad (6-14)$$

$$H_k = \frac{L_m}{4\pi} \ln \frac{L_m + 2\pi h_p}{L_m - 2\pi h_p} \quad (6-15)$$

式中： P_1 —水闸上游迎水面所受的浪压力， kN/m；

h_z —浪中心线高出水面高度， m；

H_k —波浪破碎的临界水深， m；

h_p —相应于波列累积频率的波高， m。

当 $H < \frac{L_m}{2}$ 且 $H \geq H_k$ 时

$$P_1 = \frac{1}{2} [(h_p + h_z)(\gamma H + p_s) + H p_s] \quad (6-16)$$

$$p_s = \gamma h_p \sec h \frac{2\pi H}{L_m} \quad (6-17)$$

式中： p_s —闸门底面处剩余浪压力强度， kPa。

当 $H < H_k$ 时

$$P_1 = \frac{1}{2} P_j [(1.5 - 0.5\eta)h_p + (0.7 + \eta)H] \quad (6-18)$$

$$P_j = K_i \gamma h_p \quad (6-19)$$

式中： η —闸门底面处浪压力强度折减系数， $H \leq 1.7h_p$ ， 取 0.6， $H > 1.7h_p$ ， 取 0.5；

K_i —闸前河底坡影响系数。

波列累计频率的确定要考虑水闸工程的级别，等级为 1 级的水闸其频率取 2%，浪压力及各要素计算结果见表 6-4。

表 6-4 浪压力计算结果

计算风速 $V_0(\text{m/s})$	平均水深 $H_m(\text{m})$	风区长度 $D(\text{m})$	平均波高 $h_m(\text{m})$	平均波周期 $T_m(\text{s})$	闸前水深 $H(\text{m})$
15	5	150	0.09	1.37	7.6
平均波长 $L_m(\text{m})$	相应于波列累积频率 p 的波高 $h_p(\text{m})$	波浪破碎临界水深 $H_k(\text{m})$	波浪高出水面线高度 $h_z(\text{m})$	浪压力 (kN/m)	
2.94	0.19	0.2	0.04	9.2	

由于与水平方向的静水压力相比，浪压力计算结果相对较小，可忽略浪压力对拦河闸闸室段的水平作用效果，波浪高度取 0.1m。

(5) 土压力

正常挡水位期情况下的左、右两岸的两组三孔单元静止土压力的计算公式与竣工完建期情况下的一样，但由于水闸下闸挡水，河道部分水流被拦蓄在水闸上游，在上游形成具有一定规模的水库，水库会对河道一定范围内的地下水水位产生影响，往往会使得地下水位上升，这就导致了水闸挡水后，水闸边墩所受到的静止土压力发生变化。

代入相应数据得：

$$F_0 = \frac{1}{2} \gamma_t H_t^2 K_0 = 0.5 \times 17 \times 6^2 \times 0.4 + 0.5 \times 7 \times 5^2 \times 0.4 = 157.4 \text{ kN.m}$$

(6) 扬压力

闸室底板所受的扬压力作用可分为浮托力和渗透压力，由于底板上下游两端在齿墙处出现埋深变化，在初步设计中为简化荷载计算，可将底板视为无齿墙的等厚度底板来计算闸基底部所受的扬压力，底板所受扬压力的荷载示意图如图 6-5 所示。

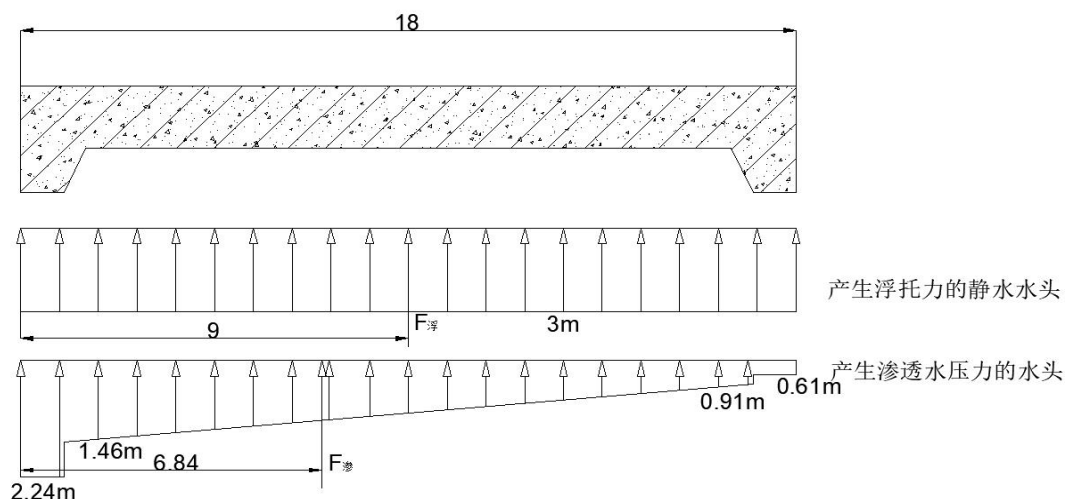


图 6-5 底板所受扬压力示意图（单位：m）

底板所受浮托力为： $3 \times 10 \times 18 \times 35 = 18900 \text{ kN}$

底板所受渗透压力为： $[2.24 \times 1 + (1.46 + 0.91) \times 16 \times 0.5 + 0.61 \times 1] \times 10 \times 35 = 7633.5 \text{ kN}$

各项作用力对底板首段底部原点取矩得：

浮托力所产生的力矩为： $18900 \times 9 = 170100 \text{ kN.m}$

渗透压力所产生的力矩为： $7633.5 \times 6.84 = 52213.14 \text{ kN.m}$

所以综上可得正常挡水期间室段所受的荷载计算表 6-5。

表 6-5 挡水期荷载计算结果

荷载	铅直方向所受荷载 kN		水平方向所受荷载 kN		力臂 m	力矩 kN.m	
	方向向下	方向向上	指向下游	指向上游		顺时针	逆时针
闸室段总自重	55285.05	—	—	—	—	500575.2	—
水重	24570	—	—	—	—	147015	—
上游水压力	—	—	15342.6	—	—	58400.16	—
下游水压力	—	—	—	1349.25	—	—	2653.88
浮托力	—	18900	—	—	9	—	170100
渗透压力	—	7633.5	—	—	6.84	—	52213.14
总计	79855.05	26533.5	15342.6	1349.25	—	705990.36	224967.02
作用总和	53321.55	—	13993.35	—	—	481023.34	—

6.3.2 基底应力计算

根据竣工后无水期间室基底应力计算公式得：

偏心距：

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_a}{\Sigma G} = \frac{18}{2} - \frac{481023.34}{53321.55} = -0.021\text{m}$$

闸室基底应力:

$$P_{\max} = \frac{\Sigma G}{A} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{53321.55}{18 \times 35} \left(1 + \frac{6 \times 0.021}{18} \right) = 85.23\text{kPa}$$

$$P_{\min} = \frac{\Sigma G}{A} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{53321.55}{18 \times 35} \left(1 - \frac{6 \times 0.021}{18} \right) = 84.04\text{kPa}$$

地基承载力极大与极小值得均值为 84.64kPa, 在闸室地基允许承载力允许范围内, 符合闸室地基承载力要求, 闸室基底应力极值比为 1.01, 也符合设计规范要求。

6.3.3 抗滑稳定计算

根据《水闸设计规范》(SL265-2016)^[10], 对于无可靠土壤试验资料又要初步确定闸室是否有沿其基础底面滑动的可能性时, 土基上水闸闸室的抗滑稳定安全系数计算公式如下:

$$K_c = \frac{f\Sigma G}{\Sigma H} \quad (6-20)$$

式中: K_c —闸室基础底面的抗滑稳定安全系数;

f —摩擦系数;

ΣH —作用于闸室上的全部水平向荷载, kN;

ΣG —包括闸室基础底面所受的扬压力在内的全部竖向荷载, kN。

根据工程的土质地基的类型确定 f 取 0.5, 代入相关数据得:

$$K_c = \frac{f\Sigma G}{\Sigma H} = \frac{0.5 \times 53321.55}{13993.35} = 1.90$$

对于土质地基上的不同工程等级的水闸, 沿水闸闸室基础底面抗滑稳定安全系数的容许值见下表 6-6。

表 6-6 水闸闸室基底面抗滑稳定安全系数容许值

荷载组合		水闸级别			
		1	2	3	4、5
基本组合	正常挡水情况	1.35	1.3	1.25	1.2
	施工、检修、校核水位情况	1.2	1.15	1.10	1.05
	地震情况	1.10	1.05	1.05	1.00

本水闸工程的水闸级别为 1 级，在正常挡水位其抗滑安全系数容许值取 1.35，通过计算得到的安全系数为 1.90 大于 1.35，闸室的抗滑稳定性能满足规范要求。

6.3.4 抗浮稳定计算

对水闸闸室的抗浮性能最不利的情况就是闸室检修的情况，水闸闸室的抗浮稳定性计算公式要根据地基的类型来确定，对于土质地基的抗浮稳定性计算公式如下：

$$K_f = \frac{\sum V}{\sum U} \quad (6-21)$$

式中： K_f — 水闸闸室段抗浮稳定安全系数；

$\sum U$ — 闸室基底所受的扬压力，kN；

$\sum V$ — 作用于闸室段的全部竖向力，kN。

基本荷载组合情况下，计算所得的抗浮稳定安全系数都要大于或等于 1.10，对于特殊荷载组合，其计算结果要大于或等于 1.05。

$$K_f = \frac{\sum V}{\sum U} = \frac{79855.05}{26533.5} = 3.01$$

计算所得的抗浮安全系数为 3.01 大于基本荷载组合情况下所要求的 1.1，水闸闸室段抗浮稳定符合要求。

6.4 地震情况闸室稳定计算

6.4.1 水闸荷载作用

因为地震所产生的地震惯性力作用于水闸上其方向沿河流的方向，所以地震作用只对水闸水平方向有较大影响，在水闸上游挡水位最高时，水闸向前滑动的可能性最大，所以工程在考虑水闸受到地震影响时，最不利的情况就是水闸挡水又受到地震作用的情况，在地震情况下，闸室所受到的荷载有闸室自重、水重、静水压力、扬压力、浪压力以及地震力。

