

## 目录

一、设计规模及处理工艺的确定.....	2
1.1 原水水质情况 .....	2
1.2 出水水质要求 .....	2
1.3 厂区自然及地质资料.....	3
1.4 设计水量的确定 .....	3
1.5 处理工艺的确定 .....	3
二、混合 .....	3
2.1 混凝剂的选择及用量.....	3
2.2 药剂配置 .....	4
2.3 药剂投加 .....	5
2.4 药剂混合 .....	5
2.5 药剂存储 .....	6
三、絮凝 .....	6
3.1 工艺选择 .....	6
3.2 异波区设计计算 .....	7
3.3 同波区设计计算 .....	8
3.4 平板区设计计算 .....	9
3.5 校核 .....	10
3.6 进水 .....	10
3.7 出水 .....	10
3.8 排泥 .....	10
四、沉淀 .....	11
4.1 工艺选择 .....	11
4.2 设计计算 .....	11
4.3 进水系统 .....	12
4.4 出水系统 .....	13
4.5 放空系统 .....	14
4.6 排泥系统 .....	15
五、过滤 .....	15
5.1 工艺选择 .....	15
5.2 设计计算 .....	15
5.3 配水系统 .....	17
5.4 排水系统 .....	18
5.5 各种管渠计算 .....	20
5.6 冲洗水箱 .....	20
六、消毒 .....	21
6.1 工艺选择 .....	21
6.2 加氯量的确定 .....	21
6.3 加氯设备的选择 .....	21
6.4 加氯间与氯库布置.....	22
七、清水池.....	22
7.1 容积计算 .....	22
7.2 平面尺寸 .....	24
7.3 管道系统 .....	24
7.4 清水池布置 .....	25
八、净水厂平面布置.....	25
8.1 给水处理工程设施组成.....	25
8.2 平面布置 .....	26
8.3 厂区道路布置 .....	26
8.4 厂区绿化布置 .....	26
8.5 厂区管线布置 .....	26
九、净水厂高程布置.....	27
9.1 水头损失计算 .....	27
9.2 标高计算 .....	27

## 一、设计规模及处理工艺的确定

### 1.1 原水水质情况

表 4.1 水源水质分析结果表

编 号	名 称	单 位	分 析 结 果	
<b>感官指标</b>				
1	水温	最高	℃	30
		最低	℃	5
2	臭和味	级	微弱	
3	浑浊度	NTU	600	
4	色度	度	30	
<b>一般化学指标</b>				
5	总硬度	以 CaCO <sub>3</sub> 计, mg/L	280	
6	pH 值	—	7.5	
7	高锰酸盐指数	mg/L	4.1	
8	溶解氧	mg/L	7.3	
<b>微生物指标</b>				
9	细菌总数	CFU/mL	2000	
10	粪大肠菌群	MPN/100mL	1300	

经分析,该河流水源水质情况良好,符合地表水环境质量标准中对于水源水的要求,且水量充沛。

### 1.2 出水水质要求

出水水质需满足《生活饮用水卫生标准》(GB5749-2006)。

### 1.3 厂区自然及地质资料

城市土壤种类为半粘土；地下水位深度 -6.5m；年降水量 1056mm；城市最高温度 40.5℃，最低温度 -5℃，年平均温度 20.2℃；主导风向：夏季东南风，冬季东北风。自来水厂处的土壤种类为半粘土；地下水位深度 -8m。

### 1.4 设计水量的确定

水厂设计水量应按城市的最高日用水量加上水厂的自用水量计算,自用水量按最高日用水量的 6%算，则水厂设计水量为：

$$Q=1.06Q_d=1.06 \times 188521.9 \text{ m}^3/\text{d} = 199833.2 \text{ m}^3/\text{d} , \text{ 取 } 200000 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$\text{则水厂设计水量 } Q = 200000 \text{ m}^3/\text{d} = 8333.33 \text{ m}^3/\text{h} = 2.315 \text{ m}^3/\text{s}$$

### 1.5 处理工艺的确定

由于水质良好，故采用常规处理工艺

混凝剂



消毒剂



原水 → 取水泵站 → 混合器 → 絮凝 → 沉淀 → 过滤 → 清水池 → 二泵站 → 管网

## 二、混合

### 2.1 混凝剂的选择及用量

应用于水质净化中的混凝剂应满足以下要求：混凝效果好，对人体健康无害，使用方便，货源充足，价格低廉。

常用的混凝剂有：

硫酸铝：分固体和液体两种。固体硫酸铝运输方便，但制造工艺复杂，水解作用缓慢；液体硫酸铝需坛装或罐装运输。

聚合氯化铝：即 PAC，它具有如下特点：净化效率高，耗药量小，出水浊度

低、色度小、过滤性能良好，原水高浊度时尤为显著；温度适应高，pH 适应范围宽（5—9）；使用时操作方便，腐蚀性小，劳动条件好；设备简单，操作方便，成本较三氯化铁低；是无机高分子化合物。

三氯化铁：使用的 pH 范围较宽，形成的絮凝体比铝盐絮凝体密实，处理低温水或低浊度水的效果由于硫酸铝。但腐蚀性较强，且固体产品易吸水潮解，不易保管。

硫酸亚铁：絮凝体形成较快，较稳定，沉淀时间短，腐蚀性高，适用于高浊度，高碱度的水。

经比较，且参照我国华东地区其它已有水厂的处理经验，决定选用聚合氯化铝（PAC）为混凝剂。参照华东某水厂总结出的 PAC 最大投加量与浊度的关系，

浊度	10 度	10-80 度(x)	80 度	80-1000 度(x)	1000 度
项目					
原料	3.3g/t	0.38x-0.5 (g/t)	30g/t	0.05x+26 (g/t)	70 g/t

则水厂 PAC 的最大投药量为 56.0 g/t，不需再加助凝剂。

## 2.2 药剂配置

### 2.2.1 溶液池计算

$$W_2 = \frac{aQ}{417cn} = \frac{56 \times 8333.33}{417 \times 2 \times 15} = 37.33m^3, \text{ 取 } 38m^3$$

式中， $W_2$ ——溶液池容积， $m^3$ ；

Q——处理的水量， $m^3/h$ ；

a——混凝剂的最大投加量，mg/l，取 56.0；

c——溶液浓度，一般为 5%-20%，取 15%；

n——每日调制次数，取 2 次。

溶液池共设三座，两用一备交替使用，每座体积  $19 m^3$ ，有效高度 2.5m，底部沉渣高度 0.2m，超高 0.3m，则总高度为 3.0m，底面尺寸取  $2.8m \times 2.8m$ ，则单个溶液池有效体积为  $2.8 \times 2.8 \times 2.5 = 19.6 m^3$ ，满足要求。

溶液池采用钢筋混凝土结构，池周围设有工作台，宽 1.5 m，并在池周围设有 1m 高的栏杆。池底坡度为 0.03，底部设置 DN100 的放空管，在池内高 2.8 m 处设 DN100 的溢流管。池内管材均采用硬聚氯乙烯塑料管，池内壁用环氧树脂

防腐处理。

搅拌设备采用 ZJ-800 型搅拌机，转速 84 r/min，功率 3 kw。

### 2.2.2 溶解池计算

$$W_1 = (0.2 \sim 0.3) W_2$$

式中， $W_2$ ——溶液池容积， $m^3$ ；

$W_1$ ——溶解池容积， $m^3$ 。

本设计系数取 0.26，则溶解池体积 =  $0.26 \times 38 = 9.88 m^3$ ，取  $10 m^3$ 。每个溶液池配一个溶解池，则每个溶解池体积为  $5 m^3$ 。有效高度 1.6m，底部沉渣高度 0.2m，超高 0.3m，则总高度为 2.1m，底面尺寸取  $1.8m \times 1.8m$ ，则单个溶液池有效体积为  $1.8 \times 1.8 \times 1.6 = 5.184 m^3$ ，满足要求。

溶解池采用钢筋混凝土结构，池周围设有 1m 高的栏杆。池底坡度为 0.03，底部设置 DN100 的排渣放空管。池内管材均采用硬聚氯乙烯塑料管，池内壁用环氧树脂防腐处理。

搅拌设备采用 ZJ-470 型搅拌机，转速 125 r/min，功率 1.5 kw。

## 2.3 药剂投加

每个溶液池配四台计量泵。计量泵选用 GM-400/0.5 型，流量 400 L/h，压力 0.5 MPa，冲次 144 次/min，功率 0.55 kW，进出口径 DN25。

