

目 录

目 录	1
第 1 章 概 述	4
1.1 设计依据及设计任务	4
1.1.1 设计题目	4
1.1.2 设计原始资料	4
1.1.3 设计内容和要求	5
1.2 设计水量	6
1.2.1 污水来源及状况	6
1.2.2 污水量计算	6
1.3 当量人口的计算	7
1.3.1 SS 当量人口	7
1.3.2 BOD 当量人口	7
1.4 设计水质	7
1.4.1 混合污水水质	7
1.4.2 去除率	8
第 2 章 城市污水处理方案的确定	9
2.1 确定污水处理方案的原则	9
2.2 污水处理方案的确定	9
2.2.1 A^2/O 工艺与改良的 A^2/O 工艺	9
2.2.2 氧化沟工艺	11
2.2.3 设计方案的确定	13
2.3 工艺流程的确定	14
2.4 主要构筑物的选择	14
2.4.1 污水处理构筑物的选择	14
2.4.2 污泥处理构筑物的选择	18
2.4.3 中水处理构筑物的选择	18
第 3 章 污水处理系统的设计	20
3.1 进水闸井的设计	20
3.1.1 污水厂进水管	20
3.1.2 进水闸井工艺设计	20
3.2 格栅的设计	21
3.2.1 中格栅的工艺设计	22
3.2.2 细格栅的工艺设计	24
3.2.3 格栅除污机的选择	26
3.3 污水提升泵房的设计	26
3.3.1 选泵	26
3.3.2 集水池	27
3.3.3 潜水泵的布置	28
3.3.4 泵房高度的确定	28
3.3.5 泵房附属设施	29
3.3.6 起吊设备	29
3.3.7 泵房值班室、控制室及配电间	29

3.3.8 单管出水井的设计.....	29
3.4 旋流沉砂池的设计	30
3.4.1 设计要求.....	30
3.4.2 设计参数.....	30
3.4.3 设计计算.....	30
3.5 氧化沟的设计	30
3.5.1 设计依据与要求.....	30
3.5.2 设计参数.....	31
3.5.3 设计计算.....	31
3.6 二沉池的设计	37
3.6.1 设计要求.....	37
3.6.2 设计参数.....	38
3.6.3 设计计算.....	39
3.7 紫外线消毒	42
3.7.1 设计参数.....	42
3.7.2 设计计算.....	43
3.8 计量设施	44
3.8.1 计量设备的选择.....	44
3.8.2 设计依据.....	44
3.8.3 设计计算.....	45
第 4 章 污泥处理工艺的设计	46
4.1 浓缩池的设计	46
4.1.1 设计要求.....	46
4.1.2 设计参数.....	47
4.1.3 设计计算.....	47
4.2 污泥泵房	50
4.3 污泥脱水机房	50
4.3.1 设计依据.....	50
4.3.2 设计参数.....	50
4.3.3 设计计算.....	50
第 5 章 污水回用系统的设计	53
5.1 机械搅拌澄清池的设计.....	53
5.1.1 设计依据.....	53
5.1.2 设计参数.....	53
5.1.3 设计计算.....	53
5.2 V 型滤池的设计.....	62
5.2.1 设计依据.....	62
5.2.2 设计参数.....	63
5.2.3 设计计算.....	64
5.3 中水池的设计	73
5.3.1 中水池容积计算.....	73
5.3.2 液氯消毒的计算.....	74
第 6 章 污水厂总体布置.....	76
6.1 平面布置及总平面图	76

6.1.1 平面布置的一般原则.....	76
6.1.2 污水厂平面布置的具体内容.....	76
6.2 污水厂的高程布置	76
6.2.1 污水处理厂高程布置应考虑事项.....	77
6.2.2 污水厂的高程布置.....	77
6.2.3 高程计算.....	77
第 7 章 供电仪表与供热系统设计	82
7.1 变配电系统	82
7.2 监测仪表的设计	82
7.2.1 设计原则.....	82
7.2.2 检测内容.....	82
7.3 供热系统的设计	82
第 8 章 劳动定员	83
8.1 定员原则	83
8.2 污水厂定员	83
第 9 章 工程概算及其运行管理	84
9.1 工程概算	84
9.1.1 工程费用的组成.....	84
9.1.2 总投资.....	84
9.2 安全措施	84
9.2.1 安全措施.....	84
9.2.2 污水厂运行中注意事项.....	85
致 谢	86
参考资料	87

第 1 章 概 述

1.1 设计依据及设计任务

1.1.1 设计题目

济南市兴济河污水处理厂的设计

1.1.2 设计原始资料

《给水排水工程专业》毕业设计任务书

（一）.排水体制：完全分流制

（二）.污水量

1.城市设计人口 40 万，居住建筑内设有室内给排水卫生设备淋浴设备。

2.城市公共建筑污水量为 $1.9 \times 10^4 \text{m}^3/\text{d}$ 。

3.工业污水量为 $3.2 \times 10^4 \text{m}^3/\text{d}$ ，其中包括工业企业内部生活淋浴污水。

4.城市混合污水变化系数：日变化系数 $K_{\text{日}}=1.2$ 总变化系数 $K_{\text{Z}}=1.4$

（三）.混合污水水质

$\text{BOD}_5=170\text{mg/L}$ $\text{COD}_{\text{cr}}=350\text{mg/L}$ $\text{SS}=220\text{mg/L}$

$\text{TN}=40\text{mg/L}$ $\text{NH}_3\text{-N}=30\text{mg/L}$ $\text{TP}=3.0\text{mg/L}$

$\text{PH}=6.5\sim 7.5$

重金属及有毒物质：微量，对生化处理无不良影响；

冬季污水平均温度为 10℃，夏季污水平均温度为 25℃。

（四）出水水质

城市污水经处理后，处理的水 70%排入小清河。污水处理厂出水水质执行《城镇污水处理厂污染物排放标准》（GB18918-2002）中的一级 B 标准，因此本污水处理厂出水水质控制为：

$\text{BOD}_5 \leq 20\text{mg/L}$ $\text{COD}_{\text{cr}} \leq 60\text{mg/L}$ $\text{SS} \leq 20\text{mg/L}$

$\text{TN}=20\text{mg/L}$ $\text{NH}_3\text{-N}=8\text{mg/L}$ $\text{TP} \leq 1\text{mg/L}$

其余 30%经处理后，作为电厂锅炉冷却用水。出水水质应执行城市污水再生利用—工业用水水质标准要求。即再生水水质为：

$\text{BOD}_5 \leq 10\text{mg/L}$ $\text{COD}_{\text{cr}} \leq 50\text{mg/L}$ $\text{SS} \leq 10\text{mg/L}$

$\text{NH}_3\text{-N}=10\text{mg/L}$ $\text{TP} \leq 1\text{mg/L}$ 大肠菌群 ≤ 1 个/升

（五）气象资料

1.气温：历年平均气温 14℃，历年最高气温 42.7℃，历年最低气温 -21.5℃。

2. 风向风速：平均风速为 3.5m/s，最大风速为 32m/s；
夏季盛行风向：东南风频率 15%；西南风频率为 7%；南风频率为 6%；
冬季盛行风向：西北风频率 16%；北风频率为 8%；东北风频率为 6%；
 3. 降水量：历年年平均降雨量 617.8mm，历年最大降雨量为 1168.4mm，历年最小降雨量为 337.2mm，历年最大积雪厚度为 190mm。
 4. 冰冻期为 30d，土壤冰冻深度最大 45cm。
- (六) 水体、水文地质资料
- 水体资料，污水厂出水排入小清河，河底标高为 64.2m，平均水深 2.4m，平均流量为 7.66m/s
- (七) 工程地质资料
1. 地基承载力特征值 1.8kg/cm²，设计地震烈度 8 度。
 2. 土层构成：由亚黏土、亚砂土和粉、细、中砂组成。
- (八) 污水处理厂地形图(见附图)，厂区地平设计标高为 72.4m。
- (九) 污水处理厂进水干管数据
- 管内底标高 67.1m，管径 1600mm，充满度 0.75m。
- (十) 编制概算资料，并进行经济分析和工程效益分析。

1.1.3 设计内容和要求

1. 通过阅读中外文文献，调查研究并收集有关资料，确定合适的污水、污泥及中水处理工艺流程，进行各个构筑物的水利计算，经过技术与经济分析，选择合理的设计方案。

2. 完成一套完整的设计计算说明书。说明书应包括：污水处理工程设计的主要原始资料；污水水量的计算、污泥处理程度计算；污水泵站设计；污水污泥及中水处理单元构筑物的详细设计计算，(包括设计流量计算、污水管道计算、参数选择、计算过程等，并配相应的单线计算草图)；设计方案对比论证；厂区总平面布置说明；污水厂环境保护方案；污水处理运行分析等。设计说明书要求内容完整，计算正确文理通顺、书写工整，应有 300 字左右的中英文说明书摘要。

3. 毕业设计图纸应准确的表达设计意图，图面力求布置合理、正确清晰，符合工程制图要求，图纸不少于 8 张(按一号图纸记)，有不少于 2 张图纸采用手工绘制。此外，其组成还应满足下列要求：

(1) 污水处理厂工艺及污水回用总平面图 1 张，包括处理构筑物、附属构筑物、配水、集水构筑物、污水污泥管渠、回流管渠、放空管路、厂内给水、污水管线、中水管线、道路、绿化、图例构筑物一览表、说明等。

(2) 污水处理厂污水、污泥及污水回用工程处理高程布置图 1 张，即污水、

污泥及中水处理高程纵剖面图，包括构筑物标高、水面标高、构筑物名称等。

(3) 污水总泵站或中途泵站工艺流程图 1 张

(4) 污水处理及污泥处理工艺中两个单项构筑物施工平面图和剖面图及部分大样图 4~5 张。

(5) 污水回用工程中主要单体构筑物工艺施工图 1 张。

1.2 设计水量

1.2.1 污水来源及状况

城市设计人口 40 万人；

城市公共建筑物污水量 $1.9 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{d}$ ；

工业平均排水量 $3.2 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{d}$ ；

城市混合污水变化系数：日变化系数 $K_{\text{日}} = 1.2$ ，总变化系数 $K_z = 1.4$ 。

1.2.2 污水量计算

(1) 生活平均日污水量（据人口数计算）

$$Q_{p1} = \alpha \cdot N \cdot q_1$$

式中： Q_{p1} ——居住区生活污水设计流量， m^3/d ；

N ——设计人口数，人；

q_1 ——居住区居民生活用水量定额， $\text{L}/\text{cap} \cdot \text{d}$ ；本设计取 $q_1 = 140 \text{ L}/\text{cap} \cdot \text{d}$

α ——污水排放系数；本设计取 $\alpha = 0.875$

则有： $Q_{p1} = \alpha \cdot N \cdot q_1 = 0.875 \times 40 \times 10^4 \times 140 \times 10^{-3} = 4.9 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{d}$

(2) 城市公共建筑水量：

$$Q_{p2} = 1.9 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{d}.$$

(3) 工业污水量（包括厂区生活与淋浴用水）

$$Q_{p3} = 3.2 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{d}.$$

(4) 平均日混合污水量

$$Q = Q_{p1} + Q_{p2} + Q_{p3} = 4.9 \times 10^4 + 1.9 \times 10^4 + 3.2 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{d} = 10 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{d}$$

(5) 城市混合污水总变化系数：

日变化系数取： $K_{\text{日}} = 1.2$ ，

总变化系数取： $K_z = 1.4$ 。

则本设计的设计水量如下表：

表 1-1 设计水量

项目	设计用水量		
	m ³ /d	m ³ /h	L/s
平均日水量	100000	4166.7	1157.4
最大日水量	120000	5000	1388.9
最大日最大时水量	140000	5833.3	1620.4

1.3 当量人口的计算

当量人口数：

$$N = \frac{C \cdot Q}{a_s}$$

式中：N_s——当量人口数，人；

C——混合污水中 BOD₅ 或 SS 的浓度，mg/L；

Q——混合污水量，m³/d；

a_s——每人每天排放的 BOD₅ 或 SS 的克数，g/p·d；

根据规范规定：按 SS 计时，a_s=35—50g/p·d；

按 BOD₅ 计时，a_s=20—35g/人·d。

1.3.1 SS 当量人口

取 a_s=40mg/人·d, C=220mg/l

$$\text{则： } N_{ss} = \frac{220 \times 10 \times 10^4}{40} = 55.0 \times 10^4 \text{ (人)}$$

1.3.2 BOD 当量人口

取 a_s=30mg/人·d, C=170mg/l

$$\text{则： } N_{BOD} = \frac{170 \times 10 \times 10^4}{30} = 56.7 \times 10^4 \text{ (人)}$$

1.4 设计水质

1.4.1 混合污水水质

COD_{cr}=350mg/L BOD₅=170mg/L SS=220mg/L

TN=40mg/L NH₃-N=30mg/L TP=3.0mg/L

PH=6.5~7.5

重金属及有毒物质：微量，对生化处理无不良影响。

1.4.2 去除率

处理水质达到《城镇污水处理厂污染物排放标准》(GB18918-2002)中的一级B标准,根据给排水手册5,结合排放水要求和出水水质,计算去除率,如表1—2所示:

$$E = \frac{C_0 - C_e}{C_0} \times 100\%$$

式中: C_0 ——进水物质浓度;

C_e ——出水物质浓度。

表 1-2 水质去除率计算

序号	基本控制项目	一级排放标准	进水水质	去除率
1	COD	60	350	82.9%
2	BOD	20	170	88.2%
3	SS	20	220	90.9%
4	TN	20	40	50.0%
5	TP	1	3	66.7%
6	$\text{NH}_3\text{-N}$	8	30	73.3%
7	PH	7-8	6.5~7.5	

第 2 章 城市污水处理方案的确定

2.1 确定污水处理方案的原则

确定污水处理方案的原则：

1. 城市污水处理应采用先进的技术设备，要求经济合理，安全可靠，出水水质好；保证良好的出水水质，效益高；
2. 污水厂的处理构筑物要求布局合理，建设投资少，占地少；自动化程度高，便于科学管理，力求达到节能和污水资源化，进行回用水设计；
3. 为确保处理效果，采用成熟可靠的工艺流程和处理构筑物；提高自动化程度，为科学管理创造条件；
4. 污水处理采用生物处理，污泥脱水采用机械脱水并设事故干化厂；污水采用季节性消毒；
5. 提高管理水平，保证运转中最佳经济效果；充分利用沼气资源，把沼气作为燃料；

6. 查阅相关的资料确定其方案。

最佳的处理方案要体现以下优点：

1. 保证处理效果，运行稳定；
2. 基建投资省，耗能低，运行费用低；
3. 占地面积小，泥量少，管理方便。

2.2 污水处理方案的确定

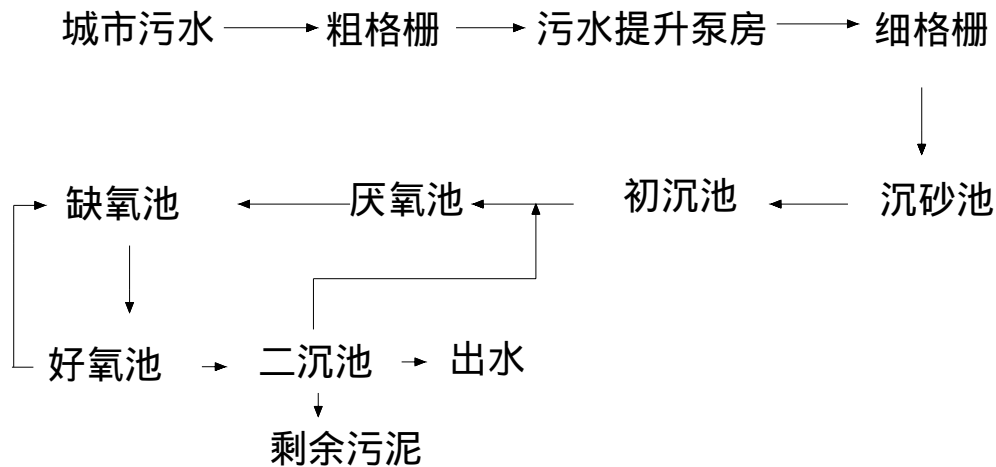
根据测量的水量、水质和环境容量降低的结论确定污水及污泥处理应达到的标准，本节对其处理工艺流程进行方案筛选，并通过论证选择合理的污水及污泥处理工艺流程。

我们对活性污泥法和人工生物净化的几个方案进行筛选。初步选到下列两种工艺三个方案，再进行比较：

- a. A^2/O 同步脱氮除磷工艺；
- b. 氧化沟和改良的氧化沟工艺。

2.2.1 A^2/O 工艺与改良的 A^2/O 工艺

其工艺流程如下图：

图 2—1 A²/O 同步脱氮除磷工艺

a. 特点

(1) 本工艺在系统上可以称为最简单的同步脱 N 除 P 工艺，总的水力停留时间少于其他同类工艺；

(2) 在厌氧（缺氧）好氧交替运行条件下，丝状菌不能大量增殖，无污泥膨胀之虞，SVI 值一般均小于 100；

(3) 污泥中含 P 浓度高，一般为 2.5% 以上，具有很高的肥效；

(4) 运行中无需投药，两个 A 段只用轻缓搅拌，以不增加溶解氧为度，运行费用低；

(5) 厌氧、缺氧、好氧三种不同的环境条件和不同种类微生物菌群的有机配合，能同时具有去除有机物、脱 N 除 P 的功能；

(6) 脱 N 效果受混合液回流比大小的影响，除 P 效果则受回流污泥中夹带 DO 和硝酸态氧的影响，因而脱 N 除 P 效率不可能很高。

b. 存在问题

(1) 除 P 效果难于再行提高，污泥增长有一定的限度，不易提高，特别是当 P/BOD 值高

时更是如此；

(2) 脱 N 效果也难于进一步提高，内循环量一般以 2Q 为限，不宜太高；

(3) 进入沉淀池的处理水要保持一定浓度的 DO，减少停留时间，防止产生厌氧状态和污泥释放 P 的现象出现，但 DO 浓度也不宜过高，以防循环混液对缺氧反应器的干扰。

改良型 A^2/O 工艺,其工艺流程如下：

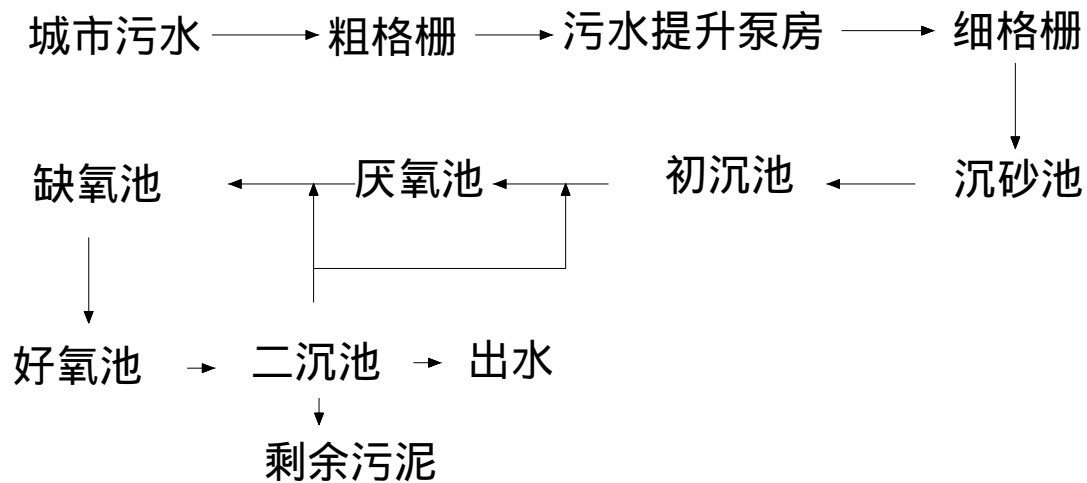


图 2—2 改良的 A^2/O 同步脱氮除磷工艺

a. 对 A^2/O 工艺的改进

将回流污泥分两点加入,减少加入到厌氧段的回流污泥量,从而减少进入厌氧段硝酸盐和 DO ,在保证总的污泥回流比为 60%—100%的情况下,一般到厌氧段的回流污泥比为 10%,既可满足磷的需要,而其余的回流污泥回流到缺氧段以保证 N 的需要; A^2/O 工艺系统中剩余污泥含 P 量较高,在其消化过程中 P 回重新释放和溶出。同时由于剩余污泥沉淀性能好,所以可取消池消化泥,直接经浓缩后作为肥料使用。在硝化好氧段,污泥负荷率应小于 $0.18\text{kgBOD}_5/\text{kgMLSS} \cdot \text{d}$,而在除 P 厌氧段污泥负荷率应在 $0.10\text{kgBOD}_5/\text{kgMLSS} \cdot \text{d}$ 以上。

b. 相关分析

A^2/O 工艺在去除污水中有机碳污染 (BOD 污染) 的同时,还能有效的去除污水中 N 和 P 污染,为污水复用和资源化开辟了新的途径,它与普通回流污泥法二级处理后再进行三级物化处理相比,不仅投资和运行成本低,而且无大量难以处理的化学污泥,具有良好的环境效益和经济效益,改良型 A^2/O 工艺不仅具有 A^2/O 工艺的各种优点,而且增加了部分污泥回流在缺氧池提高了脱 N 除 P 的效果。

2.2.2 氧化沟工艺

工艺流程如下：

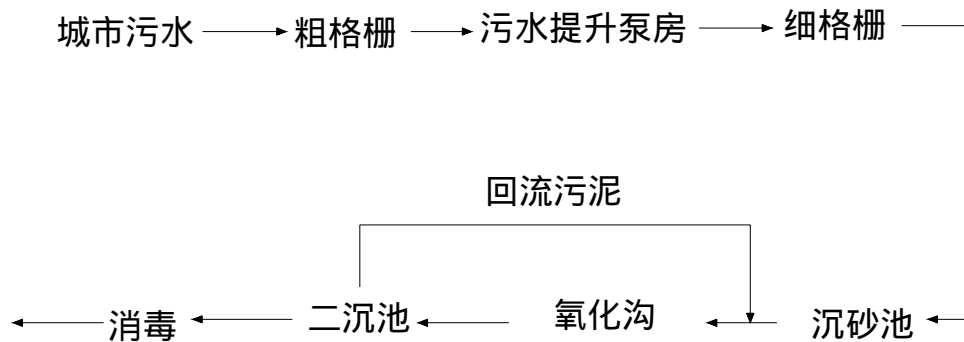


图 2—3 氧化沟工艺

a. 特点：

氧化沟又名氧化渠或循环曝气池，是 1950 年由荷兰公共工程研究所研究成功的。其本特征是曝气池呈封闭的沟渠形。污水和活性污泥的混合液在其中不停地循环流动，其水力停留时间一般较长，为 15—16h，泥龄长达 15—30 天，属于延时曝气法。

