

目 录

第一章 总论	1
1.1 设计任务及要求	1
一. 设计目的和要求	1
二. 设计任务	1
1.2 基本资料	1
第二章 总体设计	2
2.1 工艺流程的确定	2
一. 备选方案的确定	2
二. 方案比选	2
三. 各部分设计流量的确定	4
2.2 处理构筑物及设备型式选择	4
一. 混凝剂种类及投加量的确定	4
二. 药剂配制设备选择设计	5
三. 加药间的设计	7
四. 所需药库面积及平面布置	8
第三章 混凝沉淀	9
3.1 混合设备的设计	9
一. 药剂投加设备的选择	9
二. 水泵型号的选择	9
3.2 絮凝反应设备设计	9
一. 絮凝反应设备的选择	9
二. 絮凝反应设备的设计计算	9
三. 附属设备的选择	12
四. 机械搅拌絮凝池构造示意图	13
3.3 缓冲带及穿孔花墙的设计	14
一. 缓冲带的设计	14
二. 穿孔花墙的设计	14

2.4 沉淀澄清设备的设计	14
一. 沉淀池设备的选择	14
二. 斜管沉淀池的设计	14
三. 排泥方式的选择及设计	16
四. 沉淀池进出水系统的设计	18
第四章 过滤	19
4.1 滤池的设计计算	19
一. 滤池设计参数的选择	19
二. 滤料颗粒级配的计算	19
三. 滤池的设计计算	20
四. 普通快滤池的布置形式	25
五. 普通快滤池的工艺构造图	26
第五章 消毒	26
5.1 加药量的确定	26
5.2 加药设备的选择	26
5.3 氯库的布置	26
一. 氯库面积的确定	26
5.4. 加氯间的布置	27
第六章 其他设计	28
6.1 清水池的设计计算	28
一. 清水池的容积	28
二. 管道系统	28
三. 清水池的布置	29
6.2 污泥处置方案设计	30
6.3 构筑物的附属装置及其它工艺构造	30
第七章 水厂总体布置	31
7.1 水厂的总体布置概述	31
7.2 水厂的平面布置	31
7.3 工艺流程的布置	32

7.4 附属构筑物	32
7.5 水厂平面布置图	32
7.6 水厂的高程布置	33
7.7 水厂高程布置图	35
7.8 厂区管线	35
7.9 道路的布置	35
7.10. 环境美化	36
参考文献	36

附图

1. 水厂平面布置图
2. 水厂高程布置图
3. 滤池的工艺构造图 (平剖、纵剖图)

第一章 总论

1.1 设计任务及要求

一、设计目的和要求

1. 学生应通过本设计掌握给水设计工作的一般步骤、内容、方法,并提高设计、计算及制图的能力,培养自己分析问题和解决问题的能力,做到理论和实际相结合。
2. 通过本设计对给水净化所学内容进行更进一步的系统总结 and 复习,加深对所学内容的理解、巩固所学内容,并举一反三,由此旁通给水处理的其它内容。
3. 通过本设计熟悉一些资料的引用,如设计规范,设计手册,标准设计、工程图和参考资料等,并学习如何参考,运用这些资料解决实际问题。注意新设计手册有些数据与新规范不符,以规范为标准。
4. 通过设计培养自己刻苦钻研,严格细致,克服困难,努力完成任务的作风,提高自己独立工作能力。

二、设计任务:

沈阳市净水厂设计

按照所给产水量及其他资料,设计城镇生活自来水厂。

1.2. 基本资料

1. 水厂净产水量: 4万 m^3/d
2. 水源为河水,原水水质见设计任务书
3. 厂区地形: 按平坦地形设计,水源取水口位于水厂西北方向 50m,水厂位于城市北面 1km
4. 工程地质资料:

(1) 地质钻探资料

地质钻探							
表土	砂质粘土	细砂	中砂	粗砂	粗砂砾石	粘土	砂卵石层
1m	1.5m	1m	2m	0.8m	1m	2m	

- (2) 地震烈度为 9 度以下
- (3) 地下水质对各类水构筑物无侵蚀作用

5. 水文及水文地质资料

最大流量 $Q = 295 \text{ m}^3/\text{s}$

常水位 340.50m, 平均流量: $Q = 15.3 \text{ m}^3/\text{s}$

枯水位 338.70m, 最小流量: $Q = 8.25 \text{ m}^3/\text{s}$

地下水位: 在地面下 1.5m.

6. 气象资料

(1) 风向: 主导风向为西北风

(2) 气温: 最冷月平均为 -12°C

最热月平均为 24°C

极端温度: 最高 33.3°C ; 最低 -33.1°C

(3) 土壤冰冻深度: 1.20m

7. 石英砂筛分试验记录

石英砂筛分

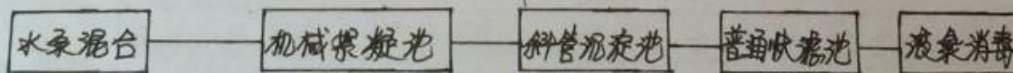
筛孔孔径 (mm)	2.36	1.65	0.99	0.589	0.246	0.208	筛底盘
留在筛上的砂量 (%)	0.2	10.0	20.3	45.5	21.6	2.2	0.2

第二章. 总体设计

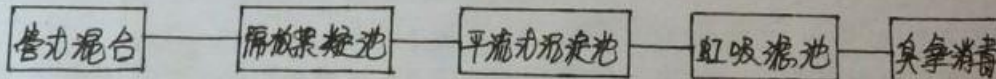
2.1 工艺流程的确定

一、根据原水水质, 处理后的水质要求和技术经济条件选择工艺流程, 本设计中共 2 套备选方案, 以方框图表示如下:

方案一:



方案二:



二. 方案比选

从技术、经济、运行管理等方面综合考虑, 各方案的优缺点比选如下

	方案一	方案二
混合阶段	采用水泵混合，药剂投加在取水泵吸水管或吸水喇叭口处，利用水泵叶轮高速旋转以达到快速混合目的。适用于取水泵房靠近水厂处理构筑物的场合，两者间距不宜大于150m。本设计中两者间距为50m，符合要求，故可采用泵前投药的方式进行水泵混合。此种方法较广泛应用。	采用管式混合，目前广泛使用的是“管式静态混合器”。这种混合器构造简单，无活动部件，安装方便，混合快速而均匀，但水头损失大，当流量过小时效果下降，本设计中水量为45m³/d，属小型水厂，流量较小，故处理效果不佳。
絮凝阶段	采用垂直轴式机械絮凝搅拌机。机械絮凝池的优点是，可随水量变化而随时改变转速以保证絮凝效果，能应用于任何规模水厂。故本设计中的小型水厂也可适用。唯一缺点是因配备机械设备而增加机械维修工作。	采用隔板絮凝池，隔板絮凝池通常用于大、中型水厂，当水量过小时，隔板间距过狭不便施工和维修。并且当流量变化大时，絮凝效果不稳定。与折板及网式絮凝池相比，因水流条件不甚理想，能量消耗中的无效部分比例较大，故需较长絮凝时间，池子容积较大。综上所述，本设计的小型水厂不适合用这种方式絮凝。
沉淀阶段	采用斜管沉淀池。根据浅池理论，把与水平面成一定角度的管状组件置于沉淀池中构成斜管沉淀池，水流可从下向上或从上向下流动，颗粒则沉于众多斜管底部，而后自动滑下。此种方法可以提高沉淀效果，并且解决排泥问题，使其自动排泥，方便管理。	采用平流式沉淀池。平流式沉淀池为矩形水池，占地面积较大，同时在运行时，水流受到池身构造和外界影响，致使颗粒沉淀复杂化。此外，水中的颗粒沉于池底，沉积的污泥连续或定期排出池外，不能做到自动排泥，而需设刮泥设备，因此管理复杂。
过滤阶段	采用普通快滤池。其优点是运行效果良好，首先是冲洗效果得到保证。适用于任何规模的水厂。故本设计中的小型水厂可适用。缺点是管配件及阀门较多，操作较复杂。	采用虹吸滤池。其无需大型阀门及冲洗水泵或冲洗水渠，也不会出现水头现象。但是由于滤池构造特点，池深比普通快滤池大，一般5m左右；冲洗强度受其余几格滤池的过滤水量影响，冲洗效果不像普通快滤池那样稳定。

	方案一	方案二
消毒阶段	采用液氯消毒。其他点是余氯具有持续消毒的作用,价值成本较低,操作简单,投量准确,不需要庞大的设备,供应来源广泛,但氯气有毒,需防止泄露以免危害人体健康。	采用臭氧消毒,臭氧具有强氧化能力,消毒效果好,接触时间短,不会生成有机氯化物,但基建投资大,耗电高,臭氧在水中不稳定,易挥发,无持续消毒作用。此外设备复杂,制水成本较高,不经济。

综上所述,本设计选择方案一进行设计运行。

三. 各部分设计流量的确定

以地表水为水源,水处理构筑物设计流量(即处理水量)应在满足最高日供水量的基础上加水厂自用水量,水厂自用水量一般可采用设计水量5~10%计算,本设计中取10%计算。各处理构筑物设计能力按一天24小时平均计算。

$$\text{故总需水量为 } 40000 \times (1 + 10\%) = 44000 \text{ m}^3/\text{d} = 1833.33 \text{ m}^3/\text{h} = 0.51 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.2 处理构筑物及设备型式设计

一. 混凝剂种类及投加量的确定

1. 混凝剂: 根据原水水质、处理要求、货源及经济条件选用,本设计中选用的混凝剂为 PAC, 最大投加量为 20~30 mg/L, 本设计中投加 25 mg/L

$$\text{则每小时用药量} = 1833.33 \times 10^3 \times 25 \times 10^{-6} = 45.83 \text{ 公斤/时}$$

$$\text{每日用药量} = 44000 \times 10^3 \times 25 \times 10^{-6} = 1100 \text{ 公斤/日}$$

2. 助凝剂: 根据原水水质、处理要求、货源及经济条件选用,本设计中选用的助凝剂为 PAM, 最大投加量为 3~5 mg/L, 本设计中投加 4 mg/L

$$\text{则每小时用药量} = 1833.33 \times 10^3 \times 4 \times 10^{-6} = 7.33 \text{ 公斤/时}$$

$$\text{每日用药量} = 44000 \times 10^3 \times 4 \times 10^{-6} = 176 \text{ 公斤/日}$$

二. 药剂配制设备选择设计

1. 溶液池的设计

溶液池是配制一定浓度溶液的设施。通常用耐腐蚀或耐碱泵将药液池内的药液送入溶液池，同时用自来水稀释到所需浓度以备投加。

凝剂溶液池容积的计算：

$$W_{\text{凝}} = \frac{24 \times 1000 Q}{1000 \times 1000 C} = \frac{Q}{417 C} = \frac{25 \times 1833.33}{417 \times 15\% \times 3} = 244.25 \text{ m}^3$$

助凝剂溶液池容积的计算：

$$W_{\text{助}} = \frac{24 \times 1000 Q}{1000 \times 1000 C} = \frac{Q}{417 C} = \frac{4 \times 1833.33}{417 \times 15\% \times 3} = 39.08 \text{ m}^3$$

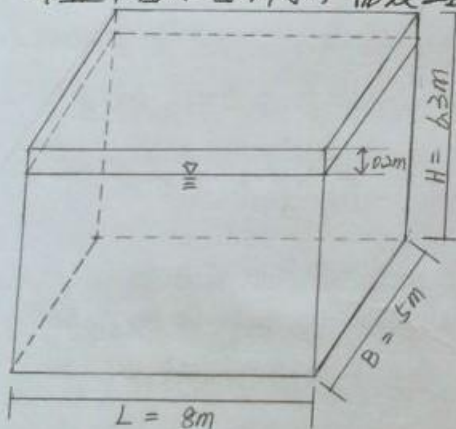
其中 C 为溶液浓度，取值范围为 $5\% \sim 20\%$ ，本设计中选 15% 。

n 为每日调制次数，一般不超过 3 次，本设计中选取 3 次。

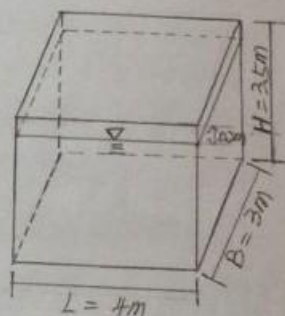
对于凝剂的溶液池，假设池长 $L = 8\text{m}$ ，池宽 $B = 5\text{m}$ ，故

$$\text{池深 } H = \frac{W_{\text{凝}}}{L \times B} = \frac{244.25}{8 \times 5} = 6.1\text{m}$$