## 2.4 药剂混合

采用 4 组热浸渡锌管式静态混合器。这种混合方式具有坚固耐用、结构简单、无运动部件、不需专门占用场地、安装容易、投资少、使用寿命长、混合效率高等特点，在运行过程中无任何有害物质溶解析出。

设计水量： $Q = 2.315/4 = 0.579 m^3/s$ ；

设计流速：管内流速不宜小于 1m/s，本设计取 1.2m/s；

设计管径： $D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.579}{1.2\pi}} = 0.784m$ ，取 800mm；

水损计算：本设计中管式静态混合器采用三节混合单元，即  $n=3$ ，根据公式

$$h=0.1184 \frac{Q^2}{D^{4.4}} n, \text{ 求得 } h=0.318\text{m}.$$

由于管内径较大，且为了使药液更均匀分布，采用双孔投药。  
管式静态混合器后接长 1m 的 DN800 管道至絮凝池。

## 2.5 药剂存储

选用袋装固体精制聚合氯化铝，每袋重 25 Kg，尺寸为 0.5m×0.4m×0.3m。最大投药量为 11200 kg/d。仓库容量按最大投药量的 10d 用量计算，则共储存精制聚合氯化铝 4480 袋，所需总容积为 268.8m<sup>3</sup>。根据规范，设计混凝剂堆放高度为 1.8m，则所需面积为 149.3m<sup>2</sup>。设计仓库留有 1.5m 宽的过道，则仓库平面尺寸为

$$S = L \times B = 14 \times 14 = 196 \text{ m}^2$$

可堆放面积为 12.5×12.5=156.25 m<sup>2</sup>> 149.3 m<sup>2</sup>，满足要求。

## 三、絮凝

### 3.1 工艺选择

表 4.2 絮凝池的类型及特点表

类型		特点	适用条件
隔板絮凝池	往复式	优点：絮凝效果好，构造简单，施工方便； 缺点：容积较大，水头损失较大，转折处絮粒易破碎。	水量大于 30000m <sup>3</sup> /d 的水厂；水量变动小者。
	回转式	优点：絮凝效果好，水头损失小，构造简单，管理方便； 缺点：出水流量不宜分配均匀，出口处宜积泥。	水量大于 30000m <sup>3</sup> /d 的水厂；水量变动小者；改建和扩建旧池时更适用。
机械絮凝池		优点：可随水质，水量变化而随时改变转速以保证絮凝效果； 缺点：需增加机械保养和维修工作。	任何规模水厂
折板絮凝池		优点：絮凝效果好，絮凝时间短，容积较	流量变化较小的水

	小; 缺点: 构造较隔板絮凝池复杂, 造价高。	厂
网格絮凝池	优点: 絮凝效果好, 水头损失小, 絮凝时间短; 缺点: 末端池底易积泥。	中小型水厂

根据水厂日处理水量和水质要求, 经比较, 决定选用竖流式单通道折板絮凝池。采用四座絮凝池并联的运行方式。为配合沉淀池的尺寸, 每座絮凝池宽度  $B=12\text{m}$ , 有效水深  $H=3.3\text{m}$ , 超高  $=0.3\text{m}$ 。每座絮凝池又分并联运行的三组, 每组的宽度为  $3900\text{mm}$ , 组与组之间用宽  $150\text{mm}$  的隔墙隔开。经计算, 每组处理水量为  $0.193\text{ m}^3/\text{s}$ 。每组絮凝池又分三部分: 第一部分采用异波折板, 第二部分采用同波折板, 第三部分采用平板。每部分又分为串联运行的三格。折板夹角采用  $90^\circ$ , 板宽  $500\text{mm}$ , 则波高  $c=0.355\text{m}$ , 材料选用钢丝网水泥板, 板厚  $t=50\text{mm}$ 。参数选择参照手册及《竖流折板絮凝工艺的设计与运行》一文。

### 3.2 异波区设计计算

#### 1 参数计算

设通道宽  $m$  为  $1.4\text{m}$ , 中间水流峰速  $v_1=0.33\text{m/s}$ , 则

$$\text{中间峰距 } b_1 = \frac{Q}{bv_1} = \frac{0.193}{0.33 \times 1.4} = 0.42\text{m};$$

$$\text{中间谷距 } b_2 = b_1 + 2c = 0.42 + 2 \times 0.355 = 1.13\text{m};$$

$$\text{侧边峰距 } b_3 = 0.92\text{m};$$

$$\text{侧边谷距 } b_4 = b_3 + c = 0.92 + 0.355 = 1.28\text{m};$$

$$\text{中间谷速 } v_2 = \frac{Q}{mb_2} = \frac{0.193}{1.4 \times 1.13} = 0.122\text{m/s};$$

$$\text{侧边峰速 } v_3 = \frac{Q}{mb_3} = \frac{0.193}{1.4 \times 0.92} = 0.150\text{m/s};$$

$$\text{侧边谷速 } v_4 = \frac{Q}{mb_4} = \frac{0.193}{1.4 \times 1.28} = 0.108\text{m/s}。$$

#### 2 各部分水损计算

$$\text{中间渐扩部分: } h_1 = 0.2 \times \frac{v_1^2}{2g} = 0.0010\text{m};$$

$$\text{中间渐缩部分: } h_2 = [1 + \epsilon_2 - (\frac{F_1}{F_2})^2] \frac{v_1^2}{2g} = [1 + 0.05 - (\frac{0.42}{1.13})^2] \times \frac{0.33^2}{2 \times 9.81} = 0.0051\text{m};$$

$$\text{侧边渐扩部分: } h_3 = 0.2 \times \frac{v_3^2}{2g} = 0.0001\text{m};$$

$$\text{侧边渐缩部分: } h_4 = [1 + \varepsilon_2 - (\frac{F_3}{F_4})^2] \frac{v_3^2}{2g} = [1 + 0.05 - (\frac{0.92}{1.28})^2] \times \frac{0.15^2}{2 \times 9.81} = 0.0006\text{m};$$

$$\text{设进口流速 } 0.3\text{m/s}, \text{ 则进口水损: } h_5 = 3 \times \frac{0.3^2}{2 \times 9.81} = 0.0138\text{m};$$

$$\text{上转弯水深取 } 0.59\text{m}, \text{ 则过水流速为 } 0.234\text{m/s}, \text{ 水损 } h_6 = 1.8 \times \frac{0.234^2}{2 \times 9.81} = 0.0050\text{m};$$

$$\text{下转弯水深取 } 0.59\text{m}, \text{ 则过水流速为 } 0.234\text{m/s}, \text{ 水损 } h_7 = 3 \times \frac{0.234^2}{2 \times 9.81} = 0.0084\text{m}.$$

### 3 总水损计算

每格含进水口 1 个, 上转弯 2 个, 下转弯 1 个, 中间渐扩、中间渐缩、侧边渐扩、侧边渐缩各 6 个, 则每格絮凝池水损:

$$h = 0.0138 + 2 \times 0.0050 + 0.0084 + 6 \times (0.0010 + 0.0051 + 0.0001 + 0.0006) = 0.073\text{m}$$

则每组絮凝池异波区总水损:

$$H_1 = 3h = 3 \times 0.073 = 0.219\text{m}$$

### 4 $T_1$ 值、 $G_1$ 值和 $GT_1$ 值

$$T_1 = \frac{V}{Q} = \frac{3 \times 3.9 \times 1.4 \times 3.3}{0.193} = 280\text{s};$$

$$G_1 = \sqrt{\frac{\gamma H_1}{\mu T_1}} = 87.18\text{s}^{-1}, \text{ 满足要求};$$

$$GT_1 = 87.18 \times 280 = 24410.4$$

## 3.3 同波区设计计算

### 1 参数计算

与异波区对应, 则水平方向上, 折板间距  $b_1 = 0.78\text{m}$ ;

垂直于折板方向, 折板间距  $b_2 = \frac{b_1}{\sqrt{2}} = 0.55\text{m}$ ;

侧边峰距  $b_3 = 0.92\text{m}$ ;

侧边谷距  $b_4 = b_3 + c = 0.92 + 0.355 = 1.28\text{m}$ ;

