泵站设计计算书

第一章： 泵站兴建缘由及概况

1.兴建缘由：

博斯腾湖位于我国疆巴音郭楞蒙自治州境内。其上游为开都河、下游为孔雀河。故博斯腾湖既是开都河水系和焉耆盆地地面径流的归宿地，又是孔雀河的发源地。多年以来孔雀河水道狭窄，芦苇丛生，博斯腾湖水出流不畅，沿岸湖宽水浅，湖面蒸发损失很大〔年蒸发量约为10亿m3〕，因而造成孔雀河灌区农业用水缺乏，整个焉耆盆地地下水位上升，土壤盐渍化严峻。因此巴音郭楞蒙古自治州粮食产量始终较低。每年均由国家调进粮食。由于孔雀河枯水季节流量小，故不能满足下游两个水电站发电的需水量。其中铁门关水电站5×8500kw 机，只能运行一台，石灰窑水电站 2×3000＋2×3200kw 机也不能满足机组的发电量。同时由于湖面蒸发损失的增加，近 20 年以来，博湖的水质也发生了很大的变化，湖水的矿化度 1958 年为 0.383～ 0.390g/L，而 1981 年 6～8 月的平均矿化度为 1.8g/L。22 年中平均每年增高 0.064g/L 博湖已由淡水湖变为微咸湖，水质变坏的趋势， 近几年更为严峻。为此，打算在博湖的西南面，孔雀河口以东约两公里处建设泵站，目的在于：1.依据焉耆盆地治碱、排水，降低地下水位的要求，保证湖水位低于1046m 高程；2.调整孔雀河流量，满足库尔勒和塔里木两灌区浇灌用水的需要;3.保证铁门关水电站和石灰窑电站枯水期的发电流量,满足负荷要求,冬季不要限电;4.促进湖水循环,防止湖水连续咸化 ,同时限制地下水位上升 ,减轻土壤盐渍化程度。博湖泵站建成后,可兼收排水、浇灌、发电、保护水质四方面的效益,一举而数得。

2. 根本资料的分析整理。

一〕、地形资料

博斯腾湖四周水系地形图(1/500)。

二〕、地质资料

泵站站址处：

地表下 0－2m,厚 2m,亚砂土(干容重$\gamma_{干}$=1.5t/m^3)；

地表下 2－12m 厚 10m 细砂土(干容重$\gamma_{干}$=1.55 t/m^3)；贯入10cm

数达 60 次;

地表下12－112m厚100m,亚砂土(干容重$\gamma_{干}$=1.8t/m^3),贯入3cm,击数为 70 次;

地下水位 1047.08－1047.78m,低于湖水位,由湖水补给。

细砂渗透系数 K＝4.08－10.00m/昼夜，地下水矿化度高达 24.25－26.037g/L，并含有侵蚀性CO_2，CO_2 含量为 10.75－161.75mg/L，对一般水泥有侵蚀性。博湖水矿化度如前所述，不含CO_2。

三〕、气象资料

1. 山间盆地与峡谷区：海拔 3000－4500m，气候严寒，年平均气温－5.1℃，年最低气温－40.5℃〔发生在一月〕。雨量多，年降水量300mm，集中于 6、7、8 三个月。冬季长 5 个月，最大动土深 4.4m，最大风速 20m/s，多为西北风。

2. 焉耆盆地：海拔1048－1200m，气候冰爽，年平均气温8.6℃，年最高气温 38.8℃(发生在八月)，最低气温－35.2℃〔发生在一月〕，无霜期平均为 145 天，日照时树平均为 3174 小时，年降水量 66mm，年蒸发量 1983mm，最大风速 20m/s，多为西北风，积雪期 31 天，冻土深 1.05 m，不宜种冬麦。