(1) 自重

闸室稳定计算的地震情况是正常挡水位情况组合工程有可能遇到的地震，自重计算也可直接取用竣工后无水期的各部分结构计算结果。

(2) 水重

可按正常挡水期的相应数据计算结果直接取用。

(3) 水平静水压力

可按正常挡水期的相应数据计算结果直接取用。

(4) 浪压力

可按正常挡水期的相应数据计算结果直接取用。

(5) 土压力

可按正常挡水期的相应数据计算结果直接取用。

(6) 地震力

水闸工程所在地区地震设防烈度为 7 度，工程设计需要考虑建筑物的抗震设计，地震力只考虑顺河流方向的水平地震作用，地震惯性力计算公式如下：

$$F_i = \frac{a_h \xi G_{Ei} \alpha_i}{g} \quad (6-22)$$

式中： F_i — i 点所受地震惯性力代表值，kN；

ξ —地震作用系数，取 0.25；

G_{Ei} —集中于 i 点的重力作用，kN；

a_h —水平向设计地震代表值；

α_i —质点 i 动态分布系数。

动态分布系数计算公式如下：

$$\alpha_i = 1.4 \frac{1 + 4(h_i / H)^4}{1 + 4 \sum_{j=1}^n \frac{G_{Ej}}{G_E} (h_j / H)^4} \quad (6-23)$$

式中： n —计算质点总数；

H —闸高，m；

h_i 、 h_j —质点 i 、 j 的高度，m；

G_E —产生地震作用的总重量，kN。

由基本资料可知，工程所在地地震设计烈度为 7 度，基本地震加速度为 0.15g。
代入相关数据得：

$$\alpha_i = 1.4 \frac{1 + 4(h_i / H)^4}{1 + 4 \sum_{j=1}^n \frac{G_{Ej}}{G_E} (h_j / H)^4} = 1.4 \times \frac{1 + 4 \times \left(\frac{5}{21}\right)^4}{1 + 4 \times 0.04} = 1.22$$

$$F_i = \frac{a_h \xi G_{Ei} \alpha_i}{g} = \frac{0.15g \times 0.25 \times 1.22 \times 48328}{g} = 2211.01 \text{ kN}$$

综上，正常挡水期组合地震荷载得地震情况，水闸闸室段的荷载计算结果见表 6-7。

表 6-7 地震情况荷载计算结果

荷载	铅直方向所受作用力 kN		水平方向所受作用力 kN		力臂 m	力矩 kN.m	
	方向向下	方向向上	指向下游	指向上游		顺时针	逆时针
闸室总自重	55285.05	——	——	——	——	500575.2	——
水重	24570	——	——	——	——	147015	——
上游水压力	——	——	15342.6	——	——	58400.16	——
下游水压力	——	——	——	1349.25	——	——	2653.88
浮托力	——	18900	——	——	9	——	170100
渗透压力	——	7633.5	——	——	6.84	——	52213.14
地震惯性力	——	——	2211.01	——	——	17688.08	——
总计	79855.05	26533.5	17553.61	1349.25	——	723678.4	224967
作用总和	53321.55	——	16204.36	——	——	498711.38	——

6.4.2 基底应力计算

根据竣工后无水期闸室基底应力计算公式得：

偏心距：

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_a}{\Sigma G} = \frac{18}{2} - \frac{498711.38}{53321.55} = -0.353\text{m}$$

闸室基底应力：

$$P_{\max} = \frac{\Sigma G}{A} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{53321.55}{18 \times 35} \left(1 + \frac{6 \times 0.353}{18} \right) = 94.60\text{kPa}$$

$$P_{\min} = \frac{\Sigma G}{A} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{53321.55}{18 \times 35} \left(1 - \frac{6 \times 0.353}{18} \right) = 74.68\text{kPa}$$

地基承载力极大与极小值得均值为 84.64kPa，在闸室地基允许承载力允许范围内，符合闸室地基承载力要求，闸室基底应力极值比为 1.27，也符合设计规范要求。

6.4.3 抗滑稳定计算

根据正常挡水期水闸闸室段抗滑稳定计算公式，代入相关数据得：

$$K_c = \frac{f \Sigma G}{\Sigma H} = \frac{0.5 \times 53321.55}{16204.36} = 1.64$$

本水闸工程的水闸级别为 1 级，在地震情况下，闸室基础底面抗滑稳定安全系数容许值取 1.1，计算所得的抗滑稳定安全系数为 1.64 大于容许值，所以在地震情况下，水闸闸室段基础底面的抗滑稳定性能也是符合设计要求的。

6.4.4 抗浮稳定计算

$$K_f = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{79855.05}{26533.5} = 3.01$$

计算所得的抗浮安全系数为 3.01 大于地震情况下所要求的 1.05，其抗浮稳定满足要求。

7 水闸底板结构计算

7.1 底板结构计算方法选用

水闸闸室段的底板平置于地基之上，支撑着闸墩和上部结构，底板的平面方向远大于厚度方向，可将其视作板件进行内力计算。闸室底板结构计算的常用方法有弹性地基梁法、倒置梁法、反力直线分布法和荷载组合法，根据我国《水闸设计规范》(SL265-2016)^[10]，弹性地基梁法适用于相对密度小于 0.5 的地基；对于相对密度不小于 0.5 的松软非粘性土地基可采用反力直线分布法；倒置梁法主要用于小型水闸的闸室底板的内力计算；荷载组合法只有在地基较为良好的中、小型水闸中才能取得比较精确的计算结果。综合工程地基特性和工程规模，本工程闸室底板的结构稳定计算采用弹性地基梁法。

7.2 底板应力计算

在确定选用弹性地基梁法对水闸闸室底板进行结构稳定计算后，仍需考虑选用那种计算模型，弹性地基梁法常见可选用的计算模型有文克尔模型和半无限体模型。文克尔模型在推求应力应变的本构方程时，假定地基沉降量与地基所受应力成正比例关系；半无限体模型则把地基假定为一个半无限大的理想弹性体、土体的应力与应变呈线性关系。选用何种计算模型要考虑地基可压缩土层的厚度和弹性地基梁长度之间的关系，《水闸设计规范》(SL265-2016)^[10]规定用可压缩土层厚度与弹性地基梁半长之比作为计算方法选用的依据，选用依据见表 7-1。

表 7-1 弹性地基梁计算方法判别值

可压缩土厚度/梁长一半	小于 0.25	0.25~2.0	大于 2.0
计算方法	基床系数法	有限深的弹性地基梁法	半无限深弹性地基梁法

根据表中的判别值，选用有限深的弹性地基梁法，进一步采用链杆法进行计算。

(1) 板条和墩条不平衡剪力

在进行闸室底板应力计算时，不仅要把底板沿闸轴线方向分割为条状，还要从闸门所在截面划分为上、下游两段，然后再各自计算各分段上的总不平衡剪力，不平衡剪力计算公式如下：

$$Q = R + U - W_1 - W_2 - G_1 - G_2 \tag{7-1}$$

式中：Q—总不平衡剪力，kN；

R—基底反力，kN；

U —扬压力, kN;

W_1 —底板自重, kN;

W_2 —底板上水的自重, kN;

G_1 —闸墩自重, kN;

G_2 —上部结构自重, kN。

三闸孔单元在正常挡水情况下闸门上、下游段所承受的荷载见表 7-2。

表 7-2 闸室上、下游分段荷载计算结果

荷载	闸门前上游段	闸门后下游段
闸室底板自重 $G_{\text{板}}$ (kN)	13015.62	13015.62
闸室闸墩自重 $G_{\text{墩}}$ (kN)	11595.65	11892.65
交通桥自重 $G_{\text{交通桥}}$ (kN)	——	1330.5
检修桥自重 $G_{\text{检修桥}}$ (kN)	718	——
排架及以上自重 $G_{\text{排架}}$ (kN)	1495.5	1495.5
上游底板所受水的自重 $G_{\text{上水}}$ (kN)	20520	——
下游底板所受水的自重 $G_{\text{下水}}$ (kN)	——	4050

上游段所受扬压力: $9450 + 4487 = 13937\text{kN}$

下游段所受扬压力: $9450 + 3146.5 = 12596.5\text{kN}$

上游段所受地基反力: $\frac{84.04 + 84.64}{2} \times 35 \times 8.65 = 25533.94\text{kN}$

下游段所受地基反力: $\frac{84.64 + 85.23}{2} \times 35 \times 8.65 = 25714.07\text{kN}$

上游段不平衡剪力:

$$Q = 25533.94 + 13937 - 13015.62 - 20520 - 11595.65 - 1495.5 - 718 = -7873.83\text{kN}$$

下游段不平衡剪力:

$$Q = 25714.07 + 12596.5 - 13015.62 - 11892.65 - 1330.5 - 1495.5 - 4050 = 6526.3\text{kN}$$

(2) 闸墩和底板不平衡剪力分配

底板和闸墩各承担部分剪力, 总不平衡剪力的分配比例可由切应力分布图确定, 计算简图如图 7-1 所示。

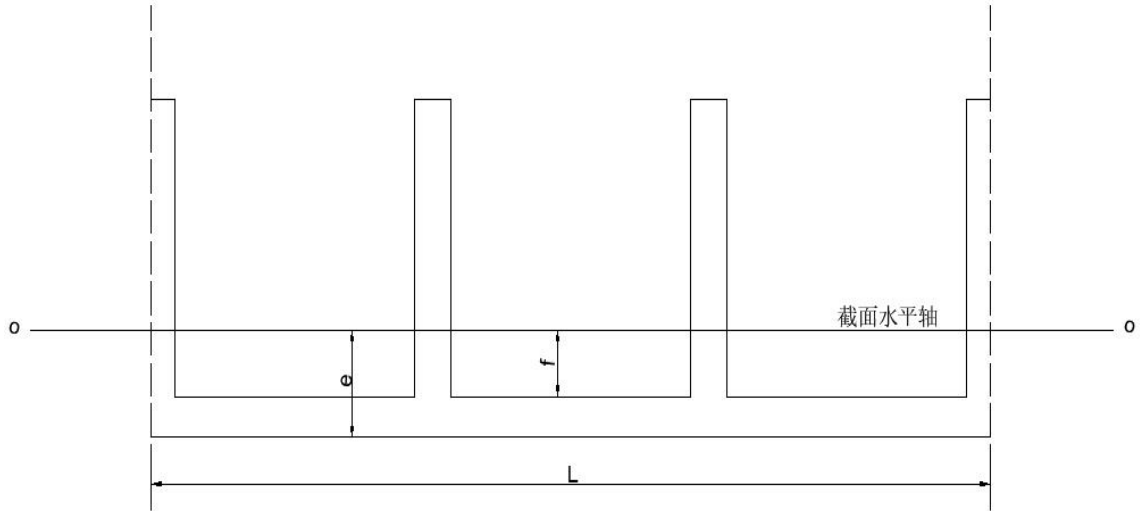


图 7-1 剪力分配截面计算简图

闸室底板所承受的不平衡剪力可通过积分法进行计算求解，计算公式如下：

$$Q_{\text{板}} = \int_f^e \tau_y L dy = \frac{Q}{2J} \left(\frac{2}{3} e^3 - e^2 f + \frac{1}{3} f^3 \right) \quad (7-2)$$