取流速  $v_2' = 0.22\text{m/s}$ , 则通道宽  $m = 1.6\text{m}$ , 则

$$\text{拐点流速 } v_1 = \frac{Q}{mb_1} = \frac{0.193}{1.6 \times 0.78} = 0.155\text{m/s};$$

$$\text{板间流速 } v_2 = \frac{Q}{mb_2} = \frac{0.193}{1.6 \times 0.55} = 0.219\text{m/s};$$

$$\text{侧边峰速 } v_3 = \frac{Q}{mb_3} = \frac{0.193}{1.6 \times 0.92} = 0.131\text{m/s};$$

$$\text{侧边谷速 } v_4 = \frac{Q}{mb_4} = \frac{0.193}{1.6 \times 1.28} = 0.094\text{m/s}.$$

## 2 各部分水损计算

$$\text{板间部分: } h_1 = \varepsilon \frac{v_2^2}{2g} = 0.6 \times \frac{0.219^2}{2 \times 9.81} = 0.0015\text{m};$$

$$\text{侧边渐扩部分: } h_3 = 0.2 \times \frac{v_3^2}{2g} = 0.0001\text{m};$$

$$\text{侧边渐缩部分: } h_4 = [1 + \varepsilon_2 - (\frac{F_3}{F_4})^2] \frac{v_3^2}{2g} = [1 + 0.05 - (\frac{0.92}{1.28})^2] \times \frac{0.131^2}{2 \times 9.81} = 0.0005\text{m};$$

$$\text{设进口流速 } 0.22\text{m/s}, \text{ 则进口水损: } h_5 = 3 \times \frac{0.22^2}{2 \times 9.81} = 0.0074\text{m};$$

$$\text{上转弯水深取 } 0.94\text{m}, \text{ 则过水流速为 } 0.128\text{m/s}, \text{ 水损 } h_6 = 1.8 \times \frac{0.128^2}{2 \times 9.81} = 0.0015\text{m};$$

$$\text{下转弯水深取 } 0.94\text{m}, \text{ 则过水流速为 } 0.128\text{m/s}, \text{ 水损 } h_7 = 3 \times \frac{0.128^2}{2 \times 9.81} = 0.0025\text{m}.$$

## 3 总水损计算

每格含进水口 1 个, 上转弯 2 个, 下转弯 1 个, 板间廊道 8 个, 侧边渐扩、侧边渐缩各 6 个, 则每格絮凝池水损:

$$h = 0.0074 + 2 \times 0.0015 + 0.0025 + 8 \times 0.0015 + 6 \times (0.0001 + 0.0005) = 0.029\text{m}$$

则每组絮凝池同波区总水损:

$$H_2 = 3h = 3 \times 0.029 = 0.087\text{m}$$

## 4 $T_2$ 值、 $G_2$ 值和 $GT_2$ 值

$$T_2 = \frac{V}{Q} = \frac{3 \times 3.9 \times 1.6 \times 3.3}{0.193} = 320\text{s};$$

$$G_2 = \sqrt{\frac{\gamma H_2}{\mu T_2}} = 51.4\text{s}^{-1}, \text{ 满足要求};$$

$$GT_2 = 51.4 \times 320 = 16448$$

## 3.4 平板区设计计算

### 1. 参数计算

$$\text{设通道宽 } m = 1.6\text{m}, \text{ 挡板厚 } 80\text{mm}, \text{ 则板距 } b = \frac{3.9 - 3 \times 0.08}{4} = 0.915\text{m};$$

$$\text{则通道流速 } v = \frac{Q}{bm} = \frac{0.193}{1.6 \times 0.915} = 0.132\text{m/s}, \text{ 满足要求}.$$

### 2. 各部分水损计算

$$\text{设进口流速 } 0.15\text{m/s}, \text{ 则进口水损: } h_1 = 3 \times \frac{0.15^2}{2 \times 9.81} = 0.0035\text{m};$$

$$\text{转弯水深取 } 1.2\text{m}, \text{ 则过水流速为 } 0.101\text{m/s}, \text{ 水损 } h_2 = 3 \times \frac{0.101^2}{2 \times 9.81} = 0.0016\text{m}.$$

### 3. 总水损计算

每格含进水口 1 个，转弯 3 个，则每格絮凝池水损：

$$h=0.0035+3\times 0.0016=0.0083\text{m}$$

则每组絮凝池平板区总水损：

$$H_3=3h=3\times 0.0083=0.025\text{m}$$

#### 4. $T_3$ 值、 $G_3$ 值和 $GT_3$ 值

$$T_3=\frac{V}{Q}=\frac{3\times 3.9\times 1.6\times 3.3}{0.193}=320\text{s};$$

$$G_3=\sqrt{\frac{\gamma H_3}{\mu^3}}=27.55\text{s}^{-1}, \text{ 满足要求};$$

$$GT_3=27.55\times 320=8816$$

### 3.5 校核

1. 絮凝总时间  $T=T_1+T_2+T_3=280+320+320=920\text{s}=15.33\text{min}$ ，满足要求。
2. 平均速度梯度  $\bar{G}=\frac{87.18+51.4+27.55}{3}=55.38\text{s}^{-1}$ ，满足要求。
3.  $\bar{G}T=920\times 55.38=50949.6$ ，满足要求。
4. 隔墙厚度取 0.1m，则絮凝区总长度  $L=1.4\times 3+1.6\times 6+0.1\times 8=14.6\text{m}$ 。
5. 絮凝池总水损  $H=H_1+H_2+H_3=0.219+0.087+0.025=0.331\text{m}$ 。

### 3.6 进水

进水采用宽×高=0.9m×0.8m 的渠配水，渠内始端流速  $v=0.804\text{m/s}$ 。异波区第一格絮凝池由底部进水，进水口尺寸为 0.8m×0.8m；同波区进水口尺寸为长×高=0.88m×1.0m；平板区进水口尺寸为长×高=0.88m×1.5m。

### 3.7 出水

絮凝池最后一格接宽 1m 的廊道至穿孔花墙，以均匀配水。廊道底设排泥管。

### 3.8 排泥

絮凝池通常不设排泥设施，但因竖流折板絮凝工艺各段尤其是末端流速较低，且为上、下翻腾，造成絮凝区池底易积泥，故采用 DN200 的排泥管排泥。排泥管布置见图纸。

## 四、沉淀

### 4.1 工艺选择

本设计采用平流式沉淀池，该沉淀池适用于大、中型水厂。

其优点：（1）造价较低；

（2）操作管理方便，施工较简单；

（3）对原水浊度适应性强，潜力大，处理效果稳定；

（4）带有机械排泥设备时，排泥效果好。

其缺点：（1）占地面积较大；

（2）不采用机械排泥装置时，排泥较困难；

（3）需维护机械排泥设备。

### 4.2 设计计算

#### 1. 流量计算

采用四组沉淀池并联，则每组设计流量

$$Q = 50000 \text{ m}^3/\text{d} = 2083.33 \text{ m}^3/\text{h} = 0.579 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 2. 有效容积

沉淀时间  $t$  采用 2 小时，则沉淀池有效容积

$$V = Qt = 2083.33 \times 2 = 4166.67 \text{ m}^3$$

#### 3. 设计长度

水平流速  $v$  采用  $0.015\text{m/s}$ ，则沉淀池设计长度

$$L = 3600vt = 3600 \times 0.015 \times 2 = 108 \text{ m}$$

#### 4. 设计宽度及高度

有效水深  $h$  采用  $3.3\text{m}$ ，则沉淀池设计宽度

$$B = \frac{V}{Lh} = \frac{4166.67}{108 \times 3.3} = 11.69 \text{ m} , \text{ 取 } 12 \text{ m}$$

在沉淀池内设置一道  $300\text{mm}$  厚的导流墙，将沉淀池分为两格，每格宽度  $6\text{m}$ 。

$$\text{则沉淀池实际深度 } H = \frac{V}{LB} = \frac{4166.67}{108 \times 12} = 3.215 \text{ m}$$

设底部泥层厚  $0.4\text{m}$ ，超高取  $0.3\text{m}$ ，则沉淀池总高取  $3.9\text{m}$ 。

#### 5. 校核长深比、长宽比

长深比  $L/h = 108/3.3 = 32.7 > 10$ ，满足要求。

长宽比  $L/B = 108/12 = 9 > 4$ ，满足要求。

6. 复核沉淀池中水流的稳定性，计算弗劳德数

$$Fr = \frac{v^2}{Rg}$$

式中：  $Fr$  — 弗劳德数；

$v$  — 水平流速 ( $m/s$ )；

$R$  — 水力半径 ( $m$ )；

$g$  — 重力加速度  $9.81$  ( $m/s^2$ )。

$$Fr = \frac{v^2}{Rg} = \frac{0.015^2}{\frac{3.3 \times 12}{12 + 3.3 + 3.3} \times 9.81} = 1.0773 \times 10^{-5}$$