氧化沟处理系统的构造形式较多，有圆形或马蹄形的，有平行多渠道形式以侧渠作为二沉池的，有将二沉池建在渠上或单独分建的等等，其供水和水流动力都是靠提升曝气设备，这种设备分为早期使用的水平中心轴旋转叶轮和后来出现的卡鲁塞尔氧化沟所用的垂直或带叶片的曝气器，由于氧化沟水深较浅（一般 3 米左右），而流程较长，可以按照曝气器前作缺氧与曝气器后作富氧段的方式设计运行，提供兼氧菌与好氧菌交替作用的条件，在缺氧段脱硝，在好氧段除碳源需氧量及达到脱 N 的目的。

b. 技术特性

主要技术参数：

负荷： $N=2.0—4.0 \text{ kgBOD}_5/\text{m}^3 \cdot \text{d}$	$N=0.05—0.15 \text{ kgBOD}_5/\text{kgMLSS} \cdot \text{d}$
水力停留时间： $\text{HRT}=10—30\text{h}$	泥龄： $\text{SRT}=10—30\text{d}$
$\text{MLSS} : X=2000—6000 \text{ mg/l}$	出水 $\text{BOD}_5 : 10—15 \text{ mg/l}$
出水 $\text{SS} : s_e=10—20 \text{ mg/l}$	出水 $\text{NH}_3\text{-N} : N_e=1—3 \text{ mg/l}$
沟内水流速度： $V=0.3—0.5 \text{ m/s}$	环流周期： $T=15—30 \text{ min}$
沟内水深： $H=2.5—4.5 \text{ m}$	宽深比： $B : H=2 : 1$

c. 优点

(1)氧化沟内循环流量很大，进入沟内的原污水立即被大量的循环水所混合和稀释，因此具有很强的承受冲击负荷的能力，对不易降解的有机物也有较好的处理效果。

(2)处理效果稳定可靠，不仅可满足 BOD_5 、SS 的排放标准，还可以达到脱 N 除 P 的效果。

(3)由于氧化沟的水力停留时间和泥龄都很长，悬浮物、有机物在沟内可获得较彻底的降解。

(4)活性污泥产量少且趋于稳定，一般可不设初沉池和污泥消化池，有的甚至取消二沉池和污泥回流系统，简化了处理流程，减少了处理构筑物，使其基建费用和运行费用都低于一般活性污泥法。

(5)承受水质、水量、水温能力强，出水水质好。

d. 缺点

氧化沟运行管理费用高；氧化沟沟体占地面积大。

2.2.3 设计方案的确定

本设计选用三个方案： A^2/O 同步脱氮除磷工艺，carrousel2000 型氧化沟工艺和奥贝尔氧化沟工艺进行比较。如下表所示：

表 2-1 三个方案的比较

	A^2/O 脱氮除磷工艺	Carrousel2000 氧化沟	奥贝尔氧化沟
污泥负荷	中负荷	低负荷	低负荷
污泥龄 (d)	5 ~ 15	20 ~ 30	20 ~ 30
污泥量	较多	少	少
污泥处理方式	消化浓缩脱水	直接浓缩脱水	直接浓缩脱水
曝气方式	鼓风曝气	表曝机	曝气转刷
能耗水平	高	低	中
碳化效果	好	好	好
脱氮效果	好	好	好
除磷效果	好	较好	较好
厂区环境	一般	好	好

综上所述：在本次设计中采用在国内广泛使用，技术相对成熟的 carrousel2000 型氧化沟工艺。污泥处理采用浓缩脱水工艺，中水处理选择澄清过滤消毒工艺。

2.3 工艺流程的确定

本工艺设计的工艺流程图为：

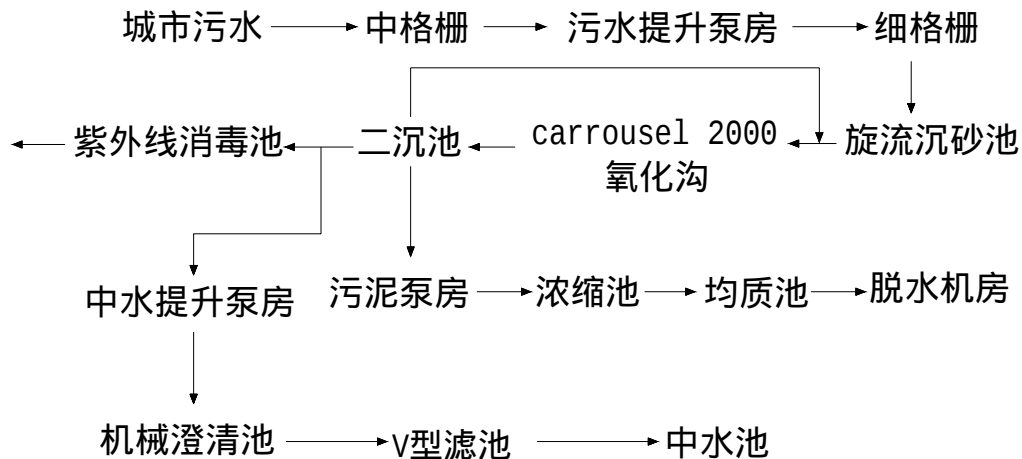


图 2—4 济南市兴济河污水处理厂工艺

2.4 主要构筑物的选择

2.4.1 污水处理构筑物的选择

1. 格栅

格栅是一组平行的金属栅条或筛网组成，安装在污水管道、泵房、集水井的进口处或处理厂的端部，用以截留较大的悬浮物或漂浮物，以便减轻后续处理构筑物的处理负荷。

截留污物的清除方法有两种，即人工清除和机械清除。大型污水处理厂截污量大，为减轻劳动强度，一般应用机械清除截留物。

本工程设计确定采用两道格栅，20mm 的中格栅和 6mm 的细格栅。

2. 进水闸井

进水闸井于厂区进水管和中格栅间之间。

3. 污水泵房

城市污水处理厂的运行费用大部分来自于电能，其中 40%的电能为水泵消

耗，所以，确定合理的水泵及泵站具污水处理厂的关键所在。

污水泵站的特点及形式

泵站形式的选择取决于水力条件和工程造价，其它考虑因素还有：泵站规模大小、泵站的性质、水文地质条件、地形地物、挖渠及施工方案、管理水平、环境性质要求、选用水泵的形式及能否就地取材等。

污水泵站的主要形式：

(1)合建式矩形泵站，装设立式泵，自灌式工作台，水泵数为4台或更多时，采用矩形，机器间、机组管道和附属设备布置方便，启动简单，占地面积大；

(2)合建式圆形泵站，装设立式泵，自灌式工作台，水泵数不超过4台，圆形结构水力条件好，便于沉井施工法，可降低工程造价，水泵启动方便。

(3)对于自灌式泵房，采用自灌式水泵，叶轮（泵轴）低于集水池最低水位，在最高、中间和最低水位都能直接启动，其优点为启动及时可靠，不需引水辅助设备，操作简单。

(4)非自灌式泵房，泵轴高于集水池最高水位，不能直接启动，由于污水泵水管不得设低阀，故需设引水设备。但管理人员必须能熟练的掌握水泵的启动程序。

由以上可知，本设计因水量较大，并考虑到造价、自动化控制等因素，以及施工的方便与否，采用自灌式半地下式矩形泵房。

本工程设计确定采用与中格栅合建的潜水泵房。

4. 沉砂池

沉砂池的功能的去除比重较大的无机颗粒。按水流方向的不同可分为平流式、竖流式、曝气沉砂池和旋流沉砂池四类。

a. 平流沉砂池

优点：沉淀效果好，耐冲击负荷，适应温度变化。工作稳定，构造简单，易于施工，便于管理。

缺点：占地大，配水不均匀，易出现短流和偏流，排泥间距较多，池中约夹杂有15%左右的有机物使沉砂池的后续处理增加难度。

b. 竖流沉砂池

优点：占地少，排泥方便，运行管理易行。

缺点：池深大，施工困难，造价较高，对耐冲击负荷和温度的适应性较差，池径受到限制，过大的池径会使布水不均匀。

c. 曝气沉砂池

优点：克服了平流沉砂池的缺点，使砂粒与外裹的有机物较好的分离，通过

调节布气量可控制污水的旋流速度，使除砂效率较稳定，受流量变化影响小，同时起预曝气作用，其沉砂量大，且其上含有机物少。

缺点：由于需要曝气，所以池内应考虑设消泡装置，其他型易产生偏流或死角，并且由于多了曝气装置而使费用增加，并对污水进行预曝气，提高水中溶解氧。

d. 旋流沉砂池（钟式沉砂池）

优点：占地面积小，可以通过调节转速，使得沉砂效果最好，同时由于采用离心力沉砂，不会破坏水中的溶解氧水平（厌氧环境）。

缺点：气提或泵提排砂，增加设备，水厂的电气容量，维护较复杂。

基于以上四种沉砂池的比较，本工程设计确定采用旋流沉砂池。

5. 沉淀池（二沉池）

由于本设计主要构筑物采用氧化沟，可不设初沉池。二沉池设在生物处理构筑物的后面，用于沉淀去除活性污泥或腐殖污泥（指生物膜法脱落的生物膜）。

a. 平流沉淀池

优点：

- (1) 沉淀效果好；
- (2) 耐冲击负荷和温度的变化适应性强；
- (3) 施工容易，造价低。

缺点：

- (1) 池子配水不均匀；
- (2) 采用多斗排泥时，每个泥斗需要单设排泥管各自排泥，操作量大。

适用条件：适用于大、中、小型污水处理厂；

适用于地下水位较高和地质条件较差的地区。

b. 辐流沉淀池

优点：

- (1) 多为机械排泥，运行较好，管理较简单；
- (2) 排泥设备已趋定型。

缺点：

- (1) 池内水速不稳定，沉淀效果较差；
- (2) 机械排泥设备复杂，对施工质量要求高。

适用条件：适用于大、中型污水处理厂；

适用于地下水位较高的地区。

c. 竖流沉淀池

优点：

- (1)排泥方便，管理简单；
- (2)占地面积较小。

缺点：

- (1)池子深度大，施工困难；
- (2)对冲击负荷和温度变化的适应性能力较差；
- (3)造价较高；
- (4)池径不宜过大，否则布水不均匀。

适用条件：适用于处理水量不大的小型污水处理厂。

d.斜板（管）沉淀池

优点：

- (1)沉淀效率高，停留时间短；
- (2)占地面积小。

缺点：用于二沉池时，当固体负荷较大时其处理效果不太稳定，耐冲击负荷的能力较差。

综上所述，四种沉淀池的优缺点比较，并结合本设计的具体资料可知，本工程二沉池采用中心进水、周边出水的辐流式沉淀池。

6. 氧化沟

Carrousel2000 型氧化沟系统是在 Caarrousel 型氧化沟的基础上发展起来的，是在 Caarrousel 型氧化沟的基础上再分别设置一个厌氧池和一个缺氧池，以提高氧化沟对 N、P 的有效去除，改进后的 Carrousel 氧化沟处理能力大大提高，该系统能够在前置的厌氧池和缺氧池对进入氧化沟的污水分别进行预反硝化的反应，从而达到生物脱氮的目的，在该系统前设置的厌氧池，可以使回流污泥与原污水在厌氧池混合，则可达到进一步生物除磷的目的。

7. 消毒

污水处理厂常用的消毒方法有液氯消毒、漂白粉消毒、臭氧消毒和紫外线消毒等四种，他们的优缺点和使用条件如下。

a. 液氯消毒

优点：价格便宜，效果可靠，投配设备简单。

缺点：对生物有毒害作用，并且可能产生致癌物质。

适用于大、中型规模的污水处理厂。

b. 漂白粉消毒

优点：投加设备简单，价格便宜。

缺点：除用液氯缺点外，尚有投配量不准确，溶解剂调制不便，劳动强度大。适用于消毒要求不高或间断投加的小型污水处理厂。

c. 臭氧消毒

优点：消毒效率高，能有效的降解水中残留有机物、色味等，污水温度、PH值对消毒效果影响小，不产生难处理或生物积累性残余物。

缺点：投资大，成本高，设备管理复杂。

d. 紫外线消毒

优点：是紫外线照射和氯化共同作用的物理化学方法，消毒效率高，占地面积小。

缺点：紫外线照射灯具货源不足，电耗能量较多，没有持续消毒能力。

综上四种消毒方法的比较，本工程设计采用紫外线消毒。

2.4.2 污泥处理构筑物的选择

1. 污泥浓缩

污泥浓缩池主要是降低污泥中的空隙水，来达到使污泥减容的目的。浓缩池可分为重力浓缩池和浮选浓缩池。重力浓缩池按其运行方式分为间歇式或连续式。

a. 浮选浓缩池：适用于浓缩活性污泥以及生物滤池等较轻的污泥，并且运行费用较高贮泥能力小。

b. 重力浓缩池：用于浓缩初沉池污泥和二沉池的剩余污泥，只用于活性污泥的情况不多，

c. 运行费用低，动力消耗小。

综上所述，本设计采用连续式重力浓缩池。

2. 污泥脱水

污泥脱水的方法有自然干化、机械脱水及污泥烧干、焚烧等方法。本设计采用机械脱水，采用带式压滤机。

2.4.3 中水处理构筑物的选择

1. 澄清

澄清池可以分为两类：泥渣悬浮型澄清池和泥渣循环型澄清池，由于泥渣循

环型澄清池充分发挥了泥渣接触絮凝作用，因而选择泥渣循环型澄清池，泥渣循环型澄清池又分为机械循环和水力循环两种，水力循环澄清池处理效果较机械澄清池差，耗药量较大，对原水水量、水质和水温的变化适应性较差。

本中水处理系统的澄清池选择机械澄清池。

2. 过滤

过滤由滤池完成，水厂常用的滤池有：普通快滤池，V 型滤池，虹吸滤池等。各自的特点如下。

a. 普通快滤池

优点：运转效果良好，适用于任何规模的水厂。

缺点：管配件和阀门较多，操作较其他滤池稍复杂。

b. V 型滤池

优点：过滤周期较长，气水反冲洗效果好，冲洗水量大大减少，使用于大、中型水厂。

缺点：增加了气洗的设备，增加了运行维护的力度。

c. 虹吸滤池

优点：无需大型阀门和相应的开闭控制设备，无需冲洗水塔或冲洗水泵，过滤时不会出现负水头现象。适用于大水量的水厂。

缺点：池深比普通快滤池大，冲洗效果不像普通快滤池稳定。

通过比较，本次设计的中水系统的滤池选择 V 型滤池。

3. 消毒

本工程的中水消毒系统选择液氯消毒。

第 3 章 污水处理系统的设计

3.1 进水闸井的设计

3.1.1 污水厂进水管

1.设计依据：

- (1)进水流速在 $0.9—1.1\text{m/s}$ ；
- (2)进水管管材为钢筋混凝土管；
- (3)进水管按非满流设计， $n=0.014$ 。

2.设计计算

- (1)取进水管径为 $D=1600\text{mm}$ ，流速 $v=1.00\text{ m/s}$ ，设计坡度 $I=0.5\%$ 。
- (2)已知最大日污水量 $Q_{\max}=1.6204\text{m}^3/\text{s}$ ；
- (3)初定充满度 $h/D=0.75$ ，则有效水深 $h=1600 \times 0.75=1200\text{mm}$ ；
- (4)已知管内底标高为 67.1m ，则水面标高为： $67.1+1.2=68.3\text{m}$ ；
- (5)管顶标高为： $67.1 + 1.6=68.7\text{m}$ ；
- (6)进水管水面距地面距离 $72.4-68.3=4.1\text{m}$ 。

3.1.2 进水闸井工艺设计

进水闸井的作用是汇集各种来水以改变进水方向，保证进水稳定性。进水闸井前设跨越管，跨越管的作用是当污水厂发生故障或维修时，可使污水直接排入水体，跨越管的管径比进水管略大，取为 1800mm 。

其设计要求如下：

设在进水闸、格栅、集水池前；

形式为圆形、矩形或梯形；

尺寸可根据来水管渠的断面和数量确定，但直径不得小于 1.6m 或 $1.2 \times 1.6\text{m}$ ；

井底高程不得高于最低来水管管底，水面不得淹没来水管管顶。

考虑施工方便以及水力条件，进水闸井尺寸取 $3 \times 6\text{m}$ ，井深 5.3m ，井内水深 1.2m ，闸井井底标高为 67.1m ，进水闸井水面标高为 68.3m ，超越管位于进水管顶 1m 处，即超越管管底标高为 69.7m 。采用 ZMQF 型明杆式铸铁方闸门：尺寸为 $L \times B=1.6 \times 1.6\text{m}$ ；重量= 2992kg 。

启闭机的选择：

根据启闭力在给水排水手册 11 上查得采用 XLQ-5 型手、电两用螺杆式启闭机，其性能如下表：

表 3-1 XLQ-5 型手、电两用螺杆式启闭机性能表

型号	形式	启闭能力 (t)		启闭速度 (m/min)		启闭高度 (m)	生产厂家
XLQ-5	手、电螺杆式	启	闭	手	电	1~4	湖北省咸宁县机械厂
		5		0.05	0.18		

3.2 格栅的设计

本设计采用中细两种格栅，两道中格栅、三道细格栅。中格栅与泵站合建，细格栅与旋流沉砂池合建。中格栅和细格栅计算图如图 3-1。

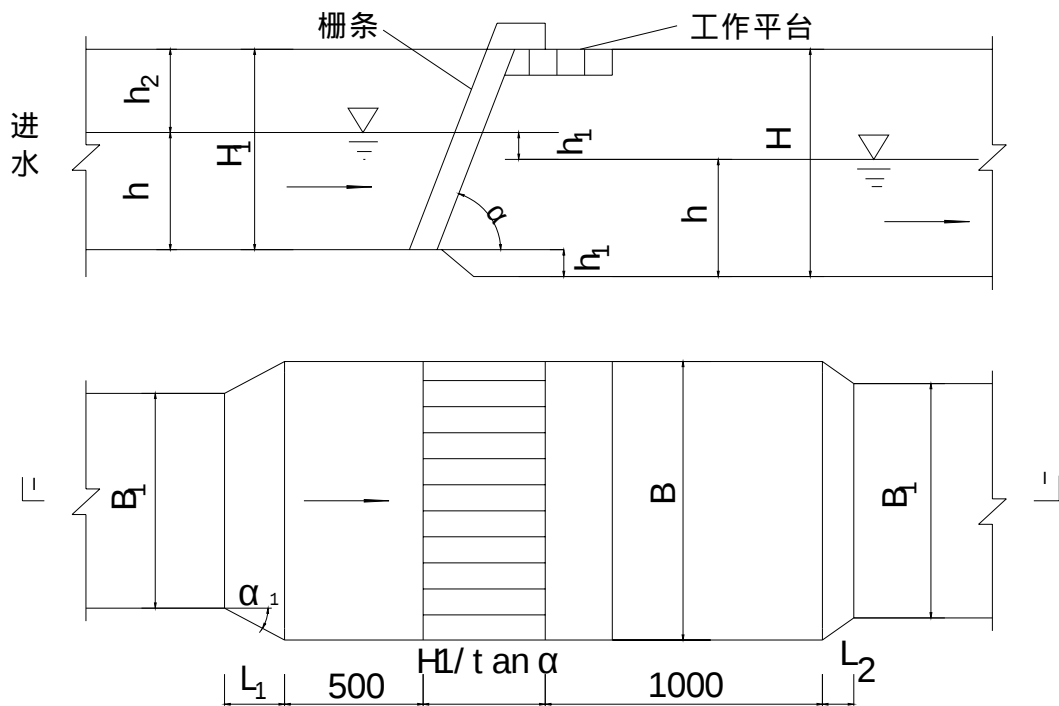


图3-1 格栅计算草图

设计要求

- (1) 中格栅间隙一般采用 10—40mm，细格栅采用 3—10mm；
- (2) 格栅不宜少于两台，如为一台时，应设人工清除格栅备用；
- (3) 过栅流速一般采用 0.4—0.9m/s；
- (4) 格栅倾角一般采用 45°—80°；

- (5)通过格栅的水头损失一般采用 0.08—0.17m/s；
- (6)格栅间必须设置工作台，台面应高出栅前最高设计水位 0.5m，工作台有安全和冲洗设施；
- (7)格栅间工作台两侧过道宽度不应小于 0.7m，工作台正面过道宽度：
- 1)人工清除，不小于 1.2m；
 - 2)机械清除，不小于 1.5m；
- (8)机械格栅的动力装置一般宜设在室内或采取其它保护设备的措施；
- (9)设置格栅装置的构筑物必须考虑设有良好的检修、栅渣的日常清除。

3.2.1 中格栅的工艺设计

1.中格栅设计参数

- (1)栅前水深 $h=1.2\text{m}$ ；
- (2)过栅流速 $v=0.45\text{m/s}$ ；
- (3)格栅间隙 $b_{\text{中}}=20\text{mm}$ ；
- (4)栅条宽度 $s=10\text{mm}$ ；
- (5)格栅安装倾角 $\alpha=75^\circ$ 。

2.中格栅的设计计算

本设计选用两道中格栅，为了减少格栅磨损，格栅全部使用。

1)栅条间隙数：

$$n_{\text{中}} = \frac{Q_{\text{max}} \sqrt{\sin \alpha}}{b_{\text{中}} h v m}$$

式中： $n_{\text{中}}$ ——中格栅间隙数；

Q_{max} ——最大设计流量， $1.6204\text{m}^3/\text{s}$ ；

$b_{\text{中}}$ ——栅条间隙，取 20mm，即 0.02m；

h ——栅前水深，取 1.2m；

v ——过栅流速，取 0.45m/s；

α ——格栅倾角，取 75° ；

m ——设计使用的格栅数量，本设计中格栅取使用 2 道。

$$n_{\text{中}} = \frac{1.6204 \times \sqrt{\sin 75^\circ}}{0.02 \times 1.2 \times 0.45 \times 2} = 73.7, \text{设计取 } 74$$

2)栅槽宽度：

$$B=s(n_1 - 1) + bn$$

式中：B——栅槽宽度，m；

S——格条宽度，取 0.01m。

$$B=0.01 \times (74 - 1) + 0.02 \times 74=2.21m, \text{取 } 2.30m$$

3) 中格栅的栅前进水渠道渐宽部分长度 L_1 ：

若进水渠宽 $B_1=1.60m$ ，渐宽部分展开角 $\alpha_1 = 20^\circ$ ，则此进水渠道内的流速 $v_1=0.84m/s$ ，则

$$L_1 = \frac{B - B_1}{2 \tan 20^\circ} = \frac{2.30 - 1.60}{2 \times \tan 20^\circ} = 0.96m$$

4) 中格栅与提升泵房连接处渐窄部分长度 L_2 ：

$$L_2 = \frac{L_1}{2} = \frac{0.96}{2} = 0.48m$$

5) 中格栅的过栅水头损失：

$$h_{\Phi} = k \cdot \beta \cdot \left(\frac{s}{b} \right)^{4/3} \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \sin \alpha$$

式中： h_{Φ} ——中格栅水头损失，m；

β ——系数，当栅条断面为矩形时取 2.42；

k——系数，一般取 $k=3$ 。

$$h_{\Phi} = 3 \times 2.42 \times \left(\frac{0.01}{0.02} \right)^{4/3} \times \frac{0.45^2}{2g} \times \sin 75^\circ = 0.115m \text{ (合格)}$$