底板分配比率为：

$$a = \frac{1}{2J} \left(\frac{2}{3} e^3 - e^2 f + \frac{1}{3} f^3 \right) \quad (7-3)$$

式中： e —截面水平轴到底板底面的距离，m；

f —截面水平轴到底板顶面的距离，m；

τ_y —截面上的剪应力，kN；

J —截面惯性矩， m^4 ；

$Q_{\text{板}}$ —分段底部所受的不平衡剪力，kN。

由截面几何特征计算得，截面的截面惯性矩为 1613.66m^4 ，水平轴距离底板底面 $e=3.95\text{m}$ ，水平轴距离底板 $f=2.45\text{m}$ 。

$$a = \frac{1}{2J} \left(\frac{2}{3} e^3 - e^2 f + \frac{1}{3} f^3 \right) = \frac{1}{2 \times 1613.66} \left(\frac{2}{3} \times 3.95^3 - 3.95^2 \times 2.45 + \frac{1}{3} \times 2.45^3 \right) = 0.084$$

所以闸室底板所承受的不平衡剪力分配比例为 9%，闸墩分配比例为 91%。

A.上游分段：

底板分配的不平衡剪力： $-7873.83 \times 0.09 = -708.64\text{kN}$

中墩分配的不平衡剪力： $-7873.83 \times 0.91 \times \frac{3}{5} = -4299.11 \text{kN}$

缝墩分配的不平衡剪力： $-7873.83 \times 0.91 \times \frac{2}{5} = -2866.07 \text{kN}$

B.下游分段：

底板分配的不平衡剪力： $6526.3 \times 0.09 = 587.37 \text{kN}$

中墩分配的不平衡剪力： $6526.3 \times 0.91 \times \frac{3}{5} = 3563.36 \text{kN}$

缝墩分配的不平衡剪力： $6526.3 \times 0.91 \times \frac{2}{5} = 2375.57 \text{kN}$

(2) 单宽截条上的计算荷载

作用于闸室底板上的均布荷载计算公式如下：

$$q = \frac{W - U \pm Q_{\text{板}}}{LB} \quad (7-4)$$

式中： W —分段上底板和板上水的自重， kN ；

U —分段上所受的扬压力， kN ；

L —闸室垂直水流方向计算单元长度， m ；

$Q_{\text{板}}$ —分段底板所受不平衡剪力，上游分段取负号，下游分段取正号， kN 。

闸墩处的集中荷载计算公式如下：

$$P = \frac{G \pm Q_{\text{墩}}}{B} \quad (7-5)$$

式中： G —上、下游分段包括闸墩自重和上部结构重量， kN ；

B —闸室顺水流方向分段长度， m ；

$Q_{\text{墩}}$ —分段闸墩所受不平衡剪力，上游分段取负号，下游分段取正号， kN 。

A.上游分段

闸室底板所受均布荷载：

$$q = \frac{W - U \pm Q_{\text{板}}}{LB} = \frac{13015.62 + 20520 - 13937 + 708.64}{35 \times 9} = 64.47 \text{kN/m}$$

中墩所传递的集中荷载：

$$P_{\text{中}} = \frac{G_{\text{中}} \pm Q_{\text{中墩}}}{B} = \frac{8415.57 + 4299.11}{9} = 1412.74 \text{kN}$$

缝墩所传递的集中荷载：

$$P_{\text{缝}} = \frac{G_{\text{缝}} \pm Q_{\text{缝墩}}}{B} = \frac{5393.59 + 2866.07}{9} = 917.74 \text{kN}$$

所以单个中墩处受到的集中荷载为 706.37kN，单个缝墩处受到的集中荷载为 917.74kN，则半个缝墩受到的集中荷载为 458.87kN。

B.下游分段

底板上的均布荷载为：

$$q = \frac{W - U \pm Q_{\text{板}}}{LB} = \frac{13015.62 + 4050 - 12596.5 + 587.37}{35 \times 9} = 16.05 \text{ kN/m}$$

中墩所传递的集中荷载为：

$$P_{\text{中}} = \frac{G_{\text{中}} \pm Q_{\text{中墩}}}{B} = \frac{9015.9 + 3563.36}{9} = 1397.70 \text{ kN}$$

缝墩所传递的集中荷载为：

$$P = \frac{G_{\text{缝}} \pm Q_{\text{缝墩}}}{B} = \frac{5696.75 + 2375.57}{9} = 896.92 \text{ kN}$$

单个缝墩处受到的集中荷载为 896.92kN，则半个缝墩所受到的集中荷载为 448.46kN，单个中墩处受到的集中荷载为 698.85kN。

地基上梁的柔度系数计算公式如下：

$$\lambda = 10 \left(\frac{E_0}{E} \right) \left(\frac{l}{h} \right)^3 \quad (7-6)$$

式中： E_0 —地基的变形模量，Gpa；

E —梁的弹性模量，Gpa；

l —梁的半长，m；

h —梁的高度，m。

对于砂性土，地基土质变形模量 E_0 取 10.7 MN/m^2 ，混凝土等级取 C35，梁的弹性模量取 $3.15 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 。

代入相应数据得：

$$\lambda = 10 \left(\frac{E_0}{E} \right) \left(\frac{l}{h} \right)^3 = 10 \times \left(\frac{10.7}{31500} \right) \times \left(\frac{17.5}{1.5} \right)^3 = 5.39$$

根据上文计算，柔度系数取 7，不同荷载弯矩计算公式见表 7-3。

表 7-3 不同荷载的弯矩计算公式

计算假定	荷载情况	参数	弯矩转换公式
半无限大弹性体假定	梁受均布荷载 q	λ	$M = 0.01\overline{M}ql^2$
	梁上受集中荷载 F_p	$\lambda、\alpha$	$M = 0.01\overline{M}F_p l$
	梁上受力偶荷载，力矩为 m	$\lambda、\alpha$	$M = \pm 0.01\overline{M}m$
	单个集中边荷载 F_p'	$\lambda、\alpha$	$M = 0.01\overline{M}F_p' l$
	一段均布边荷载 q	$\lambda、\beta$	$M = 0.01\overline{M}ql^2$

顺水流方向取单位长度 1m 的底板，垂直水流方向的底板长度为一个计算单元的长度即 35m，底板主要受到的荷载有：对称轴左、右两侧半个缝墩所施加的集中荷载，对称轴左右两边中墩所施加的集中荷载，以及沿垂直水流方向均匀分布的均布荷载，由于所受的荷载是对称分布，在弯矩计算时可只计算各荷载在对称轴右半部分的梁上所产生的弯矩。

\overline{M} 的取值与结构所受荷载以及参数有关，通过查《水工设计手册》中的相关内容得到表 7-4、表 7-5、表 7-6，对称轴右半部分梁在均布荷载作用下的 \overline{M} 取值见下表 7-4。

表 7-4 均布荷载情况下的 \overline{M} 取值

ξ		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	
λ	0	13.7	13.5	12.9	12.0	10.8	9.3	7.5	5.5	3.4	1.4	0
	1	10.3	10.1	9.7	8.9	7.9	6.6	5.2	3.6	2.0	0.6	0
	2	9.6	9.5	9.1	8.4	7.4	6.3	4.9	3.4	1.9	0.6	0
	3	9.0	8.9	8.5	7.9	7.0	5.9	4.6	3.2	1.8	0.6	0
	5	8.0	7.9	7.6	7.0	6.3	5.3	4.2	2.9	1.6	0.5	0
	7	7.2	7.1	6.8	6.3	5.7	4.8	3.8	2.7	1.5	0.5	0
	10	6.3	6.2	5.9	5.5	5.0	4.2	3.4	2.4	1.3	0.4	0

对称轴右半部分梁，在对称轴左侧集中荷载 F_p 作用下的 \overline{M} 的值（ $\lambda=7$ ）见下表 7-5。

表 7-5 集中荷载情况下 \overline{M} 的取值

ξ		-1.0	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	-1.0
α	0	0	0	1	3	4	6	8	11	15	19	0
	0.1	0	0	1	2	3	4	6	8	11	14	0
	0.2	0	0	0	1	1	2	4	5	7	10	0

0.3	0	0	0	0	0	1	2	3	5	7	0
0.4	0	0	0	0	0	0	1	2	3	4	0
0.5	0	0	0	0	0	0	0	0	1	2	0
0.6	0	0	0	-1	-1	-1	-2	-2	-1	-1	0
0.7	0	0	-1	-1	-2	-2	-3	-3	-3	-4	0
0.8	0	0	-1	-1	-2	-3	-4	-5	-5	-6	0
0.9	0	0	-1	-2	-3	-4	-5	-6	-7	-8	0
1.0	0	0	-1	-2	-3	-5	-6	-7	-9	-11	0

对称轴右半部分梁，在对称轴右侧集中荷载 F_p 作用下的 \bar{M} 的值 ($\lambda=7$) 见下表 7-6。

表 7-6 集中荷载情况下 \bar{M} 的取值

ξ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
α	0	23	19	15	11	8	6	4	3	1	0
	0.1	18	23	18	14	10	7	5	3	1	0
	0.2	13	17	21	17	12	9	6	3	1	0
	0.3	9	13	16	20	15	11	7	4	2	0
	0.4	6	9	12	15	19	14	10	6	3	1
	0.5	3	5	7	9	13	17	11	7	3	1
	0.6	0	1	2	4	6	10	13	8	4	1
	0.7	-3	-3	-2	-1	0	3	6	10	5	1
	0.8	-6	-7	-6	-6	-5	-4	-2	-1	6	2
	0.9	-9	-10	-11	-11	-11	-10	-9	-7	-3	2
	1.0	-12	-13	-15	-16	-17	-17	-16	-15	-12	0