弗劳德数介于  $1 \times 10^{-5} \sim 1 \times 10^{-4}$  之间，满足要求。

### 4.3 进水系统

沉淀池的配水采用穿孔墙进水方式，厚 300mm。为防止絮凝体破裂，孔口流速需小于絮凝池最后一档流速，故取  $v_1 = 0.12 m/s$ 。则孔口的总面积为

$$A = \frac{Q}{v_1} = \frac{0.579}{0.12} = 4.825 m^2$$

每个孔口尺寸高  $\times$  宽 = 18cm  $\times$  16cm，则每个孔口面积为  $0.0288 m^2$ ，共需孔口 168 个。孔口分 8 排布置，单数排 22 个，双数排 20 个，共计 168 个。中间留有导流墙的空隙。第一排孔口的淹没高度取 250mm，最下排孔口下沿距池底 800mm，相邻两排孔口间高差取 160mm，则孔口的分布高度  $h = 250 + (160 + 180) \times 7 + 180 + 800 = 3610 mm = 3.61 m$ 。

设计单数排孔口首尾两个距池壁 90mm，孔口间距取 395mm，则单数排孔口分布长度  $l_1 = 90 + (395 + 160) \times 21 + 160 + 90 = 11995 mm = 11.995 m$ 。

设计双数排孔口首尾两个距池壁 370mm，孔口间距取 395mm，则双数排孔口分布长度  $l_2 = 370 + (395 + 160) \times 20 + 160 + 370 = 12000 mm = 12 m$ 。

进口水头损失

$$h_1 = \xi \frac{v_1^2}{2g} = 2 \times \frac{0.12^2}{2 \times 9.8} = 0.0015\text{m}$$

式中： $h_1$ —进口的水头损失（m）；

$\xi$  —局部阻力系数，设计中取 $\xi=2$ 。

可以看出，计算得出的进出水部分水头损失非常小。为了安全，此处取为0.05m。

#### 4.4 出水系统

##### 1. 出水方式

沉淀池出水布置要求在池宽方向均匀集水，并尽量淘取上层澄清水，减少下层沉淀水的卷起，因此采用指形槽集水。

沉淀池进入指形槽采用三角堰溢流。三角堰用钢板制成，堰口夹角 $90^\circ$ ，高0.1m，宽0.2m。中间双侧集水，两边单侧集水，进入集水槽后汇入出水渠。溢流堰的堰口标高可通过螺栓上下调节，以适应水位变化。

##### 2. 溢流率计算

根据手册，矩形池的集水槽中心距为1.2~1.8m，本设计取1.5m，则共8条堰，每条堰长10.5m，溢流堰总长为 $0.35 \times 7 + 10.5 \times 8 \times 2 = 170.45\text{m}$ ，溢流率为 $293.34\text{m}^3/(\text{m}\cdot\text{d})$ ，满足要求（ $\leq 300\text{m}^3/(\text{m}\cdot\text{d})$ ）。

##### 3. 三角堰计算

根据手册，堰上水头高度 $H_1$ 为0.05~0.07m，本设计取0.05m

$$q_1 = 1.343 H_1^{2.47}$$

式中： $q_1$ ：每个三角堰流量， $\text{m}^3/\text{s}$ ；

$H_1$ ：堰上水头高度，m。

$$q_1 = 1.343 H_1^{2.47} = 1.343 \times 0.05^{2.47} = 0.82\text{ L/s}$$

$$\text{则三角堰个数 } n = \frac{Q}{q_1} = 706 \text{ 个}$$

$$\text{三角堰中心距 } l = \frac{180}{706} = 0.255\text{ m}$$

##### 4. 集水槽计算

集水槽宽度 B

$$B = 0.9Q^{0.4}$$

式中：B：集水槽宽度，m；

Q：每条集水槽流量(考虑 1.3 的超负荷系数)， $m^3/s$ 。

$$B = 0.9Q^{0.4} = 0.9 \times (1.3 \times 0.579/8)^{0.4} = 0.35 \text{ m}$$

集水槽起点水深  $H_1$

$$H_1 = 0.75B = 0.75 \times 0.35 = 0.263 \text{ m}$$

集水槽终点水深  $H_2$

$$H_2 = 1.25B = 1.25 \times 0.35 = 0.438 \text{ m}$$

为便于施工，集水槽槽底平坡，槽内水深均取 0.44m。设堰口距集水槽顶 0.05m，距槽内水位 0.1m，则集水槽总高 H 有

$$H = 0.44 + 0.1 - 0.05 = 0.49 \text{ m}$$

#### 5. 出水渠计算

出水渠宽度 B 取 1.0m，则出水渠起端水深

$$H' = 1.73 \sqrt[3]{\frac{Q}{gB^2}} = 0.674 \text{ m, 取 } 0.7 \text{ m}$$

取由集水槽至出水渠跌水落差 0.15m，集水槽槽顶与出水渠渠顶相平，则出水渠总深度

$$H = H' + 0.15 + 0.1 - 0.05 = 0.9 \text{ m}$$

$$\text{渠内流速 } v_1 = Q/S = \frac{0.579}{0.7 \times 1} = 0.83 \text{ m/s}$$

$$\text{沉淀池出水管管径设为 } 900 \text{ mm, 则管内流速 } v_2 = \frac{4Q}{\pi D^2} = 0.91 \text{ m/s}$$

两座沉淀池出水后合并成一根 DN1300 的管进入滤池进水渠，以均匀配水。

#### 4.5 放空系统

$$d = \sqrt{\frac{0.7BLh^{0.5}}{t}}$$

式中：d—放空管管径(m)；

t—放空时间(s)，设计中取  $t = 3\text{h}$ 。

$$d = \sqrt{\frac{0.7 \times 12 \times 108 \times 3.3^{0.5}}{3 \times 3600}} = 0.39 \text{ m}$$

取放空管管径为 DN400

## 4.6 排泥系统

为取得较好的排泥效果，排泥方式采用机械吸泥。在沉淀池两边设置运行轨道，吸泥后随即进入排泥管，排入指定位置。采用机械吸泥，可不设存泥区，池底为平坡，充分利用沉淀池容积。一般不需要定期放空清洗，减少劳动强度。

选用 HJXH<sub>2</sub>—12.3 型桁车式虹吸吸泥机，跨度 12 m，行走速度 1 m/min，行走功率 2×0.55 kW。

## 五、过滤

### 5.1 工艺选择

常用滤池类型有以下几种：

普通快滤池：运转效果良好，使用于任何规模水厂，但管配件及阀门较多，操作较为复杂。

无阀滤池：多用于中小型水厂。节省大型阀门，造价低，操作管理方便。池体构造复杂，滤料装卸困难，会抬高过滤前构筑物的标高，不利于高程布置。

V 型滤池：采用均质滤料，使滤层含污能力提高，反冲洗效果好。构造复杂。适用于大中型水厂。

虹吸滤池：不需大型阀门，易于自动化操作。土建结构复杂，池深较大。适用于中型水厂。

经比较，选用四座普通快滤池并联运行。

### 5.2 设计计算

#### 1. 基本参数

流量计算： $Q = 50000 \text{ m}^3/\text{d} = 2083.33 \text{ m}^3/\text{h} = 0.579 \text{ m}^3/\text{s}$

滤料：采用双层滤料，上层为无烟煤，厚度  $h_1=400\text{mm}$ ，下层为石英砂，厚度  $h_2=400\text{mm}$ 。

滤速：取  $v = 10\text{m/h}$

工作周期：24h

承托层：见表 4.3

表 4.3 承托层配料

层次(自上而下)	材料	粒径(mm)	厚度(mm)
1	砾石	2~4	100
2	砾石	4~8	100
3	砾石	8~16	100
4	砾石	16~32	本层顶面高度至少应高出配水系统孔眼 100

反冲洗方式：水冲

冲洗强度：15L/(s.m<sup>2</sup>)

冲洗时间：7min

## 2. 平面布置

滤池工作周期为 24h，每日冲洗及操作时间采用 0.2h，滤池实际工作时间

$$T = 24 - 0.2 = 23.8 \text{ h}$$

(式中只考虑反冲洗停用时间，不包括排初滤水。)