3. 库尔勒平原：海拔 800－950m，受塔里木沙漠气候影响，大陆性气候显著，冬寒夏热，年平均气温10.7℃，年最高气温43.1℃(发生在八月)，年最低气温－32.7℃〔发生在一月〕。年降水量 61.2mm，年蒸发量 2668.3mm，日照时数为 3001 小时，无霜期长，平均为 195 天，适宜种植棉花及复种玉米。最大风速 16m/s，多为西北风，并有来自沙漠的旱风，消灭在 4－5 月份，积雪期 32 天，冻土深 0.65m。

四〕、水文资料

1. 水位资料

〔1〕泵站最高低水位 1048.0m;

〔2〕泵站设计下水位 1043.0m;

〔3〕泵站最低下水位 1043.0m;

〔4〕出水池校核水位 1050.2m;

〔5〕出水池设计水位 1050.0m;

〔6〕出水池最低水位 1047.4m。

2. 流量资料

设计流量为 40m^3/s。

五〕、建筑物等级

博湖泵站是铁门关、石灰窑两级电站的水源泵站,并兼负降低博斯腾湖水位、浇灌库尔勒地区农田的任务,参照铁门关水电站那个主体

建筑物等级(Ⅱ级),据此确定本泵站主体建筑物按Ⅱ级建筑设计 ,其它附属建筑物按Ⅲ级设计。

六)、其他资料

1. 地震烈度：已建的铁门关水电站承受8 度，博斯腾湖泵站工程也按 8 度设计。

2. 能源：泵站用电由铁门关水电站供给，在铁门关水电站的110kV 升压站接网，用 53 公里 110kV 架空输电线路输送至本站。3. 交通、建材：本地交通便利，陆路可通汽车，水路可通船舶；建筑材料可以保证供给,砂石料更可就地取材。

其次章：工程布置

1.站值确实定：

依据本地区具体条件，选择站的面积小，拆迁房屋较少，工程造价低。考虑到水流顺直，地基稳定，防洪安全，交通便利，施工便利等要求，站址确定如下图，在该区域地形开阔、岸坡适宜、有利于工程布置，并且地质良好，能满足正面进水和正面出水的要求。

2.设计流量及设计扬程确实定：

一、设计扬程

1. 实际扬程

实际最大扬程： H_{max}= ▽ 出 max － ▽ 进 min =1050.2 －1043.0=7.2 m

实际设计扬程：H 设= ▽出设 －▽进设=1050.0－1043.0=7.0 m

实际最小扬程： H_{min}=▽出设 －▽进 max=1048.0－1047.4=0.6 m

2. 初估扬程

H=〔1+K〕H 实 〔k 在最大扬程时取 0.3，设计扬程及最小扬程取 0.2〕

设计扬程计算如下： H_{max}=〔1+0.2〕×7.2=8.64 mH 设=〔1+0.2〕×7.0=8.4 m H_{min}=〔1+0.2〕×0.6=0.72m

二、设计流量

Q 设=40 m^3/s

3. 主机组选型及台数确定

一、主水泵

1. 水泵选型

博斯滕湖水泵站属于低扬程、大流量的状况，且扬程变化较大，故初步选用全调整轴流泵。依据设计扬程选择水泵型号。
选型方案列表如下：

	泵型	扬程〔m〕	流量〔m^3/s〕	叶片安放角〔°〕	效率〔%〕	轴功率〔kw〕	转轮直径〔mm〕	转速r/min	台数
方案一：	1600zlbq-6	8.4	6.4	0	82.2	600	1540	300	6
方案二：	1600zlq8.5-7.5	8.4	7.6	0	85	675	1450	300	5
方案三：	1400zlb(q)5.5-7.5	8.4	5.3	0	86	450	1200	375	7

以上方案所选泵的台数为主泵台数设置一台备用泵
方案的比较：对于方案三机组台数较多不经济，而且流量与设计流量相差超过 5%故舍弃，对于方案一虽然台数流量根本满足条件但台数是偶数台不利于对称开启，综合考虑选择其次种方案的泵型。
配套电机的选择：TL800-20/2150 型电动机。