同时要保证池顶高于水面 0.2m 的超高，故池总高度为 $6.1 + 0.2 = 6.3\text{m}$ 。布置草图如图所示，需设 2 座，一用一备。



凝剂溶液池草图



助凝剂溶液池草图

对于助凝剂的溶液池，假设池长 $L = 4\text{m}$ ，池宽 $B = 2\text{m}$ ，则

$$\text{池深 } H = \frac{W_{\text{助}}}{L \times B} = \frac{39.08}{4 \times 2} = 3.3\text{m}$$

同时要保证具有池顶高于水面 0.2m 的超高，故池总高度为：
 $3.3 + 0.2 = 3.5\text{m}$ 。

布置草图如图所示，需设两座，一用一备。

2. 溶解池的设计

溶解池一般建于地面以下以便于操作，池顶一般高出地面约0.2m左右。

溶解池的容积计算如下。

混凝土溶解池容积的计算

$$W_{1混} = (0.2 \sim 0.3) W_{2混} = 0.2 W_{2混} = 0.2 \times 244.25 = 48.85 m^3$$

助凝剂溶解池容积的计算

$$W_{1助} = (0.2 \sim 0.3) W_{2助} = 0.2 W_{2助} = 0.2 \times 39.08 = 7.816 m^3$$

其中系数为0.2~0.3，本设计中取值为0.2

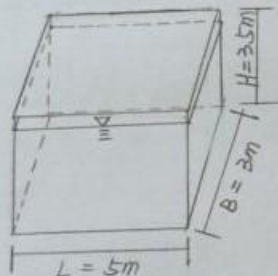
对于混凝土溶解池，假设池长 $L = 4m$ ，池宽 $B = 3m$ ，故

$$池深 H = \frac{W_{1混}}{L \times B} = \frac{48.85}{5 \times 3} = 3.3m$$

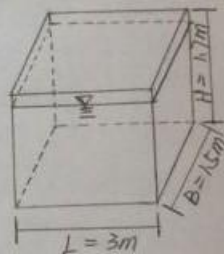
考虑到有0.2m的超高，故池总高度为 $3.3 + 0.2 = 3.5m$ 。

考虑检修留用的因素，需设2座溶解池，一用一备。

布置草图如图所示。



混凝土溶解池草图



助凝剂溶解池草图

对于助凝剂溶解池，假设池长为3m，池宽1.5m，则池深

$$H = \frac{W_{1助}}{L \times B} = \frac{7.816}{3 \times 1.5} = 1.7m$$

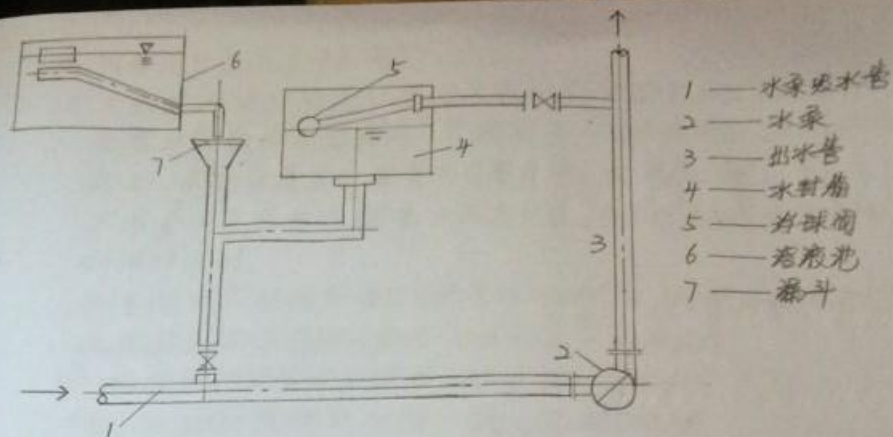
考虑到有0.2m的超高，故池总高度为 $1.7 + 0.2 = 1.9m$ 。

考虑检修留用的因素，需设2座溶解池，一用一备。

布置草图如图所示。

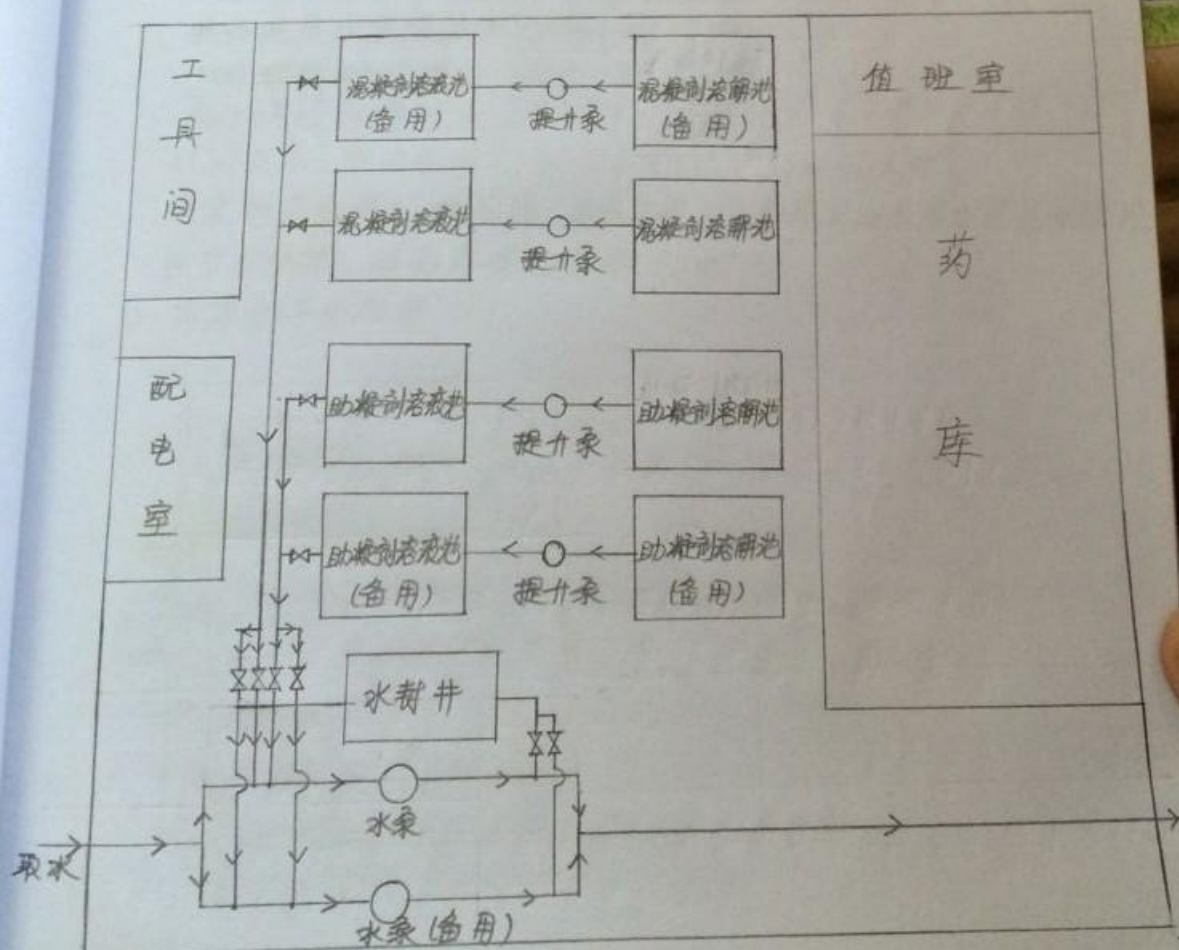
3. 药剂投加方式

本设计药剂投加方式采用泵前重力投加的方式，在泵的吸收水管处进行药剂的投加，投加示意图如图所示。



三. 加药间的设计

根据所选用的工艺流程及投药方式, 初步布置加药间的平面布置图, 如下图所示。



四. 所需药库面积及平面布置

1. 为保证净水厂投药环节的正常进行, 为避免药品不足情况, 一般需在加药间内设置药库, 并储备 10~15 天的药品, 以防止药品短缺时, 投药不能运行的情况, 保证水厂正常运行。

本设计中药库考虑储备 15 天的药品, 其中药品包括混凝剂和助凝剂两种药剂。

如上述, 混凝剂每日用药量为 1100 公斤/日, 助凝剂每日用药量为 176 公斤/日

故混凝剂需储备的药量为 $1100 \times 15 = 16500$ 公斤

助凝剂需储备的药量为 $176 \times 15 = 2640$ 公斤

PAC 和 PAM 规格为 25kg 一袋, 即 25 公斤/袋

则混凝剂 PAC 需 $16500 \div 25 = 660$ 袋

助凝剂 PAM 需 $2640 \div 25 = 106$ 袋

每袋尺寸大致为长 100cm, 宽 60cm, 厚 10cm

药品堆放高度要满足工作人员便于取用, 故堆放高度最大为 1.7m

故每堆叠放袋数为 $1.7 \div 0.1 = 17$ 袋

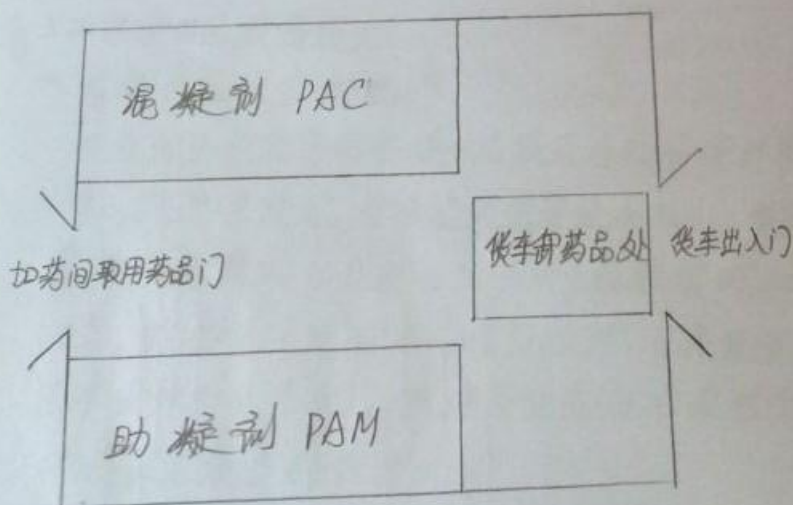
PAC 堆放的堆数为 $660 \div 17 = 39$ 堆

PAM 堆放的堆数为 $106 \div 17 = 7$ 堆

故药品总占地面积为 $1 \times 0.6 \times (39 + 7) = 27.6 \text{ m}^2$

考虑到药品堆放的间隔, 以及工作人员取用空间及装卸药品的空间, 要留有余地, 故药库的面积取 50 m^2

2. 药库的平面布置



第三章 泵房设计

3.1 泵房设备的设计

一、泵制压加设备的选择

本设计中泵房所设计的方案为水泵房，即利用制压加在水泵出水管上，利用水泵叶轮的旋转来达到增压的目的。

二、水泵型号的选择

1. 水泵的流量

水泵的流量按最高日用水量确定，即 $Q = 44000 \text{ m}^3/\text{d} = 509.26 \text{ L/s}$

2. 水泵的扬程

根据水文及水文地质资料可知，河床最低水位为 338.70 m

取水厂所在地地面标高为 345 m

则水泵出水管的最高水位为地面标高 $+ (1 \sim 10) \text{ m}$ ，本设计中取 7 m

即水泵出水管的最高水位为 $345 + 7 = 352 \text{ m}$

故上，水泵的扬程 $H = \text{水泵出水管最高水位} - \text{河床最低水位}$

$$= 352 - 338.70 = 13.3 \text{ m}$$

3. 水泵型号及数量的选择

根据水泵的流量 $Q = 509.26 \text{ L/s}$ ，扬程 $H = 13.3 \text{ m}$ ，选择水泵型号，

本设计中选取水泵型号为 $500\text{S}13$

为保证运行安全，维护方便，故选择设2台此种型号的水泵，一用一备。

3.2 絮凝反应设备设计

一、絮凝反应设备的选择

本设计中所选用的絮凝反应设备为机械搅拌絮凝池，设2座，每座按3档进行设计，即水流速度依次减小。每座絮凝池的设计流量按总流量均匀分配，当其中1座检修时，另1座承担总流量的70%，故初步设计时按70% Q 设计，以保证事故时仍能正常运行。因本设计为小型水厂，故采用垂直轴桨板搅拌机进行絮凝。