每组滤池总面积：

$$F = \frac{Q}{vT} = \frac{50000}{10 \times 23.8} = 210.1 \text{ m}^2$$

式中，Q——每组滤池的过滤水量，m<sup>3</sup>/d

v——滤速，m/h

每组滤池分格数为 N=5，采用单行排列。则每格面积为 42.02m<sup>2</sup>，取尺寸为 10m×4 m。

则滤池实际面积为 10m×4 m =40m<sup>2</sup>

$$\text{实际滤速为 } \frac{10000}{24 \times 40} = 10.417 \text{ m/s}$$

校核强制滤速：

$$v_0 = \frac{Nv}{N-1} = \frac{5 \times 10.417}{5-1} = 13.02 \text{ m/h}, \text{ 在 } 12 \sim 16 \text{ m/h} \text{ 之间，符合要求。}$$

## 3. 滤池高度

$$H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5$$

式中：H——滤池总高度；

h<sub>1</sub>——支撑层高度，取 150mm；

h<sub>2</sub>——承托层高度，400mm；

h<sub>3</sub>——滤料层高度，800mm；

h<sub>4</sub>——滤层表面以上水深，取 1.8m；

h<sub>5</sub>——超高，0.3m。

则滤池总高度  $H = 0.15 + 0.4 + 0.8 + 1.8 + 0.3 = 3.45\text{m}$

### 5.3 配水系统

采用穿孔管大阻力配水系统

#### 1. 干管计算

$$Q = fq = 40 \times 15 = 600\text{L/s}$$

采用管径  $d=800\text{mm}$ ，长  $10\text{m}$ ，起端流速  $v = 1.19\text{m/s}$ 。干管埋入池底，顶部开口布水，并在孔口上方设置挡板。

#### 2. 支管计算

支管中心间距取  $0.25\text{m}$

支管数  $n = 2 \times \frac{10}{0.25} = 80$  根，分两侧布置，每侧  $40$  根。

$$\text{支管长 } l = \frac{B - d_k - 0.2}{2} = \frac{4 - 0.6 - 0.2}{2} = 1.6\text{m}$$

式中， $B$ ——单格滤池的宽度， $\text{m}$

$d_k$ ——干管管径， $\text{m}$

$0.2$ ——考虑管道壁厚及支管末端与池壁间距

$$\text{每根支管入口流量 } q = \frac{600}{80} = 7.5\text{ L/s}$$

支管管径选用  $d=70\text{mm}$ ，始端流速  $v=1.95\text{m/s}$ 。

#### 3. 孔口计算

孔口流速采用  $v=6\text{m/s}$

$$\text{则孔口总面积 } f = \frac{0.6}{6} = 0.1\text{ m}^2$$

孔口总面积与滤池总面积之比  $K = 0.25\%$ ，满足要求。

孔口直径采用  $10\text{mm}$ ，每个孔口面积  $A_{\text{孔}} = 7.854 \times 10^{-5}\text{ m}^2$

$$\text{孔口数 } m = \frac{0.1}{7.854 \times 10^{-5}} = 1273.2\text{ 个，取 } 1274\text{ 个。}$$

干管顶端开两排孔，孔口中心间距  $0.25\text{m}$ ，则每排  $40$  个，共计  $80$  个。

每根支管孔口数为  $\frac{1274 - 80}{80} = 14.925$  个，取  $15$  个，分  $2$  排布置，孔口向下与

中垂线夹角  $45^\circ$  交错排列，一排  $8$  个，另一排  $7$  个。则同一排每个孔口中心间

$$\text{距为 } \frac{1.6}{8} = 0.2 \text{ m。}$$

#### 4. 孔口水头损失

支管壁厚采用  $\delta=5\text{mm}$ ，流量系数  $\mu$  取 0.67

水头损失：

$$h_2 = \frac{1}{2g} \left( \frac{q}{10\mu k} \right)^2 = \frac{1}{2 \times 9.81} \times \left( \frac{15}{10 \times 0.67 \times 0.25} \right)^2 = 4.09 \text{ m}$$

#### 5. 配水系统校核

实际孔口数  $m=15 \times 80 + 80 = 1280$  个；

实际孔口总面积  $f=1280 \times 7.854 \times 10^{-5} = 0.10053 \text{ m}^2$ ；

$$\text{实际孔口流速 } v = \frac{0.6}{0.10053} = 5.97 \text{ m/s}；$$

$$\text{实际开孔比 } K = \frac{0.10053}{40} = 0.2513\%；$$

$$\text{支管长度与直径之比} = \frac{1.6}{0.075} = 21.3 < 60，\text{ 满足要求；}$$

$$\text{干管横截面积与支管总横截面积之比} = \frac{0.8^2}{80 \times 0.07^2} = 1.633，\text{ 稍小于 } 1.75；$$

$$\text{孔口总面积与支管总横截面积之比} = \frac{0.1}{80 \times \frac{\pi}{4} \times 0.07^2} = 0.325 < 0.5，\text{ 满足要求；}$$

$$\left( \frac{f}{w_1} \right)^2 + \left( \frac{f}{nw_2} \right)^2 = \left( \frac{0.1}{\frac{\pi}{4} \times 0.8^2} \right)^2 + \left( \frac{0.1}{80 \times \frac{\pi}{4} \times 0.07^2} \right)^2 = 0.145 < 0.29，\text{ 满足配水均}$$

匀性达到 95% 以上的要求。

式中， $w_1$ ——干管截面积， $\text{m}^2$

$n$ ——支管根数

$w_2$ ——支管截面积， $\text{m}^2$

### 5.4 排水系统

滤池冲洗废水由冲洗排水槽和排水渠排出。冲洗时，废水由排水槽两侧溢入槽内，各条槽内的废水汇集到废水渠内，再由废水渠末端排水竖管排出。

每格滤池设 2 条排水槽，槽长  $l = L = 10m$ ，中心间距

$$s = \frac{B}{2} = \frac{4}{2} = 2m$$

每槽排水量

$$Q_{\text{排}} = \frac{q_{\text{冲}} f'}{2} = \frac{15 \times 40}{2} = 300L/s = 0.3 m^3/s$$

采用三角形标准断面，形状如图 4.2 所示

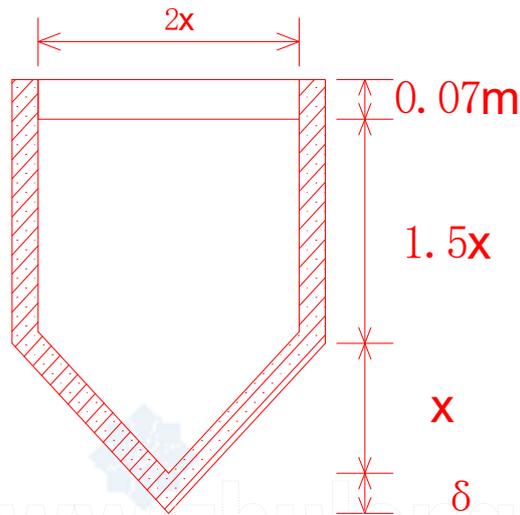


图 4.1 冲洗排水槽剖面

$$x = 0.45 Q_{\text{排}}^{0.4} = 0.45 \times 0.3^{0.4} = 0.278m$$

排水槽顶距砂面高度：

$$H = e h_3 + 2.5x + \delta + h = 0.5 \times 0.8 + 2.5 \times 0.278 + 0.05 + 0.07 = 1.215m$$

式中， $e$ ——滤层膨胀度，取 50%

$h_3$ ——滤料层高度，m

$\delta$ ——排水槽底厚，取 0.05m

$h$ ——排水槽保护高度，取 0.07m

冲洗排水槽在水平面的总面积：

$$F_o = 2 \times 2x \times l = 2 \times 2 \times 0.278 \times 10 = 11.12m^2$$

排水槽总平面积与滤池面积之比：

$$\frac{F_o}{f'} = \frac{11.12}{40} \times 100\% = 27.8\%，\text{稍大于 } 25\%。$$

## 5.5 各种管渠计算

### 1. 进水

每格滤池的进水量  $Q'=10000\text{m}^3/\text{d}=115.74\text{L/s}$

进水支管管径采用 DN400，管内流速  $v=0.92\text{m/s}$ 。

为配水均匀，每两座滤池共用一套进水总管，采用总渠配水，总渠流量  $Q=100000\text{m}^3/\text{d}=1.1574\text{m}^3/\text{s}$ ，渠深取 1000mm，宽取 1000mm，流速为 1.16m/s。