第三章 枢纽建筑物设计

1.泵房的型式：

泵房构造型式多样，常承受的有分基型、干室型、湿室型和块基型。其中块基型适用于大中型水泵站，该泵房构造整体性好，可以适应各种地基条件，最适合博斯腾湖泵站的设计状况。

块基型泵房按其是否直接挡水及与堤坊的连接关系可分为堤身式和堤后式两种。堤身式出水流道短，建筑物等级高，一般与防洪标准全都，扬程较小时承受此形式比较经济，因此将其作为首选方案。堤身式泵房又因其出水流道的不同而分为堤身虹吸式和堤身直管式和堤身屈膝式。堤身虹吸式泵房虽然断面简单，施工较为困难，但运行牢靠，检修简洁，为确保安全牢靠承受该方案比较适宜。

2.进水流道的设计：

1)转轮中心线至底板的距离H 与转轮直径D 的比值H/D 越大则进口流速分布越均匀，同时相应增加工程难度与造价故暂定H/D=2
2)进口流速宜取 0.8—1.0m/s 初步确定为 1m/s
3)流道进口至机组轴线水平长度〔进口段长度〕L 较长，则进水流态

较稳定，能得到较高的水力效率但较长的 L 会使泵房宽度增加。从而增加工程投资。 4〕进水流道底板一般未平底，但往往将流道进口段底板向上翘起，其上翘角为 5°--12°，一般多承受 8°--10° 5〕进水流道顶板的仰角一般依据进水池最低水位高程确定，要求顶板上缘漂浮在最低水位，国内泵站多承受肘形进水流道，其α 角多为 20° 左右。

6〕进水流道进口段出口断面高度 hk 不宜过大，以免引起脱流通常取值范围以〔0.8—1.1〕D 为宜。7〕中部弯曲段的内外侧一般分为不同心圆弧构成。弯曲段内外侧的曲率半径不宜太小，外侧半径 RO 以大致等于D 为宜，内侧半径 R2 以〔0.35—0.45〕D 为宜。

H/D=2.0 H=2900mm L/D=3.5 L=5075mm B/D=2.0 B=2900mm R0/D=1.0 R0=1160mm R2/D=0.35 R2=507.5mm α 取 20° β 取 0°〔一般为平底，故取0°〕其中D 由水泵直径确定为 1450mm 进水流道的图如下图：校核状况如下表所示：

1.出水流道的设计：

一〕流道类型

出水流道分为虹吸式、直管式、屈膝式、猫背式以及双向出水等几种。其中虹吸式和直管式较为常用。直管式出水流道设计施工简洁，但由于其断流承受拍门或快速闸门，水流速度大，导致水力损失也较大，而且拍门受工艺限制常有事故发生，运行不如虹吸式牢靠。虹吸式出水流道水头损失小，断流方式简洁牢靠，修理操作工作量小。适用于出水池水位变幅不大的立式或斜式低扬程泵站，综合考虑以上因素，打算承受虹吸式出水流道。