6) 栅前槽总高度：

取栅前渠道超高 $h_2=4.3m$

栅前槽高 $H_1=h+h_2=1.2 + 4.3=5.5m$

7) 栅后槽总高度：

$$H=h+h_2+h_{\Phi}=1.2+4.3+0.115=5.615m$$

8) 栅槽总长度：

$$L=L_1+0.5+1.0+\frac{H_1}{\tan \alpha} + L_2$$

式中：L——栅槽总长度；

L_1 ——中格栅的栅前进水渠道渐宽部分长度；

L_2 ——中格栅与提升泵房连接处渐窄部分长度。

$$L=0.96+0.5+1.0+\frac{5.5}{\tan 75^\circ}+0.48=4.09m, \text{设计取 } 7.00m$$

9)每日栅渣量：

$$W = \frac{Q_{\max} \cdot w_0 \cdot 86400}{k_{\text{总}} \times 1000}$$

式中：W——每日栅渣量， m^3/d ；

w_0 ——栅渣量 $\text{m}^3/10^3\text{m}^3$ 污水，一般为 $0.1—0.01 \text{ m}^3/10^3\text{m}^3$ ，中格栅取 $0.07 \text{ m}^3/10^3\text{m}^3$ 。

$$W_{\text{中}} = \frac{1.6204 \times 0.07 \times 86400}{1.4 \times 1000} = 7.0 \text{ m}^3/\text{d} \quad 0.2 \text{ m}^3/\text{d}$$

故采用机械清渣。

3.2.2 细格栅的工艺设计

1. 细格栅设计参数

- (1) 栅前水深 $h=1.2\text{m}$ ；
- (2) 过栅流速 $v=0.70\text{m/s}$ ；
- (3) 格栅间隙 $b_{\text{细}}=6\text{mm}$ ；
- (4) 栅条宽度 $s=5\text{mm}$ ；
- (5) 格栅安装倾角 $\alpha=75^\circ$ 。

2. 细格栅的设计计算

本设计选用三道细格栅，两用一备。

1) 栅条间隙数：

$$n_{\text{细}} = \frac{Q_{\max} \sqrt{\sin \alpha}}{b_{\text{中}} h v m}$$

式中： $n_{\text{细}}$ ——细格栅间隙数；

$Q_{\max}$ ——最大设计流量， $1.6204\text{m}^3/\text{s}$ ；

$B_{\text{细}}$ ——栅条间隙，取 6mm ，即 0.006m ；

h ——栅前水深，取 1.2m ；

v ——过栅流速，取 0.70m/s ；

α ——格栅倾角，取 75° ；

m ——设计使用的格栅数量，本设计细格栅取使用 2 道。

$$n_{\text{细}} = \frac{1.6204 \times \sqrt{\sin 75^\circ}}{0.006 \times 1.2 \times 0.70 \times 2} = 158, \text{ 设计取 } 158$$

2) 栅槽宽度：

$$B = s(n_1 - 1) + bn$$

式中：B——栅槽宽度，m；

S——格条宽度，取 0.01m。

$$B = 0.005 \times (158 - 1) + 0.006 \times 158 = 1.733\text{m}, \text{取 } 1.74\text{m}$$

3) 细格栅的栅前进水渠道渐宽部分长度 L_1 ：

若进水渠宽 $B_1 = 0.8\text{m}$ ，渐宽部分展开角 $\alpha_1 = 20^\circ$ ，则此进水渠道内的流速 $v_1 = 0.68\text{m/s}$ ，则

$$L_1 = \frac{B - B_1}{2 \tan 20^\circ} = \frac{1.74 - 0.80}{2 \times \tan 20^\circ} = 1.34\text{m}$$

4) 细格栅与旋流沉砂池连接处渐窄部分长度 L_2 ：

$$L_2 = \frac{L_1}{2} = \frac{1.34}{2} = 0.67\text{m}$$

5) 细格栅的过栅水头损失：

$$h_{\text{细}} = k \cdot \beta \cdot \left(\frac{s}{b} \right)^{\frac{4}{3}} \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \sin \alpha$$

式中： $h_{\text{细}}$ ——细格栅水头损失，m；

β ——系数，当栅条断面为矩形时取 2.42；

k——系数，一般取 $k=3$ 。

$$h_{\text{细}} = 3 \times 2.42 \times \left(\frac{0.005}{0.006} \right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{0.70^2}{2g} \times \sin 75^\circ = 0.14\text{m} \text{ (合格)}$$

6) 栅前槽总高度：

取栅前渠道超高 $h_2 = 0.8\text{m}$

栅前槽高 $H_1 = h + h_2 = 1.2 + 0.8 = 2.0\text{m}$

7) 栅后槽总高度：

$$H = h + h_2 + h_{\text{细}} = 1.2 + 0.8 + 0.14 = 2.14\text{m}$$

8) 栅槽总长度：

$$L = L_1 + 0.5 + 1.0 + \frac{H_1}{\tan \alpha} + L_2$$

式中：L——栅槽总长度；

L_1 ——细格栅的栅前进水渠道渐宽部分长度；

L_2 ——细格栅与旋流沉砂池连接处渐窄部分长度。

$$L=1.34+0.5+1.0+\frac{2.0}{\tan 75^{\circ}}+0.67=4.03\text{m}, \text{设计取 } 9.00\text{m}$$

9) 每日栅渣量：

$$W=\frac{Q_{\max} \cdot w_0 \cdot 86400}{k_{\text{总}} \times 1000}$$

式中：W——每日栅渣量， m^3/d ；

w_0 ——栅渣量 $\text{m}^3/10^3\text{m}^3$ 污水，一般为 $0.1—0.01 \text{ m}^3/10^3\text{m}^3$ ，细格栅取 $0.11 \text{ m}^3/10^3\text{m}^3$ 。

$$W_{\text{中}}=\frac{1.6204 \times 0.11 \times 86400}{1.4 \times 1000}=11.0\text{m}^3/\text{d} \quad 0.2\text{m}^3/\text{d}$$

故采用机械清渣。

3.2.3 格栅除污机的选择

经计算本工程均采用机械清渣，格栅的相关数据如下表：

表 3-2 中，细格栅除污机的性能参数表

型号	格栅宽度 (mm)	提升速度 (m/min)	安装 角度	电动机功 率 (kw)	格栅间距 (mm)	重量(kg)
GH 型中格 栅	2300	3	75o	2.0	20	4500
HF-1500 型 细格栅	1500	3	75o	2.2	6	---

3.3 污水提升泵房的设计

3.3.1 选泵

泵站选用集水池与机器间合建的矩形泵站。

1. 流量的确定

$$Q_{\max}=1620.4\text{L/s}$$

本设计拟定选用 5 台泵（4 用 1 备），则每台泵的设计流量为：

$$Q=Q_{\max}/6=1620.4/4=405.1\text{L/s}=1458.3\text{m}^3/\text{h}$$

2. 扬程的估算

$$H=H_{\text{静}}+2.0+(1.5—2.0)$$

式中：2.0——污水泵及泵站管道的水头损失，m；

1.5—2.0——自由水头的估算值，m，取 1.5m；

$H_{\text{静}}$ ——水泵集水池的最低水位 H_1 与水泵出水水位 H_2 之差；

单管出水井的最高水位与地面的高差估计为 5.0m；

$$H_{\text{静}} = (72.40 + 5.0) - 66.185 = 11.215\text{m}$$

则水泵扬程为： $H = H_{\text{静}} + 2.0 + 1.5 = 11.215 + 2.0 + 1.5 = 14.715\text{m}$ ，取 15m

3.选泵

由 $Q = 1458.3\text{m}^3/\text{h}$ ， $H = 15\text{m}$ ，可查手册 11 得：选用 350QW1500-15-90 型潜水污水泵，其各项性能如下：

表 3-3 350QW1500-15-90 型潜水污水泵性能表

型号	流量 Q (m^3/h)	扬程 H (m)	转速 $n(\text{r}/\text{min})$	轴功率 W (kw)	效率 (%)	重量 (kg)
350QW1500-15-90	1500	15	990	90	82.1	2000

3.3.2 集水池

1.集水池形式

污水泵站的集水池宜采用敞开式，本工程设计的集水池与泵房和共建，属封闭式。

2.集水池的通气设备

集水池内设通气管，并配备风机将臭气排出泵房。

3.集水池清洁及排空措施

集水池设有污泥斗，池底作成不小于 0.01 的坡度，坡向污泥井。从平台到池底应设下的扶梯，台上应有吊泥用的梁钩滑车。

4.集水池容积计算

泵站集水池容积一般按不小于最大一台泵 5 分钟的出水量计算，有效水深取 1.5—2.0 米。

本次设计集水池容积按最大一台泵 6 分钟的出水量计算，有效水深取 2.0 米。

$$V = \frac{405.1 \times 60 \times 6}{1000} = 145.84\text{m}^3$$

则集水池的最小面积 F 为：

$$F = \frac{145.84}{2.0} = 72.92\text{m}^2$$

结合 QW 潜水泵的安装尺寸，集水池的尺寸为：10000mm × 8200mm × 2000mm
则集水池的有效容积为 $10 \times 8.2 \times 2 = 164\text{m}^3 > 145.84\text{m}^3$ （合格）

5. 集水池的排砂

污水杂质往往发表沉积在集水池内，时间长了腐化变臭，甚至堵塞集水坑，影响水泵正常吸水，因此，在压水管路上设压力冲洗管 DN150mm 伸入集水坑，定期将沉渣冲起，由水泵抽走。

3.3.3 潜水泵的布置

本设计中共有 5 台潜水泵，五台泵并排布置，具体的尺寸为：

泵轴间的间距为：2000mm；

泵轴与侧面墙的间距为：1000mm；

泵轴与进水侧墙的间距为：5200mm；

泵轴与出水侧墙的间距为：3000mm。

其它的数据参考设备厂家提供的安装数据。

3.3.4 泵房高度的确定

1. 地下部分

集水池最高水位为中格栅出水水位标高即： $H_1 = 68.185\text{m}$

集水池最低水位为： $68.185 - 2.0 = 66.185\text{m}$

集水池最低水位至池底的高差按水泵安装要求去：1.20m

则泵房地下埋深 $H_1 = 72.40 - 66.185 + 1.20 = 7.415\text{m}$

2. 地上部分

$$H_2 = n + a + c + d + e + h$$

式中：n——一般采用不小于 0.1，取为 0.1m；

a——行车梁高度，查手册 11 为 0.7m；

c——行车梁底至起吊钩中心距离，查手册 11 为 1.06m；

d——起重绳的垂直长度；取 0.5m；

e——最大一台水泵或电动机的高度；为 2.14m。

h——吊起物低部与泵房进口处室内地坪的距离，0.2m

$$H_2 = 0.1 + 0.7 + 1.06 + 0.5 + 2.14 + 0.2 = 4.7\text{m}, \text{ 本设计取 } 6.4\text{m}。$$

则泵房高度 $H = H_1 + H_2 = 7.415 + 6.4 = 13.815\text{m}$

3.3.5 泵房附属设施

水位控制

为适应污水泵房开停频率的特点，采用自动控制机组运行，自动控制机组启动停车的信号，通常是由水位继电器发出的。

门：泵房与中格栅合建，至少应有满足设备的最大部件搬运出入的门，取宽 3.5m、高 3.0m。

窗：泵房于阴阳两侧开窗，便于通风采光，开窗面积不小于泵房的 1/5，于两侧各设 5 扇窗，其尺寸为 1000 × 1500mm。

卫生设备

为了管理人员清刷地面和个人卫生，应就近设洗手池，接 25mm 的给水管，并备有供冲洗的橡胶管。

3.3.6 起吊设备

泵房起重设备根据起吊最大一台设备的重量选择，单台潜水泵的重量为 2000kg，单台 GH 中格栅的重量为 4500kg，可选用 LD-A 型电动单梁桥式起重机，其性能如下表。

表 3-4 LD-A 型电动单梁桥式起重机性能表

型号	起重 量(t)	起升 高度 (m)	起升速度 (m/min)	运行速度 (m/min)	跨度 L(m)	最大轮 压(kN)	重量 (kg)
LD-A	5	6	8	30	10	34.20	2650

3.3.7 泵房值班室、控制室及配电间

值班室设在机器间一侧有门相通，并设置观察窗，根据运行控制要求设置控制（或控制台）和配电柜，本设计泵房值班室及控制室合建。平面尺寸为：9 × 9（m²）。泵房值班室，控制室及配电间与细格栅间合建。

3.3.8 单管出水井的设计

单个 350QW1500-15-90 潜水泵的出口直径为：350mm。

每个潜水泵都采用出水方井，尺寸为 1.5m × 1.5m，并在与细格栅相连一侧设置宽 1.5m 的出水堰。出水堰的堰上水头为：

$$H = \left(\frac{Q}{1.86b} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{0.4501}{1.86 \times 1.5} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.276m$$

3.4 旋流沉砂池的设计

3.4.1 设计要求

- a. 城市污水处理厂一般均应设置沉砂池；
- b. 沉砂池按去除比重 2.65，粒径 0.2mm 以上的沙粒设计；
- c. 设计流量的确定：
 - (1) 当污水为自流进入时，应按每期的最大设计流量计算；
 - (2) 当污水为提升进入时，应按每期工作水泵的最大组合流量计算；
 - (3) 在合流制处理系统中，应按降雨时的设计流量计算。
- d. 沉砂池的超高一般不小于 0.3m。

3.4.2 设计参数

- a. 本设计采用两座旋流沉砂池；
- b. 最大设计流速为 0.25m/s，最小设计流速为 0.15m/s；
- c. 沉砂池的超高取 0.3m。

3.4.3 设计计算

由于旋流沉砂池是定型设备，故本设计不进行计算，而直接选择设备。本设计选用的设备为：两座 20 型旋流沉砂池，单台设备参数如下。

表 3-5 20 型旋流沉砂池 单台设备参数表

处理能力 (m ³ /d)	池径 (mm)	有效水深 (mm)	沉砂斗高度 (mm)
7.50 万	4880	1680	2080

3.5 氧化沟的设计

3.5.1 设计依据与要求

设计参考书：《活性污泥工艺简明原理与设计计算》

污泥负荷为：0.05 ~ 0.15kgBOD/(kgMLSS · d)

水力停留时间：HRT=12 ~ 36h

本设计的卡鲁塞尔 2000 型氧化沟采用泥龄法设计，设计参数如下：

- 为了达到污泥的好氧稳定，污泥龄 $SRT=25d$ ；
- 设计流量采用平均流量： $Q=10 \times 10^4 m^3/d=4166.7 m^3/h$ ；
- 设计最低水温为：10；
- 设计最高水温为：25；

1.设计原始数据的确定,氧化沟的计算草图如图 3-2 所示。

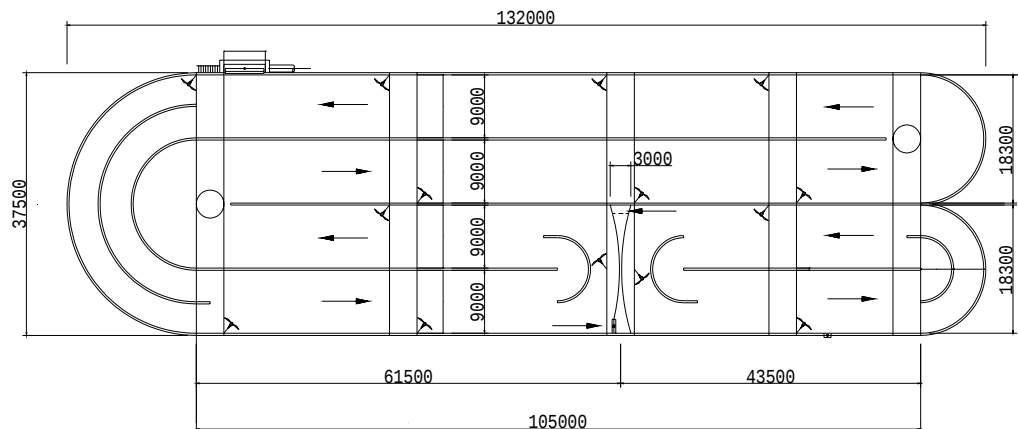


图3-2 卡鲁塞尔2000氧化沟计算草图

- 1).设计流量为：

$$Q=10 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{d}=4166.7 \text{ m}^3/\text{h}_0$$

- ## 2). 确定污泥龄：

本设计为了达到污泥的好氧稳定，取污泥龄 $SRT=25d$ 。

$$\text{反硝化速率为: } K_{de} = \frac{N_0}{S_0}, N_0 = TN_0 - 0.05(S_0 - S_e) - TN_e$$

式中： N_0 --反硝化消耗的氮量，mg/l；

TN_0 --进水的 TN 值, mg/l, 设计值为 40mg/l;

TN_e--出水的 TN 值, mg/l, 设计值为 20mg/l;

S_0 --进水的 BOD 值, mg/l, 设计值为 170mg/l;

S_e -- 出水的 BOD 值，mg/l，设计值为 20mg/l；
则反硝化速率为：

$$K_{de} = \frac{40 - 0.05 \times (170 - 20) - 20}{170} = 0.074$$

由于反硝化速率 $K_{de}=0.074$ ，且本设计为设缺氧区的反硝化，则：

$$\frac{V_D}{V} = \frac{\theta_{cd}}{\theta_c} = 0.20$$

式中： V_D —缺氧区容积， m^3 ；

V —氧化沟的总容积， m^3 ；

θ_{cd} —缺氧区的污泥龄，d；

θ_c —氧化沟的总泥龄，d，HRT=25d。

3). 计算产泥系数

$$Y = K \left[0.75 + 0.6 \frac{X_0}{S_0} - \frac{(1-0.2) \times 0.17 \theta_c \cdot 1.072^{(T-15)} \cdot 0.75}{1 + 0.17 \theta_c \cdot 1.072^{(T-15)}} \right]$$

式中： K — 系数，取 0.9；

X_0 —进水的 SS 值，mg/l，设计值为 220mg/l；

$$Y = 0.9 \times \left[0.75 + 0.6 \frac{220}{170} - \frac{(1-0.2) \times 0.17 \times 25 \times 1.072^{(10-15)} \times 0.75}{1 + 0.17 \times 25 \times 1.072^{(10-15)}} \right] = 0.97 \text{ kgSS/kgBOD}$$

校核氧化沟的污泥负荷：

$$L_s = \frac{S_0}{\theta_c Y (S_0 - S_e)} = \frac{170}{25 \times 0.97 \times (170 - 20)} = 0.047 \text{ kgBOD/(kgMLSS} \cdot \text{d)} \text{ (合格)}$$

4). 确定污泥浓度

由于采用设缺氧区的氧化沟工艺，同时污泥达到好氧稳定，因此本设计的污泥浓度取： $X=4.5\text{gMLSS/L}$ 。

经过好氧稳定后，污泥的沉降性能得到很大改观，取污泥的容积指数为：
 $SVI=120\text{mL/g}$ 。

污泥在二沉池的浓缩时间取： $t_E=2\text{h}$ 。

故回流污泥浓度 X_R 为：

$$X_R = 0.7 \times \frac{1000}{SVI} \times \sqrt[3]{t_E} = 0.7 \times \frac{1000}{120} \times \sqrt[3]{2} = 7.35 \text{ mg/L}$$

则相应的回流比为：

$$R = \frac{X}{X_R - X} = \frac{4.5}{7.35 - 4.5} = 158\% \text{ (符合要求)}$$

2.卡鲁塞尔 2000 型氧化沟容积的计算

1). 氧化沟容积的计算

$$V = \frac{24Q\theta_c Y(S_0 - S_e)}{1000X} = \frac{24 \times 4166.7 \times 25 \times 0.97 \times (170 - 20)}{1000 \times 4.5} = 80833.3 \text{ m}^3$$

由 $\frac{V_D}{V} = \frac{\theta_{cd}}{\theta_c} = 0.20$ 得：

氧化沟缺氧区的容积为： $V_D = 0.20V = 0.20 \times 80833.3 = 16166 \text{ m}^3$

氧化沟好氧区的容积为： $V_O = (1 - 0.20)V = 0.80 \times 80833.3 = 64667 \text{ m}^3$

校核氧化沟的水力停留时间：

$$HRT = \frac{V}{Q} = \frac{80833.3}{100000} = 0.81d^{-1} = 19.4h \text{ (合格)}$$

2). 厌氧池容积的计算

取厌氧池的水力停留时间为 $T_1=0.9h$ ；

则厌氧池的容积为：

$$V_A = Q(1 + R)T_1 = 4166.7 \times (1 + 1.58) \times 0.9 = 9675m^3$$

校核厌氧污泥量比值：

$$\frac{X_{AT}}{X} = \frac{9675 \times 4.5}{(80833.3 + 9675) \times 4.5} = 10.69\% > 10\% \text{ (合格)}$$

3.卡鲁塞尔 2000 型氧化沟沟型的设计

1). 氧化沟尺寸的基本数据

本设计的氧化沟数量为： $M=4$ 座；

有效水深取： $H=4.5m$ ；

每座氧化沟的廊道数为： $m=4$ ；

氧化沟廊道宽取： $B=9m$ ；

2). 氧化沟沟型的设计

$$\text{单座氧化沟的容积为：} V_i = \frac{V}{M} = \frac{80833.3}{4} = 20208m^3$$

$$\text{单座氧化沟的面积为：} F_i = \frac{V_i}{H} = \frac{20208}{4.5} = 4491m^2$$

故每座氧化沟的廊道总长为（按中线计算）： $L = \frac{F_i}{B} = \frac{4491}{9} = 499m$

氧化沟好氧区和缺氧区的分隔处占用了池容，这个池容折算为直线长，取这个长度为 3m。

则氧化沟廊道的总长为： $L' = L + 3 = 499 + 3 = 502m$

其中氧化沟弯道的长度为： $L_1 = 3 \times \frac{\pi}{2} \times 9 + \frac{\pi}{2} \times 27 = 85m$

因此氧化沟廊道直线段的长度为： $L_2 = L' - L_1 = 502 - 85 = 417m$

故氧化沟单个廊道直线段的长度为： $L_i = \frac{L_2}{m} = \frac{417}{4} = 104.5m$ ，取 105m

氧化沟缺氧区廊道的总长度为： $L_D = \frac{V_D}{V} L + \frac{3}{2} = 0.20 \times 499 + 1.5 = 101.5m$

其中缺氧区弯道的长度为： $L'_1 = \frac{\pi}{2} \times 9 = 14m$

因此缺氧区廊道直线段的长度为： $L'_2 = L_D - L'_1 = 101.5 - 14 = 87.5m$

故缺氧区单个廊道直线段的长度为： $L'_i = \frac{L'_2}{2} = \frac{87.5}{2} = 43.5m$

3). 厌氧池的设计

两个氧化沟组成一个系列，一个系列对应一个厌氧池，则本工程共有两个厌氧池。

单池的容积为： $V_{Ai} = \frac{V_A}{2} = \frac{9675}{2} = 4837.5m^3$

厌氧池的池宽取为： $B=12m$ ，有效水深取为： $H=4.5m$ ；

则厌氧池的长度为： $L_A = \frac{V_{Ai}}{BH} = \frac{4837.5}{4.5 \times 12} = 89.6m$ ，本设计取 90m