### 2. 反冲洗

每格滤池的冲洗流量  $Q=600\text{L/s}$

反冲洗支管管径采用 DN600，管内流速  $v=2.12\text{m/s}$ 。

采用总渠进水，渠深 500mm，宽 1000mm，流速 1.2m/s。渠内水流为压力流。

### 3. 清水

每格滤池的出水量  $Q'=115.74\text{L/s}$

清水管支管管径采用 DN350，管内流速  $v=1.2\text{m/s}$ 。

两座滤池采用一套总渠出水，则总流量  $Q=1.1574\text{m}^3/\text{s}$ 。渠深取 1000mm，宽 1000mm，末端流速 1.16m/s，渠内水为重力自流。由滤池至清水池的连接管采用管径为 DN1300，管内流速 0.872m/s，满足要求。

### 4. 排水

每格滤池的排水流量  $Q=600\text{L/s}$

排水渠宽  $B$  取 0.7m，渠底距排水槽高度  $H_c=1.73\sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}}+0.2=0.93\text{m}$ ，取 1.0m。

排水竖管采用管径为 DN600，流速为 2.12m/s。

排水总管采用管径为 DN800，流速为 1.19m/s。

## 5.6 冲洗水箱

冲洗时间  $t=7\text{min}$ 。

冲洗水箱容积：

$$V=0.09qFt=0.09\times 15\times 40\times 7=378\text{m}^3$$

冲洗水箱尺寸：

水箱内水深取 2.5m，底面为圆形， $D=14\text{m}$ ，则冲洗水箱容积  $V=384.8\text{m}^3$ ，满足要求。取超高 0.3m，则水箱尺寸为底面直径 14m，高 2.8m 的圆柱体。

冲洗水箱高度：



$$H_0 = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5$$

式中,  $h_1$ ——从水箱至滤池的管道中的总水头损失, 1.0m;

$h_2$ ——滤池配水系统水头损失, 4.09m;

$h_3$ ——承托层水头损失,  $h_3 = 0.022qZ = 0.13\text{m}$ ;

$h_4$ ——滤料层水头损失,  $h_4 = (1 - m_0)L_0 = 0.54\text{m}$ ;

$h_5$ ——备用水头, 取 1.54m(含支撑层水头损失)。

则冲洗水箱底高出洗砂排水槽面高度:

$$H_0 = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 = 1.0 + 4.09 + 0.13 + 0.54 + 1.54 = 7.3\text{m}$$

## 六、消毒

www.zhulong.com

### 6.1 工艺选择

经过对液氯、氯胺、漂白粉、次氯酸钠及臭氧的比较, 本设计中采用液氯消毒。设计加氯量根据相似条件下水厂的运行经验和本设计的水质特征, 取最大加氯量  $a = 1.0\text{mg/L}$ , 氯与水的接触时间不小于 30min。

### 6.2 加氯量的确定

$$Q = 0.001aQ'$$

式中,  $Q$ ——加氯量;

$a$ ——最大投加氯量,  $\text{mg/L}$ ;

$Q'$ ——处理水量,  $\text{m}^3/\text{d}$ 。

则每天加氯量为  $Q = 0.001aQ' = 0.001 \times 1 \times 200000 = 200\text{kg/d} = 8.33\text{kg/h}$

储氯量(按 15d 考虑):  $G = 15Q = 15 \times 200 = 3000\text{kg} = 3\text{t}$

### 6.3 加氯设备的选择

加氯设备包括加氯机、氯瓶、自动检测与控制装置等。

#### 1. 加氯机

采用 CLM-2 型墙挂式真空加氯机 3 台, 两用一备交替使用, 每台加氯机加氯量 0-5kg/h。

#### 2. 氯瓶

采用容量为 500kg 的氯瓶，单个尺寸为：直径 600mm，长度 1800mm，瓶自重 400kg。氯瓶共 6 个，交替使用。

### 3. 加氯量控制

根据余氯量，采用计算机进行自动控制投氯量。以滤后水流量为前馈变量，出厂水余氯为反馈变量，组成前馈-反馈 PID 闭环比例控制系统，控制投氯量。

## 6.4 加氯间与氯库布置

水厂所在地主导风向夏季为东南风，冬季为东北风，加氯间靠近滤池和清水池，设在水厂的西北部。

采用加氯间与氯库合建的方式，中间用墙分隔开，但应留有供人通行的小门，并在氯库一旁设置漏氯吸收中和装置——吸收中和塔。吸收塔从旁边的  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  溶液池内抽取配置好的  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  溶液，从氯瓶至吸收塔挖沟并盖上钻孔的盖板。发生漏氯事故时，利用  $\text{Cl}_2$  比空气的密度大的性质，通过这一渠道与  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  反应，从而去除  $\text{Cl}_2$ 。

在加氯间、氯库低处各设排风扇一个，换气量每小时 12 次，并安装漏气探测器，其位置在室内地面以上 20cm。设置漏气报警仪，当检测的漏气量达到 2~3mg/kg 时即报警，切换有关阀门，切断氯源，同时排风扇动作。

氯瓶内液氯的气化及其用量需要监测，除采用自动计量外，较为简单的办法是将氯瓶放置在磅秤上。为搬运氯瓶方便，氯库内设单轨电动葫芦一个，轨道在氯瓶正上方，轨道通到氯库大门以外。

液氯气化成氯气的过程需要吸热，在氯库引入 DN32 给水管，通向氯瓶上空，供喷淋用；在加氯间出入口处，设有工具箱、抢修用品箱及防毒面具等，照明和通风设备的开关设在室外；加氯间内的管线设置在沟槽里；氯气管使用紫铜管，配置成一定浓度的加氯水管使用橡胶管，给水管使用镀锌钢管。

## 七、清水池

### 7.1 容积计算

清水池有效容积为

$$W = W_1 + W_2 + W_3 + W_4$$

式中， $W_1$ ——调节容积；

$W_2$ ——净水厂自用水量，占水厂处理水量的 6%；

$W_3$ ——安全用水量；

$W_4$ ——消防贮水量。

### 1. $W_1$

本设计不设水塔或高地水池等调节构筑物，因此，清水池的调节容积由一泵站供水量与城市实际用水量确定。见表 4.4。

表 4.4 清水池调节容积计算表

时间	每小时用水量		一泵站 供水量 (%)	二泵站 供水量 (%)	清水池 调节容积	
	(%)	(m <sup>3</sup> / h)			(%)	m <sup>3</sup>
0—1	2.00	3776.12	4.16	2.00	2.16	4066.39
1—2	1.93	3630.07	4.16	1.93	2.23	4212.44
2—3	1.89	3563.95	4.16	1.89	2.27	4278.56
3—4	1.89	3556.42	4.16	1.89	2.27	4286.09
4—5	2.29	4311.47	4.16	2.29	1.87	3531.04
5—6	3.58	6740.06	4.17	3.58	0.59	1121.30
6—7	5.52	10411.23	4.17	5.52	-1.35	-2549.87
7—8	5.51	10387.92	4.17	5.51	-1.34	-2526.55
8—9	5.90	11114.30	4.17	5.90	-1.73	-3252.94
9—10	5.79	10915.84	4.17	5.79	-1.62	-3054.48
10—11	5.08	9574.27	4.17	5.08	-0.91	-1712.91
11—12	5.06	9531.80	4.17	5.06	-0.89	-1670.43
12—13	5.34	10059.72	4.17	5.34	-1.17	-2198.35
13—14	4.69	8836.69	4.17	4.69	-0.52	-975.32
14—15	5.26	9925.21	4.17	5.26	-1.09	-2063.84
15—16	5.21	9828.82	4.17	5.21	-1.04	-1967.45
16—17	5.39	10167.63	4.17	5.39	-1.22	-2306.27
17—18	5.26	9913.99	4.17	5.26	-1.09	-2052.62
18—19	5.50	10360.51	4.17	5.50	-1.33	-2499.14
19—20	4.92	9269.72	4.17	4.92	-0.75	-1408.35
20—21	4.17	7858.26	4.17	4.17	0.00	3.10
21—22	3.15	5936.36	4.16	3.15	1.01	1906.16
22—23	2.49	4701.12	4.16	2.49	1.67	3141.39
23—24	2.20	4150.46	4.16	2.20	1.96	3692.05
累计	<b>100.00</b>	<b>188521.94</b>	<b>100.00</b>	<b>100.00</b>	<b>16.04</b>	<b>30238.53</b>