A.上游分段

三孔一组为一单元的水闸闸室底板所受的均布荷载和闸墩部位所受的集中力都是对称分布的，梁上所受荷载见图 7-2，梁所受的均布荷载对梁右半部分产生的弯矩见表 7-7。

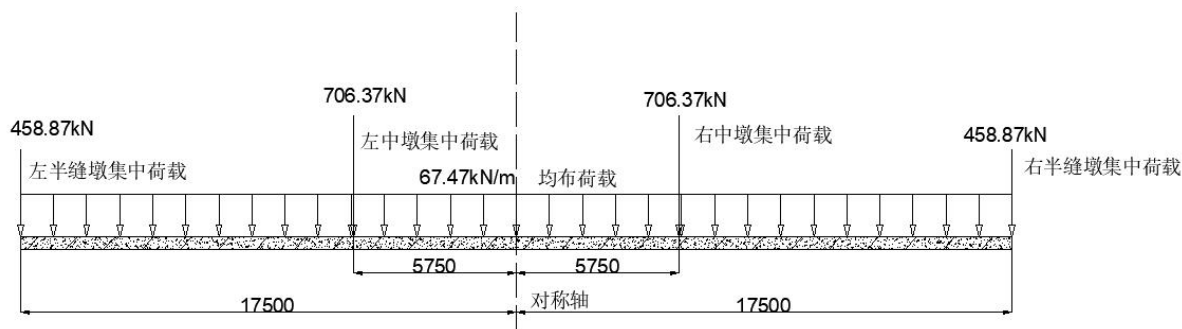


图 7-2 上游分段梁上荷载分布图（标注单位：mm）

表 7-7 均布荷载作用下所产生的弯矩

ξ	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
\bar{M}	7.2	7.1	6.8	6.3	5.7	4.8	3.8	2.7	1.5	0.5	0
M	1487.7	1467.1	1405.1	1301.7	1177.8	991.8	785.2	557.9	309.9	103.3	0

中墩部位所受的集中荷载所产生的弯矩，中墩部位所受荷载有两个集中力，分别位于对称轴的左右两边。相对位置 α 为左右两边的 0.33，所以 α 取 0.3，中墩部位所受集中力产生的弯矩计算结果见表 7-8 和表 7-9。

表 7-8 左边中墩部位集中力产生的弯矩

ξ	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
\bar{M}	9	7	5	3	2	1	0	0	0	0	0
M	1112.5	865.3	618.1	370.8	247.2	123.6	0	0	0	0	0

表 7-9 右边中墩部位集中力产生的弯矩

ξ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
\bar{M}	9	13	16	20	15	11	7	4	2	0	0
M	1112.5	1607.0	1977.8	2472.3	1854.2	1359.8	865.3	494.5	247.2	0	0

缝墩部位所受的集中荷载所产生的弯矩，缝墩部位所受荷载也有两个，分别位于对称轴两侧，相对位置 α 为左右两边的边缘，所以 α 取 1.0，缝墩部分所受集中力产生的弯矩计算结果见表 7-10 和表 7-11。

表 7-10 左边缝墩部位集中力产生的弯矩

ξ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
\bar{M}	-12	-11	-9	-7	-6	-5	-3	-2	-1	0	0
M	-963.6	-883.3	-722.7	-562.1	-481.8	-401.5	-240.9	-160.6	-80.3	0	0

表 7-11 右边缝墩部位集中力产生的弯矩

ξ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
\bar{M}	-12	-13	-15	-16	-17	-17	-16	-15	-12	-8	0
M	-963.6	-1043.9	-1204.5	-1284.8	-1365.1	-1365.1	-1284.8	-1204.5	-963.6	-642.4	0

B.下游分段

下游分段各不同荷载所产生的弯矩计算原理和过程与上游分段的对应弯矩计算相似，梁上荷载分布如图 7-3 所示，所以同理可得梁受均布荷载作用下弯矩的计算结果见表 7-12。

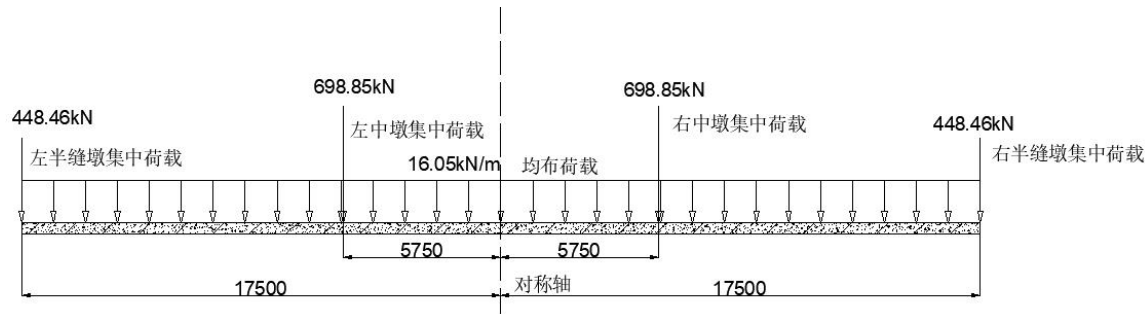


图 7-3 下游分段梁上荷载分布图（尺寸单位：mm）

表 7-12 底板均布荷载产生的弯矩

ξ	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
\bar{M}	7.2	7.1	6.8	6.3	5.7	4.8	3.8	2.7	1.5	0.5	0
M	353.9	349.0	334.2	309.7	280.2	235.9	186.8	132.7	73.7	24.6	0

中墩部位所受的集中荷载所产生的弯矩，中墩部位所受荷载有两个集中力，分别位于对称轴的左右两边。相对位置 α 为左右两边的 0.33，所以 α 取 0.3，中墩部位所受集中力产生的弯矩计算结果见表 7-13 和表 7-14。

表 7-13 左边中墩部位集中力产生的弯矩

ξ	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
\bar{M}	9	7	5	3	2	1	0	0	0	0	0
M	1100.7	856.1	611.5	366.9	244.6	122.3	0	0	0	0	0

表 7-14 右边中墩部位集中力产生的弯矩

ξ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
\bar{M}	9	13	16	20	15	11	7	4	2	0	0
M	1100.7	1589.9	1956.8	2446.0	1834.5	1345.3	856.1	489.2	244.6	0	0

缝墩部位所受的集中荷载所产生的弯矩，缝墩部位所受荷载也有两个，分别位于对称轴两侧，相对位置 α 为左右两边的边缘，所以 α 取 1.0，缝墩部位所受集中力产生的弯矩计算结果见表 7-15 和表 7-16。

表 7-15 左边缝墩部位集中力产生的弯矩

ξ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
\bar{M}	-12	-11	-9	-7	-6	-5	-3	-2	-1	0	0
M	-941.8	-863.3	-706.3	-549.4	-470.9	-392.4	-235.4	-157.0	-78.5	0	0

表 7-16 右边缝墩部位集中力产生的弯矩

ξ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
\bar{M}	-12	-13	-15	-16	-17	-17	-16	-15	-12	-8	0
M	-941.8	-1020.2	-1177.2	-1255.7	-1334.2	-1334.2	-1255.7	-1177.2	-941.8	-627.8	0

综上可得水闸闸室上、下游各分段在各种不同荷载作用下所产生的弯矩总和，计算结果见表 7-17。

表 7-17 闸室上、下游分段总弯矩计算结果

上游分	ξ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
段	M	1785.5	2012.1	2073.7	2297.9	1432.3	708.5	124.7	-312.8	-486.8	-539.1	0
下游分	ξ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
段	M	671.7	911.4	1019.0	1317.5	554.2	-23.1	-448.3	-712.3	-701.9	-603.3	0

根据上表中的数据可绘制上、下游分段的右半部分的弯矩分布图，如图 7-4、7-5 所示。

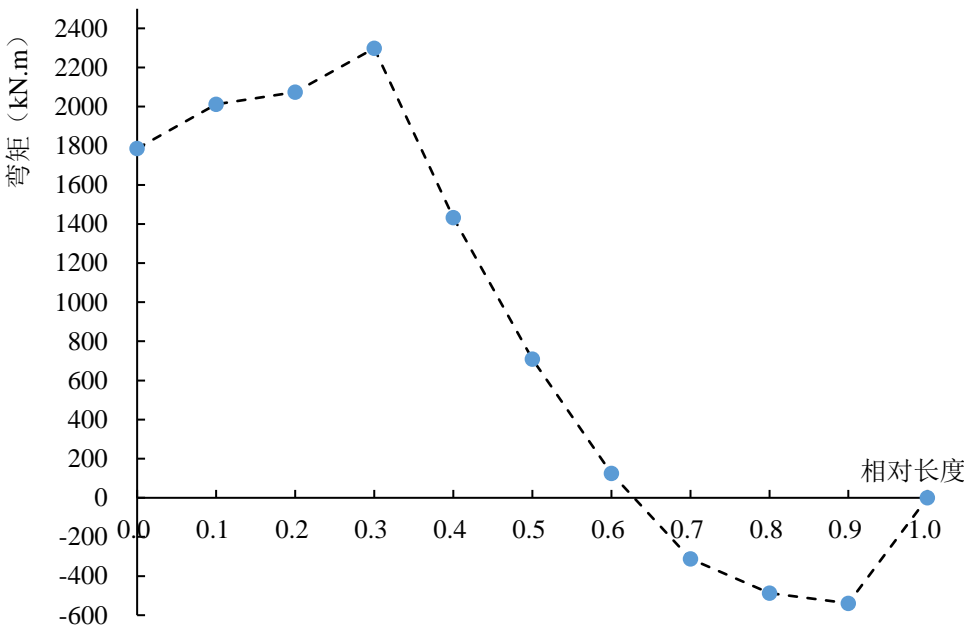


图 7-4 上游分段对称轴右半部分的弯矩分布图

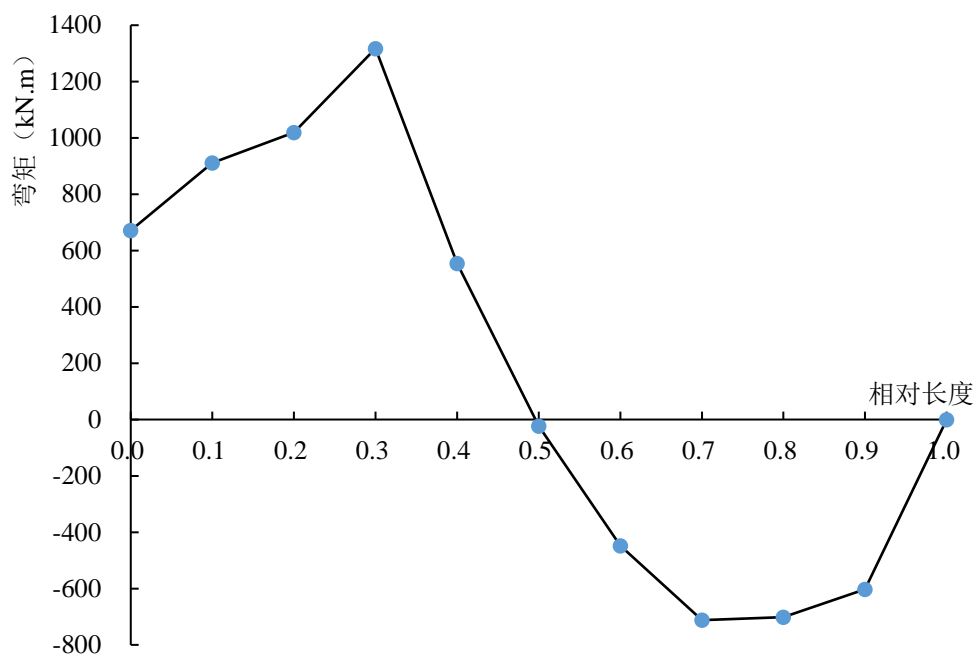


图 7-5 下游分段对称轴右半部的弯矩分布图

7.3 底板配筋计算

水闸闸室底板的配筋计算要分别确定出闸室底板上、下游分段不同情况下的弯矩包络图，按《水工混凝土结构设计规范》(SL191-2008)^[19]进行配筋计算。从弯矩图上可知上游分段最大弯矩为 2298kN.m、最小弯矩为-539kN.m，下游分段最大弯矩为 1318kN.m、最小弯矩为-712kN.m，为工程施工方便，上、下游底板分段采用同一的配筋设计，底板所受弯矩可能会出现方向改变的情况，所以底板上下部分都要进行配筋，面层配筋计算采用上游分段最大弯矩 2298kN.m，底层配筋按最小弯矩-712kN.m 进行计算。