4. 需氧量的计算

1). 设计的基本数据

需氧量按最不利工况设计，设计流量按高日流量设计。

最不利工况为： $T=25$ ， $\theta_c=25d$ ，查手册的单位 BOD 的耗氧量为 $O_c=1.35kgO_2/kgBOD$ 。

单位时间消耗的 BOD 量为：

$$S_t = f_c \cdot Q \cdot (S_0 - S_e) \cdot 10^{-3}$$

式中： f_c —系数，本设计取 1.1；

$$S_t = 1.1 \times 4166.7 \times (170 - 20) \times 10^{-3} = 687.5 \text{ kgBOD} / \text{h}$$

单位时间硝化的氮量为：

$$N_{ht} = 24 \cdot Q_a \cdot [TN_0 - 0.05(S_0 - S_e) - 2] \cdot 10^{-3}$$

式中： Q_a —高日流量， m^3/h ，本设计取 $5000 \text{ m}^3/\text{h}$ ；

$$N_{ht} = 5000 \times [40 - 0.05 \times (170 - 20) - 2] \times 10^{-3} = 152.5 \text{ kgN} / \text{h}$$

单位时间反硝化的脱氮量为：

$$N_{ot} = Q_a \cdot [TN_0 - 0.05(S_0 - S_e) - TN_e] \cdot 10^{-3}$$

则单位时间反硝化的脱氮量为：

$$N_{ot} = 5000 \times [40 - 0.05 \times (170 - 20) - 20] \times 10^{-3} = 62.5 \text{ kgN} / \text{h}$$

2). 需氧量的设计计算

氧化沟单位时间的需氧量为： $AOR = 1.35S_t + 4.57N_{ht} - 2.86N_{ot}$

$$\text{则 } AOR = 1.35 \times 687.5 + 4.57 \times 152.5 - 2.86 \times 62.5 = 1446 \text{ kgO}_2 / \text{h}$$

由于厂区的设计地面标高为 72.400m，近似为标准大气压，在水温为 25℃ 时，实际需氧量转化为标准需氧量的系数 $k=1.59$ 。

则本设计氧化沟的实际需氧量为： $SOR=k \cdot AOR=1.59 \times 1446=2300 \text{ kgO}_2/\text{h}$

$$\text{降解单位 BOD 的耗氧量为：} \frac{AOR}{S_t} = \frac{1446}{687.5} = 2.10 \text{ kgO}_2 / \text{kgBOD} \text{ (合格)}$$

5. 氧化沟剩余污泥量的计算

氧化沟剩余污泥量为：

$$X_{WT} = \frac{24QY(S_0 - S_e)}{1000} = \frac{24 \times 4166.7 \times 0.97 \times (170 - 20)}{1000} = 14550 \text{ kgSS} / \text{kgBOD}$$

氧化沟剩余污泥量为：

$$Q_{WT} = \frac{X_{WT}}{X_R} = \frac{14550}{7.35} = 1818.75 \text{ m}^3 / \text{d} = 75.8 \text{ m}^3 / \text{h}$$

6. 氧化沟设备的选定

1). 卡鲁塞尔 2000 氧化沟的曝气设备

总需氧量为： $2300 \text{ kgO}_2/\text{h}$ ，4 个氧化沟设置 8 台表面曝气机；

则单台曝气机的供气量为： $\frac{SOR}{8} = \frac{2300}{8} = 287.5kgO_2/h$

选择 DS400 型倒伞型表面曝气机，设备参数如下：

表 3-6 DS400 型倒伞型表面曝气机设备参数表

型号	供气量 (kgO_2/h)	曝气叶轮直径 (mm)	单机功率(KW)	重量(kg)
DS400	292.87	4000	135	2640

2). 氧化沟及厌氧池的搅拌设备

搅拌功率按 $5 \sim 8W/m^3$ 计算，单座氧化沟所需的最小搅拌功率为： $20208 \times 5 = 101.04kW$ 需要 14 台 DQT75 潜水搅拌器；单座厌氧池所需的最小搅拌功率为： $4837.5 \times 5 = 24.19kW$ ，需要 5 台 DQT55 潜水搅拌器。设备参数如下表：

表 3-7 DQT 潜水搅拌设备参数表

安装位置	型号	数量	单机功率 (KW)	输出总功率 (KW)	所需功率 (KW)
氧化沟	DQT75	14	7.5	105	101.04
厌氧池	DQT55	5	5.5	27.5	24.19

7. 氧化沟管渠的设计

1). 氧化沟的管渠都按高日高时流量设计，管道如下表所示：

高日高时流量： $Q=14 \times 10^4 m^3/d=5833.3m^3/h=1620.4L/s$

回流污泥量为： $Q_R = RQ = 1.58 \times 1620.4 = 2560.232L/s$

表 3-8 氧化沟管渠计算表

名称	计算公式	流量 Q (L/s)	管径 DN (mm)	流速 v(m/s)	坡降 i (‰)
一个系列氧化沟进水管	$Q/2$	810.2	1000	1.03	1.16
单个氧化沟超越管	$Q/4$	405.1	700	1.05	1.92
单个氧化沟进水管	$(Q+Q_R)/4$	1045.2	1000	1.28	1.76
单个氧化沟出水水管	$(Q+Q_R)/4$	1045.2	1000	1.28	1.76
一个系列氧化沟出水总管	$(Q+Q_R)/2$	2090.4	1500	1.137	0.825
一个系列氧化沟回流污泥管	$Q_R/2$	1280.1	1000	1.41	2.53

2). 氧化沟的可调节堰的设计

本工程的氧化沟采用可调节堰控制出水，堰上水头按薄壁堰设计，设计计算如下：

薄壁堰的流量公式为： $Q_i = m_0 b \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}$

式中： m_0 —薄壁堰的流量系数，取 0.42；

b —可调节堰的堰长，m，本设计取 6m；

H —堰上水头，m；

Q_i —单个氧化沟出水流量， m^3/s ，本设计为 $1.0452 m^3/s$ ；

则将上式转换得，堰上水头为：

$$H = \left(\frac{Q_i}{m_0 b \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{Q_i}{1.86b} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{1.0452}{1.86 \times 6} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.206m$$

3). 氧化沟出水槽的设计

出水槽的高度为：

$$H_b = 1.73 \sqrt[3]{\frac{Q_i^2}{9.18B^2}} + 0.50$$

式中： B ——出水槽的设计宽度，为便于设计取 1.2m；

0.50——出水槽的超高，设计计算时取 0.5m，但以施工图为准。

则出水槽的高度为：

$$H_b = 1.73 \sqrt[3]{\frac{1.0452^2}{9.18 \times 1.20^2}} + 0.50 = 1.23m$$

3.6 二沉池的设计

本设计中二沉池采用中心进水周边出水的辐流式沉淀池，如图 3-3 所示。

3.6.1 设计要求

a. 沉淀池的直径一般不小于 10m，当直径小于 20m 时，可采用多斗排泥；当直径大于 20m 时，应采用机械排泥；

b. 沉淀池有效水深大于 3m，池子直径与有效水深比值不小于 6；

c. 池子超高至少应采用 0.3m；

d. 池底坡度不小于 0.05；

e. 用机械刮泥机时，生活污水沉淀池的缓冲层上缘高出刮板 0.3m，工业废

水沉淀池的缓冲层高度可参照选用，或根据产泥情况适当改变其高度。

3.6.2 设计参数

- a. 表面负荷取 $0.5—1.5\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{h}$ ，沉淀效率 40%—60%；
- b. 池子直径一般大于 10m，有效水深大于 3m；
- c. 池底坡度一般采用 $0.05 \sim 0.08$ ；
- d. 排泥管设于池底，管径大于 200mm，管内流速大于 0.4m/s ，排泥静水压力 1.2—2.0m，排泥时间大于 10min。

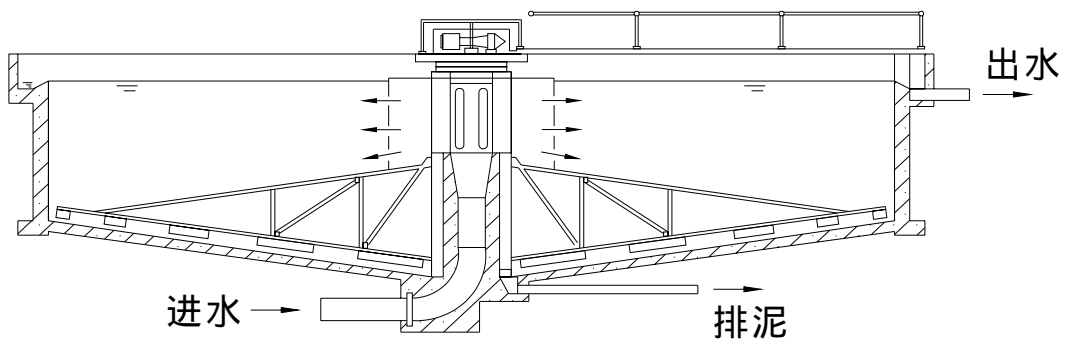


图3-3 中心进水周边出水辐流式沉淀池

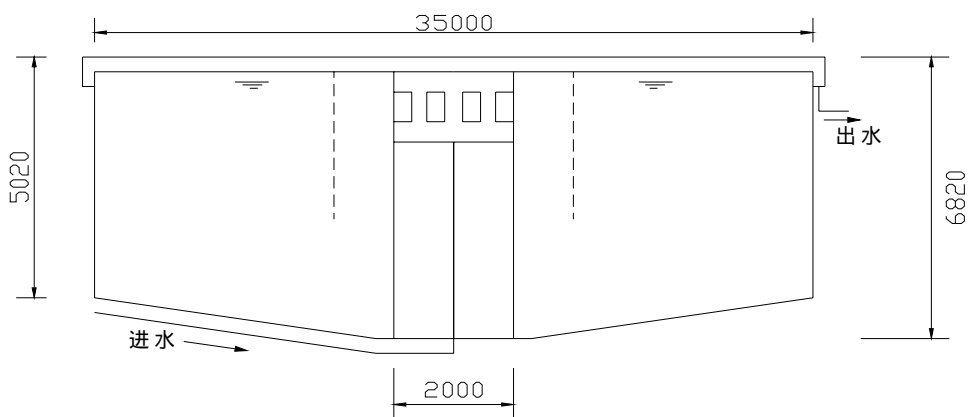


图3-4 二沉池计算草图

3.6.3 设计计算

设计选用 8 座辐流式沉淀池，分为两个系列，每个系列有 4 个沉淀池。计算草图如图 3-4 所示。

1. 二沉池主要尺寸的计算

1). 单池的流量为：

$$Q_i = \frac{Q_{\max}}{8} = \frac{140000}{8} = 17500 \text{ m}^3 / \text{d} = 729 \text{ m}^3 / \text{h}$$

2). 单个二沉池的表面积为：

$$F_i = \frac{Q_i}{q}$$

式中：F——池表面积， m^2 ；

Q_i ——设计流量， m^3/s ；

q ——表面负荷，本设计 $0.75 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$ 。

$$F_i = \frac{729}{0.75} = 972 \text{ m}^2$$

3). 二沉池直径为：

$$D = \sqrt{\frac{4F_i}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 972}{\pi}} = 35.2 \text{ m}，\text{本设计取 } 35 \text{ m}。$$

4). 二沉池池边水深的计算

清水区高度为： $h_1 = 0.8 \text{ m}$

分离区高度为：

$$h_2 = \frac{0.5q(1+R)}{1 - \frac{(SVI \cdot X)}{1000}} = \frac{0.5 \times 0.75 \times (1+1.58)}{1 - \frac{(120 \cdot 4.5)}{1000}} = 2.10 \text{ m}$$

缓冲区高度为： $h_3 = 0.5 \text{ m}$

污泥浓缩区高度为：

$$h_4 = \frac{X \cdot SVI \cdot q \cdot (1+R) \cdot t_E^{\frac{2}{3}}}{1000} = \frac{4.5 \times 120 \times 0.75 \times (1+1.58) \times 2^{\frac{2}{3}}}{1000} = 1.32 \text{ m}$$

池边超高为： $h_5 = 0.3 \text{ m}$

则二沉池的池边水深为： $H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 = 0.8 + 2.10 + 0.5 + 1.32 + 0.3 = 5.02 \text{ m}$

校核沉淀时间： $t = \frac{h_2}{q} = \frac{2.10}{0.75} = 2.80 \text{ h}$ （合格）

5).二沉池池底高度的计算及刮泥设备的选择

池底坡度选择为: $i=0.065$

$$\text{池底高度为: } h_6 = \frac{iD}{2} = \frac{0.065 \times 35}{2} = 1.10m$$

刮泥设备选择 ZBG-35 周边传动刮泥机，设备参数如下：

表 3-9 ZBG-35 周边传动刮泥机设备参数表

型号	池径 (m)	单机功率(kW)	周边线速 (m/min)	积泥斗高度 (mm)
ZBG-35	35	2.2	1.25	700

6).二沉池总水深及径深比较核

$$\text{二沉池总水深: } \sum H = H + h_6 + 0.7 = 5.02 + 1.10 + 0.7 = 6.82m$$

$$\text{校核径深比: } \frac{D}{\sum H} = \frac{35}{2.10} = 16.7 \text{ (合格)}$$

2.二沉池管渠的设计计算

1).二沉池的管渠都按高日高时流量设计，管道如下表所示：

$$\text{高日高时流量: } Q=14 \times 10^4 m^3/d=5833.3m^3/h=1620.4L/s$$

$$\text{回流污泥量为: } Q_R = RQ = 1.58 \times 1620.4 = 2560.232L/s$$

表 3-10 二沉池管渠计算表

名称	计算公式	流量 Q (L/s)	管径 DN (mm)	流速 v (m/s)	坡降 i (‰)
一个系列二沉池进水总管	$(Q+Q_R)/2$	2090.4	1500	1.137	0.825
单个二沉池进水管	$(Q+Q_R)/8$	522.6	800	1.04	1.60
单个二沉池排泥管	$Q_R/8$	320.12	500	1.63	7.00
两个二沉池汇合后排泥管	$Q_R/4$	640.24	700	1.66	4.70
一个系列二沉池出水总管	$Q/2$	810.2	1000	1.03	1.16
二沉池出水总管	Q	1620.4	1400	1.052	0.781
单个二沉池浮渣管			200		
单个二沉池放空管			400		

2).二沉池出水堰的设计

本工程二沉池的出水堰采用 90° 三角锯齿堰双边出流，处理水经过出水堰

进入出水槽，然后汇入出水管排出。单个二沉池处理水的出流量为：

$$Q_i = \frac{Q}{8} = \frac{1.6204}{8} = 202.6L/s = 0.2026m^3/s$$

出水堰周长：

$$C = \pi(D_1 + D_2) = \pi(34.6 + 34.3) = 216.35m$$

式中： D_1 ——环形出水槽外圈直径，m，34.6m；

D_2 ——环形出水槽内圈直径，m，34.3m；

出水堰采用双侧 90° 三角形出水堰，三角形顶宽 0.20m，堰顶之间的间距为 0.05m，每个二沉池有三角堰：

$$n = \frac{C}{0.20 + 0.05} = \frac{216.35}{0.26} = 860 \text{ 个}$$

其中外圈有 432 个 90° 三角形出水堰，内圈有 428 个 90° 三角形出水堰。

每个三角堰的流量为：

$$Q_a = \frac{q_2}{n} = \frac{0.2026}{860} = 2.359 \times 10^{-4} m^3/s$$

由 $Q_a = 1.4H_a^{2.5}$ 得，三角出水堰的堰上水头为：

$$H_a = \left(\frac{Q_a}{1.4} \right)^{0.4} = \left(\frac{2.359 \times 10^{-4}}{1.4} \right)^{0.4} = 0.031m$$

3). 二沉池环形出水槽的设计

为了便于施工，环形出水槽不设坡度。

环形出水槽的高度为：

$$H_b = 1.73 \sqrt[3]{\frac{Q_a^2}{9.18B^2}} + 0.20$$

式中： Q_a ——环形出水槽一侧的流量， m^3/s ，本设计取 $Q_a = Q_i/2 = 0.1013L/s$ ；

B ——环形出水槽的设计宽度，为便于设计取 0.3m；

0.20——出水槽的超高，设计计算时取 0.20m，但以施工图为准。

则环形出水槽的高度为：

$$H_b = 1.73 \sqrt[3]{\frac{0.1013^2}{9.18 \times 0.30^2}} + 0.20 = 0.592m, \text{ 设计取 } 0.60m$$

3. 二沉池集配水井的设计计算

1). 配水井中心管径

$$D_1 = \sqrt{\frac{4Q_b}{\pi v_1}} = \sqrt{\frac{4 \times 2.0904}{\pi \times 0.7}} = 1.95m, \text{ 施工时取 } 2m。$$

式中： v_1 ——中心管内污水流速，m/s，一般采用 $\geq 0.6m/s$ ，取 0.7

Q_b ——集配水井的设计流量， m^3/s ， $2.0904m^3/s$

2). 配水井直径

$$D_2 = \sqrt{\frac{4Q_b}{\pi v_2} + D_1^2} = \sqrt{\frac{4 \times 2.0904}{\pi \times 0.3} + 1.95^2} = 3.56m, \text{ 施工时取 } 3.6m。$$

式中： v_2 ——配水井内污水流速，m/s，一般采用 $0.2 \sim 0.4m/s$ ，取 0.3

3). 集水井直径

$$D_3 = \sqrt{\frac{4Q_c}{\pi v_3} + D_2^2} = \sqrt{\frac{4 \times 0.8102}{\pi \times 0.20} + 3.56^2} = 4.63m, \text{ 本设计取 } 5.0m。$$

式中： v_3 ——集水井内污水流速，m/s，一般采用 $0.2 \sim 0.4m/s$ ，取 0.20

Q_c ——集配水井的设计流量， m^3/s ， $0.8102m^3/s$

4). 配水井中心管的水通过薄壁堰溢流到配水井，薄壁堰堰上水头计算如下。

薄壁堰的流量公式为： $Q_b = m_0 b \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}$

式中： m_0 ——薄壁堰的流量系数，取 0.42 ；

b ——可调节堰的堰长，m， $b = \pi D_1 = 3.14 \times 2 = 6.28m$ ；

H ——堰上水头，m；

Q_b ——集配水井的设计流量， m^3/s ， $2.0904m^3/s$

则将上式转换得，堰上水头为：

$$H = \left(\frac{Q_b}{m_0 b \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{Q_b}{1.86b} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{2.0904}{1.86 \times 6.28} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.242m$$

3.7 紫外线消毒

城市污水经处理后，水质已经改善，细菌含量也大幅度减少，但其绝对值仍很可观，并有存在病原菌的可能。因此，污水排放水体前应进行消毒。本设计采用紫外线消毒，消毒效率高，占地面积小。

3.7.1 设计参数

a. 依据加拿大 TROJAN（特洁安）公司生产的紫外线消毒系统的主要参数，选用设备型号 UV4000PLUS；

b. 辐射时间：10 ~ 100s。

3.7.2 设计计算

1.灯管数

UV4000PLUS 紫外线消毒设备每 3800 m³/d 需 2.5 根灯管，每根灯管的功率为 2800w。计算草图如图 3-5 所示。

则平均日流量时需：

$$n = \frac{100000}{3800} \times 2.5 = 65.8 \text{ 根, 取 } n=66 \text{ 根}$$

高日高时流量时需：

$$n = \frac{140000}{3800} \times 2.5 = 92.1 \text{ 根, 取 } n=92 \text{ 根}$$

拟选用 8 根灯管为一个模块，则模块数 N=11.5 个，取 12 个

2.消毒渠设计

按设备要求渠道深度为 129cm，设渠中水流速度为 0.3m/s。

渠道过水断面面积：

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{140000}{0.3 \times 24 \times 3600} = 5.40 \text{ m}^2$$

渠道宽度：

$$B = \frac{A}{H} = \frac{5.40}{1.29} = 4.19 \text{ m, 取 } 4.3 \text{ m}$$

若灯管间距为 8.89cm，沿渠道宽度可安装 48 根灯管，故选取用 UV4000PLUS 系统，两个 UV 灯组，一个 UV 灯组 6 个模块。

渠道长度每个模块长度 2.46m，本设计为便于施工取 2.50m。

渠道出水设堰板调节，调节堰到灯组间距 1.5m，进水口到灯组间距 1.5m，两个灯组间距 1.0m，则渠道总长 L 为：

$$L = 2.50 \times 2 + 1.5 + 1.5 + 1.0 = 9.00 \text{ m}$$

校核辐射时间： $t = \frac{2.46 \times 2}{0.3} = 16.4 \text{ s}$ （符合 10 ~ 100s）

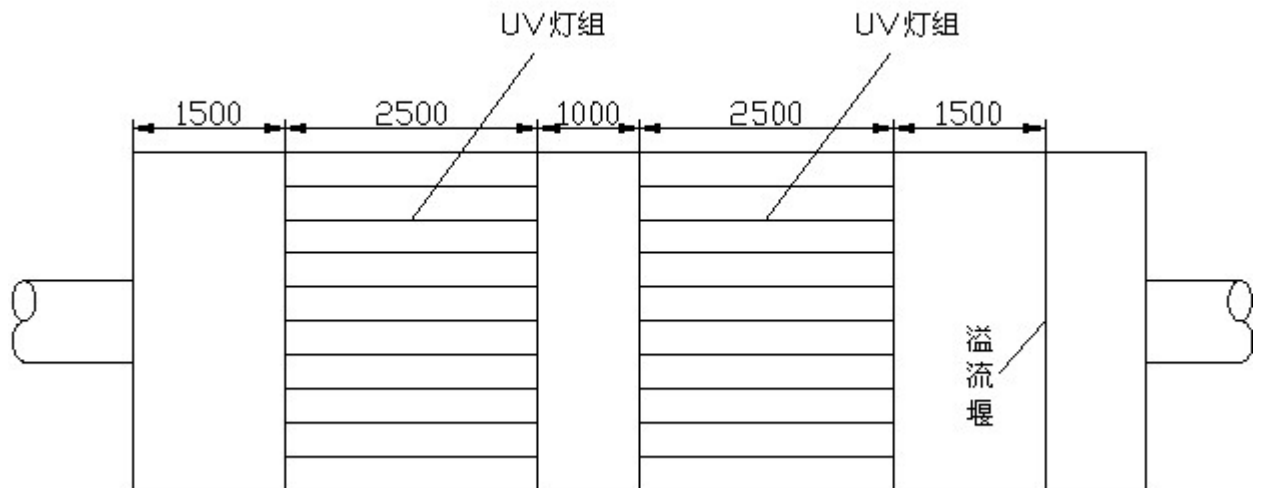


图 3-5 紫外线消毒渠计算示意图

3.8 计量设施

3.8.1 计量设备的选择

本设计采用巴氏计量槽设在总出口处，其特点是：

- a. 精确度可达 95%—98%；
- b. 水头损失小，底部冲刷力大，不易沉积杂污；
- c. 操作简单；
- d. 施工技术要求高，尺寸不准确测量精度将会受到影响。