二、絮凝反应设备的设计计算

已知：设计流量 $Q = 44000 \text{ m}^3/\text{d} = 1833.33 \text{ m}^3/\text{h}$ 。设2个池子，故每个池子设计流量为70% $Q = 70\% \times 44000 = 30800 \text{ m}^3/\text{d} = 1283.33 \text{ m}^3/\text{h}$ 9

1. 絮凝池尺寸:

依据室外给水设计规范, 絮凝时间为 $15 \sim 20 \text{ min}$, 本设计中选取 20 min ,

$$\text{絮凝池有效容积: } W = \frac{Q \cdot T}{60} = \frac{1283.33 \times 20}{60} = 427.78 \text{ m}^3$$

为配合场站池尺寸, 絮凝池分成三格, 每格尺寸 $4.5 \times 4.5 \text{ m}$ 。絮凝池水深

$$H = \frac{W}{A} = \frac{427.78}{3 \times 4.5 \times 4.5} = 7.0 \text{ m}$$

絮凝池超高取 0.3 m , 总高度为 $7.0 + 0.3 = 7.3 \text{ m}$

絮凝池分格隔墙上过水孔道上、下交错布置, 每格设一台搅拌设备。为加强搅拌效果, 于格子四壁设四块固定挡板。

2. 搅拌设备:

(1) 叶轮直径取池宽的 90% , 即

$$4.5 \times 90\% = 4.1 \text{ m}$$

叶轮桨板中心点转速采用:

$$v_1 = 0.5 \text{ m/s}, \quad v_2 = 0.35 \text{ m/s},$$

$$v_3 = 0.2 \text{ m/s}$$

桨板长度取 $L = 3.0 \text{ m}$

桨板长度与叶轮直径之比 $L/D = 3.0/4.1 = 0.73 < 75\%$, 满足设计要求。

桨板外缘与池侧壁间距为 $(4.5 - 4.1) \times \frac{1}{2} = 0.2 < 0.25 \text{ m}$, 满足要求。

桨板宽度为桨板长的 $1/10 \sim 1/15$, 一般采用 $10 \sim 30 \text{ cm}$, 本设计中选用

桨板宽度为桨板长的 $1/15$, 即 $b = 3.0 \times \frac{1}{15} = 0.2 \text{ m} = 20 \text{ cm}$

每根轴上桨板数 8 块, 内、外侧各 4 块。装置尺寸如图所示。

旋转桨板面积与絮凝池过水断面面积之比为

$$\frac{8 \times 0.2 \times 3.0}{4.5 \times 7.0} = 15.2\%$$

四块固定挡板宽 $\times$ 高为 $0.25 \times 2.8 \text{ m}$ 。其面积与絮凝池过水断面面积之比为

$$\frac{4 \times 0.25 \times 2.8}{4.5 \times 7.0} = 8.9\%$$

桨板总面积占过水断面面积为 $15.2\% + 8.9\% = 24.1\%$, 小于 25% 的要求。

(2) 叶轮桨板中心点旋转直径 D_0 为

$$D_0 = [(2050 - 925) \div 2 + 925] \times 2 = 2975 \text{ mm} = 2.975 \text{ m}$$

叶轮的转速分别为

$$n_1 = \frac{60 \nu_1}{\pi D_0} = \frac{60 \times 0.5}{3.14 \times 2.975} = 3.21 \text{ r/min}$$

$$\omega_1 = 0.321 \text{ rad/s}$$

$$n_2 = \frac{60 \nu_2}{\pi D_0} = \frac{60 \times 0.35}{3.14 \times 2.975} = 2.25 \text{ r/min}$$

$$\omega_2 = 0.225 \text{ rad/s}$$

$$n_3 = \frac{60 \nu_3}{\pi D_0} = \frac{60 \times 0.2}{3.14 \times 2.975} = 1.28 \text{ r/min}$$

$$\omega_3 = 0.128 \text{ rad/s}$$

桨板宽长比 $b/L = 0.2/3.0 = 0.07 < 1$, 查阻力系数表得 $\psi = 1.10$.

$$K = \frac{\psi \cdot P}{2g} = \frac{1.10 \times 1000}{2 \times 9.81} = 56$$

桨板旋转时克服水的阻力所耗功率:

第一格外侧桨板:

$$N_{01}' = \frac{K L \omega^3}{408} (r_2^4 - r_1^4) = \frac{4 \times 56 \times 3.0 \times 0.321^3}{408} \times (2.05^4 - 1.85^4) = 0.324 \text{ kW}$$

第一格内侧桨板:

$$N_{01}'' = \frac{4 \times 56 \times 3.0 \times 0.321^3}{408} \times (1.125^4 - 0.925^4) = 0.015 \text{ kW}$$

第一格搅拌轴功率:

$$N_{01} = N_{01}' + N_{01}'' = 0.324 + 0.015 = 0.339 \text{ kW}$$

第二格外侧桨板:

$$N_{02}' = \frac{K L \omega^3}{408} (r_2^4 - r_1^4) = \frac{4 \times 56 \times 3.0 \times 0.225^3}{408} \times (2.05^4 - 1.85^4) = 0.112 \text{ kW}$$

第二格内侧桨板:

$$N_{02}'' = \frac{4 \times 56 \times 3.0 \times 0.225^3}{408} \times (1.125^4 - 0.925^4) = 0.016 \text{ kW}$$

第二格搅拌轴功率:

$$N_{02} = N_{02}' + N_{02}'' = 0.112 + 0.016 = 0.128 \text{ kW}$$

第三格外侧桨板:

$$N_{03}' = \frac{K L \omega^3}{408} (r_2^4 - r_1^4) = \frac{4 \times 56 \times 3.0 \times 0.128^3}{408} \times (2.05^4 - 1.85^4) = 0.021 \text{ kW}$$

第三格内侧桨板:

$$N_{03}'' = \frac{4 \times 56 \times 3.0 \times 0.128^3}{408} \times (1.125^4 - 0.925^4) = 0.003 \text{ kW}$$

第三格搅拌轴功率

$$N_{03} = N_{03}' + N_{03}'' = 0.021 + 0.003 = 0.024 \text{ kW}$$

(3) 设三台搅拌设备共用一台电动机, 则絮凝池总功率为

$$\Sigma N_0 = 0.339 + 0.128 + 0.024 = 0.491 \text{ kW}$$

电动机功率 (取 $\eta_1 = 0.75$, $\eta_2 = 0.7$)

$$N = \frac{\Sigma N_0}{\eta_1 \eta_2} = \frac{0.491}{0.75 \times 0.7} = 0.94 \text{ kW}$$

3. 计算平均速度梯度 G 值及 GT 值 (水温按 20°C 计, $\mu = 102 \times 10^{-6} \text{ kg/s/m}$)

$$\text{第一格: } G = \sqrt{\frac{102 N_{01}}{\mu W_1}} = \sqrt{\frac{102 \times 0.339}{102 \times 142.59} \times 10^6} = 48.76 \text{ s}^{-1}$$

$$\text{第二格: } G = \sqrt{\frac{102 \times 0.128}{102 \times 142.59} \times 10^6} = 29.96 \text{ s}^{-1}$$

$$\text{第三格: } G = \sqrt{\frac{102 \times 0.024}{102 \times 142.59} \times 10^6} = 12.97 \text{ s}^{-1}$$

絮凝池平均速度梯度:

$$G = \sqrt{\frac{102 N_0}{\mu W}} = \sqrt{\frac{102 \times 0.491}{102 \times 427.78} \times 10^6} = 34 \text{ s}^{-1}$$

$$GT = 34 \times 20 \times 60 = 40800 = 4.08 \times 10^4$$

经校验 G 值为 34 s^{-1} 在 $20 \sim 70 \text{ s}^{-1}$ 范围内, 符合要求

GT 值为 4.08×10^4 在 $1 \times 10^4 \sim 1 \times 10^5$ 范围内, 符合要求

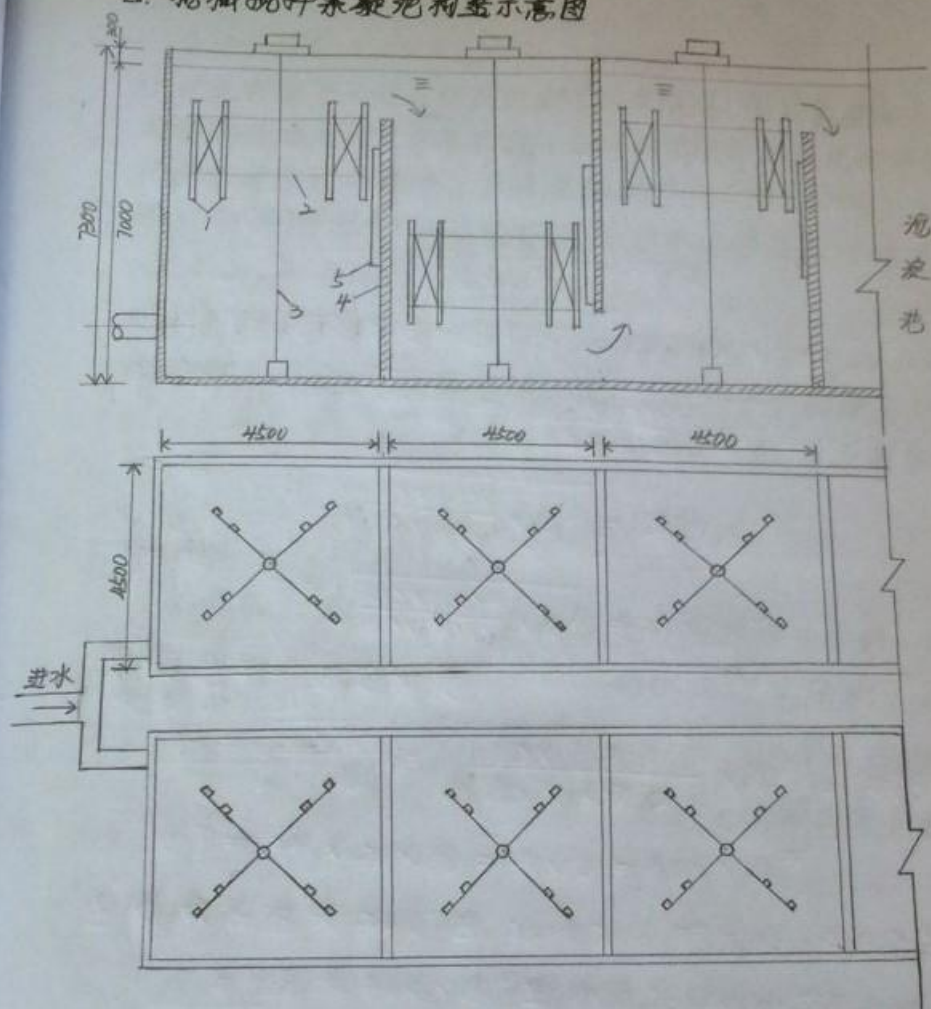
综上所述, 机械搅拌絮凝池设计合格。

本设计要求絮凝池设 2 座, 每座流量均为 $\frac{Q}{2}$, 两座絮凝池构造完全相同, 并联排列。

三. 附属设备的选择

本设计中选用的机械搅拌絮凝池需电动机传动, 设三台搅拌设备共用一台电动机, 则由上述计算可知, 电动机功率为 0.94 kW , 根据电动机的功率进行选型, 本设计中选择的型号为 $Y802-2$ 型。一共选用 4 台此种型号的电动机, 两用两备。