二〕尺寸确定

出水流道承受虹吸式出水流道一般由集中段出水弯管，上升段，驼峰段，下降段，出口段等局部组成，分别确定各局部的外形和尺寸。

1. 驼峰段

驼峰断面平均流速 V=2.4 （取值范围在 2.0 ～ 2.5 m/s 内）

驼峰底部高程▽底 = ▽高 + δ = 1050.2 + 0.2 = 1050.4 m

其中：▽高是出水池最高水位，为 1050.2 米 ；δ 为安全超高，一般在 0.1 ～ 0.3m 之间，这里选取为 0.2 米〕

驼峰断面面积A =Q/V=(7.6/2.4)=3.2m^2

驼峰断面高度 h=0.6D=0.6*160=96cm （h 在出水弯管出口直径的

驼峰断面顶部高程▽顶= ▽底 + h = 1050.4 + 0.96= 1051.4m

驼峰断面宽度B = $\frac{A}{h}$ = 3.2/0.96 = 3.33 m

驼峰处的曲率半径R=1.5D=240cm

2. 上升段

首先确定水泵安装高程

安装高程▽安=1043.0m-1.5m=1041.5m

式中： $_{\nabla}$下低 ：进水池最低水位 ；

h ：漂浮深度 。

上升角α =30。

上升段平面长度L2 依据教科书上所给公式计算得 10m

3. 下降段

下降段宽度不变，呈不集中型。

下降段倾角β =40。～70。 取β =60。

4. 出口段

出口流速V3= 1.5m/s

出口段面面积F = $\frac{Q}{V_1}$= 7.6/1.5=5.1 m^2

出口段高度 H= $\frac{F}{B}$ = 5.1/3.33=1.53cm

出口顶部高程▽3 = ▽池低-h 淹

其中：h 淹=〔4 ～5〕$\frac{V^2}{2g}$ = 4.5× $\frac{1.5^2}{2\times 9.81}$=52cm＞30cm

▽3 = ▽池低-h 淹 = 1047.4 - 0.52 = 1046.88 m

三、驼峰顶部真空值的校核

驼峰顶部实际的真空值：

H2=▽顶-▽池低+ $\frac{V^2-V^2}{2\times g}$ -h 损

=1051.36-1047.4+(〔2.4^2〕-(1.5^2))/(2*9.8)-损

=4.336 m

驼峰顶部的最大允许真空值：

$$H_{允}=\frac{Pa}{\gamma}-\frac{P_k}{\gamma}-\delta-\frac{\nabla}{900}$$

式中： Pa：当地海拔高程的大气压力 ；

Pk：为临界汽化压力

δ ：真空脉动值

▽:计算点的位置高程

$$\delta=\beta\frac{v^2}{2\times g}=1.0\ \frac{2.5^2}{2\times 9.81}=0.032$$

$_0$

$$H_{允} = 10.33 - 0.24 - \frac{1050.4}{900} - 0.032 = 8.89\ m$$

$H_{允}$ 允最大为 7.5m,故 $H_{允}$ 允=7.5m

H 实=4.336m < $H_{允}$ 允=7.5m

满足要求，驼峰处不会发生汽蚀，虹吸式出水流道可以正常工作。

出水流道的线形图和校核列表如下：

第四章：水泵装置工作点及工况校核

1.沿程损失 h_f

在实际工程设计中，管路损失往往需要通过模型试验来确定，但受条件所限，只能承受公式进展计算。这就需要将沿程管道简化，以套用公式进展计算。

沿程损失公式为公式:

$$h_f = \Sigma \frac{n^2 v^2 L}{R^{4/3}}$$

其中的v 和R 均为各局部的平均值，计算如下表所示：

流道	计算段	糙率 n	长度 L (m)	流速 V (m/s)	水力半径 R(m)	沿程损失 h_f(m)
进水流道	水平段	0.013	11.5	0.52	0.663	0.0017
	弯管段	0.013	3.5	2.61	0.436	0.0042
出水流道	集中段	0.012	1.71	3.61	0.77	0.005
	弯管段	0.012	2.54	3.26	0.4	0.013
	上升段	0.013	9.06	2.16	0.399	0.024
	驼峰段	0.013	3.67	2.4	0.365	0.0125
	下降段	0.013	2.58	1.92	0.42	0.005
	出口段	0.013	1.57	1.6	0.47	0.002