3.8.2 设计依据

a. 计量槽应设在渠道的直线段上，直线段的长度不应小于渠道宽度 8-10 倍；在计量槽的上游，直线段不小于渠宽的 2-3 倍；下游不小于 4-5 倍。当下游有跌水而无回水影响时可适当缩短；

b. 计量槽中心线应与渠道中心线重合，上下游渠道的坡度应保持均匀，但坡度可以不同；

c. 计量槽喉宽一般采用上游渠道宽度的 $1/3—1/2$ ；

d. 当喉宽 W 为 0.25m 时， $H_2/H_1 \leq 0.64$ 为自由流，大于此数为潜没流；当喉宽 $W=0.3—2.5\text{m}$ 时， $H_2/H_1 \leq 0.7$ 为自由流，大于此数为潜没流；

e. 当计量槽为自由流时，只需记上游水位，而当其为潜没流时，则需同时记下流水位。设计计量槽时，应尽可能做到自由流，但无论在自由流还是在潜没流的情况下，均宜在上下游设置观察井；

f.设计计量槽时，除计算其通过最大流量时的条件外尚需计算通过最小流量时的条件。

3.8.3 设计计算

1. 根据最大出水量为： $Q=1.6204 \text{ m}^3/\text{s}$ 和 CJ/T3008.5-92 巴式计量槽的设计规程，选择吼宽为 $b=1.20\text{m}$ 的巴式计量槽，各部分尺寸查手册 5 表 10-3，得：

该计量槽的测量范围为： $35.0 \sim 2000\text{L/s}$

则巴式计量槽的各部分尺寸如图 3-6 所示。

2. 选择钢筋混凝土管作为二级出水管，管径为 $D=1600\text{mm}$ ，流速 $v=1.00 \text{ m/s}$ ，设计坡度 $I=0.5\text{‰}$ 。

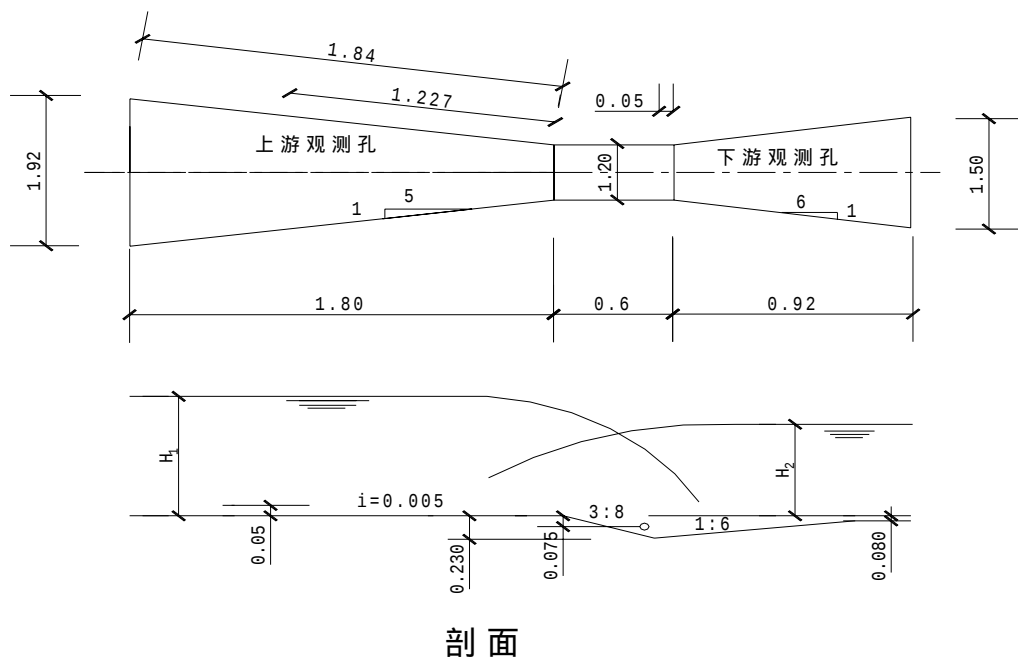


图 3-6 巴氏计量槽各部尺寸（米）

第 4 章 污泥处理工艺的设计

在污水处理过程中，分离和产生出大量的污泥，其中含有大量的有毒有害物质有机物易分解，对环境有潜在的污染能力，同时污泥含水率高，体积庞大，处理和运送很困难，因此污泥必须经过及时处理与处置，以便达到污泥减量、稳定、无害化及综合利用。

4.1 浓缩池的设计

4.1.1 设计要求

- a. 连续流重力浓缩池可采用沉淀池形式，一般为竖流式或辐流式；
- b. 浓缩时间一般采用 10—16h 进行核算，不宜过长；活性污泥含水率一般为 99.2%—99.6%。
- c. 污泥固体负荷采用 $20—30\text{kg}/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ ，浓缩后污泥含水率可达 97%左右；
- d. 浓缩池的有效水深一般采用 4m；
- e. 浓缩池的上清液应重新回流到初沉池前进行处理；
- f. 池子直径与有效水深之比不大于 3，池子直径不宜大于 8m，一般为 4—7m；
- g. 浮渣挡板高出水面 0.1—0.15m，淹没深度为 0.3-0.4m

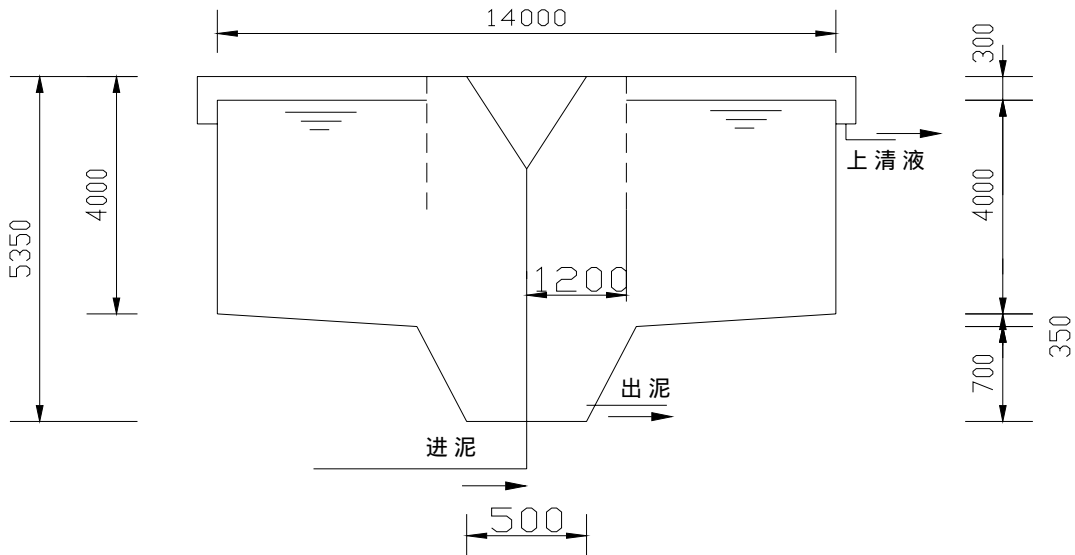


图 4-1 浓缩池计算草图

4.1.2 设计参数

- a. 浓缩时间采用 16h；
- b. 浓缩前污泥含水率为 99.27%；
- c. 浓缩后污泥含水率按 97.5%计。

4.1.3 设计计算

采用连续辐流式污泥浓缩池，进入浓缩池的剩余污泥量为 $q=1818.75 \text{ m}^3/\text{d}=75.80 \text{ m}^3/\text{h}$ ，采用 2 个浓缩池，则单池流量为 $Q=909.38 \text{ m}^3/\text{d}=37.90 \text{ m}^3/\text{h}=10.58 \text{ L/s}$ 。计算草图如图 4-1 所示。

1. 浓缩池有效容积：

$$V=QT$$

式中：Q——设计污泥量， m^3/h ；

T——浓缩时间，本设计取 16h。

$$V=37.90 \times 16=606.40 \text{ m}^3$$

2. 浓缩池的有效面积：

$$F=\frac{V}{h_2}$$

式中：F——浓缩池的有效面积， m^2

V——浓缩池的有效容积， m^3

h_2 ——浓缩池的有效水深，m，一般取 4.0

$$F=\frac{606.4}{4}=151.6 \text{ m}^2$$

3. 浓缩池直径

$$D=\sqrt{\frac{4F}{\pi}}=\sqrt{\frac{4 \times 151.6}{\pi}}=13.9 \text{ m}，\text{本设计取 } 14 \text{ m}。$$

式中：D——浓缩池直径，m

4. 池底高度：

辐流式浓缩池采用中心驱动刮泥机，池底的坡度取 $i=0.05$ ，刮泥机连续转动将污泥推入污泥斗，池底高度：

$$h_3=\frac{D}{2}i=\frac{14}{2} \times 0.05=0.35 \text{ m}$$

式中： h_3 ——池底高度

5. 泥斗高度：

由于选择的是 NZS₁-14 型浓缩机，根据浓缩机安装尺寸要求，浓缩池污泥斗

的高度为： $h_4=0.70\text{m}$ 。NZS₁-14 型浓缩机的设备参数如下表：

表 4-1 NZS₁-14 型浓缩机参数表

型号	池径（m）	单机功率（KW）
NZS ₁ -14	14	0.75

6. 浓缩池总高度：

$$H=h_1+h_2+h_3+h_4+h_5=0.3+4.0+0.35+0.70=5.35\text{m}$$

式中： h_1 ——超高，一般采用 0.3m 。

7. 浓缩后剩余污泥量为：

$$Q_1 = q \frac{100 - p_1}{100 - p_2}$$

式中： Q_1 ——浓缩后的污泥量， m^3/h ；

P_1 ——浓缩前污泥的含水率；

P_2 ——浓缩前污泥的含水率。

$$Q_1 = 75.8 \times \frac{100 - 99.27}{100 - 97.5} = 22.13 \text{ m}^3/\text{h}$$

单个浓缩池浓缩后污泥量为：

$$q_1 = \frac{Q_1}{2} = \frac{22.13}{2} = 11.06 \text{ m}^3/\text{h} = 3.072 \text{ L/s}$$

8. 浓缩后分离出的上清液量为：

$$Q_2 = q \frac{p_1 - p_2}{100 - p_2}$$

式中： Q_2 ——浓缩后分离出的污水量， m^3/h ；

P_1 ——浓缩前污泥的含水率；

P_2 ——浓缩前污泥的含水率。

$$Q_2 = 75.8 \times \frac{99.27 - 97.5}{100 - 97.5} = 53.67 \text{ m}^3/\text{h}$$

单个浓缩池浓缩后分离出的上清液量为：

$$q_2 = \frac{Q_2}{2} = \frac{53.67}{2} = 26.84 \text{ m}^3/\text{h} = 7.45 \text{ L/s}$$

9. 出水堰

浓缩池上清液采用三角堰单边出水，上清液经过出水堰进入出水槽，然后汇入出水管（上清液管）排出。单个浓缩池出水槽上清液流量为 $q=0.00745\text{m}^3/\text{s}$ ，取出水槽宽 0.2m 。

出水堰周长

$$C = \pi(D - 2b) = \pi(14 - 2 \times 0.2) = 42.704 \text{ m}$$

式中：b——出水槽宽，m

出水堰采用单侧 90° 三角形出水堰，三角形顶宽 0.16m，堰顶之间的间距为 0.10m，每个浓缩池有三角堰：

$$n = \frac{C}{0.16 + 0.10} = \frac{42.704}{0.26} = 164 \text{ 个}$$

每个三角堰的流量为：

$$Q_a = \frac{q_2}{n} = \frac{0.00745}{164} = 4.54 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

由 $Q_a = 1.4H_a^{2.5}$ 得，三角出水堰的堰上水头为：

$$H_a = \left(\frac{Q_a}{1.4} \right)^{0.4} = \left(\frac{4.54 \times 10^{-5}}{1.4} \right)^{0.4} = 0.016 \text{ m}$$

出水槽的高度为：

$$H_b = 1.73 \sqrt[3]{\frac{Q_b^2}{9.18b^2}} + 0.20$$

式中： Q_b ——出水槽的流量，为便于设计取

$$Q_b = \frac{q}{2} = \frac{0.00745}{2} = 0.00373 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

0.20——出水槽的超高。

则出水槽的高度为：

$$H_b = 1.73 \sqrt[3]{\frac{0.00373^2}{9.18 \times 0.20^2}} + 0.20 = 0.30 \text{ m}$$

10. 上清夜管

上清夜管选用：DN200 的钢管，流速为：0.32m/s。上清夜管接入厂区污水管，上清夜回到进水闸井。

11. 进泥管

进泥量为 0.01058m³/s，进泥量很小，采用污泥管道最小管径 DN200mm，管道中流速为 0.58m/s。

L2. 排泥管：

剩余污泥量 0.003072m³/s，泥量很小，采用污泥管道最小管径 DN200mm，间歇将污泥排入脱水机房的储泥池里，排泥时间为 8h。

4.2 污泥泵房

由于本设计共有两个系列的氧化沟，浓缩池也相应的设置两个，故也同时设置两座污泥泵房，每座污泥泵房对应一个浓缩池。单座污泥泵房的设计如下：

一个系列氧化沟的回流污泥量为 1280.12 L/s，回流污泥泵所需的扬程较底，故选用 3 台 500ZQB-85 回流污泥泵（轴流泵），两用一备。性能参数如下：

表 4-2 500ZQB-85 回流污泥泵参数表

型号	叶片角度	流量（L/s）	扬程（m）	功率（KW）	出口直径（mm）
500ZQB-85	4°	651	4.18	55	500

一个系列氧化沟的产生的剩余污泥量为 37.90 m³/h，剩余污泥泵所需的扬程估计为 8m，故选用 2 台 50QW42-9-2.2 剩余污泥泵（潜水泵），一用一备。性能参数如下：

表 4-3 50QW42-9-2.2 剩余污泥泵参数表

型号	流量(m³/h)	扬程（m）	功率（KW）	出口直径（mm）	效率（%）
50QW42-9-2.2	42	9	2.2	50	82.74

污泥泵房与厌氧池合建，平面尺寸为：12m×16m。

4.3 污泥脱水机房

4.3.1 设计依据

带式压滤机的优点是：滤带可以回旋，脱水效率高，噪音小，能源消耗省，附属设备少，操作管理方便。因而本设计采用带式压滤机机械脱水。

4.3.2 设计参数

- a.脱水前污泥含水率为 97.5%；
- b.脱水后污泥含水率按 75.0%计

4.3.3 设计计算

1.脱水后污泥量：

$$Q = Q_0 \frac{100 - p_1}{100 - p_2}, M = Q(1 - p_2) \times 1000$$

式中：Q₀——脱水前污泥量，m³/d，本设计为：22.13m³/h。

p_1 ——脱水前污泥含水率, %

p_2 ——脱水后污泥含水率, %

M ——脱水后污泥重量, kg/h

$$Q = 22.13 \times \frac{100 - 97.5}{100 - 75.0} = 2.213 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$M = 2.213 \times (1 - 75.0\%) \times 1000 = 553.25 \text{ kg/h}$$

污泥脱水后形成的泥饼用汽车运走, 分离液返回处理前端进行处理。

2. 脱水机的选择

选用 DY2000 型带式压滤机, 干污泥产量为 30-300kg/h, 泥饼含水率为 75%, 絮凝剂聚丙烯酰胺投量按干污泥量的 0.2% 计。设计中共采用 2 台带式压滤机, 互为备用, 所以每台处理泥量为 276.6 kg/h, 可以满足要求。

3. 附属设施

1). 均质池

a. 均质池有效容积:

$$V = Q_0 T$$

式中: Q_0 ——设计污泥量, m^3/h ;

T ——水力停留时间, 本设计取 12h。

$$V = 22.13 \times 12 = 265.56 \text{ m}^3$$

b. 均质池的有效面积:

$$F = \frac{V}{H}$$

式中: F ——均质池的有效面积, m^2

V ——均质池的有效容积, m^3

H ——均质池的有效水深, m, 取 5.0

$$F = \frac{265.56}{5} = 53.11 \text{ m}^2$$

c. 均质池直径

$$D = \sqrt{\frac{4F}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 53.11}{\pi}} = 8.22 \text{ m}, \text{ 本设计取 } 8 \text{ m}。$$

式中: D ——均质池直径, m

d. 均质池搅拌器的选择

在均质池中装有搅拌器, 搅拌功率为 2.0 KW(按 5 ~ 8W/ m^3 计)。选择 WFJ-300 搅拌器。

2). 溶药系统

溶药罐体积

$$V = \frac{Ma}{1000bn}$$

式中：V——溶药罐体积，m³

M——脱水后干污泥重，kg/d

a——聚丙烯酰胺投量，一般采用污泥干重的 0.09%-0.2%，取 0.2%

b——溶液池药剂浓度，%，一般为 1%-2%，取 1%

n——溶药罐个数，n=2

每日配制一次

$$V = \frac{553.25 \times 24 \times 0.2}{1000 \times 1 \times 2} = 1.33 \text{ m}^3$$

选用 JY12 型加药设备 2 台，其外形尺寸为：

$$L \times B \times H = 1760 \times 1200 \times 2580 \text{ mm}$$

搅拌机功率为 0.37kw，贮药罐容积为 1000L，溶药罐容积为 4000L，由江苏一环集团公司生产。

加药计量泵

采用 J-Z800/4 型，流量为 800L/h，压力为 0.4Mpa，电机功率为 0.75kw。

空气净化装置

污泥脱水过程中有臭味产生，设计中采用木屑和生物炭滤床的方式对空气进行净化，采用三组空气净化器，在每台压滤机上部设置集气罩，由通风机将臭气送到净化器。

污泥泵

型号为 25PN21 型，流量为 18m³/h，扬程为 19m，电机功率为 4kw，转速为 1450r/min。

冲洗水泵

型号为 DA1-50×9，流量为 18m³/h，扬程为 85.5m，电动机功率为 7.5kw，转速为 r=2950r/min。

第 5 章 污水回用系统的设计

经过二级处理后,污水中剩余的污染物质还有悬浮物 $SS \leq 20\text{mg/L}$, $BOD_5 \leq 20\text{mg/L}$ 。城市污水的再生回用水作为电厂锅炉冷却用水,满足的指标要求为: $BOD \leq 10\text{mg/l}$, $SS \leq 10\text{mg/l}$, $COD \leq 50\text{mg/l}$, 大肠菌群 ≤ 1 个/L, 臭味不使人有不快的感觉。由于本设计中采用的是卡鲁塞尔 2000 氧化沟工艺,所以对于回用水采用简单的澄清——过滤——消毒工艺即可达标。回用水经过中水提升泵房的提升后进入机械澄清池,中水提升泵房选用三台 350QW1100-10-45 型潜水泵,流量为 $1100\text{m}^3/\text{h}$,扬程为 10m,单机功率为 45kW。

5.1 机械搅拌澄清池的设计

5.1.1 设计依据

- a. 设计处理率高,单位面积产水量大;
- b. 适应性强,处理效果稳定;
- c. 进水 SS 一般小于 1000mg/l 。

5.1.2 设计参数

- a. 计算流量为出水量的 3~5 倍;
- b. 在水总停留时间为: $1.2 \sim 1.5\text{h}$, 第一和第二反应室的停留时间控制在 $20 \sim 30\text{min}$, 第二反应室按计算流量的停留时间为 $0.5 \sim 1.0\text{min}$;
- c. 清水区的高度为 $1.5 \sim 2.0\text{m}$;
- d. 清水区上升流速为 $0.8 \sim 1.1\text{mm/s}$, 低温低浊水取 $0.7 \sim 0.9\text{mm/s}$ 。

5.1.3 设计计算

1. 设计原始数据,计算草图如图 5-1 所示。

净产水能力为 $Q = (1 + 0.05) \times 1750\text{m}^3/\text{h} = 1837.5\text{m}^3/\text{h} = 0.51042\text{m}^3/\text{s}$

其中 0.05 为水厂自用水系数。

本设计采用 2 个机械澄清池来计算,则每池的流量

$$Q_i = \frac{Q}{2} = \frac{1837.5}{2} = 918.75\text{m}^3/\text{h} = 0.25521\text{m}^3/\text{s}$$

2. 二反应室的设计计算

二反应室计算流量一般为出水流量的 3-5 倍，则设计水量为：

$$Q' = 5Q_i = 5 \times 0.25521 \text{ m}^3/\text{s} = 1.276 \text{ m}^3/\text{s}$$

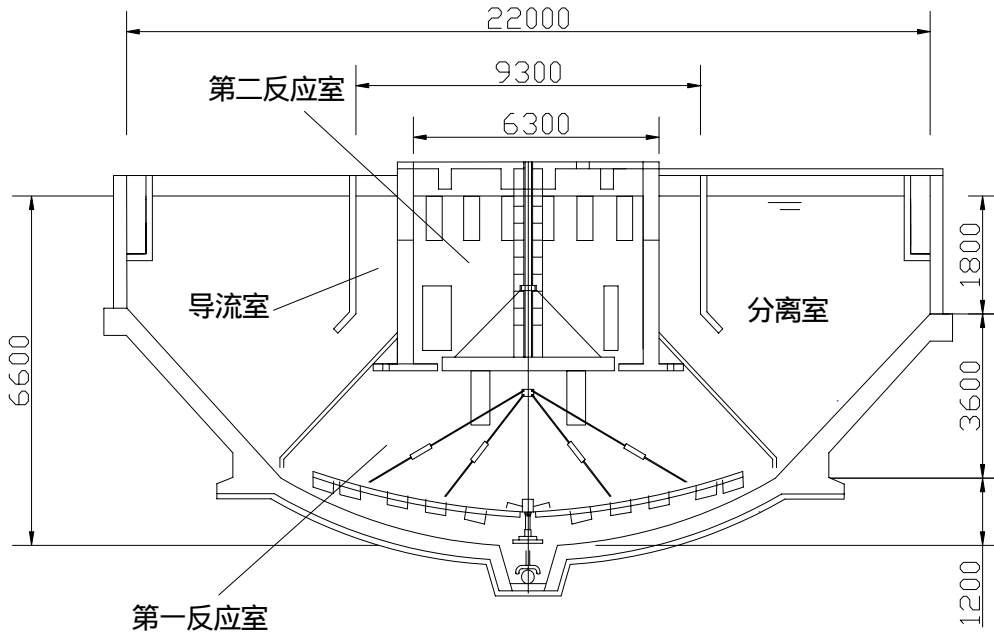


图5-1 机械澄清池计算草图

设第二反应室内导流板截面积为： $A_1 = 0.04 \text{ m}^2$

第二反应室内导流室的流速为： $u_1 = 0.04 \text{ m/s}$ ，（一般为 $0.04 \sim 0.07 \text{ m/s}$ ）

则第二反应室的截面积为：

$$w_1 = \frac{Q'}{u_1} = \frac{1.276}{0.04} = 31.9 \text{ m}^2$$

相应的第二反应室的内径为：

$$D_1 = \sqrt{\frac{4(w_1 + A_1)}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times (31.9 + 0.04)}{\pi}} = 6.38 \text{ m}$$

取第二反应室内径为： $D_1 = 6.30 \text{ m}$ ，反应室壁厚为： $\delta_1 = 0.25 \text{ m}$

故第二反应室内径修正为：

$$D'_1 = D_1 + 2\delta_1 = 6.30 + 2 \times 0.25 = 6.80 \text{ m}$$

第二反应室的高度为：

$$H_1 = \frac{Q' t_1}{w_1} = \frac{1.276 \times 60}{31.9} = 2.46 \text{ m}$$

式中： t_1 -- 第二反应室的停留时间，s，一般在 $30 \sim 60 \text{ s}$ 。

考虑构造布置选用 $H_1 = 2.55m$, 设导流板 4 块.