四. 机械搅拌絮凝池构造示意图



垂直轴机械搅拌絮凝池

1—桨板 2—桨板支架 3—旋转轴 4—隔墙 5—固定挡板

3.3 缓冲带及穿孔花墙的设计

一. 缓冲带的设计

为防止絮凝产生的矾花被打碎，难以收集，故在絮凝池和泥淀池连接处设缓冲带及穿孔花墙，缓冲带起到降低流速的作用，从而减少矾花被打碎的几率。穿孔花墙的作用为均匀配水。

缓冲带的停留时间为机械絮凝池水流停留时间的 $\frac{1}{5}$ ，即

$$\frac{1}{5} \times 20 = 4 \text{ min}$$

则缓冲带的容积 $V = Q \cdot t = 1833.33 \times \frac{4}{60} = 122.2 \text{ m}^3$

因缓冲带与絮凝池相连接，故尺寸应适合于絮凝池尺寸大小要求，则初步设定缓冲带高 $H = 7.3 \text{ m}$ ，宽 $B = 16.5 \text{ m}$ ，则缓冲带长为

$$L = \frac{V}{B \times H} = \frac{122.2}{7.3 \times 16.5} = 1.0 \text{ m}$$

二. 穿孔花墙的设计

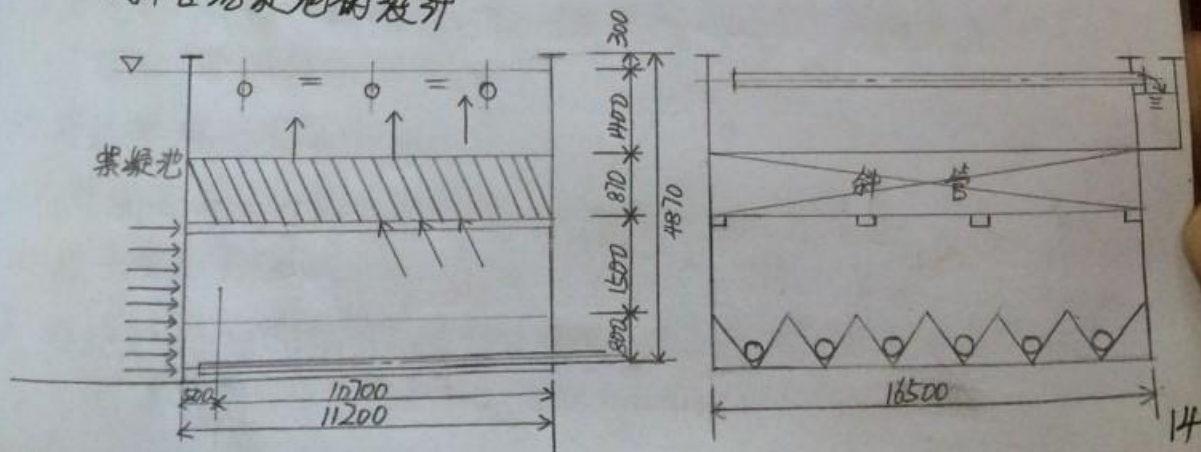
穿孔花墙是位于缓冲带与泥淀池相连接中间的一个配水墙，墙上有孔洞，可以将絮凝池的水和矾花通过孔洞进入到泥淀池中，起到均匀布水的作用。孔洞大小要与流量及矾花大小相适应。孔洞数量也不宜过少。具体设计见泥淀池设计。

3.4 泥淀澄清设备的设计

一. 泥淀池设备的选择

本设计中泥淀阶段所用设备为斜管泥淀池，斜管泥淀池设2座，并且与絮凝池相配套使用。

二. 斜管泥淀池的设计



1. 已知条件:

(1) 进水量: $Q = 44000 \text{ m}^3/\text{d} = 1833.33 \text{ m}^3/\text{h} = 0.51 \text{ m}^3/\text{s}$

(2) 颗粒沉降速度: $u = 0.35 \text{ mm/s}$

2. 设计采用数据:

(1) 清水区上升流速: $v' = 3.0 \text{ mm/s}$

(2) 采用塑料片热压六边形蜂窝管, 管厚 = 0.4 mm , 边距 $d = 30 \text{ mm}$, 水平倾角 $\theta = 60^\circ$

3. 清水区面积 $A = \frac{Q}{v'} = \frac{0.51}{0.0030} = 170 \text{ m}^2$, 其中斜管若占面积按3%计, 则实际清水区需要面积: $A' = 170 \times 1.03 = 175.1 \text{ m}^2$

为了配水均匀, 采用斜管区平面尺寸为 $10.7 \times 16.5 \text{ m}$, 使进水区沿 16.5 m 长一边布置.

4. 斜管长度 L :

(1) 管内流速: $v_0 = \frac{v'}{\sin \theta} = \frac{3.0}{\sin 60^\circ} = \frac{3.0}{0.866} = 3.46 \text{ mm/s}$

(2) 斜管长度: $L = \left(\frac{1.33v_0 - u \sin \theta}{u \cos \theta} \right) d = \left(\frac{1.33 \times 3.46 - 0.35 \times 0.866}{0.25 \times 0.5} \right) \times 30$
 $= 736.92 \text{ mm}$

(3) 考虑管端紊流、积泥等因素, 过渡区采用 250 mm

(4) 斜管总长: $L' = 250 + 736.92 = 986.92 \text{ mm}$ 按 1000 mm 计

5. 池子高度:

(1) 采用保护高度: 0.3 m

(2) 清水区: 根据《室外给水设计规范》, 斜管沉淀池的清水区保护高度不宜小于 1.0 m , 故本设计中取 1.4 m

(3) 布水区: 根据《室外给水设计规范》, 底部配水区高度不宜小于 1.5 m 故本设计中取 1.5 m

(4) 穿孔排泥斗槽高: 0.8 m

(5) 斜管高度: $h = L' \sin \theta = 1 \times \sin 60^\circ = 0.87 \text{ m}$

(6) 池子总高: $H = 0.3 + 1.4 + 1.5 + 0.8 + 0.87 = 4.87 \text{ m}$

6. 沉淀池进口采用穿孔墙, 排泥采用穿孔管, 集水系统采用穿孔管.

7. 复算管内雷诺数及泥旋时间

$$Re = \frac{R v_0}{\nu}$$

$$\text{式中水力半径: } R = \frac{d}{4} = \frac{30}{4} = 7.5 \text{ mm} = 0.75 \text{ cm}$$

其中 d 为斜管直径, 规范要求取值范围为 $30 \sim 40 \text{ mm}$, 本设计取 30 mm

$$\text{管内流速: } v_0 = 0.346 \text{ cm/s}$$

$$\text{运动粘度: } \nu = 0.01 \text{ cm}^2/\text{s} \text{ (当 } t = 20^\circ\text{C 时),}$$

$$Re = \frac{R v_0}{\nu} = \frac{0.75 \times 0.346}{0.01} = 25.95$$

雷诺数 $Re = 25.95$, 小于 100 , 设计合格

$$Fr = \frac{v_0^2}{R g} = \frac{0.346^2}{0.75 \times 9.81} = 1.6 \times 10^{-4}$$

弗劳德数 Fr 在 $10^{-3} \sim 10^{-4}$ 之间, 设计合格

$$\text{泥旋时间: } T = \frac{L'}{v_0} = \frac{1000}{3.46} = 289 \text{ s} = 4.82 \text{ min}$$

泥旋时间 T 一般在 $4 \sim 8 \text{ min}$ 之间, 故本设计满足要求

三. 排泥方式的选择及设计

1. 排泥方式的选择

排泥方式包括静水压力排泥、泵吸式排泥、牵引式刮泥, 本设计中选用穿孔排泥管进行静水压力排泥。

2. 静水压力排泥设计

本设计中穿孔管采用等距布孔的方法进行布置

(1) 积泥均匀度 $Ms = 0.5 \sim 0.85$, 本设计中取 0.70 , 则查表可知孔口总面积与穿孔管截面积之比 $K_w = 0.38$

$$(2) \text{孔口总面积 } \Sigma W_0 = m \times \frac{d^2 \pi}{4}$$

$$\text{其中 } m \text{ 为孔眼个数, } m = \frac{L}{S} - 1$$

L 为穿孔管长度, 本设计中取 11200 mm , S 为孔眼间距 $0.4 \sim 0.8 \text{ m}$, 本设计中取 0.6 m

$$\text{故 } m = \frac{11.2}{0.6} - 1 = 18 \text{ (个)}$$

$$\text{则 } \Sigma W_0 = 18 \times \frac{\pi \times 0.03^2}{4} = 0.013 \text{ m}^2$$

其中 d 为孔眼直径, 取值范围为 $0.02 \sim 0.03 \text{ m}$, 本设计中取 0.03 m

(3) 穿孔管截面积 W

孔眼总面积 / 穿孔管截面积 = $0.3 \sim 0.8$, 本设计中取 0.5

$$\text{则穿孔管截面积 } W = \frac{0.013}{0.5} = 0.026 \text{ m}^2$$

$$\text{则穿孔管的直径 } D_0 = \sqrt{\frac{4W}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.026}{\pi}} = 0.18 \text{ m} = 180 \text{ mm}$$

为施工方便, 选取穿孔管管径为 200 mm .

(4) 孔口阻力系数 $\xi_0 = \frac{1}{K_s^{0.7}}$

其中 $K_s = \frac{s}{d}$, 式中 s 为管壁厚度, 本设计中取 20 mm

$$\text{则 } K_s = \frac{20}{30} = 0.67$$

$$\text{故 } \xi_0 = \frac{1}{0.67^{0.7}} = 1.32$$

(5) 穿孔管末端流速

$$\begin{aligned} v &= \left\{ \frac{2g(H-0.2)}{\xi_0 \left(\frac{1}{K_w}\right)^2 + \left[2.5 + \frac{\pi L}{D_0} \frac{(m+1)(2m+1)}{6m^2}\right] + \frac{\pi L}{D_1} \frac{D_0^4}{D_1^4} + \xi \frac{D_0^4}{D_1^4}} \right\}^{0.5} \\ &= \left\{ \frac{2 \times 9.8 \times (4.57 - 0.2)}{1.32 \times \left(\frac{1}{0.38}\right)^2 + \left[2.5 + \frac{0.045 \times 11.2}{0.2} \times \frac{(18+1)(2 \times 18+1)}{6 \times 18^2}\right] + \frac{0.045 \times 3}{0.2} \times \frac{0.18^4}{0.2^4} + 1.32 \times \frac{0.18^4}{0.2^4}} \right\}^{0.5} \\ &= \left\{ \frac{85.652}{14.548} \right\}^{0.5} = 2.43 \text{ m/s} \end{aligned}$$

穿孔管末端流速为 2.43 m/s 在 $1.8 \sim 2.5 \text{ m/s}$ 范围内, 并且最小管径为 200 mm 不小于 200 mm , 故设计合格。

(6) 穿孔管末端流量

$$Q = W \cdot v = 0.026 \times 2.43 = 0.063 \text{ m}^3/\text{s}$$

(7) 穿孔管第一孔眼外水头损失 h_0

$$h_0 = \xi_0 \frac{\left(\frac{v}{K_w}\right)^2}{2g} = 1.32 \times \frac{\left(\frac{2.43}{0.38}\right)^2}{2 \times 9.8} = 2.75 \text{ m}$$

(8) 穿孔管段的沿程损失 h_1

$$\begin{aligned} h_1 &= \left[2.5 + \frac{\pi L}{D_0} \frac{(m+1)(2m+1)}{6m^2}\right] \frac{v^2}{2g} \\ &= \left[2.5 + \frac{0.045 \times 11.2}{0.2} \times \frac{(18+1)(2 \times 18+1)}{6 \times 18^2}\right] \times \frac{2.43^2}{2 \times 9.8} \\ &= 1.03 \text{ m} \end{aligned}$$

(9) 无孔输泥管沿程损失 h_2

$$h_2 = \frac{\lambda L}{D_1} \frac{D_0^4}{D_1^4} \frac{v^2}{2g} = \frac{0.045 \times 3}{0.2} \times \frac{0.2^4}{0.2^4} \times \frac{2.43^2}{2 \times 9.8}$$

$$= 0.20m$$

(10) 无孔输泥管局部损失 h_3

$$h_3 = \frac{1}{3} \frac{D_0^4}{D_1^4} \frac{v^2}{2g} = 1.32 \times \frac{0.2^4}{0.2^4} \times \frac{2.43^2}{2 \times 9.8} = 0.40m$$

