

华侨大学毕业设计

河北省 C 市排水工程

指导老师：马红芳 庄黎宁

班 级：03 给水排水工程

学 号： 03123020

姓 名： 马 牧

摘要

水资源是经济可持续发展的基本保证，废水的任意排放或处理不彻底的排放，都会给水资源环境带来严重的污染问题。

河北省C市人口众多，属水资源短缺的地区之一。随着工业生产的发展和人民生活水平的提高，水资源短缺问题尤为突出。由于该市排水系统很不完善，大量的城市污水、工业废水无法及时处理，使水体受到严重的污染，当地自然环境正受到严重的威胁，并且已经影响到经济的发展和人民生活，建设排水工程已成为迫在眉睫的大事。

基于上述原因，本设计在分析该市水文地质、受纳水体水质资料、人口分布和气象条件的基础上，对包括排水管网和污水处理厂的整套排水系统进行设计。包括对进出水质与水量进行了分析、对污水处理厂以A/A/O工艺为主体的二级处理工艺流程的选择给予了说明，并对污水及污泥构筑物单体进行了详细的设计和计算。

第一章为设计概述。分别介绍了设计城市背景、设计原始资料、设计任务与内容、设计中的注意事项，以及设计文档深度等具体要求。总体来说，第一章是设计的依据，阐明了设计的基础情况和具体要求，之后的所有设计都是为满足该设计要求而进行。

第二章为污水量与水质。本部分开始进入具体的设计范畴，根据原始数据资料进行了基本的水量与水质的分析计算，该部分内容虽然较少但是意义重大，水量体现了规模，水质体现了标准，水量水质的分析结果将会直接影响污水处理厂的工艺选择与各处理构筑物的形式选择等具体设计。

第三章为排水管网设计计算。排水管网的设计是在分析该市的水文地质条件之后，通过多个方案的技术经济比较而确定的管网形式，该部分的设计与污水厂设计比较而言具有一定的独立性。设计采取了分流制的排水体制，主要包括污水管网系统的设计和雨水管网系统（部分）的设计。其中污水管网的设计最后也自然的得出了污水处理厂的进水总管高程。

第四章为污水处理厂的设计计算。排水工程之污水工程，尤其是市政污水工程，虽然以市政污水管网为前提，却归结为污水的处理，使得处理后的出水达到相应的国家水质标准，从而实现真正的治污。污水处理厂的主要设计内容为：

（1）污水处理厂位置的选择。污水处理厂的地理位置应该不但能保证污水处理厂的交通便利，不受洪涝灾害的影响，还要满足污水处理厂不会对城市居民的正常生活造成影响，以及污水处理厂的出水不会对市政给水的取水造成影响。

（2）污水处理工艺流程的选择。污水处理工艺形式多样，既有物理、化学、生物的区别，还包括生物模式下的悬浮污泥法与附着污泥法之分。形式的选择主要由水量水质和经济等因素综合决定，工程的意义在于以最少的资金设计建造工程并达标排放。本设计在国家环保总局与其他几个部委联合发布的《城市污水处理和污染防治技术政策》的指导下，通过对多种核心工艺的比较，确定了适合本设计的二级强化处理工艺——

A/A/O 工艺，并在二级处理核心构筑物确定的情况下选择辅助曝气池的其他构筑物，最终确定整个污水厂的各个单体的工艺。

(3) 各处理单体的设计。现实工程单体的设计，涵盖给排水、结构、建筑、电气、仪表、自控等专业，而本专业的设计又是其他专业的设计前提。本专业的主要设计内容分为两部分<1>土建构筑物的设计。即根据污水处理原理结合规范计算单体几何尺寸与构造。<2>机械设备的选择。污水处理系统涉及悬浮质拦截、水力提升、机械提升、鼓风机曝气、消毒杀菌、管道开关等与机械设备直接相关的流程控制，土建构筑物尺寸的设计仅仅是一个基石，失去了机械设备的整合，污水处理无法实现，从早期土建造价占工程总造价大半的情况至今天已经发展成为设备造价常常占土建造价更大的比例，在一定程度上，选好设备的重要性并不亚于土建构筑物的设计。本设计的主要土建单体及配套的主要设备为：

- <1>粗格栅污水泵房(粗格栅、栅渣输送机、潜污泵)
- <2>细格栅沉砂池(细格栅、栅渣输送机、罗茨风机、砂水分离器)
- <3>A/A/O 曝气池(曝气头、水下推流器)
- <4>鼓风机房(罗茨风机)
- <5>二沉池(刮吸泥机、三角堰)
- <6>污泥浓缩脱水机房(浓缩脱水一体机)
- <7>紫外消毒间(紫外消毒仪)。

(4) 污水处理厂的平面与高程设计。合理布置全部工艺单体构筑物和污水处理厂辅助生产构筑物。在平面布置确定之后，单体之间连接的管段长度和走向也得到确定，在此基础上进行水损计算建立高程关系。单体设置不能过高亦不能过低，过高时不但水力提升浪费极高的电能而且大型构筑物一旦架空则结构上将耗费极为可观的梁柱板材料，过低时不但土方开挖极不经济而且在自流出水的情况下难以满足外河洪水位的要求，通常的设计采取曝气池为半地下式形式并对外河水位校核。

(5) 污水提升泵房的设计。由于泵房的设计具有一定通用性，既可以是污水处理厂单体的一部分也可以单独作为中途泵站存在于野外排水管网系统中，因此本设计中泵房虽然和粗格栅是一体的但将其单独成节。