3.导流室的设计计算

设导流室中导流板截面积为: $A_2 = A_1 = 0.04m^2$

则导流室面积为: $w_2 = w_1 = 31.9m^2$

导流室直径:

$$D_2 = \sqrt{\frac{4 \left(w_2 + A_2 + \frac{\pi D_1'^2}{4} \right)}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times \left(0.04 + 31.9 + \frac{\pi \times 6.80^2}{4} \right)}{\pi}} = 9.32m$$

取导流室的直径为: $D_2 = 9.3m$, 导流室壁厚取: $\delta_2 = 0.1m$ 。

故修正后的导流室直径为:

$$D_2' = D_2 + 2\delta_2' = 9.3 + 2 \times 0.1 = 9.5m$$

第二反应室出水窗的高度为:

$$H_2 = \frac{D_2 - D_1'}{2} = \frac{9.3 - 6.8}{2} = 1.35m \quad (H \geq 1.2 \sim 2.0m, \text{合格})$$

设导流室出口流速为: $u_6 = 0.04m/s$,

则导流室出口面积为: $A_3 = \frac{Q'}{u_6} = \frac{1.276}{0.04} = 31.9m^2$

出口截面宽为: $H_3 = \frac{2A_3}{\pi \times (D_2 + D_1')} = \frac{2 \times 31.9}{\pi \times (9.3 + 6.8)} = 1.26m$

出口垂直高度: $H_3' = \sqrt{2}H_3 = \sqrt{2} \times 1.26 = 1.78m$

4.分离室的设计计算

取分离室的上升流速为: $u_2 = 0.0008m/s$ (对于低温低浊水取 $0.7 \sim 0.9mm/s$)

则分离室面积为:

$$w_3 = \frac{Q_i}{u_2} = \frac{0.25521}{0.0008} = 318.75m^2$$

故单个机械澄清池的池总面积为:

$$w = w_3 + \frac{\pi D_2'^2}{4} = 318.75 + \frac{\pi \times 9.5^2}{4} = 389.6m^2$$

相应的池直径为:

$$D = \sqrt{\frac{4w}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 389.6}{\pi}} = 22.3m \approx 22m$$

5.池深的设计计算

取池中停留时间 T 为 1.5h (一般为 1.2 ~ 1.5h) ;

则单个机械澄清池的有效容积为 :

$$V' = 3600Q_T T = 3600 \times 0.25521 \times 1.5 = 1378m^3$$

考虑增加 4% 的结构容积 , 则池计算总容积为 :

$$V = (1 + 0.04)V' = (1 + 0.04) \times 1378 = 1433.12m^3$$

取池超高 $H_0 = 0.3m$;

设池直壁高 : $H_4 = 1.80m$, 即清水区的高度 , 一般为 1.5 ~ 2.0m ;

则池直壁部分的容积为 :

$$w_1 = \frac{\pi D^2}{4} H_4 = \frac{\pi \times 22^2}{4} \times 1.80 = 683.89m^3$$

圆台和球壳部分的容积为 :

$$w_2 + w_3 = V - w_1 = 1433.12 - 683.89 = 749.23m^3$$

取池圆台高度 $H_5 = 3.6m$;

池圆台斜边倾角为 37.5° ;

则池底部直径 $D_T = D - 2H_5 \cdot \text{ctg}37.5^\circ = 22 - 2 \times 3.6 \times \text{ctg}37.5^\circ = 12.62m$;

本池池底采用球壳式结构 , 取球冠高 $H_6 = 1.2m$;

则圆台容积为 :

$$w_2 = \frac{\pi H_5}{3} \left[\left(\frac{D}{2} \right)^2 + \frac{D}{2} \times \frac{D_T}{2} + \left(\frac{D_T}{2} \right)^2 \right] = \frac{\pi \times 3.6}{3} \times \left[\left(\frac{22}{2} \right)^2 + \left(\frac{22}{2} \times \frac{12.62}{2} \right) + \left(\frac{12.62}{2} \right)^2 \right] = 867.51m^3$$

球冠的半径为 :

$$R_{\text{球}} = \frac{D_T^2 + 4H_6^2}{8H_6} = \frac{12.62^2 + 4 \times 1.2^2}{8 \times 1.2} = 17.19m$$

则球冠部分的容积为 :

$$w_3 = \pi H_6^2 \left(R_{\text{球}} - \frac{H_6}{3} \right) = \pi \times 1.2^2 \times \left(17.19 - \frac{1.2}{3} \right) = 75.92m^3$$

池实际容积为 :

$$V = w_1 + w_2 + w_3 = 683.89 + 867.51 + 75.92 = 1627.32m^3$$

$$V' = \frac{V}{1.04} = \frac{1692.66}{1.04} = 1627.56 \text{m}^3$$

水在池中的实际总停留时间为：

$$T = \frac{V'}{Q_i} = \frac{1627.56}{3600 \times 0.25521} = 1.77 \text{h}$$

池总高为：

$$H = H_0 + H_4 + H_5 + H_6 = 0.3 + 1.80 + 3.6 + 1.2 = 6.90 \text{m}$$

6. 配水三角槽的设计计算

进水流量增加 10% 的排泥水量；

设槽内流速 $u_3 = 0.5 \text{m/s}$ （一般为 $0.5 \sim 1.0 \text{m/s}$ ）；

则配水三角槽的直角边长为：

$$B_1 = \sqrt{\frac{1.10Q_i}{u_3}} = \sqrt{\frac{1.10 \times 0.25521}{0.5}} = 0.75 \text{m}$$

三角配水槽采用孔口出流，孔口流速同 $u_3 = 0.5 \text{m/s}$ 。

则出水孔总面积为：

$$F = \frac{1.10Q_i}{u_3} = \frac{1.10 \times 0.25521}{0.5} = 0.561 \text{m}^2$$

采用 $d=0.1 \text{m}$ 的孔径，每孔面积为 0.007854m^2 ；

则出水孔数为：

$$n = \frac{4F}{\pi d^2} = \frac{4 \times 0.561}{\pi \times 0.1^2} = 71.43 \text{个, 取 72 个}$$

为施工方便，采用沿三角槽每 5° 设置一孔，共 72 孔，孔口实际流速：

$$u_3 = \frac{1.10Q_i}{72 \times 0.007854} = \frac{1.10 \times 0.25521}{72 \times 0.007854} = 0.50 \text{m/s}$$

7. 第一反应室的设计计算

取二反应室板厚为： $\delta_3 = 0.15 \text{m}$ ；

则第一反应室上端直径为：

$$D_3 = D'_1 + 2B_1 + 2\delta_3 = 6.8 + 2 \times 0.75 + 2 \times 0.15 = 8.60 \text{m}$$

第一反应室的高度为：

$$H_7 = H_4 + H_5 - H_1 - \delta_3 = 1.80 + 3.60 - 2.55 - 0.15 = 2.70 \text{m}$$

伞型板延长线与池壁交点处的直径为：

$$D_4 = \frac{D_T + D_3}{2} + H_7 = \frac{12.62 + 8.60}{2} + 2.70 = 13.31m$$

取泥渣回流缝的流速为： $u_4 = 0.15m/s$ ，泥渣回流量为： $Q'' = 4Q_i$

则泥渣回流缝的宽度为：

$$B_2 = \frac{Q''}{\pi D_4 u_4} = \frac{4 \times 0.25521}{\pi \times 13.31 \times 0.15} = 0.16m, \text{为安全计取} B_2 \text{为} 0.18m$$

设裙板厚为： $\delta_4 = 0.06m$ ，则裙板的高度为：

$$\sqrt{2}B_2 + \delta_4 = \sqrt{2} \times 0.18 + 0.06 = 0.315m$$

伞型板下端圆柱体的直径为：

$$D_5 = D_4 - 2(\sqrt{2}B_2 + \delta_4) = 13.31 - 2 \times (\sqrt{2} \times 0.18 + 0.06) = 12.68m$$

按等腰三角形计算，伞型板下端圆柱体的高度为：

$$H_8 = D_4 - D_5 = 13.31 - 12.68 = 0.63m$$

伞型板离池底的高度为：

$$H_{10} = \frac{D_5 - D_T}{2} = \frac{12.68 - 12.62}{2} = 0.03m$$

伞型板锥部的高度为：

$$H_9 = H_7 - H_8 - H_{10} = 2.70 - 0.63 - 0.03 = 2.04m$$

8. 容积的计算

$$V_1 = \frac{\pi H_9}{12} (D_3^2 + D_3 D_5 + D_5^2) + \frac{\pi D_5^2}{5} H_8 + \frac{\pi H_{10}}{12} (D_5^2 + D_5 D_T + D_T^2) + w_3 = 342.72m^3$$

$$V_2 = \frac{\pi}{4} D_1^2 H_1 + \frac{\pi}{4} (D_2^2 - D_1^2) (H_1 - B_1) = 141.64m^3$$

$$V_3 = V_1' - (V_1 + V_2) = 1143.2m^3$$

式中：

V_1 -- 为第一反应室的容积；

V_2 -- 为第二反应室的容积；

V_3 -- 为分离室的容积。

则实际容积比：

二反应室：一反应室：分离室 = 141.64 : 342.72 : 1143.2 = 1 : 2.42 : 8.07

各池室的停留时间：

1). 第二反应室为：

$$T_2 = \frac{V_2}{60Q_i} = \frac{141.64}{60 \times 0.25521} = 9.25 \text{ min}$$

2). 第一反应室

$$T_1 = 9.25 \times 2.42 = 22.39 \text{ min}$$

其中第一反应室和第二反应室停留时间之和为 31.64min。

3). 分离室

$$T_3 = 9.25 \times 8.07 = 74.65 \text{ min}$$

9. 进水系统

进水管选用 $DN = 500\text{mm}$, $v_6 = 1.30 \text{ m/s}$, $i = 4.45\%$ ；

出水管同进水管。

10. 集水系统

1). 孔口布置

本设计因池径较大，采用辐射式集水槽集水，共采用 12 条集水槽。

设计时辐射槽，环形槽按水面连接考虑，采用孔口出流，设孔口中心线上的水头为 $h=0.05\text{m}$ ，则所需的孔口面积为：

$$\sum f = \frac{\beta Q_i}{\mu \sqrt{2gh}}$$

式中：

$\sum f$ -- 孔口总面积；

β -- 超载系数，取 1.5；

μ -- 流量系数，0.62。

$$\sum f = \frac{1.5 \times 0.25521}{0.62 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.05}} = 0.6237 \text{ m}^2 = 6237 \text{ cm}^2$$

选用孔口直径为 25cm，则单个孔口的面积为 4.91 cm^2 ；

所需的孔口数为：

$$n = \frac{\sum f}{4.91} = \frac{6237}{4.91} = 1270 \text{ 个}$$

每条辐射槽和环形槽内侧均匀开孔。

2). 辐射槽尺寸

单根辐射集水槽流量为：

$$q_1 = \frac{\beta Q_i}{12} = \frac{1.5 \times 0.25521}{12} = 0.0319 \text{ m}^3 / \text{s}$$

设辐射集水槽宽 $b_1=0.25\text{m}$,槽内水流速为 $v_1 = 0.6\text{m/s}$,槽底坡度 $il = 0.1\text{m}$ 。

槽内终点水深为：

$$h_2 = \frac{q_1}{v_1 \cdot b_1} = \frac{0.0319}{0.25 \times 0.6} = 0.213\text{m}$$

槽临界水深为：

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\partial q_1^2}{g b_1^2}} = \sqrt[3]{\frac{1 \times 0.0319^2}{9.8 \times 0.25^2}} = 0.118\text{m}$$

槽内起点水深为：

$$\begin{aligned} h_1 &= \sqrt{\frac{2 \times h_k^3}{h_2} + \left(h_2 - \frac{il}{3}\right)^2} - \frac{2}{3}il \\ &= \sqrt{\frac{2 \times 0.118^2}{0.213} + \left(0.213 - \frac{0.1}{3}\right)^2} - \frac{2}{3} \times 0.1 = 0.152\text{m} \end{aligned}$$

3). 环形集水槽

环形集水槽单侧流量为：

$$q_2 = \frac{\beta Q_i}{2} = \frac{1.5 \times 0.25521}{2} = 0.1914 \text{ m}^3 / \text{s}$$

设环形集水槽宽 $b_2=0.5\text{m}$,考虑施工方便取 $il = 0$,槽内水流速 $v_2 = 0.6\text{m/s}$ 。

槽内终点水深： $h_4 = 0.638\text{m}$

槽临界水深： $h_k = 0.246\text{m}$

槽内起点水深： $h_1 = 0.674\text{m}$

则槽内水深取 $h = 0.66\text{m}$

环形槽断面为： $0.66 + 0.07 + 0.05 + 0.30 = 1.08\text{m}$

4). 孔口间距

8 条集水槽开孔部分长度为：

$$2 \times 8 \times \left(\frac{D - D'_2}{2} - b_2 \right) = 2 \times 8 \times \left(\frac{22 - 9.5}{2} - 0.5 \right) = 92\text{m}$$

环形槽开孔部分长度为：

$$\pi(D - 2b_2) - 8b_1 = \pi \times (22 - 2 \times 0.5) - 8 \times 0.25 = 63.94\text{m}$$

开孔部分总长度为 $L = 92 + 63.94 = 155.94m$

$$\text{孔口间距为 } x = \frac{L}{n} = \frac{155.94}{1270} = 0.123m$$

11.排泥及放空管计算

1). 污泥浓缩室总容积据经验按池总容积 1% 考虑, 则泥斗总容积为:

$$V_4 = 0.01V' = 0.01 \times 1627.56 = 16.28m^3$$

本设计设三个泥斗, 每斗的容积为:

$$V_{\text{斗}} = \frac{V_4}{3} = \frac{16.28}{3} = 5.43m^3$$

排泥周期:

$$T_0 = \frac{10^4 V_4 (100 - p) \rho}{(S_1 - S_2) Q_i}$$

式中:

V_4 -- 污泥斗容积;

p -- 澄清池污泥含水率, 98%;

ρ -- 污泥浓缩后密度, 取 $1.02kg/m^3$;

S_1 -- 进水 SS 浓度, 本设计 20mg/l;

S_2 -- 出水 SS 浓度, 本设计 5mg/l。

则排泥周期为:

$$T_0 = \frac{10^4 \times 16.28 \times (100 - 98) \times 1.02}{(20 - 5) \times 0.25521} = 1411.56 \text{ min} = 23.53h, \text{取} 24h$$

设污泥斗排泥直径 DN100, 其断面 $A=0.00785m^2$, 排泥历时 $t_0 = 224.4s$

2). 放空时间取 3h, 则放空管流量为:

$$Q_{\text{放}} = \frac{V'}{T} = \frac{1627.58}{3} = 542.53m^3/h = 150.7L/s$$

选择放空管的管径为 DN300mm, $v=1.46m/s$ 。

12.机械澄清池搅拌机的选择

本设计的单池设计流量为: $Q_i = 0.25521m^3/s = 918.75m^3/h$

根据《全国通用给水排水标准图集 95S717~95S721 和 S774(-)~(V)》, 本设计机械搅拌澄清池的搅拌机和刮泥机同 S774(五)和 S774(六)型。

13.机械澄清池集配水井的设计计算

1).配水井中心管径

$$D_1 = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v_1}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.51042}{\pi \times 0.7}} = 0.96m, \text{ 施工时取 } 1.0m。$$

式中： v_1 ——中心管内污水流速，m/s，一般采用 $\geq 0.6m/s$ ，取 0.7

Q ——集配水井的设计流量， m^3/s ， $0.51042m^3/s$

2).配水井直径

$$D_2 = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v_2} + D_1^2} = \sqrt{\frac{4 \times 0.51042}{\pi \times 0.3} + 0.96^2} = 1.76m, \text{ 施工时取 } 1.8m。$$

式中： v_2 ——配水井内污水流速，m/s，一般采用 $0.2 \sim 0.4m/s$ ，取 0.3

3).集水井直径

$$D_3 = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v_3} + D_2^2} = \sqrt{\frac{4 \times 0.51042}{\pi \times 0.20} + 1.76^2} = 2.52m, \text{ 本设计取 } 2.5m。$$

式中： v_3 ——集水井内污水流速，m/s，一般采用 $0.2 \sim 0.4m/s$ ，取 0.20

4).配水井中心管的水通过薄壁堰溢流到配水井，薄壁堰堰上水头计算如下。

薄壁堰的流量公式为： $Q = m_0 b \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}$

式中： m_0 ——薄壁堰的流量系数，取 0.42 ；

b ——可调节堰的堰长，m， $b = \pi D_1 = 3.14 \times 1 = 3.14m$ ；

H ——堰上水头，m；

Q ——集配水井的设计流量， m^3/s ， $0.51042m^3/s$

则将上式转换得，堰上水头为：

$$H = \left(\frac{Q}{m_0 b \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{Q}{1.86b} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{0.51042}{1.86 \times 3.14} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.229m$$

5.2 V型滤池的设计

5.2.1 设计依据

a.滤速可达 $7 \sim 20m/h$ ，一般为 $12.5 \sim 15.0m/h$ 。

b.采用单层加厚均粒滤料，粒径一般为 $0.95 \sim 1.35mm$ ，允许夸大到 $0.70 \sim 2.00mm$ ，不均匀系数 $1.2 \sim 1.6$ 或 1.8 之间。

c.对于滤速在 $7 \sim 20m/h$ 之间的滤池，其滤层厚度在 $0.95 \sim 1.5$ 之间选用，对

于更高的滤速还可相应增加。

d. 反冲洗一般采用气冲, 气水同时反冲和水冲三个过程, 大大节省反冲洗水量和电耗, 气冲强度为 $13 \sim 16 \text{ L}/(\text{s} \cdot \text{m}^2)$, 清水冲洗强度为 $3.6 \sim 5.0 \text{ L}/(\text{s} \cdot \text{m}^2)$, 表面扫洗用原水, 一般为 $1.4 \sim 2.2 \text{ L}/(\text{s} \cdot \text{m}^2)$ 。

5.2.2 设计参数

a. 滤速: $v = 10 \text{ m}/h$

b. 总冲洗时间: $t_1 = 12 \text{ min} = 0.2 \text{ h}$

c. 反冲洗周期: $t_2 = 48 \text{ h}$

d. 滤池反冲洗参数的确定(见下表)

表 5-1 V 型滤池反冲洗参数表

	冲洗强度($\text{L}/\text{S} \cdot \text{m}^2$)	冲洗时间(min)
第一步(气冲)	15	1.5
第二步(气水同时冲洗)	空气 15 水 3	4.5
第三步(水冲)	5	6

e. 全程表面扫洗强度: $2.0 \text{ L}/(\text{s} \cdot \text{m}^2)$

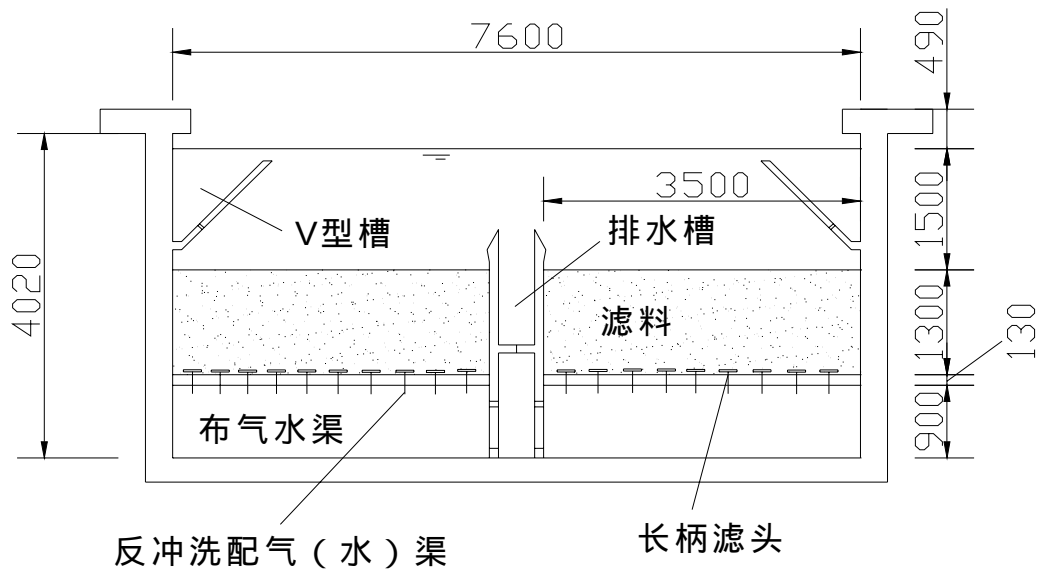


图5-2 V型滤池计算草图

5.2.3 设计计算

1. 设计原始数据, 计算草图如图 5-2 所示。

本设计共设 $N=2$ 个 V 型滤池, 则单个滤池的设计流量为:

$$Q_i = \frac{Q}{2} = \frac{1837.5}{2} = 918.75 \text{ m}^3 / \text{h} = 255.21 \text{ L/s}$$

2. 滤池尺寸的设计计算

1). 滤池平面尺寸的确定

实际过滤时间:

$$T = 24 - \frac{24t_1}{t_2} = 24 - \frac{24 \times 0.2}{48} = 23.9 \text{ h}$$

本设计共 2 个滤池, 则单个滤池面积为:

$$f = \frac{Q_i}{vT} = \frac{918.75 \times 24}{10 \times 23.9} = 92.26 \text{ m}^2$$

直接选用固定厂家生产的双格 V 形滤池, 共需要 2 个双格滤池, 每个滤池由 2 格预制滤板组成, 每格滤板的长为 13m, 宽为 3.5m。单个滤板面积为 45.5 m^2 , 一个 V 型滤池的面积为 94 m^2 。

校核强制滤速:

$$v' = \frac{Nv}{N-1} = \frac{2 \times 10}{2-1} = 20 \text{ m/h (合格)}$$

2). 滤池高度的确定

由于选择了 V 型滤池, 滤层的承托层厚度取 0.10m 厚的粗砂, 滤料层选择 1.20m 厚的均匀滤料, 粒径为 0.9 ~ 1.2mm, 不均匀系数 $K_{80} < 1.4$ 。

则滤层厚度为: $H_3 = 0.10 + 1.20 = 1.30 \text{ m}$

选用固定厂家生产的预制滤板, 则滤板厚度取: $H_2 = 0.13 \text{ m}$, 单柄滤头数为 55 个/ m^2 。

配气水渠的高度为: $H_1 = 0.90 \text{ m}$ (布气水区)

滤层表面以上水头取: $H_4 = 1.50 \text{ m}$

滤池的超高取: $H_5 = 0.30 \text{ m}$

则滤池总高度:

$$H = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 = 0.90 + 0.13 + 1.30 + 1.50 + 0.49 = 4.32 \text{ m}$$

3). 水封井的设计

滤池采用单层加厚均粒滤料, 粒径 0.9 ~ 1.2 mm, 不均匀系数 $K_{80} < 1.4$ 。

均粒滤料清洁滤料层的水头损失按下式计算

$$\Delta H = 180 \frac{\gamma}{g} \frac{(1 - m_0)^2}{m_0^3} \left(\frac{1}{\phi d_0} \right)^2 l_0 v$$

式中:

ΔH —水流通过清洁滤料层的水头损失, cm;

γ —水的运动黏度, cm^2/s ; 20 时为 $0.0101 \text{ cm}^2/\text{s}$

g —重力加速度, $981 \text{ cm}/\text{s}^2$;

m_0 —滤料孔隙率; 取 0.50;

d_0 —与滤料体积相同的球体直径, cm, 取 $d_0 = 0.141 \text{ cm}$

l_0 —滤层厚度, $l_0 = 140 \text{ cm}$

v —滤速, cm/s , $v = 10 \text{ m}/\text{h} = 0.28 \text{ cm}/\text{s}$;

ϕ —滤料粒径球度系数, 天然砂粒为 $0.75 \sim 0.8$, 取 0.75

$$\Delta H = 180 \times \frac{0.0101}{981} \times \frac{(1 - 0.50)^2}{0.5^3} \times \left(\frac{1}{0.75 \times 0.141} \right)^2 \times 140 \times 0.28 = 12.99 \text{ cm}$$

当滤速为 $8 \sim 10 \text{ m}/\text{h}$ 时, 清洁滤料层的水头损失一般为 $30 \sim 40 \text{ cm}$, 计算值比经验值低, 取经验值 40 cm 为清洁滤料层的过滤水头损失, 正常过滤时通过长柄滤头的水头损失 $h = 0.22 \text{ m}$, 忽略其他水头损失, 则每次反冲洗后刚开始过滤时, 水头损失为:

$$\Delta H = 0.40 + 0.22 = 0.62 \text{ m}$$

为保证滤池正常过滤时池内的液面高出滤料层, 水封井出水堰顶标高与滤料层相同.