依据规范, 相邻两穿孔管间距为 $1.5 \sim 2.0m$, 本设计中取 $2.0m$, 则需设置穿孔管个数为 $16.5 \div 2 = 8.25$, 则本设计中取 8 根穿孔管。

综上所述, 每座沉淀池底部设 8 根穿孔管, 敷设于穿孔排泥斗槽内, 每根穿孔管管径为 $200mm$, 孔眼个数为 18 个, 等距布孔, 穿孔管部分长度为 $11.2m$ 。孔眼直径为 $30mm$, 孔眼间距 $0.6m$ 。泥斗中孔眼在穿孔管两侧成水平交错排列。

四. 沉淀池进出水系统的设计

1. 沉淀池进水设计

沉淀池进水采用穿孔花墙, 孔口总面积

$$A_2 = \frac{Q}{v}$$

其中 A_2 为孔口总面积 (m^2), v 为孔口流速, 本设计中取 $0.2m/s$

$$则 A_2 = \frac{0.51}{0.2} = 2.55m^2$$

每个孔口的尺寸定为 $15cm \times 10cm$, 则孔口数为 $\frac{2.55}{0.15 \times 0.1} = 170$ (个)。

进水孔位置应设在斜管以下, 泥泥区以上部位。

2. 沉淀池出水设计

沉淀池的出水采用穿孔集水槽, 出水孔口流速 $v_1 = 0.6m/s$, 则穿孔孔总面积: $A_3 = \frac{Q}{v_1}$, 其中 A_3 为出水孔口总面积

$$A_3 = \frac{Q}{v_1} = \frac{0.51}{0.6} = 0.85m^2$$

设每个孔的直径为 $4cm$, 则孔口的个数 $N = \frac{A_3}{F} = \frac{0.85}{\frac{\pi}{4} \times 0.04^2} = 677$ 个

根据沉淀池的尺寸规格进行孔口布置

设每条集水槽的宽度为0.4m, 间距1.4m, 共设7条集水槽, 每条集水槽一侧开孔数为50个, 孔间距为300mm

7条集水槽汇水至出水总渠, 出水总渠宽度0.8m, 深度1.4m
出水的水头损失包括孔口损失和集水槽内损失。孔口损失为

$$\Sigma h_1 = \xi \frac{v_1^2}{2g} \quad \text{其中 } \xi \text{ 为进口阻力系数, 本设计中取 } \xi = 2, \text{ 则}$$

$$\Sigma h_1 = \xi \frac{v_1^2}{2g} = 2 \times \frac{0.6^2}{2 \times 9.8} = 0.037m$$

集水槽内水深取0.4m, 槽内水流速度为0.32m/s。槽内水力坡度按0.01计, 槽内水头损失 $\Sigma h_2 = i \cdot L$

其中 i 为水力坡度本设计中取0.01, L 为集水槽长度, 取16.5m

$$\Sigma h_2 = i \cdot L = 0.01 \times 16.5 = 0.165m$$

出水总水头损失

$$\Sigma h = \Sigma h_1 + \Sigma h_2 = 0.037 + 0.165 = 0.202m, \text{ 设计中取 } 0.25m$$

第四章 过滤

§4.1 滤池的设计计算

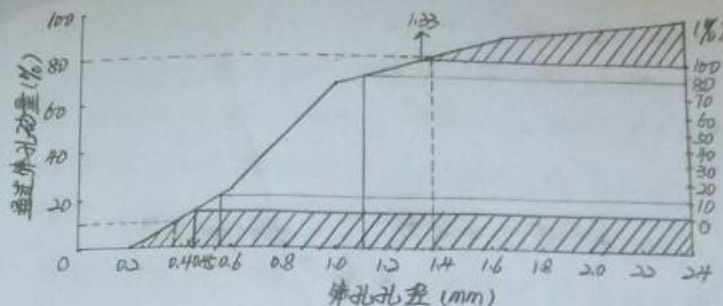
一. 滤池设计参数的选择

本设计中采用的滤池为普通快滤池, 滤料形式采用双层滤料即石英砂和无烟煤。反冲洗过程采用高位冲洗水箱进行反冲洗, 冲洗方式为水冲。依据《室外给水设计规范》, 双层滤料级配滤料的冲洗强度为 $13 \sim 16 \text{ L/(m}^2 \cdot \text{s)}$, 本设计中取 $14 \text{ L/(m}^2 \cdot \text{s)}$ 膨胀率为50%, 冲洗时间为 $6 \sim 8 \text{ min}$, 本设计取 6 min 。

二. 滤料颗粒级配的计算

筛孔孔径 (mm)	2362	1.651	0.991	0.589	0.246	0.208	筛底盘
留在筛上的砂量 (%)	0.2	10.0	20.3	45.5	21.6	2.2	0.2
通过该号筛的砂量 (%)	99.8	89.8	69.5	24	2.4	0.2	—

依据上表中的数据，以筛孔孔径为横坐标，以通过筛孔砂量为纵坐标，绘制出如下图所示的曲线图。



从筛分曲线上可以求得 $d_{10} = 0.38 \text{ mm}$, $d_{80} = 1.38 \text{ mm}$, 因此 K_{80} 为

$$K_{80} = \frac{1.38}{0.38} = 3.63$$

由此可见，该河砂的不均匀系数较大。设根据设计要求： $d_{10} = 0.55 \text{ mm}$, $K_{80} = 2.0$, 则 $d_{80} = K_{80} \cdot d_{10} = 2.0 \times 0.55 = 1.1 \text{ mm}$, 按此要求筛选滤料。自横坐标 0.55 mm 和 1.1 mm 两点，分别作垂线与筛分曲线相交。自两交点作平行线与右边纵坐标轴相交，并以此交点作为 10% 和 80% ，在 10% 和 80% 之间分成 7 等分，则每等分为 10% 的砂量，以此向上、下两端延伸，可得 0 和 100% 之点，如上图右侧纵坐标所示，以此作为新坐标。再自新坐标原点和 100% 作平行线与筛分曲线相交，在此两点以内即为所选滤料，余下部分应全部筛除。由图知，大粒径 ($d > 1.33 \text{ mm}$) 颗粒为筛除 21% ，小粒径 ($d < 0.45 \text{ mm}$) 颗粒为筛除 14% ，共筛除 35% 左右。

三. 滤池的设计计算

1. 基本设计参数概述

① 设计水量 $Q = 44000 \text{ m}^3/\text{d}$ (包括水厂自用水量)

② 设计数据：(1) 滤速：依据《室外给水设计规范》，双层滤料正常滤速为 $9 \sim 12 \text{ m/h}$ ，本设计中取 10 m/h 。

(2) 冲洗强度：如前所述，取 $q = 14 \text{ L/s.m}^2$

(3) 冲洗时间：如前所述，设计为 6 min 。

③ 本设计滤池各管路均用阀控制，称为四阀滤池。

2. 普通快滤池的设计计算

1) 滤池面积及尺寸：

本设计中，滤池工作时间为 $24h$ ，冲洗周期为 $12h$ ，滤池实际工作时间 $T = 24 - 0.1 \times \frac{24}{12} = 23.8h$ ，式中 0.1 为滤池冲洗停用时间，不考虑排放初滤水时间，滤池面积为：

$$F = \frac{Q}{v \cdot T} = \frac{44000}{10 \times 23.8} = 185 m^2$$

依据滤池总面积与滤池个数经验数据表可知，初步设定采用滤池数 $N=6$ 个，布置成对称双行排列，则每个滤池的面积为

$$f = \frac{F}{N} = \frac{185}{6} = 31 m^2 > 30 m^2$$

则采用滤池长宽比为 $2:1 \sim 4:1$ ，本设计中取 $2:1$ 左右
则采用滤池尺寸： $L=8m$ ， $B=3.9m$

校核强制滤速 $v' = \frac{N \cdot v}{N-1} = \frac{6 \times 10}{6-1} = 12 m/h$

规范要求双层滤料滤池强制滤速为 $12 \sim 16 m/h$ ，符合规范要求

2) 滤池高度：

支承层高度： H_1 采用 $0.45m$

滤料层高度： H_2 包括无烟煤和石英砂两部分的厚度，规范要求，无烟煤厚度为 $300 \sim 400mm$ ，石英砂厚度为 $400mm$ ，故本设计中 H_2 取 $0.7m$

砂面上水深：依据规范，滤层表面以上的水深，宜采用 $1.5 \sim 2.0m$ ，本设计中取 H_3 为 $1.7m$ 。

保护高度： H_4 采用 $0.30m$

综上所述，滤池总高 $H = H_1 + H_2 + H_3 + H_4$

$$= 0.45 + 0.7 + 1.7 + 0.30$$

$$= 3.15m$$

(2) 配水系统: (每只棉池)

① 干管:

干管流量: $q_g = f \cdot q = 31 \times 14 = 434 \text{ L/s}$

采用管径: $d_g = 700 \text{ mm}$

干管应埋入池底, 既设滤头或开孔布置

干管始端流速: v_g 规定为大阻力配水系统为 $1.0 \sim 1.5 \text{ m/s}$, 本设计中取 1.13 m/s .

② 支管:

支管中心间距规定为 $0.25 \sim 0.3 \text{ m}$, 本设计中取 $a_j = 0.3 \text{ m}$.

每池支管数: $n_j = 2 \times \frac{L}{a} = 2 \times \frac{8}{0.3} = 54 \text{ (根)}$

每根支管入口流量: $q_j = \frac{q_g}{n_j} = \frac{434}{54} = 8.04 \text{ L/s}$

采用管径: $d_j = 75 \text{ mm}$

支管始端流速 v_j 规定取值为 $1.5 \sim 2.0 \text{ m/s}$, 根据所选管径及对应经济流速, 本设计中 $v_j = 1.86 \text{ m/s}$

③ 孔眼布置:

支管孔眼总面积与滤池面积之比 K 规定取值为 $0.20\% \sim 0.28\%$, 本设计中取 0.25%

孔眼总面积: $F_k = K \cdot f = 0.25\% \times 31 = 0.0775 \text{ m}^2 = 77500 \text{ mm}^2$

采用孔眼直径: 规定取值为 $9 \sim 12 \text{ mm}$, 本设计中取 9 mm

每个孔眼面积: $f_k = \frac{\pi}{4} d_k^2 = 0.785 \times 9^2 = 63.5 \text{ mm}^2$

孔眼总数: $N_k = \frac{F_k}{f_k} = \frac{77500}{63.5} = 1221 \text{ (个)}$

每根支管孔眼数: $n_k = \frac{N_k}{n_j} = \frac{1221}{54} \approx 23 \text{ (个)}$

布管孔眼布置设两排, 与垂线成 45° 夹角向下交错排列, 如图所示.