由水工钢筋混凝土结构学^[20]中梁截面配筋计算的有关内容，水闸闸室底板配筋计算公式如下：

$$\alpha_s = \frac{KM}{f_c b h_0^2} \quad (7-7)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} \quad (7-8)$$

$$A_s = \frac{f_c b \xi h_0}{f_y} \quad (7-9)$$

式中：M—弯矩设计值，kN.m；

K—承载力安全系数，取1.2；

f_c — 混凝土轴心抗压强度， N/mm^2 ；

b — 矩形截面宽度， m ；

h_0 — 截面有效高度， m ；

f_y — 钢筋抗拉强度设计值， N/mm^2 ；

A_s — 受拉区纵向钢筋截面面积， mm^2 。

代入相关数据 $b = 1.0\text{m}$ ， $h_0 = 1.5 - 0.05 = 1.45\text{m}$ 、 $f_c = 16.7\text{N/mm}^2$ 、 $f_y = 360\text{N/mm}^2$ 得：

闸室底板面层：

$$\alpha_s = \frac{KM}{f_c b h_0^2} = \frac{1.2 \times 2298 \times 10^6}{16.7 \times 1000 \times 1.45^2 \times 10^6} = 0.078$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.078} = 0.081 < 0.85\xi_b = 0.44$$

$$A_s = \frac{f_c b \xi h_0}{f_y} = \frac{16.7 \times 1000 \times 0.081 \times 1.45 \times 1000}{360} = 5448.38\text{mm}^2$$

计算所得的配筋结果要满足最小配筋率要求^[20]，使用的钢筋种类选用型号为 HRB400 的三级钢筋，最小配筋率取 0.2%，计算结果满足要求，选用的规格为公称直径为 28mm 的钢筋， A_s 为 5542mm²，钢筋间距采用 110mm。

闸室底板底层：

$$\alpha_s = \frac{KM}{f_c b h_0^2} = \frac{1.2 \times 712 \times 10^6}{16.7 \times 1000 \times 1.45^2 \times 10^6} = 0.024$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.024} = 0.024 < 0.44$$

$$A_s = \frac{f_c b \xi h_0}{f_y} = \frac{16.7 \times 1000 \times 0.024 \times 1.45 \times 1000}{360} = 1614.33\text{mm}^2$$

选用钢筋型号相同，按最小配筋率 $\rho_{\min} = 0.2\%$ 进行配筋的所需的截面面积为 2900mm²，所以计算结果不满足最小配筋率要求，配筋按最小配筋率进行配筋，选用公称直径 22mm 的钢筋， A_s 为 3041mm²，钢筋间距为 125mm。根据采用的钢筋型号，分布钢筋的锚固长度取最大钢筋直径的 40 倍，即 $40 \times 28 = 1120\text{mm}$ 。

8 连接段建筑物

8.1 上游连接段建筑物

除了上面内容设计的铺盖，还要进行翼墙和护坡的设计布置，上游翼墙主要用于引导上游来水平顺地进入水闸闸室段，降低来水对闸室段特别是对闸室底板和闸墩的冲刷。上游翼墙可采用的形式多种多样，扭曲面翼墙连接的过流条件好、工程量小，但结构施工复杂且在砂性土地基上修建施工不易成型；斜降翼墙连接的工程施工比较方便，但由于水流流态不好容易在闸孔附近产生漩涡水流，中型水闸一般不会选用这种形式的翼墙；反翼墙连接的过流条件和防渗性能都比较好，但由于翼墙整个结构面比较复杂，导致翼墙的断面尺寸比较大、工程的施工量也大；圆弧形翼墙连接不仅有良好的水流条件，而且在大单宽流量的水闸中有着较为广泛的应用。对于修筑在土质地基上的水闸工程，翼墙、护坡等挡土墙结构要综合考虑地质条件、挡土结构的挡土高度以及建筑物修筑所用的建筑材料等因素，所以结合工程实际情况和施工条件，综合考虑工程成本、性能要求和施工难易情况，本工程上游翼墙形式选择采用圆弧形，翼墙结构采用扶壁式，翼墙顺水流方向的投影长度取 40m。

8.2 下游连接段建筑物

之前的内容已经对消力池、护坦、海漫和下游防冲槽进行了设计计算，以下内容将对下游翼墙和护坡进行设计布置。下游翼墙最主要的作用就是将过闸的水流均匀地扩散下泄，避免因水流扩散不均匀导致出现回流和折冲水流的现象，下游翼墙采用与上游翼墙同样的形式，翼墙扩散角每侧控制在 8° ，其长度与消力池长度末端齐平。

9 结论

本水闸设计内容以水闸设计有关的规范、水工设计手册为基本设计依据，并结合有关水闸设计的相关书籍和前人总结的工程经验和文献，对河西坝拦河闸进行工程各细部结构设计和计算。在遵循规范相关要求的前提下，结合本工程的实际水文地质情况，充分考虑本水闸设计的重点与难点，对影响水闸安全和稳定的主要因素进行了侧重考虑和详细设计计算。本水闸设计情况和校核情况的单宽流量较大，对今后相似的大单宽过闸流量的拦河闸类型的水闸工程初步设计具有参考价值和设计思路上的借鉴意义。

河西坝拦河闸工程的主要设计内容包括：拦河闸工程的规模和等级的拟定、通过水文资料推求洪水资料、通过水力计算确定水闸闸孔和消能设施的尺寸、在不同运行情况下，对河西坝拦河闸闸室段的结构、应力和各项安全稳定系数进行设计计算，最后结合闸室段的应力计算内容对闸室底板进行配筋。针对对水闸工程的运行要求和使用功能有重大影响的闸室部分进行侧重计算，本设计的重点是对闸室段各细部结构和应力内容的设计布置和参数计算部分。经计算确定设计洪水位为 641m、校核洪水位为 642.9m，底板顶面高程为 634m、闸墩顶面高程为 645m、消力池护坦顶面高程为 628m、海漫顶面高程为 631m，拦河闸总宽度为 103m、闸孔总净宽为 90m，底板和闸墩顺水流方向的长度都为 18m，设计内容满足水闸设计规范的相关要求。

参考文献

- [1] 麦家煊. 水工建筑物[M]. 北京: 清华大学出版社, 2005.
- [2] 中华人民共和国水利部. 第一次全国水利普查公报[EB]. 北京: 中国水利水电出版社, 2012.
- [3] 彭勃. 灾后重建对芦山县景观生态环境的影响及水质响应[D]. 成都: 西南交通大学, 2019.
- [4] 王德康. 青衣江主源宝兴河的水文特征[J]. 四川水利, 2000, 3: 34-36.
- [5] 张显林. 青衣江中上游流域水文特征[J]. 四川水力发电, 1991, 1: 39-42.
- [6] 冯茵. 基于流域尺度的芦山县潜在泥石流危险性评价研究[D]. 成都: 成都理工大学, 2014.
- [7] 姜月华, 陈国栋, 邢光福等. 四川省芦山县 5.12 地震地质灾害特征[J]. 工程地质学报, 2011, 19: 159-167.
- [8] 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.
- [9] 詹道江, 徐向阳, 陈元芳等. 工程水文学[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2005.
- [10] 中华人民共和国水利部. 水闸设计规范 SL 265-2016[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2016.
- [11] Nuryanti P, Legono D. Analysis of hydraulic sluice gate Sapon-intake in Progo river Special Region of Yogyakarta[J]. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. 2021, 1: 34-40 .
- [12] J. F. Melo, A. N. Pinheiro, C. M. Ramos. Forces on Plunge Pool Slabs: Influence of Joints Location and Width[J]. Journal of Hydraulic Engineering . 2006, 1: 51-63.
- [13] 李连文. 柔性海漫防冲水力特性研究[D]. 武汉: 长江科学院, 2013.
- [14] 许国安. 用渗流原型观测进行反馈分析和安全预报[J]. 水力发电, 1992, 10: 22-25.
- [15] 顾小芳. 深厚覆盖层上水闸渗流分析与防渗结构优化设计研究[D]. 南京: 河海大学, 2006.

- [16] 刘志明, 温续余. 水工设计手册(第 2 版)[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2014.
- [17] 孙冰, 臧振涛, 倪立建. 水闸地基沉降变化成因分析[J]. 河南水利与南水北调, 2019, 10: 92-94.
- [18] 中华人民共和国水利部. 水工建筑物抗震设计标准 GB 51247-2018[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2018.
- [19] 中华人民共和国水利部. 水工混凝土结构设计规范 SL 191-2008[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2008.
- [20] 汪基伟. 水工钢筋混凝土结构学(第 5 版)[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2016.