设计水封井平面尺寸 $2.40 \text{ m} \times 2.40 \text{ m}$, 堰底板比滤池底板低 0.30 m .

水封井出水堰总高:

$$H_{\text{水封}} = H_1 + H_2 + H_3 + 0.30 = 0.90 + 0.13 + 1.30 + 0.30 = 2.63 \text{ m}$$

因为每座滤料过滤水量:

$$Q_i = 918.75 \text{ m}^3 / \text{h} = 255.21 \text{ L}/\text{s}$$

所以水封井出水堰上水头由矩形堰的流量公式

$$h_{\text{水封}} = \left(\frac{Q_i}{m_0 b \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{Q_i}{1.86 b} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{0.25521}{1.86 \times 2.40} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.170 \text{ m}$$

则反冲洗完毕时, 滤池液面比滤料层高 $0.17 + 0.62 = 0.79 \text{ m}$

3. 反冲洗管渠系统

1). 设计基本要求: 长柄滤头配水配气系统, 水洗时滤料不膨胀

长柄滤头安装在混凝土滤板上, 滤板固定在梁上, 滤板用 0.05m 后预制板, 上浇 0.08 厚混凝土层, 滤板下的长柄部分浸没于水中, 长柄上端有小孔, 下端有竖向条缝, 气水同时反冲洗时, 约有 $2/3$ 空气由上缘小孔进入, $1/3$ 空气由缝隙进入柄内, 长柄下端浸没部分还有一个小孔, 流进冲洗水, 这部分气水在柄内混合后有长柄滤头顶部的条缝喷入滤层冲洗。

长柄滤头固定板下的气水室高度为 $0.70 \sim 0.90\text{m}$, 其中冲洗时形成的气垫层厚度为 $0.10 \sim 0.15\text{m}$ 。

向长柄滤头固定板下气水室配气的出口应该紧贴滤头固定板的底面, 由配水干管向气水室配水的支管出口应该紧贴池底。

长柄滤头配气系统的滤帽缝隙与滤池过滤面积之比为 $1/80$, 每平方米的滤头数量为 $49 \sim 64$ 个。

冲洗水和空气同时通过长柄滤头的水头损失按产品的实测资料确定。

向长柄滤头配水配气系统气水室配气的干管的进口流速为 $10 \sim 15\text{m/s}$ 左右; 配气支管或孔口流速为 10m/s 左右。配水干管进口流速为 1.5m/s 左右; 配水支管或孔口流速 $1 \sim 1.5\text{m/s}$ 。

2). 反冲洗用水量 $Q_{\text{反}}$ 的计算

单独水洗时反冲洗强度最大, 为 $5.0\text{L}/(\text{s} \cdot \text{m}^2)$, 其流量为:

$$Q_{\text{反}} = q_{\text{水}} f = 5.0 \times 94 = 470\text{L/s} = 1692\text{m}^3/\text{h}$$

气水同时反冲洗时, 反冲洗水量为 $3.0\text{L}/(\text{s} \cdot \text{m}^2)$, 其流量为:

$$Q'_{\text{反}} = q'_{\text{反}} f = 3.0 \times 94 = 282\text{L/s} = 1015.2\text{m}^3/\text{h}$$

V 型滤池反冲洗时, 表面扫洗同时进行, 表扫强度为 $2.0\text{L}/(\text{s} \cdot \text{m}^2)$, 其流量:

$$Q_{\text{表水}} = q_{\text{表水}} f = 2.0 \times 94 = 188\text{L/s} = 676.8\text{m}^3/\text{h}$$

3). 反冲洗配水系统的断面计算

配水干管进口流速为 $v_{\text{水干}} = 1.50\text{m/s}$ 左右, 则配水干管的截面积为:

$$A_{\text{水干}} = \frac{Q_{\text{反水}}}{v_{\text{水干}}} = \frac{470}{1000 \times 1.50} = 0.31\text{m}^2$$

反冲洗配水干管用 DN600 的钢管, 流速 $v=1.65\text{m/s}$

反冲洗水由反冲洗配水干管输至气水分配渠, 由气水分配渠底侧的布水方孔配水的滤池底部布水区, 反冲洗水通过配水方孔的流速按反冲洗配水支管的流速取值, 配水支管流速或孔口流速为 $1.00 \sim 1.50\text{m/s}$ 左右, 取 $v_{\text{水支}} = 1.00\text{m/s}$ 。

则配水方孔总面积为:

$$A_{\text{方孔}} = \frac{Q_{\text{反水}}}{v_{\text{水支}}} = \frac{470}{1000 \times 1.00} = 0.47 \text{m}^2$$

沿渠长方向两侧各均匀布置 20 个配水方孔,共 40 个,孔中心间距为 0.65m,每个孔口面积:

$$A_{\text{小方孔}} = \frac{A_{\text{方孔}}}{40} = \frac{0.47}{40} = 0.011625 \text{m}^2$$

则取每个孔口尺寸取 0.10m × 0.10m

4). 反冲洗用气量的计算

反冲洗用气流量按气冲强度最大时的空气流量计算,这时气冲的强度为 $15.0 \text{L}/(\text{s} \cdot \text{m}^2)$, 则反冲洗空气量为:

$$Q_{\text{反气}} = q_{\text{气}} f = 15.0 \times 94 = 1410 \text{L/s} = 5076 \text{m}^3 / \text{h}$$

5). 配气系统的断面计算

配气干管(渠)进口流速应为 $v_{\text{气干}} = 10.0 \text{m/s}$ 左右,则配气干管的截面积为:

$$A_{\text{气干}} = \frac{Q_{\text{反气}}}{v_{\text{气干}}} = \frac{1410}{1000 \times 10.0} = 0.141 \text{m}^2$$

反冲洗配气干管用 DN400 钢管,流速 11.2m/s

反冲洗用空气有反冲洗配气干管输送至气水分配渠,由气水分配渠两侧的布气小孔配气到滤池底部布水区,布气小孔紧贴滤板下缘,间距与布水方孔相同,共计 40 个,反冲洗用空气通过配气小孔的流速按反冲洗配气支管的流速取值,反冲洗配气支管流速或孔口流速为 10m/s 左右,则配气支管的截面积:

$$A_{\text{气孔}} = \frac{Q_{\text{反气}}}{v_{\text{气孔}}} = \frac{1410}{1000 \times 10.0} = 0.141 \text{m}^2$$

每个布气小孔面积为:

$$A_{\text{小气孔}} = \frac{A_{\text{气孔}}}{40} = \frac{0.141}{40} = 0.003525 \text{m}^2$$

布气孔的孔口直径为:

$$d_{\text{气孔}} = \sqrt{\frac{4A_{\text{气孔}}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.003525}{\pi}} \approx 0.067 \text{m}, \text{取 } 0.07 \text{m}$$

每孔配气量:

$$Q_{\text{小气孔}} = \frac{Q_{\text{反气}}}{40} = \frac{1410}{40} = 35.25 \text{L/s}$$

6). 气水分配渠的断面设计

对气水分配渠端面面积要求的最不利条件发生的气水同时反冲洗时,亦即气水同时反冲洗时要求气水分配渠端面面积最大。因此,气水分配渠的断面设计按气水同时反冲洗的情况设计。

气水同时反冲洗时反冲洗水的流量:

$$Q_{\text{反气水}} = q_{\text{反气水}} f = 3.0 \times 94 = 282 \text{ L/s} = 1015.2 \text{ m}^3/\text{h}$$

气水同时反冲洗时反冲洗用空气的流量:

$$Q_{\text{反气}} = q_{\text{反气}} f = 15.0 \times 94 = 1410 \text{ L/s} = 5076 \text{ m}^3/\text{h}$$

气水分配区的气水流速均按相应的配气,配水干管流速取值。

则气水分配干管的断面积为:

$$A_{\text{气水配干}} = \frac{Q_{\text{反气水}}}{v_{\text{水干}}} + \frac{Q_{\text{反气}}}{v_{\text{气干}}} = \frac{282}{1000 \times 1.5} + 0.282 = 0.47 \text{ m}^2$$

4. 滤池管渠系统的布置

1). 气水分配渠

气水分配渠起端宽 0.40m, 高取 1.70m, 末端宽取 0.40m, 高取 1.20m, 则起端截面积 0.68 m^2 , 末端截面积 0.48 m^2 , 两侧沿程各布置 20 个配水小孔和 20 个布水方孔, 孔间距 0.65m, 共 40 个配气小孔和 40 个配水方孔, 气水分配渠末端所需最小截面积为:

$$\frac{Q_{\text{反水}}}{40} = \frac{470}{1000 \times 40} = 0.012 \text{ m}^2 < 0.48 \text{ m}^2 (\text{合格})$$

2). 排水集水槽

排水集水槽顶端高出滤料层顶面 0.5m, 则排水集水槽起端高度为:

$$H_{\text{起}} = H_1 + H_2 + H_3 + 0.50 - 1.70 = 0.90 + 0.13 + 1.30 - 0.50 - 1.70 = 1.13 \text{ m}$$

式中 H_1, H_2, H_3 同前池体设计部分滤池高度确定的内容, 1.70m 为气水分配渠起端高度;

排水集水槽末端高度为:

$$H_{\text{末}} = H_1 + H_2 + H_3 + 0.50 - 1.20 = 0.90 + 0.13 + 1.30 - 0.50 - 1.20 = 1.63 \text{ m}$$

式中 H_1, H_2, H_3 , 同前池体设计部分滤池高度确定的内容, 1.20m 为气水分配渠末端高度。

排水集水槽的底坡为:

$$i = \frac{1.63 - 1.13}{13} = 0.0385$$

单个排水集水槽的排水量为：

$$Q_{\text{排}} = Q_{\text{反水}} + Q_{\text{表水}} = \frac{470 + 188}{1000} = 0.658 \text{ m}^3 / \text{s}$$

排水集水槽的宽 $b=0.40\text{m}$ ，槽内水流速为 $v=1.5\text{m/s}$ ，槽底坡度 $il = 0.0385 \times 13 = 0.50\text{m}$ 。

则槽内终点水深为：

$$h_2 = \frac{Q_{\text{排}}}{v \cdot b} = \frac{0.658}{1.50 \times 0.50} = 1.10\text{m} < 1.70\text{m}$$

槽临界水深为：

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\partial Q_{\text{排}}^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{1 \times 0.658^2}{9.8 \times 0.40^2}} = 0.65\text{m}$$

槽内起点水深为：

$$h_1 = \sqrt{\frac{2 \times h_k^3}{h_2} + \left(h_2 - \frac{il}{3}\right)^2} - \frac{2}{3}il$$

$$= \sqrt{\frac{2 \times 0.65^2}{1.10} + \left(1.10 - \frac{0.50}{3}\right)^2} - \frac{2}{3} \times 0.50 = 0.83\text{m} < 1.20\text{m}$$

通过比较设计水深和计算水深，排水集水槽设计合理。

3). 进水管渠

V 型滤池与机械澄清池采用管道连接，选用 DN800mm 的钢管，流速为 $v=1.02\text{m/s}$ ，坡度 $i=1.51\text{‰}$ 。

进水总渠：

进水总渠的流量为 $Q_i = 918.75\text{m}^3 / \text{h} = 255.21\text{L/s}$

渠道内流速按 $v_1 = 0.8\text{m/s}$ 设计，渠道宽取 $b = 0.60\text{m}$ ；

则进水总渠的有效水深为：

$$h_1 = \frac{Q_i}{v_1 \cdot b} = \frac{255.21}{1000 \times 0.8 \times 0.60} = 0.53\text{m}$$

为了与滤池整体构造匹配，同时便于施工，进水总渠的有效水深取 1.50m ，超高为 0.30m 。

每座滤池的进水孔：

每座滤池由进水侧壁开 2 个进水孔，进水总渠的原水通过这两个进水孔进入滤池，一侧进水孔孔口在反冲洗时关闭，中间表扫水进水孔孔口设手动调节闸板，在反冲洗时不关闭，供给反冲洗表扫用水，调节闸门的开启度，使其在反冲洗时的

进水量等于表扫水用水量。

孔口面积按口淹没出流公式: $Q = 0.8A\sqrt{2gh}$ 计算,其总面积按滤池过滤水量计,孔口两侧水位差取 $h = 0.10m$,则孔口总面积为:

$$A_{\text{孔}} = \frac{Q_i}{0.8\sqrt{2gh}} = \frac{0.25521}{0.8 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.10}} = 0.228m^2$$

中间面积按表面扫水量设计,则表扫孔的面积为:

$$A_{\text{扫孔}} = A_{\text{孔}} \frac{Q_{\text{表水}}}{Q} = 0.228 \times \frac{0.188}{0.25521} = 0.168m^2$$

故表扫孔的宽为: $0.40m$, 高为: $0.40m$ 。

侧孔的面积为:

$$A_{\text{侧孔}} = A_{\text{孔}} - A_{\text{表扫}} = 0.228 - 0.168 = 0.060m^2$$

故侧孔的宽为: $0.25m$, 高为: $0.25m$ 。

每座滤池内设的宽顶堰。

为了保证进水稳定性,进水总渠引来的原水经过宽顶堰进入每座滤池内的配水渠,在经滤池内的配水渠分配到两侧的 V 形槽,宽顶堰的宽 $b_{\text{宽顶}} = 5m$,宽顶堰与进水渠平行设置,与进水总渠侧壁相距 $0.5m$,堰上水头由矩形堰的流量公式得:

$$H_{\text{宽顶}} = \left(\frac{Q_i}{1.86b_{\text{宽顶}}} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{0.25521}{1000 \times 1.86 \times 5} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.090m$$

每座滤池的配水渠

进入每座滤池的原水经过宽顶堰溢流进配水渠,由配水渠两侧的进水孔进入滤池内的 V 形槽滤池配水渠宽 $b_{\text{配渠}} = 0.50m$,渠高 $1.31m$,渠总长等与滤池总宽,则渠长 $L_{\text{配渠}} = 7.60m$ 。

配水渠过水能力校核

配水渠流量为:

$$Q_i = 255.21L/s$$

配水渠的宽 $b_{\text{配渠}} = 0.50m$,则渠内水深为:

$$H_{\text{配渠}} = 1.73 \sqrt[3]{\frac{Q_i^2}{9.18b_{\text{配渠}}^2}} = 1.73 \sqrt[3]{\frac{0.25521^2}{9.81 \times 0.50^2}} = 0.52m < 1.31m(\text{合格})$$

所以配水渠的过水能力满足要求。

V 形槽的设计:

V 形槽槽底设表扫水出水孔直径取 $d_{v孔} = 0.03m$, 间隔 $0.20m$. 每槽共计 65 个, 则单侧 V 形槽表扫水出水孔出水总面积为:

$$A_{v孔} = \frac{3.14 \times 0.03^2}{4} \times 65 = 0.046m^2$$

表扫水出水孔低于排水集水槽堰顶 $0.15m$, 即 V 形槽槽底的高度低于集水槽堰顶 $0.15m$ 。据潜孔出流公式 $Q_{v1} = 0.8A\sqrt{2gh}$, 其中 Q_{v1} 为单格滤池的表扫水量. 其值为:

$$Q_{v1} = \frac{Q_{表水}}{2} = \frac{188}{2} = 94L/s$$

则表面扫洗时 V 形槽内水位高出滤池反冲洗时液面:

$$h_{v液} = \left(\frac{Q_{v1}}{0.8A_{v孔}} \right)^2 \cdot \frac{1}{2g} = \left(\frac{94}{1000 \times 0.8 \times 0.046} \right)^2 \times \frac{1}{2 \times 9.81} = 0.333m$$

反冲洗时排水集水槽的堰上水头由矩形堰的流量公式求得:

$$h_{排槽} = \left(\frac{Q_{反水}}{1.86b_{排槽}} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{470}{1000 \times 1.86 \times 13.0} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.046m$$

式中: $b_{排槽}$ --- 集水槽长, $b_{排槽} = 13.0m$

V 形槽倾角 45° , 垂直高度 $1m$, 壁厚 $0.05m$ 。

反冲洗时 V 形槽顶高出滤池内液面的高度为:

$$1 - 0.15 - h_{排槽} = 1 - 0.15 - 0.05 = 0.80m$$

反冲洗时 V 形槽顶高出槽内液面的高度为:

$$1 - 0.15 - h_{v液} = 1 - 0.15 - 0.33 = 0.47m$$

4). 清水渠

清水渠渠宽取为 $4.50m$, 渠内水深 $0.90m$, 尺寸为 $B \times H = 4.50m \times 0.90m$ 。

清水管选择 DN800 的钢管, $v=1.02m/s$, $i=1.51\%$

5. 反冲洗水的供给

本设计选用反冲洗水泵供水。

1). 清水区最低水位与排水槽堰顶的高度差 $H_0 = 5.0m$

2). 冲洗水泵到滤池配水系统的管路水头损失 Δh_1

本设计采用估计值, 取 $\Delta h_1 = 2.0m$

3). 滤池配水系统的水头损失 Δh_2

气水分配干渠的水头损失 $\Delta h_{\text{反水}}$ 太小，忽略不计；

气水分配干渠底部配水方孔水头损失 $\Delta h_{\text{方孔}}$

气水分配干渠底部配水方孔水头损失按孔口淹没出流公式 $Q_{\text{反水}} = 0.8A\sqrt{2gh}$ 计算， A 为配水方孔总面积。由反冲洗配水系统的断面计算部分可知。配水方孔的实际总面积为 $A_{\text{方孔}} = 0.47\text{m}^2$ ，则：

$$\Delta h_{\text{方孔}} = \left(\frac{Q_{\text{反水}}}{0.8A_{\text{方孔}}} \right)^2 \cdot \frac{1}{2g} = \left(\frac{470}{1000 \times 0.8 \times 0.47} \right)^2 \times \frac{1}{2 \times 9.81} = 0.08\text{m}$$

反冲洗经过滤头的水头损失 $\Delta h_{\text{滤}} = 0.22\text{m}$

气水同时通过滤头时增加的水头损失 $\Delta h_{\text{增}}$

气水同时反冲洗时，气水流量比为 $n=15/3=5$ 。长柄滤头配气系统的滤帽缝隙总面积与滤池过滤面之比约为 1.25 %。则长柄滤头中的水流速度：

$$v = \frac{Q_{\text{反水}}}{1.25\% f} = \frac{470}{1000 \times 1.25\% \times 94} = 0.4\text{m/s}$$

通过滤头时增加的水头损失：

$$\Delta h_{\text{增}} = 9810n(0.01 - 0.01v + 0.12v^2) = 0.13\text{m}$$

则滤池配水系统的水头损失 Δh_2

$$\Delta h_2 = \Delta h_{\text{反水}} + \Delta h_{\text{方孔}} + \Delta h_{\text{滤}} + \Delta h_{\text{增}} = 0 + 0.08 + 0.22 + 0.13 = 0.43\text{m}$$

4). 砂滤层水头损失 Δh_3

滤料为石英砂，其容重为 $r_1 = 2.65\text{t/m}^3$ ，水的容重 $r_0 = 1\text{t/m}^3$ ，石英砂滤料膨胀前的孔隙率 $m_0 = 0.50$ 。滤料层膨胀前的厚度 $H_3 = 1.30\text{m}$ ，则滤料层水头损失：

$$h_3 = \left(\frac{r_1}{r_0} - 1 \right) (1 - m_0) H_3 = \left(\frac{2.65}{1} - 1 \right) \times (1 - 0.50) \times 1.30 = 1.27\text{m}$$

5). 富余水头 Δh_4 取 1.50m.