将各项沿程损失求和可知沿程损失为：0.0674m

2．局部损失：

由《大型电力排灌站》中的局部损失计算方法可得 局部损失公式为：

$$h_\xi = \Sigma \xi_i \frac{v_i^2}{2g}.$$

式中： v_i:为各个局部进口处的流速

1） 进口阻力系数ξ 1 取 0.1 流速 v=0.5m/s

2） 拦污栅阻力系数ξ 2=β 〔s/b〕^(4/3)sinα 式中 s 栅条厚度 b 相邻栅条净间隙 α 栅条断面外形系数 ξ2=0.1 流速按

过栅净面积计算v=0.5m/s

3） 闸门槽阻力系数ξ 3=0.15 流速按闸门净空断面计算 v=0.63m/s

4） 拍门阻力系数ξ 4〔无〕

5） 渐缩管阻力系数ξ5=0.2 渐缩段θ =20° 流速按渐缩管进口断面计算 v=2.0m/s

6） 渐扩管阻力系数ξ 6 流速按渐扩管进口断面计算

7） 圆弯管阻力系数ξ 7 ξ 7=(α /90)* ξ 7 流速按弯管平均断面计算。

8） 矩形弯管阻力系数ξ 8 流速按弯管平均断面计算

9） 出口阻力系数ξ 9=1.0

局部损失计算如下表：

断面	局部阻力系数ξ i	计算段流速〔m/s〕	局部损失h
进口	0.1	0.5	0.0013
拦污栅	0.1	0.5	0.001
闸门槽	0.15	0.63	0.003
进口水平渐缩管	0.2	0.94	0.009
直角圆弯管	0.98	2.0	0.2
集中管	0.013	3.63	0.0087
60° 弯管	0.11	3.26	0.06
上升段	0.05	3.26	0.027
驼峰段	0.14	2.4	0.041
下降段	0.008	2.4	0.003
出口段	0.17	1.6	0.022
出口	1.0	1.5	0.115