每根支管长度: $L_j = \frac{1}{2}(B - d_g) = \frac{1}{2} \times (3.9 - 0.7) = 1.60 \text{ m}$

每排孔眼中回路: $a_k = \frac{L_j}{\frac{1}{2}n_k} = \frac{1.6}{\frac{1}{2} \times 23} = 0.14 \text{ m}$

④ 孔眼水头损失:

支管壁厚采用: $\delta = 5 \text{ mm}$

流量系数: $\mu = 0.68$

水头损失: $h_k = \frac{1}{2g} \left(\frac{q}{10 \mu k} \right)^2 = \frac{1}{2 \times 9.8} \times \left(\frac{14}{10 \times 0.68 \times 0.2} \right)^2 = 3.5 \text{ m}$

⑤ 复算配水系统

规范要求, 支管长度与其直径之比不应大于 60, 则

$$\frac{L_j}{d_j} = \frac{1.60}{0.075} = 21.3 < 60$$

孔眼总面积与支管总横截面积之比小于 0.5, 则

$$\frac{F_k}{n_j f_j} = \frac{0.0775}{54 \times 0.785 \times (0.075)^2} = 0.33 < 0.5$$

干管横截面积与支管总横截面积之比, 一般为 1.75 ~ 2.0, 则

$$\frac{f_g}{n_j f_j} = \frac{0.785 \times 0.7^2}{54 \times 0.785 \times (0.075)^2} = 1.61 \approx 1.75$$

孔眼中回路应小于 0.2, 则 $a_k = 0.14 \text{ m} < 0.2 \text{ m}$

(4) 洗砂排水槽:

洗砂排水槽中回路, 规定 $a_0 = 1.5 \sim 2.1 \text{ m}$, 本设计中取 1.95 m

排水槽根数: $n_0 = \frac{3.9}{1.95} = 2 \text{ 根}$

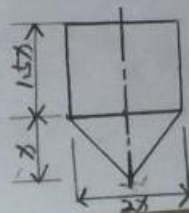
排水槽长度: $L_0 = L = 8 \text{ m}$

每槽排水量: $q_0 = q / n_0 = 14 \times 8 \times 1.95 = 218.4 \text{ L/s}$

采用三角形标准断面, 如图所示。

槽中流速, 采用 $v_0 = 0.6 \text{ m/s}$

槽断面尺寸: $b = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{q_0}{1000 v_0}} = \frac{1}{2} \times \sqrt{\frac{218.4}{1000 \times 0.6}} = 0.302 \text{ m}$, 采用 0.30 m



排水槽底厚度, 采用 $\delta = 0.05m$

滤层最大膨胀率 e 一般为 $30\% \sim 50\%$, 本设计中取 $e = 45\%$

滤层厚度: $H_2 = 0.7m$

洗砂排水槽及隔砂面高度: $H_e = eH_2 + 2.5\delta + \delta + 0.075$
 $= 0.45 \times 0.7 + 2.5 \times 0.05 + 0.05 + 0.075$
 $= 1.19m$

洗砂排水槽总平面面积: $F_0 = 2 \times l_0 \times n_0 = 2 \times 0.30 \times 8 \times 2 = 9.6m^2$

复算: 排水槽总平面面积与滤池面积之比, 一般小于 25% , 则

$$\frac{F_0}{F} = \frac{9.6}{31} = 31\% > 25\%$$

5) 滤池各种管渠计算

① 进水:

进水总流量: $Q_1 = 44000 m^3/d = 0.51 m^3/s$

采用进水管断面: 渠宽 $B_1 = 0.85m$, 水深为 $0.65m$

渠中流速: $v_1 = \frac{Q_1}{B_1 \cdot H} = \frac{0.51}{0.85 \times 0.65} = 0.92 m/s$

每个滤池进水管流量: $Q_2 = \frac{0.51}{6} = 0.085 m^3/s$

采用进水管直径: $D_2 = 350mm$

管中流速: $v_2 = 0.88 m/s$

② 冲洗水:

冲洗水总流量: $Q_3 = q \cdot F = 14 \times 31 = 0.434 m^3/s$

采用管径: $D_3 = 500mm$

管中流速: $v_3 = 2.22 m/s$

③ 清水

清水总流量 $Q_4 = Q_1 = 0.51 m^3/s$

清水渠断面: 同进水管断面, 渠宽 $0.85m$, 水深 $0.65m$, 便于槽

每个滤池清水管流量: $Q_5 = Q_2 = 0.085 m^3/s$

采用管径: $D_5 = 350mm$

管中流速: $v_5 = 0.88 m/s$

⑧排水:

排水流量: $Q_6 = Q_3 = 0.434 \text{ m}^3/\text{s}$

排水渠断面: 宽度 $B_6 = 0.7 \text{ m}$, 渠中水深 0.6 m

渠中流速: $v_6 = \frac{Q_6}{B_6 \cdot H_6} = \frac{0.434}{0.7 \times 0.6} = 1.03 \text{ m/s}$

(6) 冲洗水箱 (其中水来自于蓄水池)

冲洗时间: $t = 6 \text{ min}$

冲洗水箱容积: $W = 1.5 \text{ g/s} \cdot t = 1.5 \times 14 \times 31 \times 6 \times 60 = 234 \text{ m}^3$

水箱底至溢池水面管间的沿程及局部损失之和 $h_1 = 1.0 \text{ m}$

配水系堵水头损失 $h_2 = h_k = 3.5 \text{ m}$

承插层水头损失 $h_3 = 0.022 H_1 g = 0.022 \times 0.45 \times 14 = 0.14 \text{ m}$

滤料层水头损失 $h_4 = \left(\frac{v_1}{v} - 1\right)(1 - m_0) H_2 = \left(\frac{2.65}{1} - 1\right)(1 - 0.41) \times 0.7 = 0.68 \text{ m}$

安全富余水头, 采用 $h_5 = 1.5 \text{ m}$,

冲洗水箱应高出滤砂排水槽面: $H_0 = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5$
 $= 1.0 + 3.5 + 0.14 + 0.68 + 1.5$
 $= 6.8 \text{ m}$

四. 普通快滤池的布置形式

管廊布置应力求紧凑、简捷; 要留有设备及管配件安装、维修的必要空间; 要有良好的防水、排水及通风、照明设备; 要便于与滤池操作室联系。

滤池数少于5个者, 宜采用单行排列, 管廊位于滤池一侧。超过5个者, 宜用双行排列, 管廊位于两排滤池之间。后者布置较紧凑, 但管廊通风, 采光不如前者, 检修也不太方便。

本设计中因滤池数为6个, 故采用双行排列, 对称布置。

双排滤池的阀门布置形式较多, 通常将阀门集中设中央管廊, 亦可采用闸板阀将阀门分设两侧, 本设计中采用四阀集中布置, 其优缺点如下:

优点:

- ① 阀门集中、操作方便
- ② 管廊布置紧凑; 结构构造简单, 仅一侧进水。
- ③ 浑、冲、清、排四总管亦可采用钢筋混凝土总渠, 使管配件减少

缺点:

- ① 管廊不能过于紧凑, 以免安装维修困难
- ② 管配件多, 管路复杂。

五. 普通快滤池的工艺构造图

见附图

第五章 消毒

§ 5.1 加药量的确定

本设计将毒方式采用液氯消毒法, 加氯方法采用一次加氯的方式。液氯投量规定为 $5 \sim 10 \text{ mg/L}$, 本设计选用 8 mg/L 。

$$\text{则每小时用氯量} = 1833.33 \times 10^3 \times 8 \times 10^{-6} = 14.67 \text{ kg/h}$$

$$\text{则每日加氯量} = 14.67 \times 24 = 352 \text{ kg/d}$$

§ 5.2 加氯设备的选择

为保证液氯消毒时的安全和计量正确, 需使用加氯机投加液氯。目前常用的加氯机有转子加氯机、自动真空加氯机。

本设计中选用的加氯设备为转子加氯机, 型号为 ZJ-1 型转子加氯机, 其加药量达 $5 \sim 45 \text{ kg/h}$, 满足本设计中加氯量的要求, 故可采用, 选用 2 台, 一用一备。

§ 5.3 氯库的布置

一. 氯库面积的确定

1. 液氯贮备量的确定

液氮的储备量应按供应和运输等条件确定，一般按最大用量的7~15d计算，本设计储备量按15d计算。

则液氮储备量为 $350 \times 15 = 5250 \text{ kg}$

2. 液氮库面积的确定

每个液氮瓶贮存液氮量按500kg计，则所需贮存的液氮瓶数目为 $5250 \div 500 = 11 \text{ (瓶)}$

每个液氮瓶的规格为 $\phi 608 \times 1800$ ，故每个液氮瓶的占地面积为 $0.608 \times 1.8 = 1.10 \text{ m}^2$

则所需贮存液氮瓶的占地总面积为 $11 \times 1.10 = 12.1 \text{ m}^2$

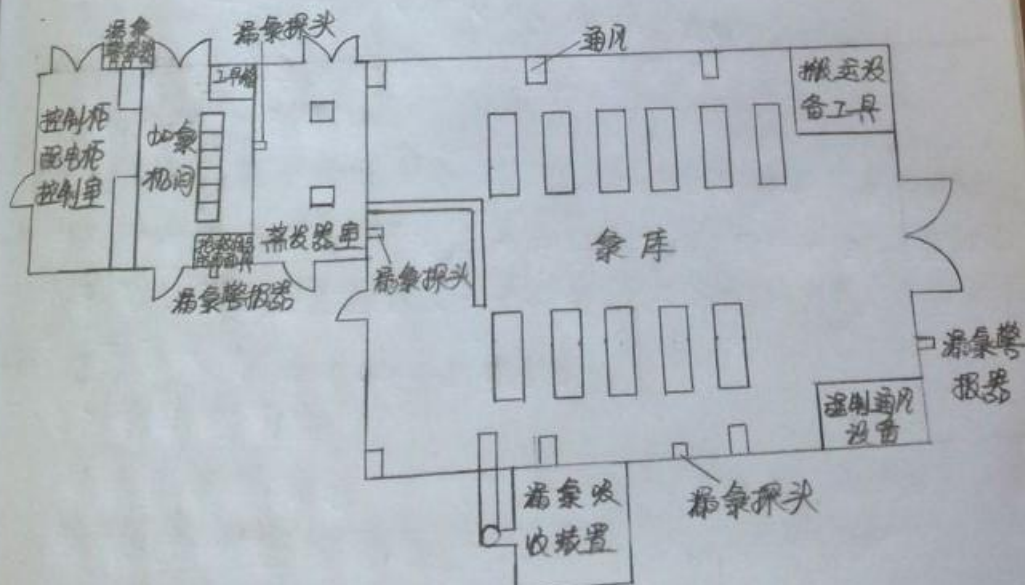
考虑液氮瓶间的间距及工作人员取用装卸空间等，液氮库的面积确定为 20 m^2

3. 液氮库的平面布置

见如氮间布置

§ 5.4 如氮间的布置

为操作管理方便，液氮库和如氮间往往合建，但必须各自设置独立对外的门，本设计中采用合建式，如氮间和液氮库的布置如下图所示



如氮间、液氮库布置

第六章 其他设计

1. 清水池的设计计算

1. 清水池的容积

清水池容积按最高日用水量的10%~20%计算,本设计中取20%
氯消毒的接触时间为30min,故水在清水池中的停留时间应大于30min,本设计中停留时间取30min。

清水池贮存水量: $W = 1822.33 \times 20\% \times \frac{30}{60} = 182.3 \text{ m}^3$

采用两座清水池,每座清水池容积为 $V_1 = \frac{182.3}{2} = 92 \text{ m}^3$

取清水池的超高为0.5m,有效水深规定为1.5~2m,本设计中取2m,故清水池平面面积 $A = \frac{V_1}{h} = \frac{92}{2} = 46 \text{ m}^2$

取清水池宽度为4m,则长为 $L = \frac{A}{B} = \frac{46}{4} = 11.5 \text{ m}$

则每池尺寸为: $11.5 \times 4 \times (2 + 0.5) = 115 \text{ m}^3$

二. 管道系统

1. 清水池进水管管径

$$D_1 = \sqrt{\frac{Q}{2 \times 0.785 \times v}}$$

其中进水管流速为1.0~1.5 m/s,本设计中选用1.0 m/s。

$$\text{则 } D_1 = \sqrt{\frac{0.51}{2 \times 0.785 \times 1}} = 0.57 \text{ m}$$

设计中取进水管管径为DN500,则进水管中实际流速为1.30 m/s。

2. 出水管的设计

清水池出水管应按出水最大流量计: $Q_1 = \frac{KQ}{24}$

设计中,时变化系数K取1.5,则

$$Q_1 = \frac{1.5 \times 44000}{24} = 2750 \text{ m}^3/\text{h} = 0.76 \text{ m}^3/\text{s}$$

设计中取 v_1 为1.0 m/s,则出水管管径

$$D_2 = \sqrt{\frac{Q_1}{2 \times 0.785 \times v_1}} = \sqrt{\frac{0.76}{2 \times 0.785 \times 1}} = 0.70 \text{ m}$$

设计中取出水管管径为 DN700mm, 则流量最大时出水管内的流速为 1.17m/s

3. 清水池的溢流管

溢流管的管径应至少与进水管管径相同或比进水管管径大一级, 本设计中溢流管管径取用比进水管管径大一级, 即 DN600mm。在溢流管管端设喇叭口, 管上不安装阀门。溢水管出口设置网罩, 以防止爬虫等沿溢流管进入池内。