则反冲洗水水泵的最小扬程为：

$$H_{\text{水泵}} = H_0 + \Delta h_1 + \Delta h_2 + \Delta h_3 + \Delta h_4 = 5.0 + 2.0 + 0.43 + 1.27 + 1.50 = 10.2\text{m}$$

为便于控制水洗和同时气水反冲洗，选 4 台 250S14 单级双吸式离心泵，三用一备，转速为 1470 转/分，扬程 11m，泵轴功率为 30KW，效率 78.4%，叶轮直径 250mm。

6. 反洗空气的供给：

1). 长柄滤头的气压损失 $\Delta P_{\text{滤头}}$

气水同时反冲洗时反冲洗用空气流量 $Q_{\text{反气}} = 1.41 \text{ m}^3 / \text{s}$ ，长柄滤头采用网状布置，约 55 个 / m^2 ，则每座滤池共计安装长柄滤头： $n = 55 \times 94 = 5170$ 个，单个滤头的流量为： 0.273 L/s 。

根据厂家提供数据，在该气体流量下的压力损失量最大为： $\Delta P_{\text{滤头}} = 3 \text{ kPa}$

2). 气水分配渠配齐小孔的其压损失 $\Delta P_{\text{气孔}}$ 忽略。

3). 配气管道的总压力损失 $P_{\text{管}}$ ，采用估计值，取 5 kPa 。

4). 气水冲洗室中的冲洗水压 $P_{\text{水压}}$ ：

$$P_{\text{水压}} = 9.81(H_{\text{泵}} - \Delta h_1 + \Delta h_{\text{孔}}) = 9.81 \times (10.2 - 2 - 0.08) = 79.66 \text{ kPa}$$

5). 富余压力 $P_{\text{富}} = 4.90 \text{ kPa}$ ：

本系统采用气水同时反冲洗，对气压要求是不利情况发生在气水同时反冲洗时，此时要求鼓风机的静压为：

$$P_{\text{出口}} = P_{\text{管}} + P_{\text{气}} + P_{\text{水压}} + P_{\text{富}}$$

式中：

$P_{\text{管}}$ ——输出管道的压力总损失， 5 kPa ；

$P_{\text{气}}$ ——长柄滤头的气压损失， kPa 。本设计 $P_{\text{气}} = \Delta p_{\text{滤头}} + \Delta p_{\text{气孔}} = 3 \text{ kPa}$ ；

$P_{\text{水压}}$ ——气水冲洗室中的冲洗水水压， 79.66 kPa ；

$P_{\text{富}}$ ——富余压力， 4.9 kPa ；

所以，鼓风机的静压力为：

$$P_{\text{出口}} = 5 + 3 + 79.66 + 4.9 = 92.6 \text{ kPa}$$

鼓风机的供气量为： $Q_{\text{反气}} = 1.41 \text{ m}^3 / \text{s} = 84.6 \text{ m}^3 / \text{min}$

设备选型：

选用两台 RMF-250 鼓风机，互为备用，单台气量为 $44.4 \text{ m}^3 / \text{min}$ ，风压为 98.0 kPa ，轴功率为 110 kW ，电机功率为 132 kW 。

5.3 中水池的设计

中水池用来储存三级处理后可以回用的水量，并可在中水池中直接加氯进行消毒。

5.3.1 中水池容积计算

按储存 $T=2.4 \text{ h}$ 的水量计算，则中水池容积为：

$$V = QT = 1837.5 \times 2.4 = 4410 \text{ m}^3$$

取有效水深为 $H=3.0 \text{ 米}$ ，则面积为：

$$F = \frac{V}{H} = \frac{4410}{3.0} = 1470 \text{ m}^2$$

池子尺寸定为： $L \times B = 55m \times 27m$ ，取超高为 1.0m，则池深 $H=3.0+1.0=4.0m$ 。

5.3.2 液氯消毒的计算

1. 消毒方式的选择

采用加氯消毒的方式，向清水池进水口处加氯，采用此种消毒方法的优点是：

- 1). 具有余氯的持续消毒作用；
- 2). 价值成本低；
- 3). 操作简单、透量准确；
- 4). 不需要庞大的设备。

2. 液氯消毒的设计计算：

1). 设计参数：

加氯量为：0.5—1.0mg/L；

氯与水接触时间不少于 30min；

2). 加氯量的设计计算：

$$q = 0.001aQ$$

式中：a——最大投氯量，本设计取 1.0mg/L；

Q——要消毒的水量，m³/h

$$q = 0.001 \times 1.0 \times 1837.5 = 1.8375kg/h = 44.1kg/d$$

3). 加氯机的选择：

选用两台转子真空加氯机，型号为 ZJ- ，1 用 1 备。

此加氯机的特点为：

- (1) 构造以及计量简单，体积比较小；
- (2) 可以自动调节真空度，防止压力倒回氯瓶；
- (3) 水射器工作压力为 5 千克/平方厘米，水压不足时，加氯量减少。

其性能如下：

加氯量：0.5—9kg/h

适用水压力：水射器进水压力>2.5MPa

外形尺寸：长×宽×高(mm)：330×370×1500mm

参考价格：483 元 / 台

生产厂：大连市自来水公司

4). 氯库中氯瓶的选择：

设为 15 天的储备量，则需要储存的液氯量为：

$$W = qt = 44.1 \times 15 = 661.5 \text{ kg}$$

选用焊接液氯钢瓶 YL-100 共 6 个，每组 3 个，则分为两组，其中 1 用 1 备。

性能参数：

容重：100kg；

外形尺寸：350 × 1335mm

阀门型号为：QF-10ZG

起重设备：LX 型电动单梁悬挂起重机

电机型号：1PR21-4 型电动葫芦。

c. 加氯间的尺寸：

为了节省基建费用和便于维护管理，加氯间与控制室合建，反冲洗泵房建在加氯间旁边。

采用与原水加氯间合建：长 × 宽 = 12000mm × 10000mm。

第 6 章 污水厂总体布置

6.1 平面布置及总平面图

污水处理厂的平面布置包括：处理构筑物的布置；办公、化验及其它辅助建筑物的布置以及以 及各种管道、道路、绿化等的布置。

6.1.1 平面布置的一般原则

- a. 处理构筑物的布置应紧凑，节约土地并便于管理；
- b. 处理构筑物的布置应尽可能按流程顺序布置，以避免管线迂回，同时应充分利用地形以减少土方量；
- c. 经常有人工作的地方如办公、化验等用房应布置在夏季主导风的上风向，在北方地区也应考虑朝阳，设绿化带与工作区隔开；
- d. 构筑物之间的距离应考虑敷设管渠的位置，运转管理的需要和施工的要求，一般采用 5—10m；
- e. 污泥处理构筑物应尽可能布置成单独的组合，以备安全，并方便管理；
- f. 变电所的位置应设在耗电量大的构筑物附近，高压线应避免在厂内架空敷设；
- g. 污水厂应设置超越管以便在发生事故时，使污水能超越一部分或全部构筑物，进入下一级构筑物或事故溢流管；
- h. 污水和污泥管道应尽可能考虑重力自流；
- i. 在布置总图时，应考虑安排充分的绿化地带，为污水处理厂的工作人员提供一个优美舒适的环境；
- g. 总图布置应考虑远近期结合，有条件时可按远景规划水量布置，将处理构筑物分为若干系列分期建设。

6.1.2 污水厂平面布置的具体内容

- a. 处理构筑物的平面的布置；
- b. 附属构筑物的平面的布置；
- c. 管道、管路及绿化带的布置。

平面图的布置见施工图，整个厂区的平面尺寸为：373m（长）× 310m（宽）。

6.2 污水厂的高程布置

污水处理厂污水处理高程布置的主要任务是：确定各构筑物和泵房的标高，

确定处理构筑物之间连接管(渠)的尺寸及其标高,通过计算确定各部位的水面标高,从而能够使污水沿处理流程在处理构筑物之间通畅的流动,保证污水处理厂的正常运行。

6.2.1 污水处理厂高程布置应考虑事项

a.选择一条最长、水头损失最大的流程进行水力计算,并应适当留有余地,以保证任何情况下,处理系统都能够运行正常;

b.计算水头损失时一般以近期最大的流程作为构筑物和管渠的设计流量;计算涉及远期流量的管渠和设备时,应以远期最大流量为设计流量,并酌加扩建时的备用水头;

c.在做高程布置时应注意污水流程与污泥流程的配合,尽量减少需抽升的污泥量。

6.2.2 污水厂的高程布置

为了降低运行费用和便于管理,污水在处理构筑物之间的流动按重力流考虑为宜(污泥流动不在此例)。为此,必须精确的计算污水流动中的水头损失,

水头损失包括:

a.污水经各处理构筑物的内部水头损失;

b.污水经连接前后两构筑物管渠的水头损失,包括沿程水头损失和局部水头损失。

6.2.3 高程计算

本设计的设计地面标高为:72.400m,接纳水体的标高为:70.000m。沿程水头损失按: $h = iL$ 计算, i 为管渠的坡度,局部水头损失按: $h = \xi v^2 / 2g$ 计算, ξ 为局部水头损失系数。

1.污水高程设计计算

1).接纳水体的河底标高为:64.200m;

平均水深为:2.400m;

取接纳水体的水面标高为:70.000m。

2).巴式计量槽的平均水位取为:71.900m;

巴式计量槽至紫外线消毒池的水头损失取:0.300m。

3).紫外线消毒池和中水提升泵房集水池合建,其水位标高为:72.200m。

4).二沉池集水井至中水提升泵房集水池的沿程水头损失计算：

连接管名称	管径（mm）	流速（m/s）	坡降（‰）	管长（m）	水头损失（m）
集水井出水管	1000	1.03	1.16	50	0.058
汇合后的出水管	1400	1.052	0.781	160	0.125

配件包括：一个 DN1000 的弯头，一个 DN1400 的变径三通，局部水头损失系数为 3.25，则局部水头损失为：0.217m；

二沉池集水井至中水提升泵房集水池水头损失： $0.058+0.125+0.217=0.40\text{m}$ ；

二沉池集水井的水位为：72.600m。

5).二沉池出水渠的堰上水头为：0.031m；

环形出水槽的超高取：0.199m；

环形出水槽到二沉池总出水槽的跌落高度为：0.200m；

二沉池总出水槽到集水井的跌落高度为：0.200m；

则二沉池水面到集水井的总跌水高度为：0.630m；

故二沉池水面标高为：73.230m

6).二沉池配水井到二沉池的沿程水头损失计算：

连接管名称	管径（mm）	流速（m/s）	坡降（‰）	管长（m）	水头损失（m）
二沉池进水管	800	1.04	1.60	28	0.045

配件包括：一个 DN800 的弯头，一个 DN800 的变径管，局部水头损失系数为 4.0，则局部水头损失为：0.215m；

二沉池配水井到二沉池的水头损失为：0.045+0.215=0.26m；

二沉池配水井出水堰的堰上水头为：0.242m，超高：0.220m

二沉池配水井的最高水位为：73.952m。

7).氧化沟到二沉池配水井的沿程水头损失计算：

连接管名称	管径（mm）	流速（m/s）	坡降（‰）	管长（m）	水头损失（m）
单个氧化沟出水管	1000	1.28	1.76	180	0.317
汇合至配水井的出水管	1500	1.137	0.825	45	0.037

配件包括：一个 DN1000 的弯头，一个 DN1500 的变径三通，局部水头损失系数为 3.75，则局部水头损失为：0.333m；

氧化沟到二沉池配水井的水头损失为：0.317+0.037+0.333=0.687m；

氧化沟出水堰的堰上水头为：0.206m，超高：0.400m

氧化沟的水面水位为：75.245m。

8). 由于氧化沟的流程较长，厌氧池到氧化沟的水头损失取 0.100m；

厌氧池的水位标高为：75.345m。

9). 沉砂池到氧化沟的沿程水头损失计算：

连接管名称	管径 (mm)	流速 (m/s)	坡降 (‰)	管长 (m)	水头损失(m)
沉砂池出水总管	1200	1.432	1.732	20	0.035
分配至氧化沟的出水管	1000	1.03	1.16	90	0.104

配件包括：一个 DN1000 的弯头，一个 DN1200 的变径三通，局部水头损失系数为 2.75，则局部水头损失为：0.311m；

二沉池配水井到氧化沟的水头损失为：0.035+0.104+0.311=0.450m；

沉砂池出水堰的堰上水头为：0.310m，超高：0.300m

沉砂池的水面水位（即细格栅的出水水位）为：76.405m。

10). 细格栅的过栅水头损失为：0.140m；

过栅前的细格栅水面水位为：76.545m

11). 单管出水井的堰上水头为：0.276m，超高取：0.242m；

则单管出水井的水面标高为：77.245m。

12). 设计进水管的管底标高为：67.100m；

设计进水水位标高为：68.300m；

中格栅的过栅水头损失为：0.115m；

过栅后的水位标高为：68.185m；

污水提升泵房的最高水位标高为：68.185m；

中格栅间与污水提升泵房的设计地面标高为：72.600m。

13). 污水提升泵房扬程的校核，由于泵站的管路水头损失同设计值相同，本次扬程校核只校核静扬程。

污水泵站设计的静扬程为 11.215m

通过高程计算得到的扬程为：77.245m-66.185m=11.06m < 11.215m

所以污水提升泵房的设计是合理的。

2.中水高程设计计算

1). 取中水池的液面标高为：72.200m，超高为：1.000m

2). V 型滤池出水管到中水池的沿程水头损失计算：

连接管名称	管径 (mm)	流速 (m/s)	坡降 (‰)	管长 (m)	水头损失 (m)
V 型滤池出水管	800	1.02	1.51	20	0.040

V 型滤池出水水封井的堰上水头为：0.170m，超高：0.40m；

V 型滤池出水水封井的水面水位(与滤料层标高相同)为：72.810m；

V 型滤池的水面水位标高为：72.810m+1.500m=74.310m；

V 型滤池进水分配孔两侧的液面差为：0.100m；

V 型滤池进水渠宽顶堰的堰上水头为：0.090m；

V 型滤池进水渠的水面水位标高为：74.310m+0.100+0.090m=74.500m。

3). 澄清池集水井到 V 型滤池的沿程水头损失计算：

连接管名称	管径 (mm)	流速 (m/s)	坡降 (‰)	管长 (m)	水头损失 (m)
V 型滤池进水管	800	1.02	1.51	65	0.098

澄清池集水井的液面标高为：74.598m。

4). 澄清池液面到辐射槽的跌水高度为：0.120m；

辐射槽到澄清池集水井的总跌水高度为：0.400m；

则澄清池液面的标高为：75.118m。

5). 澄清池配水井到澄清池的沿程水头损失计算：

连接管名称	管径 (mm)	流速 (m/s)	坡降 (‰)	管长 (m)	水头损失 (m)
单个澄清池进水管	500	1.30	4.45	25	0.116

澄清池配水井的液面标高为：75.234m；

澄清池配水井的堰上水头为：0.229m；

澄清池配水井的最高水位为：75.663m。

6). 中水提升泵房集水池的水位标高为：72.200m。

澄清池配水井的最高水位与中水提升泵房集水池的水位之差为：3.263m。

3. 污泥高程设计计算

1). 取浓缩池的液面标高为：76.400m。

2). 浓缩池至均质池的管道水头损失按下式计算：

$$h_f = 6.82 \left(\frac{L}{D^{1.17}} \right) \left(\frac{v}{C_H} \right)$$

式中：L—浓缩池至均质池的连接管长，取 18m；

D —连接管管径， $200\text{mm}=0.20\text{m}$ ；

v —流速， 0.88m/s ；

C_H —系数，取 81。

将数值带入上式得，浓缩池至均质池连接管的水头损失为： 0.188m ；

均质池的液面标高为： 76.212m 。

3). 二沉池到污泥泵房的沿程水头损失计算：

连接管名称	管径 (mm)	流速 (m/s)	坡降 (‰)	管长 (m)	水头损失 (m)
单个二沉池 排泥管	500	1.63	7.00	70	0.514
汇合后的排 泥管	700	1.66	4.70	60	0.282

配件包括：一个 DN500 的弯头，一个 DN700 的变径三通，局部水头损失系数为 2.70，则局部水头损失为： 0.379m ；

二沉池到污泥泵房的水头损失为： $0.514+0.282+0.379=1.175\text{m}$ ；

污泥泵房的水面水位为： $73.230\text{m}-1.175\text{m}=72.055\text{m}$ 。

4). 污泥泵房到浓缩池的高差为： $76.400\text{m}-72.055\text{m}=4.345\text{m}$ 。

第 7 章 供电仪表与供热系统设计

7.1 变配电系统

全厂变配电间采用 10 千伏双电源供电，380 伏变配电系统；
污水泵、鼓风机、回流污泥泵房就地控制；
变配电间、低压电瓶设有紧急按钮，污水泵可按水位自动停车；
变配电间从邻近接出 220 伏作为照明电源。

7.2 监测仪表的设计

7.2.1 设计原则

- a. 污水和污泥两部分分别集中设置显示记录仪，污水部分设置单独的仪表间，污泥及记录仪设在污泥泵房内；
- b. 根据目前国内监测仪表情况，选定物力参量和化学参量均采用 DDZ- 型监测仪表；
- c. 仪表自动控制设计，要掌握适当的设计标准，在工程实效的前提下，考虑技术先进。

7.2.2 检测内容

- a. 污水泵房：集水池液位应集中显示，并设上下限报警；
- b. 沉砂池：水温指示记录，PH 指示记录；
- c. 氧化沟：空气量指示记录、DO 检测仪、水温、PH 值及水位的指示记录、回流污泥量；
- d. 二沉池：水温指示记录、PH 指示记录；
- e. 接触池：水温指示记录、PH 指示记录、DO 指示记录；
- f. 反应池：水温指示记录、PH 指示记录、加药量指示记录；
- g. 滤池：水温指示记录、PH 指示记录；
- f. 浓缩池：泥温、泥位指示记录、，并设上下限报警，PH 指示记录；
- g. 污泥脱水机房：污泥流量指示记录、加药量指示记录。

7.3 供热系统的设计

本设计污水厂地处华北地区，冬季应考虑采暖，供热范围有：综合楼、食堂、中控室、加氯间、加药间等。供热方式选用暖气，各室内装有散热片。

第 8 章 劳动定员

8.1 定员原则

按劳动定员试行规范规定：日平均处理量 5—10 万吨的城市二级污水处理厂职工定员不小于 50 人，同时生产人员（不包括管理人员及干部）占全厂职工人数 70% 以上。

8.2 污水厂定员

本设计污水厂污水量为 $1000000 \text{ m}^3/\text{d}$ ，故采用职工人数为 60 人。管理人员及干部 9 人，占 15%；生产人员 42 人，占 70%；其他辅助人员 9 人，占 15%。

第 9 章 工程概算及其运行管理

9.1 工程概算

9.1.1 工程费用的组成

本工程的设计水量为： $100000 \text{ m}^3/\text{d}$ ，查阅相关的二级污水处理厂的投资定额指数，对本工程进行投资估算。

1. 建筑安装工程费

定额指标为： $659 \text{ 元}/(\text{m}^3/\text{d})$ ；

建筑安装工程费为： $659 \times 100000 = 6590$ 万元。

2. 设备购置费

定额指标为： $340 \text{ 元}/(\text{m}^3/\text{d})$ ；

设备购置费费为： $340 \times 100000 = 3400$ 万元

3. 工程建设其它费用

定额指标为： $137 \text{ 元}/(\text{m}^3/\text{d})$ ；

工程建设其它费用为： $137 \times 100000 = 1370$ 万元。

4. 预备费

定额指标为： $114 \text{ 元}/(\text{m}^3/\text{d})$ ；

预备费为： $114 \times 100000 = 1140$ 万元。

9.1.2 总投资

工程总投资

总造价定额指标为： $1250 \text{ 元}/(\text{m}^3/\text{d})$ ；

工程总投资为： $1250 \times 100000 = 12500$ 万元。

9.2 安全措施

9.2.1 安全措施

a. 考虑到全厂发生事故时，构筑物检修停用时可进入水厂的污水通过跨越管排入河流，故在进水闸前设置跨越管，管径 1300mm ；为了随时掌握厂内各构筑物的运行情况，设中央控制室进行全方位监测，并在厂内及各高位处设置监视器。污水厂运行管理。

b. 定期进行培训考核，提高污水厂操作工人的污水处理基本知识与基本技能；切实做好控制、观察、记录于分析检验工作对于检验数据设立技术档案并妥

善保管；定期对处理系统进行巡视和做好处理构筑物的清洁保养工作；

c.对污水处理厂的运行采用自动监测、自动记录、自动化设备与人工操作相结合，并设中控室对自动化进行集中控制；

d.加强厂区环境保护及绿化工作，以确保工作人员良好的工作环境。

9.2.2 污水厂运行中注意事项

a.防止污水处理中出现污泥膨胀、污泥腐化等现象，切实做好预防和整理工作，严格控制曝气时间，并且及时排泥；

b.督促环保部门加强对污水排放企业的监督，使其排放水达到污水排放标准，以确保污水厂正常运行；

c.有关部门应加强污水排放费的征收，保证专款专用，确保污水厂的运行管理费用。

致 谢

本次毕业设计是《济南市兴济河污水处理厂的设计》,经过近 4 个月的努力,终于顺利完成了。通过这四个月的毕业设计,提高了我独立思考和设计的能力,对工程设计有了比较深刻的理解和认识,也使我对大学四年来的所学知识又有了一个全面的回顾和复习。而且在做毕业设计的过程中,锻炼了自己查阅资料的能力,提高了工程计算能力和工程制图能力,这对我以后的工作有了很大的帮助。

在整个毕业设计过程中,我们的指导老师李清雪一直陪伴着我们,她有着渊博的专业知识,严谨的治学态度,精益求精的工作作风,诲人不倦的高尚师德,朴实无华,平易近人的人格魅力对我影响深远,丰富的经验和超强的设计能力给予了我很大的帮助和支持,特别是在每一次的设计稿检查中,她总是能及时发现我们的错误,让我们及时改正,精心指导我们顺利完成了这次的设计任务。

在此,首先特向李老师表示深刻的谢意,此外也向给排水教研室的其他老师的监督和严格要求表示深刻的谢意和崇高的敬意!其次,在设计过程中也得到了本组同学的帮助,在此表示衷心的感谢!

参考资料

1. 周雷,活性污泥工艺简明原理及设计计算,北京,中国建筑工业出版社,2005
2. 崔玉川,员建,陈宏平,给水厂处理设施设计计算,北京:化学工业出版社,2003
3. 崔玉川,员建,陈宏平,城市污水厂处理设施设计计算,北京:化学工业出版社,2003
4. 严煦世、范瑾初,《排水工程》,北京,中国建筑工业出版社,1999
5. 严煦世、范瑾初,《给水工程》,北京,中国建筑工业出版社,1999
6. 中国市政工程西南设计院,《给水排水设计手册》第1册,常用资料,北京:中国建筑工业出版社,2000
7. 上海市政工程设计研究所,《给水排水设计手册》第5册,城镇排水,北京:中国建筑工业出版社,2004
8. 中国市政工程西北设计研究所,《给水排水设计手册》第9册,专用机械,北京:中国建筑工业出版社,2000
9. 中国市政工程西北设计研究所,《给水排水设计手册》第11册,常用设备,北京:中国建筑工业出版社,2002
10. 中国市政工程西北设计研究所,《给水排水设计手册》第12册,器材与装置,北京:中国建筑工业出版社,2001
11. (美) Larry D.Benefield and Clifford W.randall.biological Process Design for Wastewater treatment Prentice Hall.Inc,Englewood Cliffs,1980
12. (加) R..S.RAMALHO.Introduction to Wastewater Treatment Processes.ACS-DEMICPRESS,1983