2.  $W_2 = 200000 \times 6\% = 12000\text{m}^3$
3.  $W_3 = 3000\text{m}^3$
4.  $W_4 = T(Q_X + Q_T - Q_I)$   
 $= 2 \times (648 + 7855.08 - 200000 \times 4.17\%)$   
 $= 326.16 (\text{m}^3)$

式中，T——消防历时，2h；

$Q_X$ ——消防用水量；

$Q_T$ ——最高日平均时生活用水量与生产用水量之和；

$Q_I$ ——消防时一泵站供水量。

清水池容积  $W = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 = 30238.53 + 12000 + 3000 + 326.16 = 45564.69\text{m}^3$

由于滤池采用水箱反冲洗，因此  $W_2$  可减少以减小清水池容积，故取清水池总容积为  $36000\text{m}^3$ ，共设四座，每座容积  $9000\text{m}^3$ 。

## 7.2 平面尺寸

清水池有效容积采用长×宽×高= $45\text{m} \times 45\text{m} \times 4.5\text{m} = 9112.5\text{m}^3 > 9000\text{m}^3$ ，满足要求。清水池超高取 0.3m，则总高度为 4.8m。

## 7.3 管道系统

### 1. 进水管

进、出水管分开设置在不同的部位，促进水流循环。进水管标高因考虑避免由于池中水位变化而形成进水管的气阻，可采用降低进水管标高，或进水管进池后用弯管下弯，本设计采用后者。

进水管管径由最高日平均时确定，管内流速在 0.7~1.0m/s 之间。

$$Q = 50000\text{m}^3/\text{d} = 0.579 \text{ m}^3/\text{s}$$

进水管管径采用 DN1000，管内流速为 0.74m/s，满足要求。

### 2. 出水管

因为二泵房设有吸水井，故每个清水池设置一根至二级泵房吸水井的出水管。出水管的设置形式采用水泵吸水管直接弯入池底吸水坑吸水。管端设喇叭口，DN=1300mm。

出水管管径按最高日最大时用水量计算，管内流速：0.7~1.0m/s。

$$Q = \frac{11114.3}{4} \text{ m}^3/\text{h} = 0.772 \text{ m}^3/\text{s}$$

出水管管径采用 DN1000，管内流速为 0.98m/s，满足要求。

### 3. 溢流管

溢流管管径与进水管相同，采用 DN1000。溢流管管端设 DN1300 喇叭口，管上不设阀门。出口设置网罩，以防昆虫进入。

### 4. 排水管

为了便于排空池水，池中设置一定的坡度，坡向集水坑， $i=5\%$ 。放空时间取 2h，则排水管管径为 DN1200。

## 7.4 清水池布置

### 1. 导流墙

在清水池内设置导流墙，以防池内出现死角，保证氯与水的接触时间不小于 30min。每座清水池内设置导流墙 4 条，间距为 9 米，将清水池分为 5 格，在导流墙底部每隔 1.0m 设  $0.1\times 0.1\text{m}$  的过水方孔，使清水池清洗时排水方便。

### 2. 检修孔

在清水池顶部设圆形检修孔 3 个，直径为 1400mm。孔顶设置防雨盖板。

### 3. 通气管

为使清水池内空气流通，保证水质新鲜，在清水池顶部共设 15 个 DN200mm 的通气管，均匀布置。通气管伸出地面的高度高低错落，分别高出地面 900mm 及 1400mm，以便于空气流通。

### 4. 覆土厚度

此处取清水池顶部覆土厚度为 0.5 m，并加以绿化。

### 5. 集水坑

集水坑尺寸为长 $\times$ 宽 $\times$ 高=10m $\times$ 4.2m $\times$ 2m。

## 八、净水厂平面布置

### 8.1 给水处理工程设施组成

#### 1. 生产性构筑物

生产性构筑物包括加药间、管式静态混合器、折板絮凝池、平流式沉淀池、普通快滤池、加氯间、清水池、二级泵房及变电室、药库、氯库。

#### 2. 辅助设施

辅助设施分为生产和生活辅助设施。

生产辅助设施包括行政办公楼、生产管理楼、仓库、车库、维修车间、砂场、管配件场、变电站。

生活辅助设施包括食堂、浴室、宿舍、传达室。

### 3. 各类管道

厂区管道包括生产管道、自用水管道、超越管道、排水管道、加药管、氯气管道、雨水沟、电缆沟、消防管道。

### 4. 其他设施

其他设施有道路、绿化、照明、围墙、大门。

## 8.2 平面布置

1. 生产区：考虑到净水厂的进水与送水方向，一般成 L 字型布置；
2. 生活区：将行政办公楼与生产管理楼合建，宿舍与浴室合建；
3. 维修区：将维修车间与仓库合建，靠近生产区；
4. 加药区：加药间设于絮凝沉淀池附近，加氯间设于清水池附近。

## 8.3 厂区道路布置

厂区布置双向车行道，道宽 6.0m，成环状布置，并植树绿化。

## 8.4 厂区绿化布置

### 1. 绿地

在厂门附近、办公楼、宿舍食堂、滤池、泵房的门前空地修建草坪。

### 2. 绿带

利用道路与构筑物间的带状空地进行绿化，绿带以草皮为主，靠路一侧植树，靠构筑物一侧栽种花草。

## 8.5 厂区管线布置

### 1. 原水管道

原水进入水厂连接四个系列的静态混合器，为事故检修不影响水厂运行，设超越管。

## 2. 加药管和加氯管

为了防止管道腐蚀，加药管和加氯管采用塑料管，管道安装在管沟内，上设活动盖板，加药管线以最短距离至投加点位置。

## 3. 水厂自用水管道

水厂自用水包括生产用水、冲洗用水、溶药用水、生活用水、消防用水，由二级泵房压水管路接出。

## 4. 排水系统设置

厂区排水包括生活排水、生产排水(沉淀池排泥、滤池反冲洗排水)、排雨水。

# 九、净水厂高程布置

## 9.1 水头损失计算

在水处理工艺流程中，各处理构筑物之间水流为重力流，总水头损失包括构筑物本身、连接管道、计量设备等造成的水损。处理构筑物中的水头损失与构筑物类型和构造相关，该水头损失包括构筑物内集水槽等水头跌落损失在内。具体数值见表 4.5。

表 4.5 净水厂水损计算表

净水厂水损计算表			
处理构筑物及管线	沿程水损(m)	局部水损(m)	总水损(m)
管式静态混合器		0.318	0.3180
混合器——絮凝池	0.0019	0.068	0.0699
折板絮凝池		0.331	0.3310
絮凝池——沉淀池		0.050	0.0500
平流式沉淀池		0.300	0.3000
沉淀池——滤池	0.0310	0.164	0.1948
普通快滤池		2.500	2.5000
滤池——清水池	0.1380	0.125	0.2630
清水池——吸水井	0.0701	0.079	0.1489
合计			4.1756

## 9.2 标高计算

### 1. 清水池

清水池最高水位标高=水厂地面标高=99.80m

2. 普通快滤池

滤池水面标高=清水池最高水位+清水池到滤池出水连接管渠的水头损失+

$$\text{滤池的最大作用水头} = 99.8 + 0.263 + 2.50 = 102.563\text{m}$$

3. 平流沉淀池

沉淀池出水渠水面标高=滤池水面标高+沉淀池到滤池的连接管渠水头损失

$$= 102.563 + 0.195 = 102.758\text{m}$$

沉淀池集水槽水面标高=沉淀池出水渠水面标高+跌水

$$= 102.758 + 0.15 = 102.908\text{m}$$

沉淀池沉淀区水面标高=沉淀池集水槽水面标高+跌水

$$= 102.908 + 0.15 = 103.058\text{m}$$

4. 絮凝池与沉淀池连接渠

絮凝池与沉淀池连接渠水面标高=沉淀池水面标高+沉淀池配水穿孔墙的水

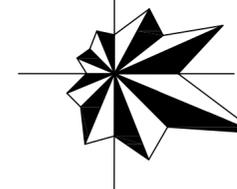
$$\text{头损失} = 103.058 + 0.05 = 103.108\text{m}$$