致谢

时光飞逝如白马过隙，大学的本科阶段也接近尾声，盛夏到来的时节，我们也将离开这充满欢声笑语、鲜花绽放、绿树成荫的美丽校园。毕业设计是对我们本科四年来所学知识的检验和复习总结，在完成毕业设计的过程中，我遇到了不少的困难，同时也得到了很多老师和同学的热情帮助，我希望能在这设计内容的结尾，向那些在我遇到困难时向我施以援手的老师、同学和朋友们表达我真诚的谢意。

从设计论文的选题到开题报告的编写最后再到论文的最终定稿的各个阶段，漆力健老师不仅热情地解答我所提出的问题，而且在整个过程中不断地给我提示，引导我纠正设计思路上的错误，认真细致地帮助我修改论文中设计内容和格式上的不合理之处，漆力健老师对学术研究的严谨性和不断进取、精益求精的精神值得我在以后的人生路程中不断学习。在本科四年的学习生涯中，遇到了很多来自不同专业的老师，虽然其上课风格各有不同，但他们身上都有着一个共同的特点，那就是对学生认真负责的态度，在此，感谢他们在大学阶段对我孜孜不倦的教导。

附录

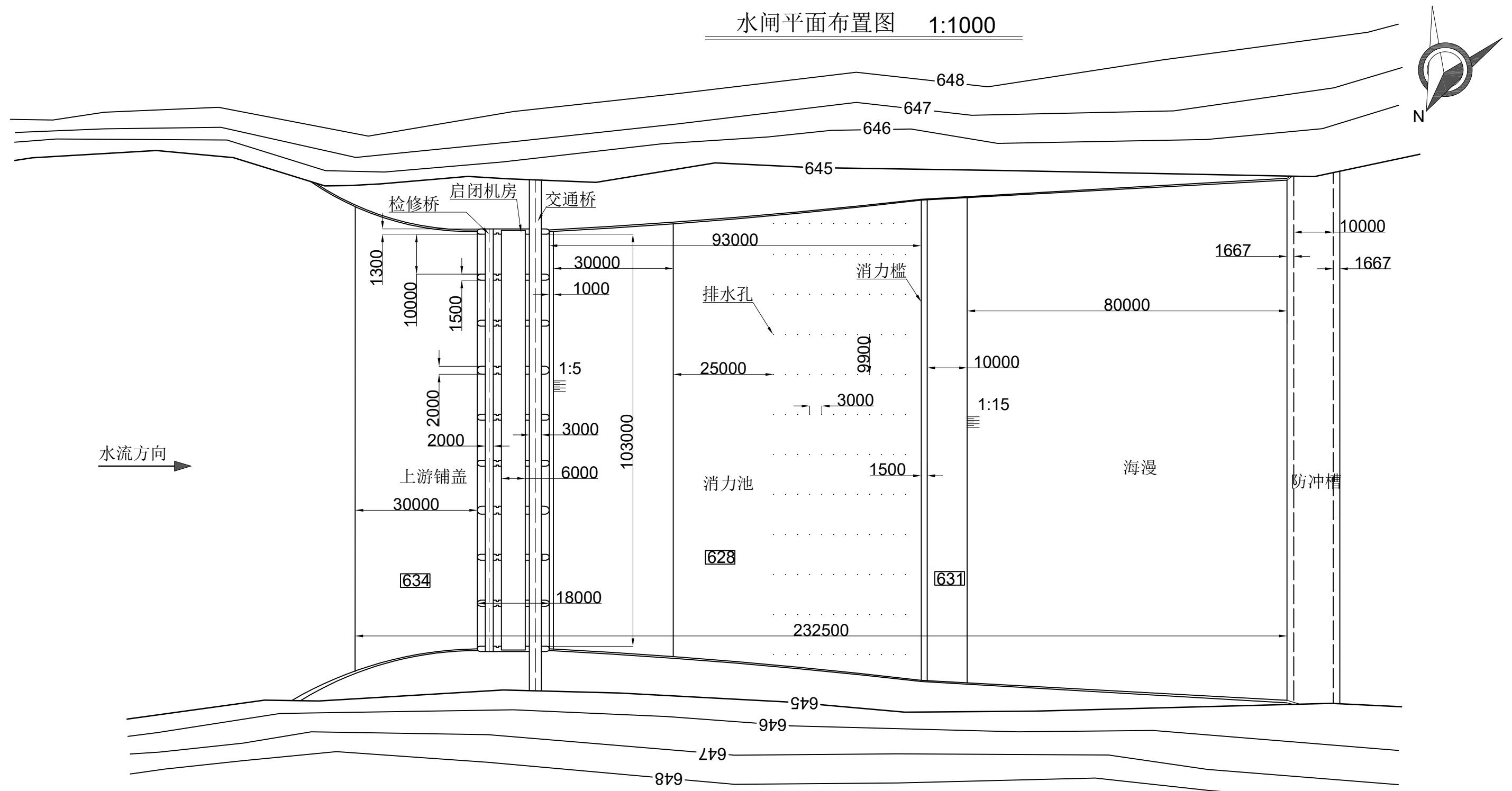
图纸目录

序号	图纸名称	图号
1	水闸平面布置图	1/5
2	水闸侧剖视图	2/5
3	水闸下游立视图	3/5
4	闸室段侧视图	4/5
5	底板细部构造图	5/5

图纸目录

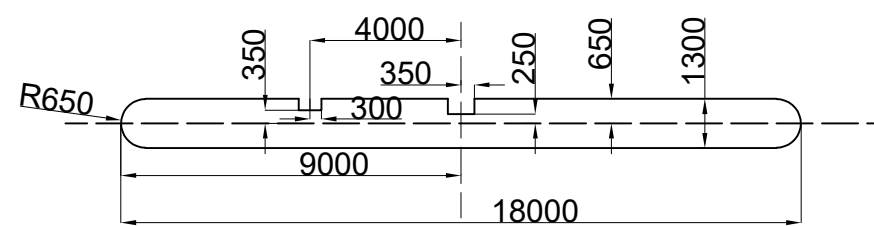
图纸编号	图名
1/5	水闸平面布置图
2/5	水闸侧剖视图
3/5	水闸下游立视图
4/5	闸室段侧视图
5/5	底板细部构造图