4. 清水池的排水管和排泥管

清水池中的水在检修时需要放空, 因此应设排水管。放空时间规定为 30min ~ 1h, 本设计中取 1h。同时为便于排空污水, 池底有一定坡度, 管内流速取值为 1.0 ~ 1.2m/s, 本设计中取 1.0m/s, 则排水管的管径为:

$$D_3 = \sqrt{\frac{V}{\pi \times 3600 \times 0.785 \times 29}} = \sqrt{\frac{115}{1 \times 3600 \times 0.785 \times 1.0}} = 0.20m$$

此外, 清水池中可能会有污泥沉积, 因此应设排泥管, 排泥管可与放空管共用, 故本设计中放空排泥管采用共用设计, 管径 DN200mm

三. 清水池的布置

1. 导流墙

在清水池内设置导流墙, 以防止池内出现死角, 保证叠压水的接触时间不小于 30min。每座清水池内设置导流墙三条, 将清水池分隔为 4 个廊道, 廊道宽度为 1m。在清水池底部每隔 1.0m 设 $0.1 \times 0.1m$ 的过水方孔, 使清水池清泥时排水方便。

2. 检修孔

在清水池顶部设圆形检修孔 2 个, 直径为 800mm

3. 通气孔

为使清水池内空气流通, 保证水质新鲜, 在清水池顶部设通气孔, 通气孔间距为 5 ~ 8m, 本设计中取 5m, 则每个廊道布置通气孔数为 3 个, 每 2 个间距为 5.75m, 故通气孔共设 12 个

为 $3 \times 4 = 12$ 个, 通气管管径取 200mm , 通气管伸出屋面的高度
高他错落, 空气由低管进气, 再经高管出气, 便于空气流通。

4. 清水池的高程布置

清水池的高程布置属半地下式, 即地下埋深与地上高度相等,

故清水池地下部分埋深为 $\frac{2.5}{2} = 1.25\text{m}$

6.2 污泥处置方案设计

排泥水处理工艺的选择主要取决于水厂的净水工艺和运行方式,
以及水源水质和泥饼的最终处理。

本设计中, 由于水厂为小型水厂, 水源水质较好, 每日产泥量不大,
故本设计中采用污泥风干场, 经自然风干后进行泥饼的填
埋。这种方法是污泥脱水最经济的方法。适用于处理规模较
小的地区。

6.3 构筑物的附属装置及其它工艺构造

各构筑物根据设计要求可能还需设排泥管、放空管、溢流管、
超越管、通风管, 水位标尺或测压管、测流量管、通气管、
排水或冲洗水管等。其中规范规定滤池不能超越, 故滤池不能
设超越管, 其他各处理构筑物可根据水质要求跳过或处理构
筑物, 节省成本, 经济。但唯独滤池不可, 原水必须经过滤后方可
作为生活饮用水。

各构筑物除工艺要求外, 还应考虑到结构、施工、运行管理等因素,
还应考虑设置走道、栏杆、检修人孔、保温及防冰冻设施, 起
重搬运, 操作, 安全防护等措施。

第七章 水厂总体布置

7.1 水厂的总体布置概述

水厂的基本组成包括两部分：生产构筑物及建筑物；附属构筑物。生产构筑物尺寸根据计算确定，生活附属建筑物建筑面积应按照水厂管理体制、人员编制和当地建筑标准确定，生产附属建筑物应根据水厂规模、工艺流程和当地具体情况确定。各构筑物数量、平面尺寸确定后，根据构筑物的功能要求，结合地质和地形条件，进行水厂平面布置。外理构筑物一般均应分散露天布置。

7.2 水厂的平面布置

水厂平面布置的内容包括：各构筑物的平面定位，各种管道、阀门及配件布置，厂区道路，围墙，绿化等。

水厂平面布置要求：

- ① 构筑物间距宜紧凑，但应满足各构筑物和管线的施工要求。
- ② 构筑物布置应注意朝向和风向，如加氯间和氯库应尽量设置在水厂主导风向的下风向。
- ③ 生产构筑物间连接管道的布置，应使水流顺直和防止迂回。
- ④ 生产构筑物与水厂附属构筑物应分开布置。
- ⑤ 并联运行的净水构筑物应配水均匀，必要时可设置配水井。
- ⑥ 加药间、澄清池和滤池相互间的布置，宜通行方便。
- ⑦ 水厂排水一般宜采用重力流排放，必要时可设排水泵站。
- ⑧ 新建水厂绿化占地面积不宜少于水厂总面积的20%。
- ⑨ 水厂内根据需要，设置废料、管配件等露天堆放场所。

本设计中水厂的工艺流程采用直线型布置，管线力求简短，厂区内配以草地、树木等绿化，力争创建一个清新怡人的现代化水厂。

7.3 工艺流程的布置

水厂的工艺流程布置,是水厂布置的基本内容,由于厂址地形和进水管方向等的不同,流程布置可以有各种方案,但必须考虑以下原则

- ① 流程力求简单,避免迂回重复,使净水过程中的水头损失最小。构筑物应尽量靠近,便于操作管理和联系活动。
- ② 尽量适应地形,因地制宜地考虑流程,力求减少土石方量。地形自然坡度较大时,应尽量顺等高线布置,必要时可采用台阶式布置。在地势变化较大的厂址中,构筑物应结合工程地质情况布置。
- ③ 注意构筑物朝向:净水构筑物一般无朝向要求,但如滤池的操作廊、二泵泵房、加药间、化验室、检修间、办公楼则有朝向要求。
- ④ 考虑近远期的协调:当水厂明确分期进行建设时,流程布置应统筹兼顾,即要有近期的完整性,又要有分期的协调性,布置时应避免近期占地过早过大。

本设计中水厂的工艺流程布置类型采用直线型,从进水到出水整个流程呈直线型,这种布置,生产联系管线短,管理方便,有利于日后扩建。

7.4 附属构筑物

水厂的附属构筑物一般包括办公用房、化验室、维修车间、车库、仓库、食堂、门卫值班室、宿舍、露天堆场等。

各附属建筑物面积查《室外给水设计规范》附属建筑物面积章节取用。

7.5 水厂平面布置图

见附图

7.6 水厂的高程布置

在污水处理工艺过程中,各构筑物之间水流均为重力流,净水厂所在的地面标高为345m

以清水池作为高程计算起点开始设计,清水池地面以上高度为1.25m,其中清水池超高为0.5m,故清水池内水面至地面的高度 $H = 1.25 - 0.5 = 0.75m$,因地面标高为345m,故清水池液面标高为 $H'_{\text{清水池}} = 345 + 0.75 = 345.75m$,清水池池顶标高为 $H_{\text{清水池}} = 345.75 + 0.5 = 346.25m$,池底标高为 $346.25 - 2.5 = 343.75m$ 由清水池推淤池的水面标高,查水头损失估算表可知,淤池至清水池水头损失为0.3~0.5m,本设计中取0.4m,而普通快淤池内的水头损失为2.0~3.0m,本设计中取2.5m,故淤池的水面标高 $H'_{\text{淤池}} = H'_{\text{清水池}} + h_{\text{淤池} \rightarrow \text{清水池}} + h_{\text{淤池内}}$
 $= 345.75 + 0.4 + 2.5 = 348.65m$

故淤池池顶标高 $H_{\text{淤池}} = 348.65 + 0.3 = 348.95m$

淤池池底标高 $H_{\text{淤池底}} = 348.95 - 3.15 = 345.8m$

由淤池反推沉淀池的水面标高,查水头损失估算表可知,沉淀池至淤站间的水头损失为0.3~0.4m,本设计中取0.3m,沉淀池内部水头损失为0.15~0.25m,因本设计采用斜管沉淀池,水损较大,故取0.25m,故沉淀池内水面标高为

$H'_{\text{沉淀池}} = 348.65 + 0.3 + 0.25 = 349.2m$

故沉淀池池顶标高为 $H_{\text{沉淀池}} = 349.2 + 0.3 = 349.5m$

沉淀池池底标高为 $H_{\text{沉淀池底}} = 349.5 - 4.87 = 344.63m$

由沉淀池反推絮凝池的水面标高,查水头损失估算表可知絮凝池至沉淀池水头损失为0.10m,絮凝池内部水头损失为0.4~0.5m,本设计中采用机械搅拌絮凝池,由于机械反应水头损失较小,故选用0.4m,故絮凝池内水面标高为

$H'_{\text{絮凝池}} = 349.2 + 0.1 + 0.4 = 349.7m$

故渠墩池顶标高为 $H_{渠墩池} = 349.7 + 0.3 = 350m$

渠墩池底标高为 $H_{渠墩池底} = 350 - 7.3 = 342.7m$

由于本设计中混合方式为选用水泵混合，故混合池内水头损失不计，而混合池至渠墩池的水头损失为 $0.10m$ ，故水泵内液面标高为 $349.7 + 0.1 - 13.3 = 336.3m$

棉压塔的设计：

本设计中设计总进水量 $Q = 44000 m^3/d = 1833.33 m^3/h$

为使配水均匀将棉压塔分成两格，第一格水的停留时间为 $T_1 = 10 \sim 20 min$ ，本设计取 $10min$ ，第二格停留时间为 $T_2 = 5 \sim 10min$ ，本设计中取 $5min$ ，且跌水高度为 $0.5m$ ，则配水井的有效容积为：

$$W_1 = Q \times T = 1833.33 \times \frac{10}{60} = 305.56 m^3$$

设棉压塔高 $8m$ ，则棉压塔面积 $A = \frac{W_1}{H} = \frac{305.56}{8} = 38.20 m^2$

$$\text{故内径 } D_1 = \sqrt{\frac{4A}{3.14}} = \sqrt{\frac{4 \times 38.20}{3.14}} = 7m$$

$$W_2 = Q \times T = 1833.33 \times \frac{5}{60} = 152.78 m^3$$

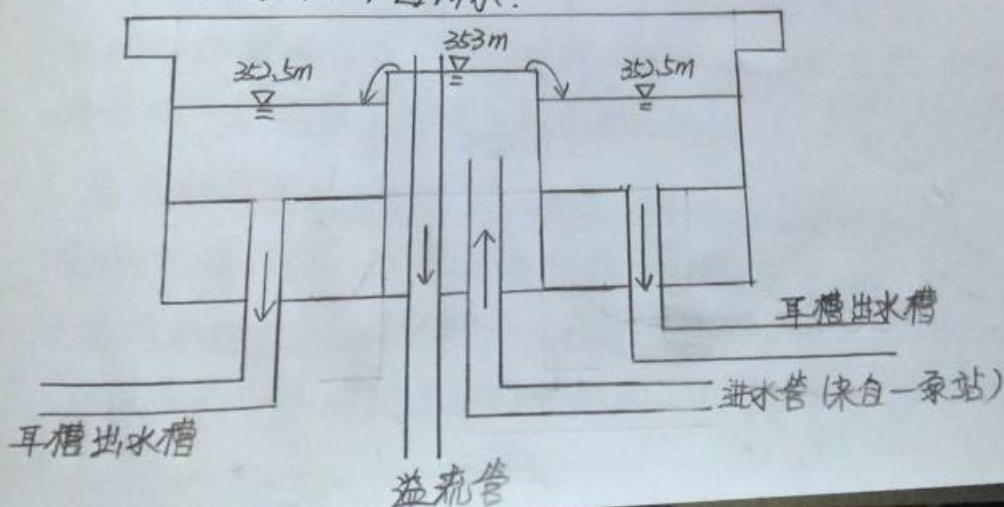
$H_2 = 3m$ ，跌落水高度取 $0.5m$ ，保护高为 $0.3m$

$$\text{则外径 } D_2 = \sqrt{\frac{4A + 3.14D_1^2}{3.14}} = \sqrt{\frac{4 \times 38.20 + 3.14 \times 7^2}{3.14}} = 10m$$

故耳槽出水槽的水面标高为 $345 + 7.5 = 352.5m$

棉压塔中央水面高度为 $352.5 + 0.5 = 353m$

棉压塔设计简图如下图所示。



综上所述，各主要工艺高程如下表所示

各处理构筑物中的标高

构筑物名称	池面标高/m	池底标高/m
机械絮凝池	350.00	342.70
斜管沉淀池	349.50	344.63
普通快滤池	348.95	345.80
清水池	346.25	343.75