5. 折板絮凝池

絮凝池起端水面标高=连接渠水面标高+絮凝池水头损失

$$= 103.108 + 0.331 = 103.439\text{m}$$

北



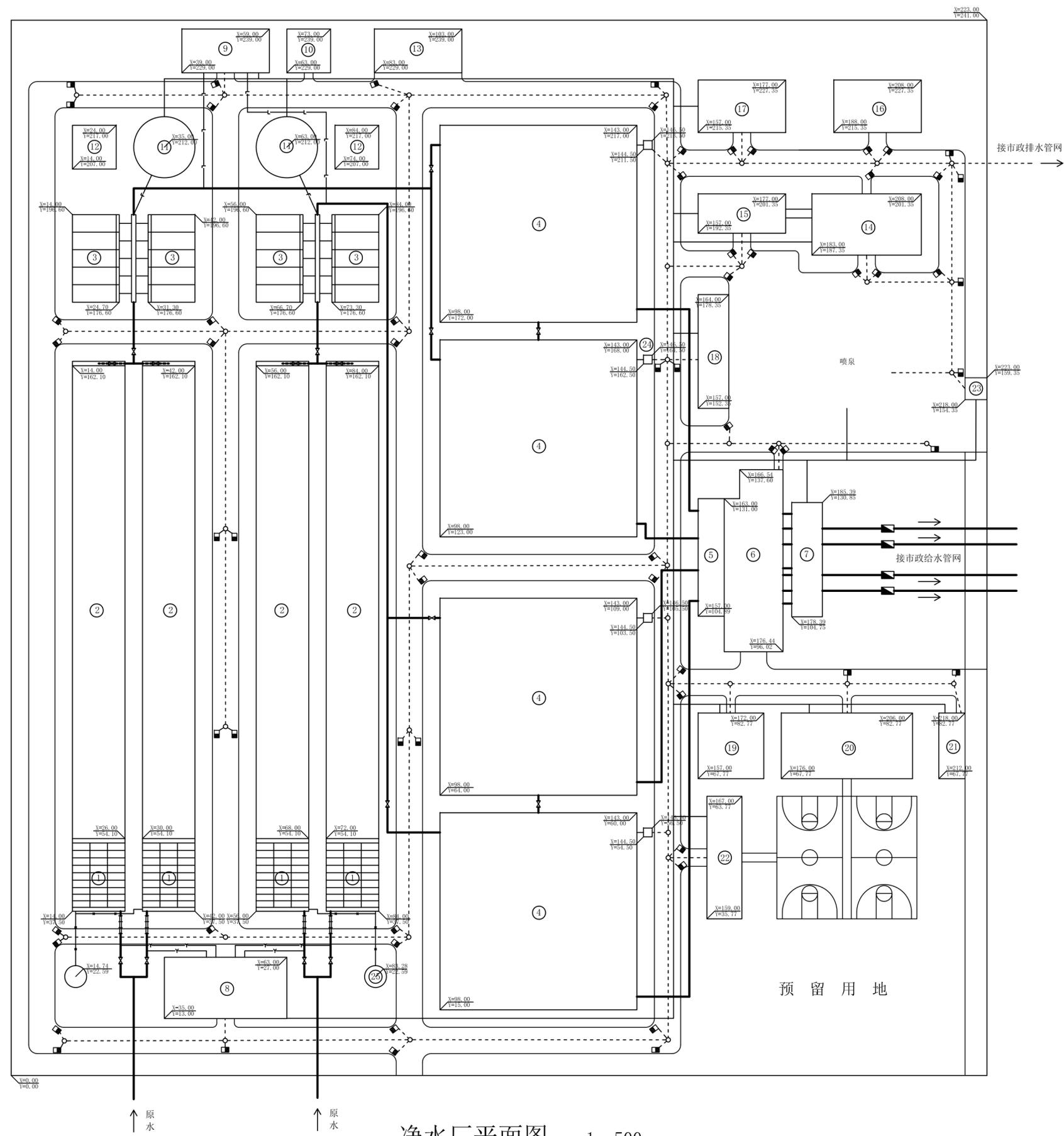
### 构筑物及建筑物一览表

编号	名称	尺寸(m)	材料	单位	数量
1	折板絮凝池	12×15.7×3.6	钢混	座	4
2	平流沉淀池	109×12×3.9	钢混	座	4
3	普通快滤池	10×4×3.45	钢混	座	20
4	清水池	45×45×4.8	钢混	座	4
5	吸水井	26.9×6×7	钢混	间	1
6	二泵房	41.58	砖混	间	1
7	阀门井	× 26.1	钢混	间	1
8	加药间	13.4 × 28	砖混	间	1
9	加氯间	7.1 × 20	砖混	间	1
10	配电室	4 × 10	砖混	间	1
11	反冲洗水箱	R=7, H=7.3	钢混	个	2
12	晒沙场	18	水泥	个	2
13	管配件堆场	20×10	水泥	个	1
14	综合办公楼	25×14	砖混	座	1
15	化验室	20×9	砖混	间	1
16	仓库	20×12	砖混	间	1
17	维修车间	20×12	砖混	间	1
18	停车场	26×7	水泥	个	1
19	食堂	15×15	砖混	间	1
20	宿舍	30×15	砖混	栋	1
21	浴室	15×6	砖混	间	1
22	职工活动室	28×8	砖混	间	1
23	传达室	5×5	砖混	间	1
24	溢流井	2×2	钢混	个	4
25	污泥检查井	R=2.5	钢混	个	2

### 图例

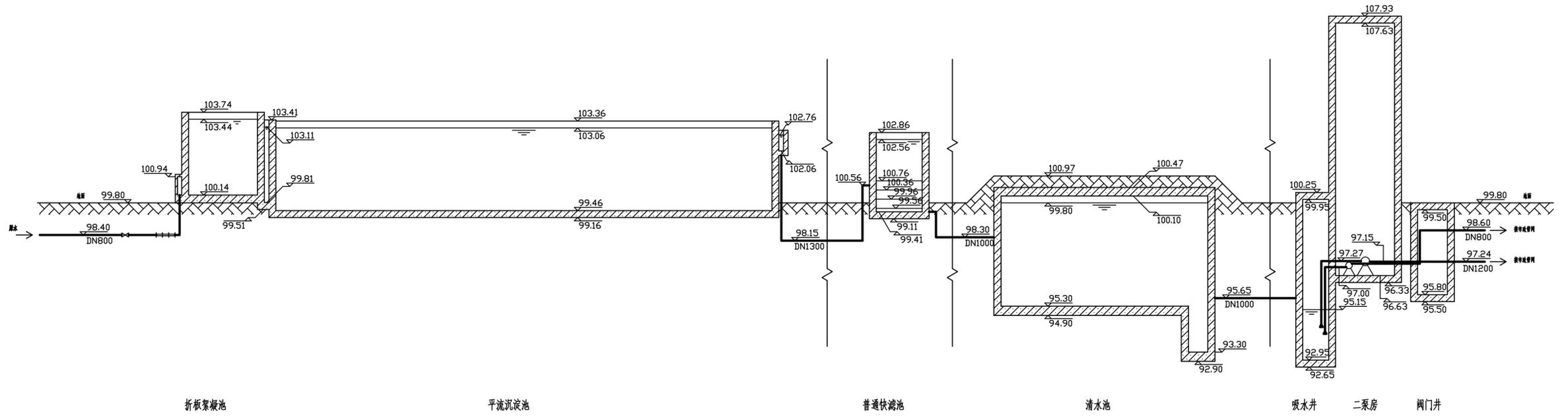
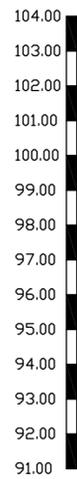
给水管	——	阀门	—◇—
排水管	-----	雨水口	■
加药管	—┘—	检查井	---○---
加氯管	—┘—	混合器	— — — —
污泥管	—┘—	标高	▽
反冲洗管	—┘—	自用水管	——

说明：1: 净水厂设计规模为200000吨/日；  
2: 净水厂占地面积53800平方米；  
3: 雨水排入排水管网中。



净水厂平面图 1: 500

水质工程学课程设计		题目	给水工程设计	
		图名	净水厂平面图	
姓名		班级	图号	1 / 3
学号		指导老师	日期	2011.12



净水厂高程图

- 说明:
- 1: 净水厂设计规模为200000吨/日;
  - 2: 图中标高单位为m;
  - 3: 静态混合器长4.1m, 管径为DN800;
  - 4: 比例尺为横向1:500, 纵向1:100。

水质工程学课程设计		题目	给水工程设计	
		图名	净水厂高程图	
姓名		班级	图号	2/3
学号		指导老师	日期	2011.12