水闸平面布置图 1:1000

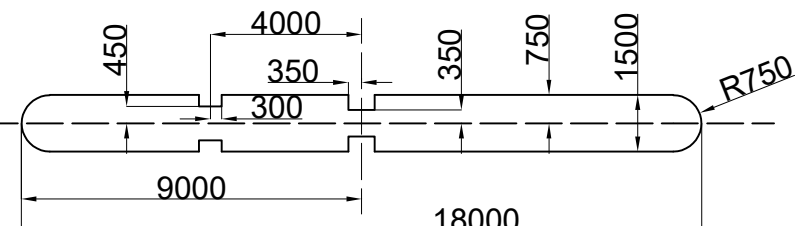


水流方向 →

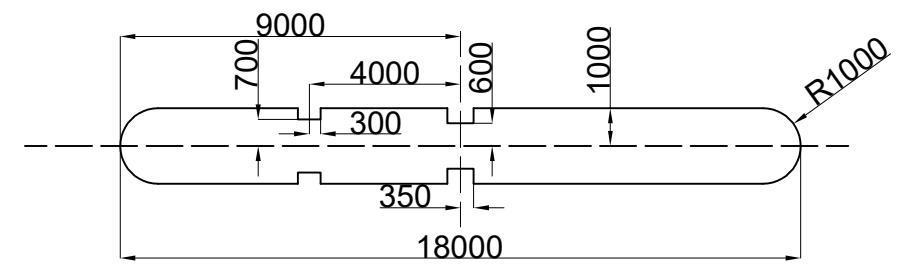
边墩截面图 1:200



中墩截面图 1:200



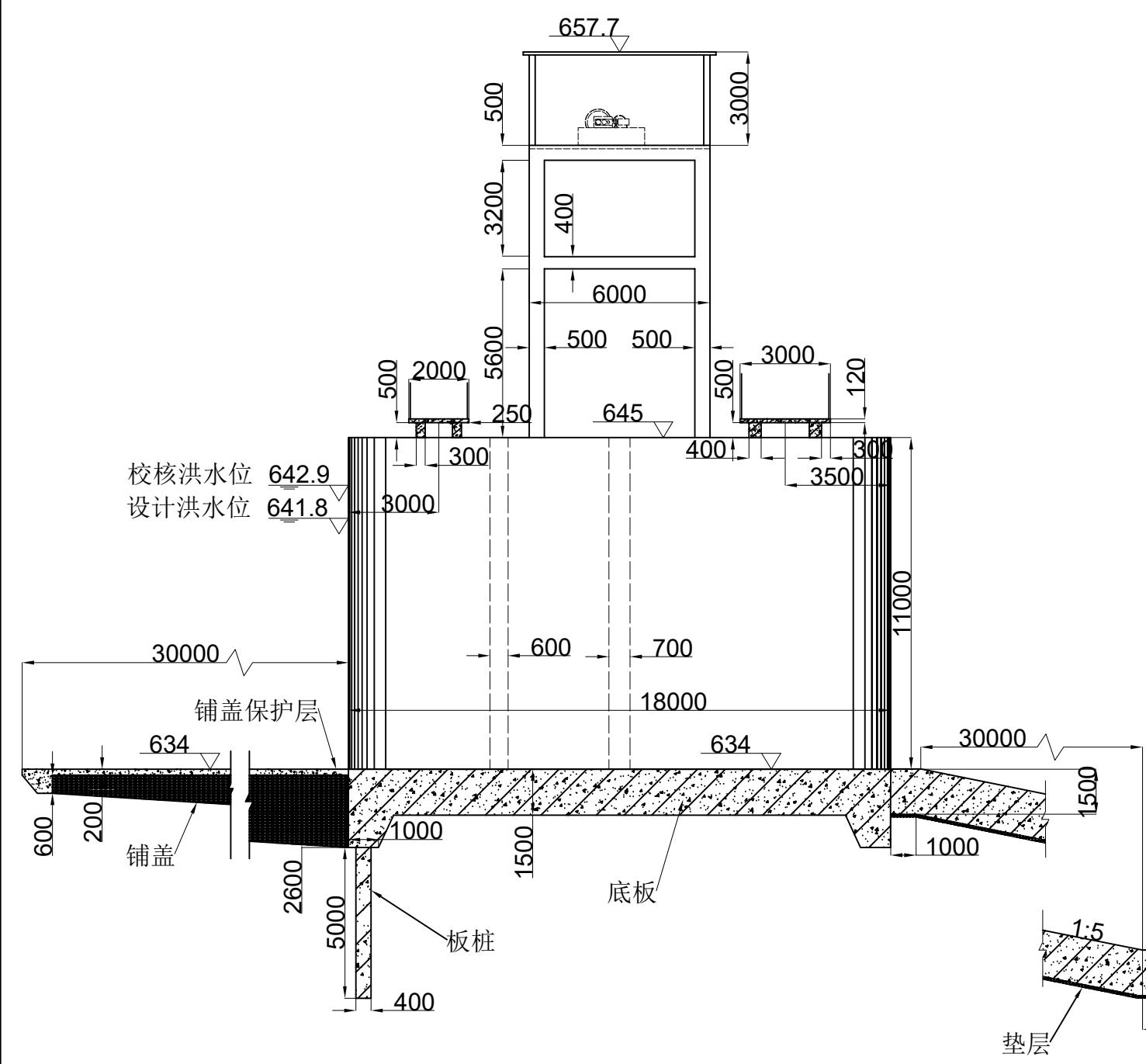
缝墩截面图 1:200



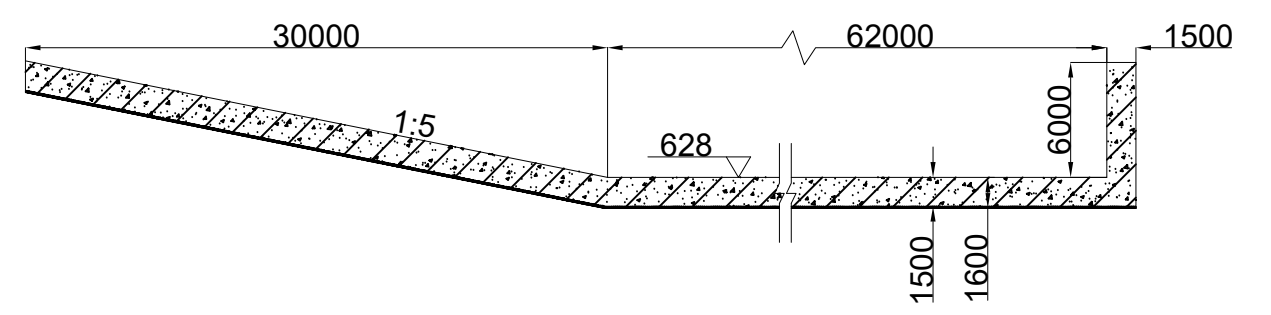
注：高程标注单位为m，其他尺寸标注单位为mm。

毕业设计单位	水利水电学院			专业	水利水电工程
图名	水闸平面布置图				
班级	水电3班	姓名	温松诚	学号	201802973
指导老师	漆力健	图纸编号	1/5	设计日期	2022.04.29

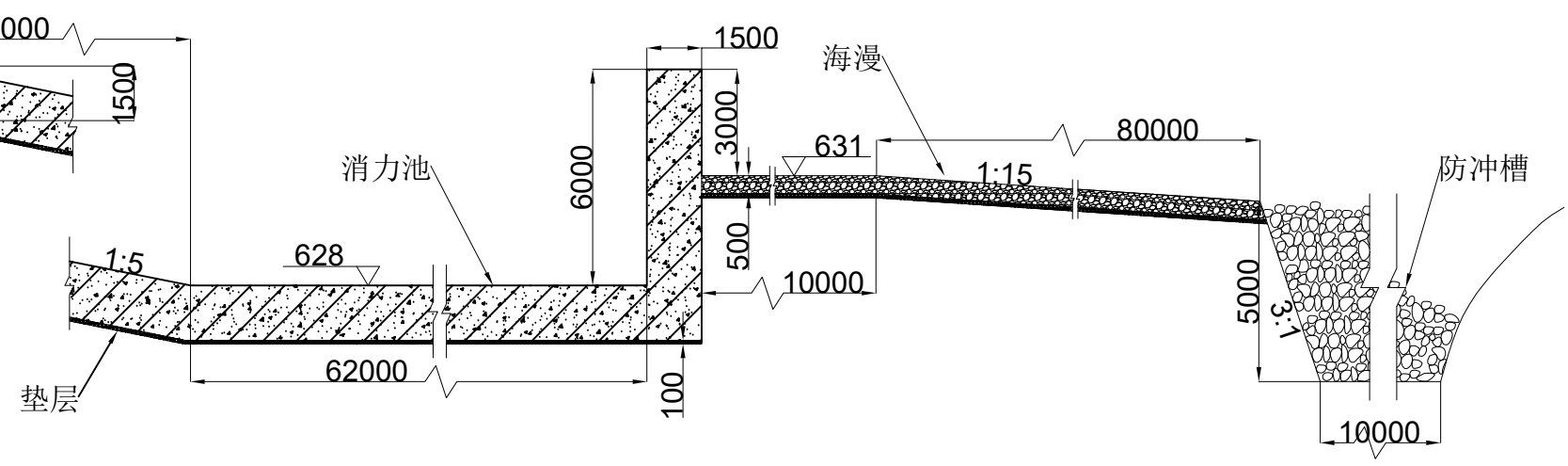
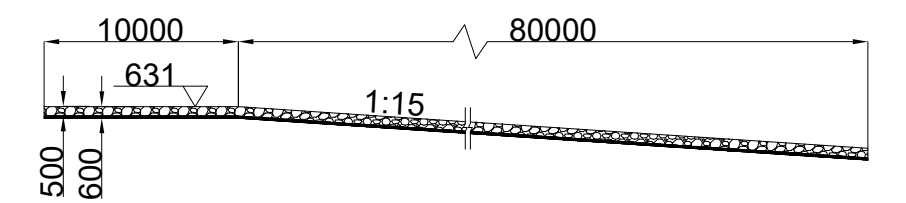
水闸侧视图 1:200



消力池截面图 1:400



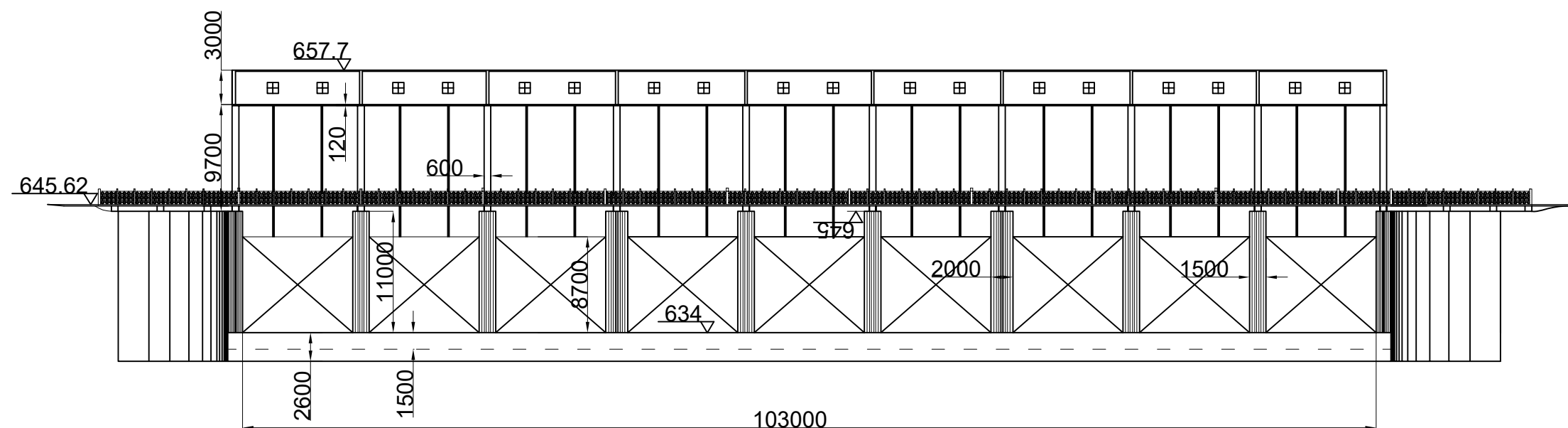
海漫截面图 1:400



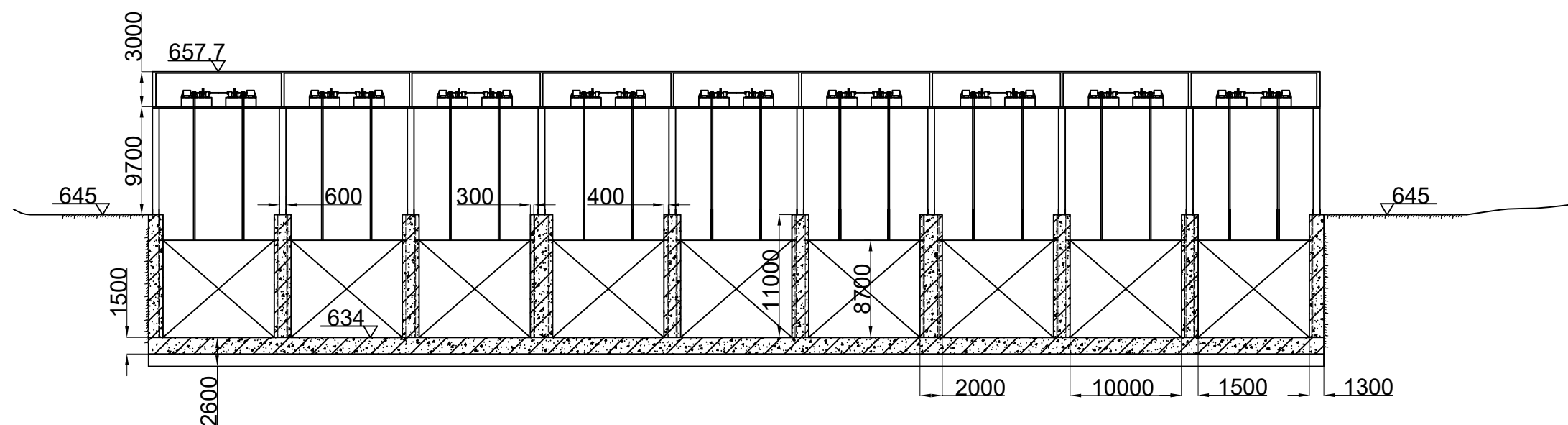
注：高程标注单位为m，其他尺寸标注单位为mm。

毕业设计单位	水利水电学院		专业	水利水电工程	
图名	水闸侧剖视图				
班级	水电3班	姓名	温松诚	学号	201802973
指导老师	漆力健	图纸编号	2/5	设计日期	2022.04.29