$h = \Sigma \xi_i \frac{v^2}{2g}$. 总的局部损失为 0.52

3.总损失及工况点校核 ：

一〕总损失

△h = h_f + h_ξ =0.067+0.52=0.587 m

二〕损失系数

△h=SQ^2

S=△h/Q^2= 0.587/7.6^2=0.0102

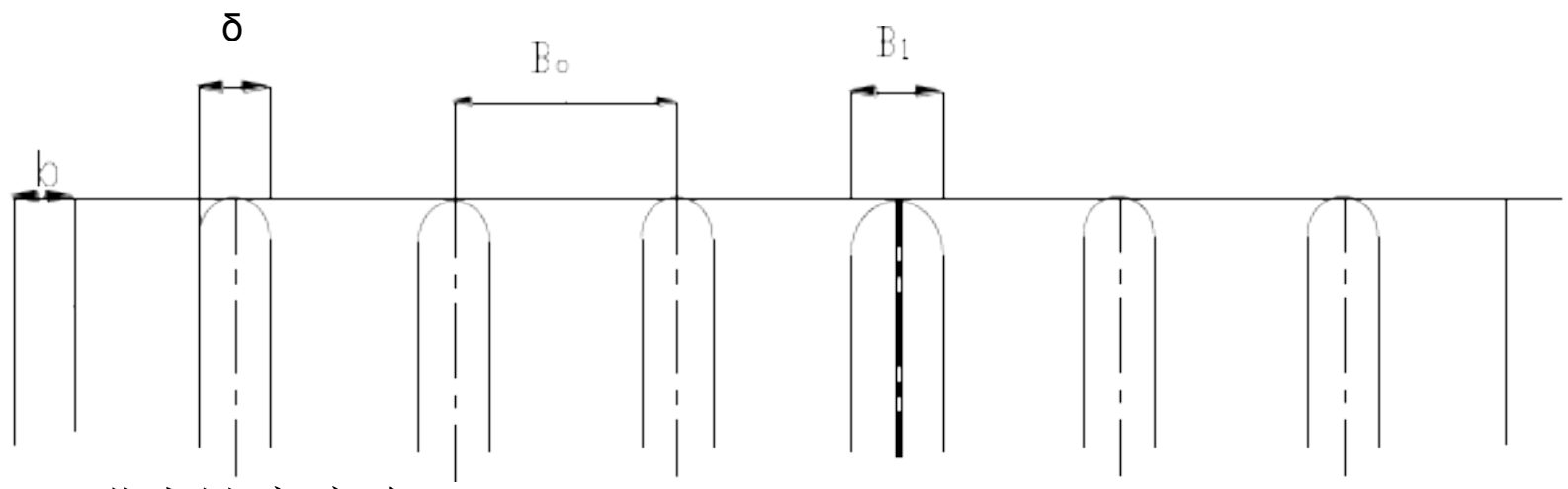
三)工况点确定

由水泵样本曲线可得H～Q 曲线和η ～Q 曲线；再由S 推求出H_r～Q、H_{min} ～Q 和H_{max} ～Q 曲线如图

第五章：其他进水建筑物

1. 进水池

一〕进水池宽度



进水池宽度为：

$$B = nB_0 + (n-2)\delta + B_1 + 2b$$

=6×2.9+〔6-2〕×2.5+2.02+2×1.0=32.42 m

式中：B_0:为进水流道宽度,，为 2.9m；B_1:为缝墩宽度,为 3.02m；

n:为机组台数,为 6 台；δ :为隔敦宽度,为 2.5m；

b:为边墩宽度,为 1.2m。

2．进水池底高程

$$\nabla_{进} = \nabla_{安} - H$$ =1041.5 —2.9 = 1038.6 m

式中：H：叶轮中心线至进水流道底板高度，为 2.9m；

$\nabla_{安}$：水泵安装高程。

3．进水池长度

$$L = K\frac{Q}{Bh}.$$

式中：h：为池中水深 h=$\nabla_{设} - \nabla$ 进=1043.0—1038.6=4.4m；

B：为池宽，为 31.42m；Q：为水泵设计流量,为 40m^3/s；

K：为秒换水系数，指进水池最小容积与水泵设计流量的比值，当Q>0.5m^3/s 时，K≥15～20，取 18。

将上述数据代入公式得：L=5.21m

为了布置栏污栅和检修闸，将进水流道向引渠方向延长一段。马上前池与隔墩直接相连，可取进水池长度为 5.0m。

2.引渠

引渠：指的是连同水源〔或排水区〕与泵房的明渠也称泵站的引水渠。其主要作用有：1〕可以使泵房尽可能的接近供水区〔或容泻区〕以削减输水管道长度，从而节约工程投资和能量损耗。2〕为水泵正向进水供给条件。3〕可以避开泵房与水源直接接触，从而简化泵房构造和便利施工。4)多泥沙的水源中抽水的泵站，还可以供给设置沉沙池的场所并为前池利用自流沙供给必要的高程。

引渠的断面承受梯形形式

梯形度宽拟为 b=20 m；由于引渠处土层为细沙，边坡系数取为 m=2.25；由于渠道平坦顺直，养护良好，糙率取为 n=0.0225；渠道流量为 40m3/s，初步拟定渠道底坡为 i=$\frac{1}{10000}$。

本次计算也可承受VB 计算程序，具体程序过程见最终局部。

依据以下六个公式可列出以下计算表：

①$A=(b+mh)$h　　〔3—18〕　②$X=b+2h\sqrt{1+}$

③$R=\frac{A}{X}$　　〔3—20〕　④$C=\frac{1}{n}R^{1/6}$

⑤$Q=CA\sqrt{Ri}$　　〔3—22〕⑥$V=\frac{Q}{A}$

渠道水深 h	面积 A	湿周X	水力半径 R	谢才系数 C	流量Q	流速 V
2.	51.92	30.341	31.711281	48.60762		

2.15	53.40063	30.58752	1.74583	48.76982	34.4111	0.644395
2.2	54.89	30.83374	1.780193	48.92851	35.83346	0.652823
2.25	56.39063	31.07997	1.814372	49.08384	37.28281	0.661153
2.3	57.9025	31.32619	1.848374	49.23596	38.75919	0.669387
2.35	59.42563	31.57241	1.882201	49.38501	40.26261	0.677529