7.7 水厂高程布置图

见附图

7.8 厂区管线

水厂工艺流程中的主要管线包括：

1. 给水管线

- ① 原水管线：指进入沉淀池之前的管线，一般为两根
- ② 沉淀水管线：由沉淀池至滤池的沉淀水管线。
- ③ 清水管线：指滤池至清水池之间的管线。

2. 排水管线：

- ① 厂内地面雨水的排除
- ② 水厂内生产废水的排除
- ③ 办公室、食堂、浴室、宿舍等生活污水的排除。

3. 加药管线

加矾、加氯等管线，往往做成浅沟敷设，上做盖板，加药管线的管材一般采用塑料管，以防止腐蚀。

7.9 道路的布置

在设计道路时，一般应遵循以下规则：

- ① 道路能到达主要构筑物和建筑物。连接厂外道路的主干道宽度一般为4~6m。厂内主要构筑物和建筑物之间，用以运送物资的

车道路宽度采用4m,并布置成环状以便回车,水厂规模小或场地限制时,可在道路尽头设回车道。

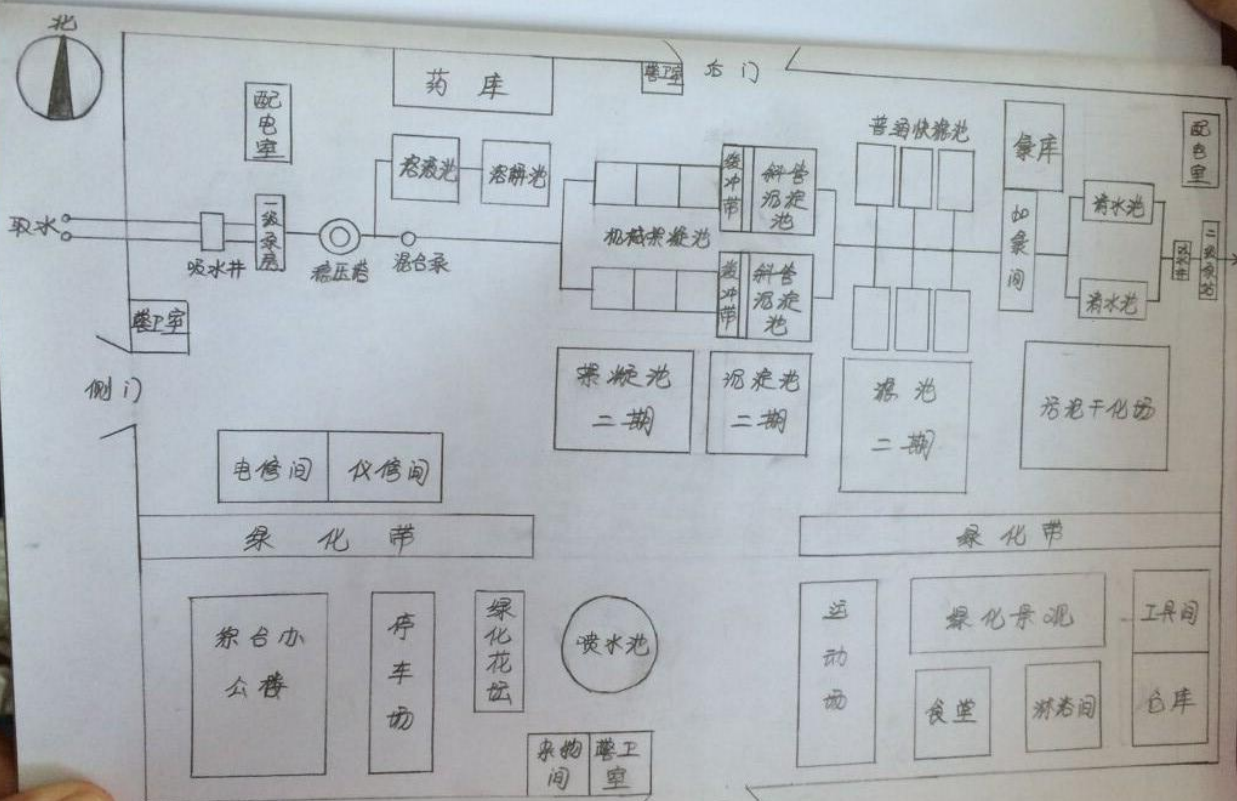
②车行道路面一般采用混凝土、沥青混凝土等,人行道采用水泥路面、混凝土预制板块等。

7.10 环境美化

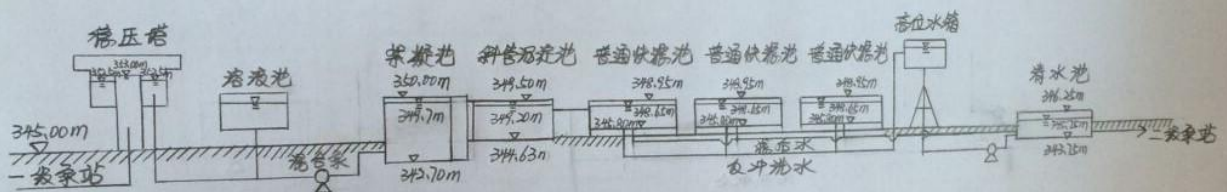
本设计中,厂区沿围墙内侧及厂区建筑物四周皆布置绿化,以提高环境数量,在用地可能产生不良影响地区,构筑物尽量往内侧布置,且尽量在此处布置大量绿化,不仅可以吸收部分气味,减少噪音,且有效改善了建筑环境素质,明显提高所需舒适度,整个厂区结合建筑物、道路、厂前草坪花卉,在厂区入口道路布置一系列花,使人们进入厂区就感受到现代化花园式工厂的气氛。

参考文献

1. 严熙杰、范瑾初.《给水工程》(第四版).中国建筑工业出版社,1999.12
2. 李圭白等.《水质工程学》.中国建筑工业出版社,2005.7
3. 中国市政工程西南设计研究院主编.《给水排水设计手册(第1册)》——常用资料(第二版).中国建筑工业出版社,2002.
4. 上海市市政工程设计研究院主编.《给水排水设计手册(第3册)》——城镇给水(第二版).中国建筑工业出版社,2002
5. 中国市政工程西北设计研究院主编.《给水排水设计手册(第11册)》——常用设备(第二版).中国建筑工业出版社,2002
6. 《室外给水设计规范》(GB50013-2006).中国计划出版社,2006.4
7. 《饮用水卫生标准》(GBJ749-85)
8. 《给水厂处理构筑物设计计算》.崔玉川等,化学工业出版社,2006



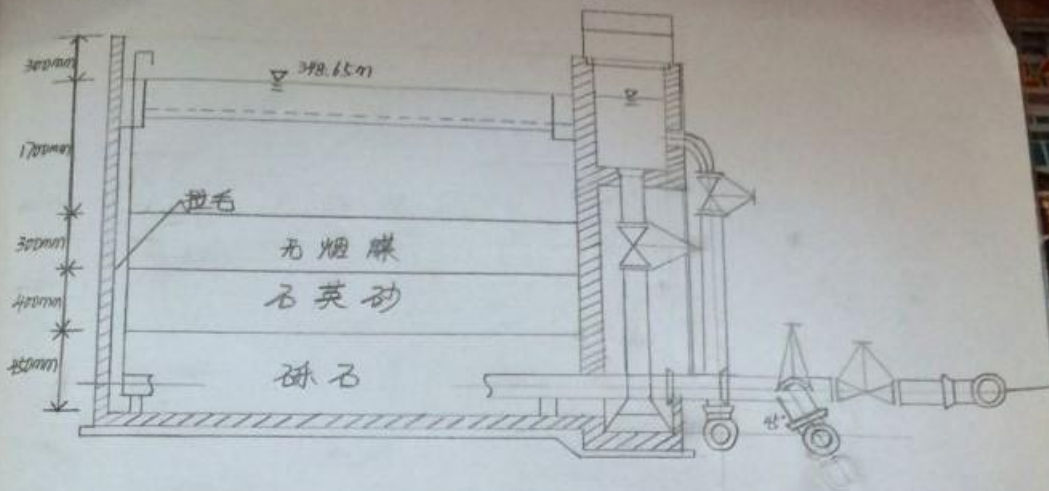
附图1: 水厂平面布置图



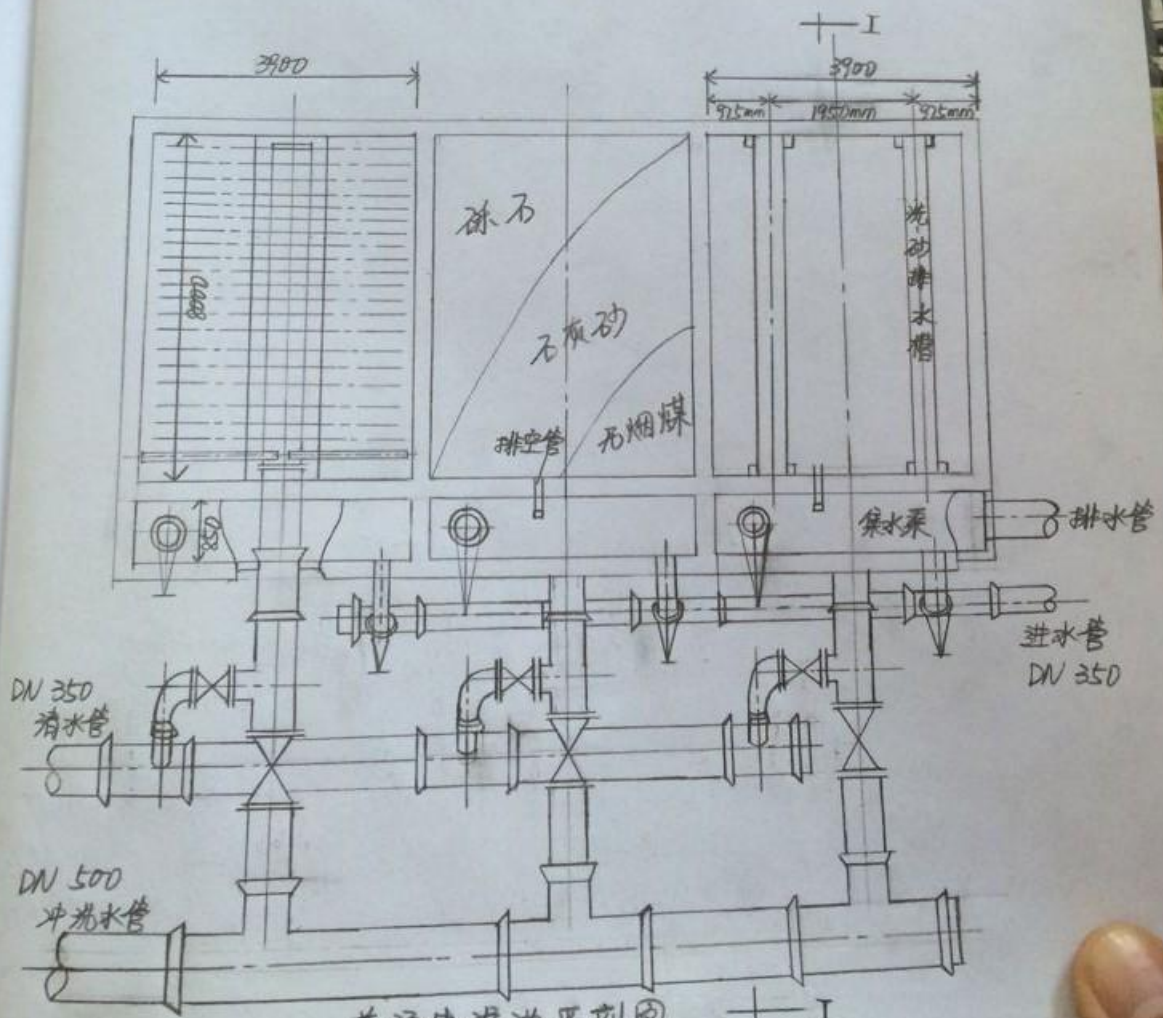
附图2: 水厂高程布置图

比例尺
纵向比例 1:500

附图3:



I-I 纵剖面图



普通快滤池平剖面图