下游正视图 1:500



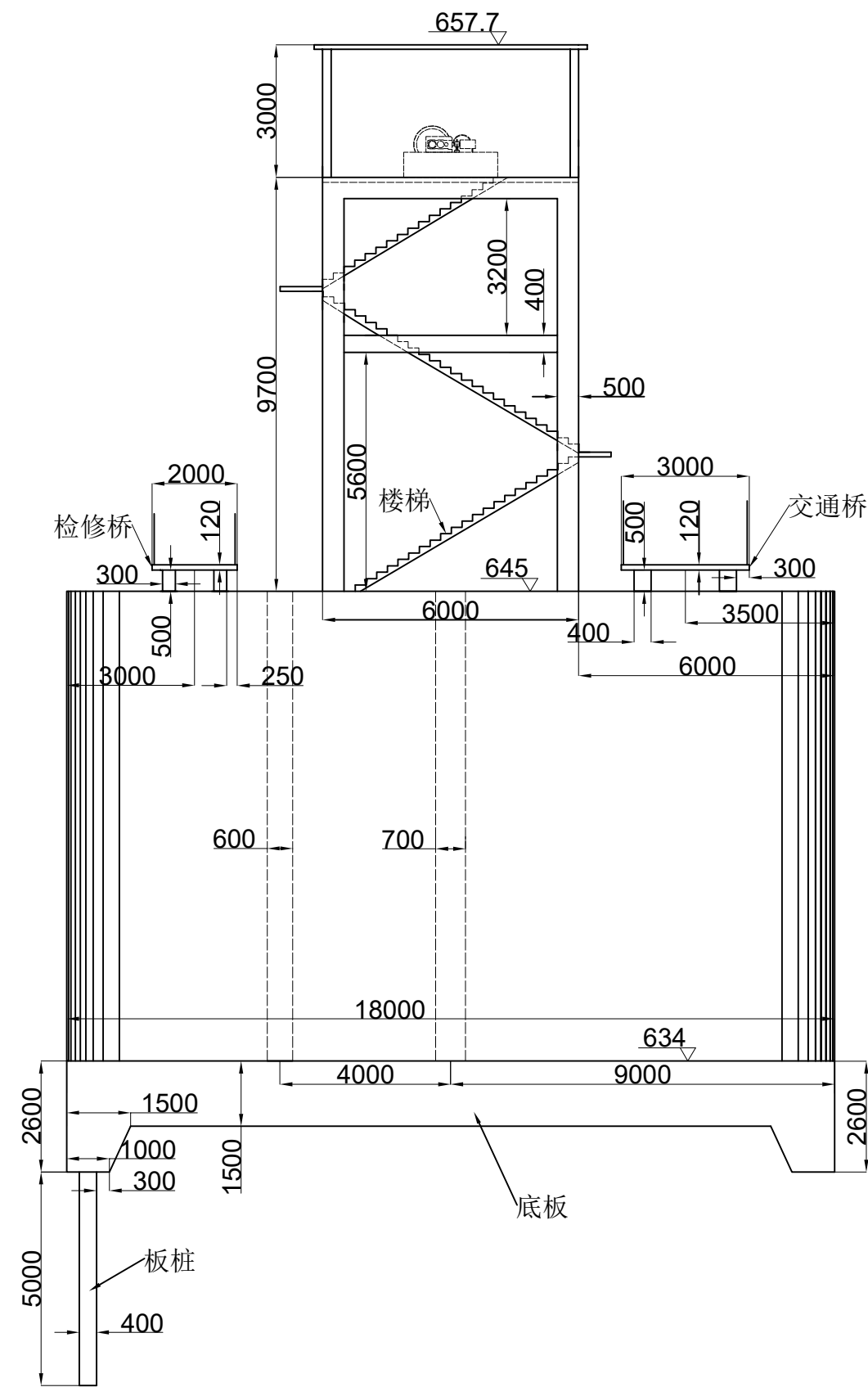
闸室纵剖图 1:500



注：高程标注单位为m，其他尺寸标注单位为mm。

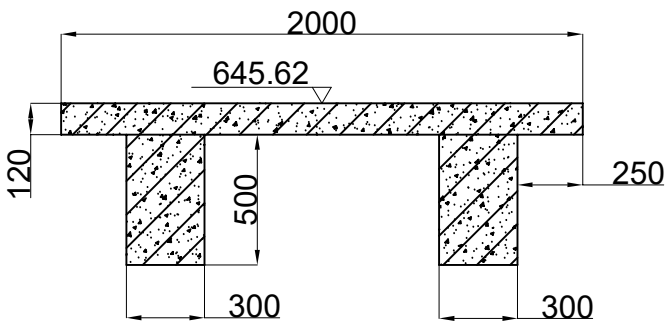
毕业设计单位	水利水电学院			专业	水利水电工程
图名	水闸下游立视图				
班级	水电3班	姓名	温松诚	学号	201802973
指导老师	漆力健	图纸编号	3/5	设计日期	2022.04.29

闸室段侧视图 1:150

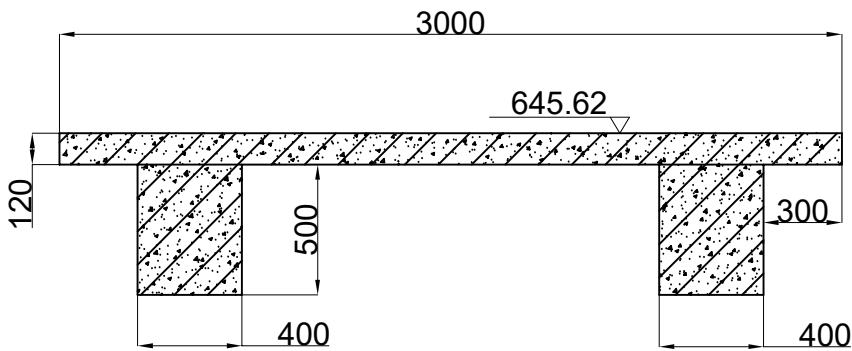


注：高程标注单位为m，其他尺寸标注单位为mm。

检修桥截面图 1:30

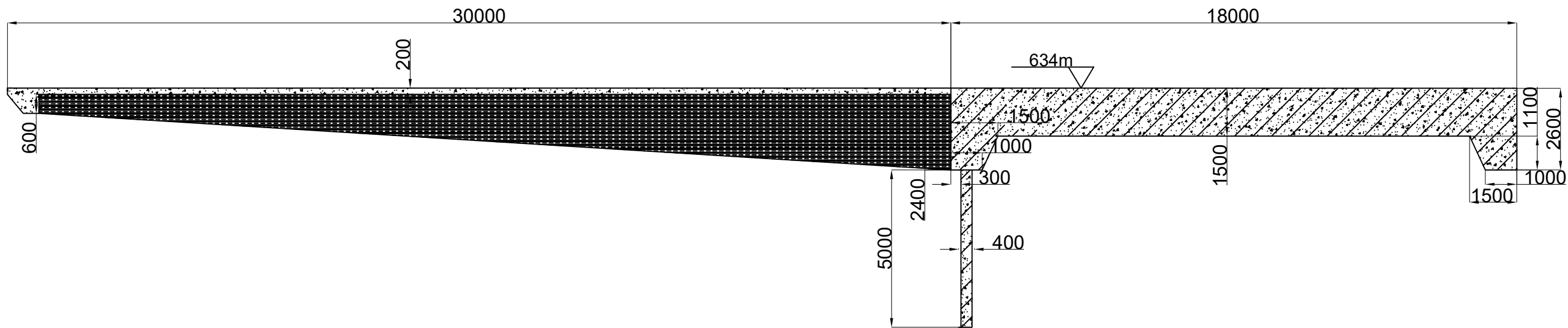


交通桥截面图 1:30

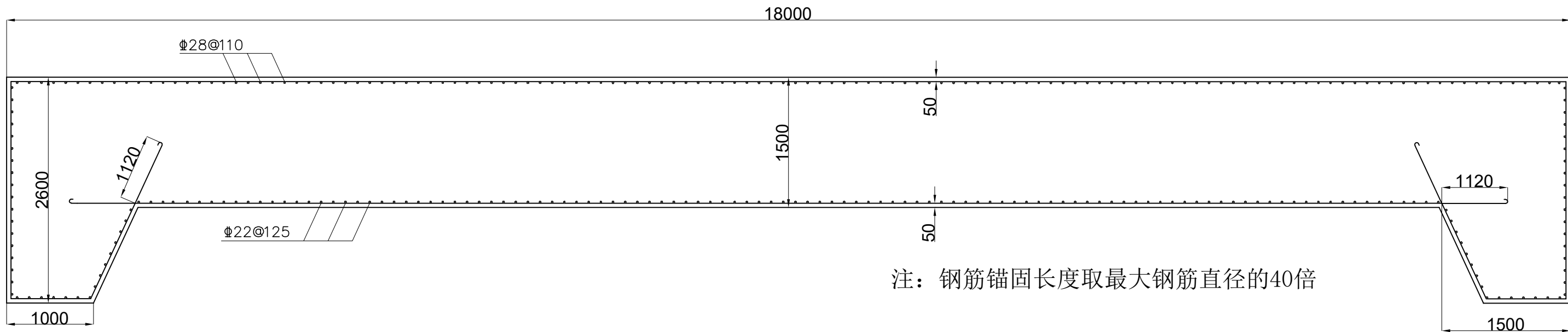


毕业设计单位	水利水电学院			专业	水利水电工程
图名	闸室段侧视图				
班级	水电3班	姓名	温松诚	学号	201802973
指导老师	漆力健	图纸编号	4/5	设计日期	2022.04.29

铺盖和底板横剖面图 1:150

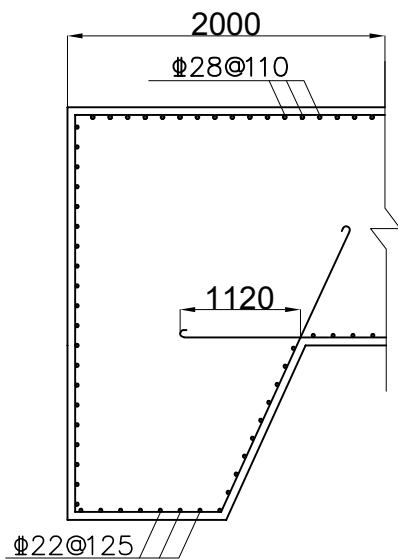


底板配筋图 1:50

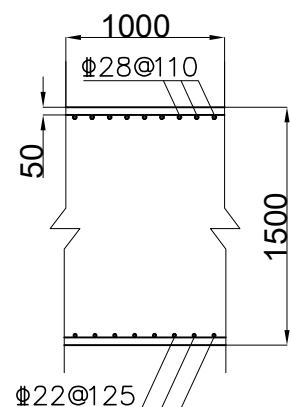


注：钢筋锚固长度取最大钢筋直径的40倍

底板齿墙配筋局部图 1:50



底板中部配筋局部图 1:50



注：高程标注单位为m，其他尺寸标注单位为mm。

毕业设计单位	水利水电学院		专业	水利水电工程	
图名	底板细部构造图				
班级	水电3班	姓名	温松诚	学号	201802973
指导老师	漆力健	图纸编号	5/5	设计日期	2022.04.29