断面尺寸校核

1〕 流量校核 $\frac{|Q_{计}-Q_{设}|}{Q_{设}}=\frac{|40.26-40|}{40}=0.65\%$ ＜ 5%

流量满足要求。

2）不冲流速校核 计算流速应小于不冲流速

不冲流速$V_{cs}=aR^{0.4}=0.7\times1.88^{0.4}=0.90\,m/s$

$V_{计算}=0.678\,m/s$＜ $V_{c}=0.90\,m/s$ 不冲流速满足要求

3）不淤流速校核 计算流速应大于不淤流速V_{cd}

一般状况下V_{cd} 要不小于 0.=0.5m/s，取V_{cd} = 0.5m/s

因此：$V_{计算}=0.678\,m/s$ ＞ V_{cd} = 0.5m/s

不淤流速也满足要求，说明引渠拟定的尺寸符合要求，承受上述所列尺寸。

4）引渠渠底高程∇ 引底

∇ 引底 = $\nabla_{设计}$ —h = 1043.0—2.35 =1040.65 m

3. 前池

一〕前池型式

前池分为正向进水和侧向进水两种。由于本站站址所打算，进水方向和出水方向为一个方向为好，而且正向进水流态平顺且形式简洁，施工便利，故综合考虑承受正向进水方式。

二〕前池尺寸确定

（1）前池集中角

前池集中角α 应小于临界集中角$\alpha_{临界}$ =20°～40°，由于引渠和前池中水流一般为缓流，故其集中角可大于 20°，取α =20°

（2）前池长度

L=(B-b)/〔2*tan(α/2)〕=(31.4-20)/*2tan15° = 21.3m

式中 ： B：为进水池与前池连接段的宽度，为 31.4 米；

b：为引渠底宽，为 20 米；

α：为集中角，取 30 度。

(3)前池底坡i

由于引渠末端底部高程一般比进水池底部高，因此，引水渠和进水池连接时，前池的外形不仅在平面上集中，在剖面上也有一个向进水池方向倾斜的纵坡i，其值i=△H/L,△H 为引渠末端底部与进水池底部的高差，L 为前池长度。为了使流态更好，且节约工程量，将前池底部前段做成水平，靠近进水池的后段做成斜坡，此时取i=0.1。

斜坡段长度L_1为：L=△H/i=〔1040.65-1038.6〕/0.1=20m

水平段长度L_2为：L_2 = L - L_1 = 21.3— 20= 1.3 m

2. 出水池

一〕出水池墙顶高程$\nabla_{池顶}$和池底高程$\nabla_{池底}$

$\nabla_{池顶} = \nabla_{max} + h$ 超高 = 1050.2 + 0.5 = 1050.7 m

〔当 Q>1 m^3/s 时，h 超高 取 0.5m〕

$\nabla_{池底} = \nabla_{min} - h_{淹} - h_3$ =1047.4-0.4-1.60 = 1045.4m

其中： h 淹>(1-2)V 出^2/2*g=〔1～2〕$\times \frac{1.22}{2\times 9.81}$=0. 1～0.2

取 0.4

h_3 —为出水流道的出口高度，为 1.5 米

二〕出水池宽度B_0

$$B_0 = (n-2)\delta + nB_{出} + 2a + b$$

〔3—34〕

= (6-2)×1+6×3.3+2×1+2=27.8m

其中：δ—为中间隔墩厚，本站取为 1m； n—出水流道个数，为 6 个；

a—边墩厚，取 1.0m； $B_{出}$ —出水流道出口段宽度，为 3.3m；

b—为厂房有沉降缝处的隔墩宽度，取为 2.0m。

三〕出水池长度L_k

承受阅历公式L=Kh 淹最大

取台坎高度 hp 等于出水流道出口高度 150cm, 查表得K=6.5

L=6.5*3.3=21.45m

四〕出水池与渠道平面连接段的锥角α

一般出水池都比渠道宽，为了使水流平顺地进入渠道，在出水池与渠道之间承受一渐变的连接段。依据阅历，α=20～45 度之间较好。

以上内容仅为本文档的试下载部分，为可阅读页数的一半内容。如要下载或阅读全文，请访问：
https://d.book118.com/075143211144011231