需要说明的是，设计略去了一些单体的土建构筑物设计计算，比如污泥泵房，由于其与本设计的污水泵房极为类似因此仅在其他单体设计中计算了回流污泥泵和剩余污泥泵的设计流量并在高程设计中进行了水损计算但未单独成节，同时类似鼓风机房和污泥脱水机房等建筑物也未设计单体电子图纸仅计算了主要机械设备参数。此外，在机械设备选择中也略去了很多辅助性的设备，比如设置于污泥浓缩脱水机房的配套带机的空压机、反冲洗泵、PAM 投加装置、起吊设备，辅助的化学除磷 PAC 药剂投加装置等等。

第五章为污水处理厂概算及处理成本的计算。在工程投资概算指标的指导下对整个污水处理厂的建设以及运行管理费用进行了计算，从而得出了污水处理成本的结果。

整个毕业设计的过程，参考了最新的国家颁布的多项规范与政策指导性文件，参阅了很多专家学者对于核心处理工艺研究的专著，整个设计为土建构筑物选择的配套机械设备均参考互联网上现实厂家发布的电子样本。

关键词：城市污水处理；分流制；脱氮除磷； A/A/O 工艺。

Abstract

Water resources ensure the sustaining development of economy. Wastewater could result in serious pollution to water resources when it is discharged carelessly or treated incompletely.

City C is located in Hebei province. It is a populous region while the situation of water shortage is severe. With the development of industry and the increase of living standard, the shortage of water is conspicuous day by day. A great amount of domestic and industrial wastewater is discharged without proper treatment, which pollutes the river seriously. The damaged environment is endangering the development of economy and local people's lives. For this reason, the construction of sewage system and drainage system has become an urgent issue.

The designs of sewage system, drainage system and wastewater treatment plant are on the basis of given wastewater materials pertaining to hydrology, geology, population and meteorology. The following parts are also included: the analysis of water quantity and water quality, the explanation of the selection of secondary treatment process which is mainly around A/A/O process, the detailed calculation of each unit relating to wastewater treatment process or sludge process. Finally, the evaluation and calculation of total cost are given.

During the design, the newest criteria which are promulgated by the government and many guiding policies were cited. Some monographs written by experts were cited as well. All of the component mechanical machines are chosen on the basis of the digital samples distributed by real manufacturers on the Internet.

Keywords:

urban wastewater treatment; separate system; nitrogen and phosphorus removal; A/A/O process

目 录

摘 要.....	I
第1章 设计概述.....	3
1.1 设计城市背景	3
1.2 设计原始资料	3
1.3 设计任务与内容	5
1.4 设计要求	5
第2章 污水量与水质.....	6
2.1 设计流量	6
2.2 污水水质	7
2.3 污水处理程度的确定	8
第3章 排水管网设计计算.....	9
3.1 排水管网体制	9
3.1.1 管网体制概述	9
3.1.2 排水体制的确定	10
3.2 排水管网定线方案	10
3.3 排水管网方案技术经济比较	13
3.4 排水管网的水力计算	13
3.4.1 水力计算公式	13
3.4.2 水力计算设计参数:	13
3.4.3 水力计算表	15
3.5 雨水管道的水力计算	15
3.5.1 设计要点	16
3.5.2 雨量分析	16
3.5.3 雨水管道流量计算	16
3.5.4 水力计算表	17
第4章 污水处理厂设计计算.....	18
4.1 污水处理厂位置的选择	18
4.2 污水处理工艺流程的选择	18
4.2.1 二级处理工艺的确定	18
4.2.2 污水厂总体工艺的确定	22
4.3 各处理构筑物的设计计算	24

4.3.1 粗格栅进水泵房	24
4.3.2 细格栅沉砂池	27
4.3.3 沉砂池	28
4.3.4 A^2O 曝气池	32
4.3.5 鼓风机房	45
4.3.6 二沉池	47
4.3.7 集配水井计算	54
4.3.8 污水消毒系统设计	56
4.3.9 计量设备设计	61
4.3.10 污泥浓缩设计	63
4.3.11 污泥浓缩脱水机房	64
4.4 污水处理厂的平面与高程设计	65
4.4.1 污水处理厂平面设计	65
4.4.2 污水处理厂高程设计	67
4.5 污水提升泵房设计计算	77
4.5.1 设计初始数据	77
4.5.2 泵房形式	77
4.5.3 工艺布置	78
4.5.4 泵站计算	78
第5章 污水处理厂概算及处理成本	82
5.1 污水厂工程造价	82
5.1.1 计算依据	82
5.1.2 单项构筑物工程造价计算	82
5.2 污水处理成本计算	84
参考文献	85

第 1 章 设计概述

1.1 设计城市背景

本设计为河北省 C 城市的排水工程设计，该地区交通发达，有一条南北走向的河流，把该地区分成 I、II 两区，随着经济的飞速发展和人民生活水平的日益提高，相继扩建许多建筑小区，城市人口增长很快。人们开始追求一个整洁、卫生、舒适的生活环境。该市的经济、政治、文化生活日益繁荣昌盛，但由于该市基础设施建设较老较差，特别是排水系统很不完善，使环境问题日益突出，已影响到该市的经济发展和人民生活，建设排水工程已成为迫在眉睫的大事。

该城市起伏不大，地势较平缓，城市东西较高，中部较低，总落差以黄海海面计算，最高为 120 米，最低处为 117 米，落差 3 米。全市排水面积约 1226 公顷，服务人口约为 33.4 万，有白酒厂，食品厂各一个，该市铁路位于城市南郊；在污水总排放口下游 40 公里处有分散用水，要求 $BOD \leq 4mg/L$ 。

1.2 设计原始资料

1. 地形与城市规划资料

(1) 城市地形与总体规划平面图一张，比例为 1:10000。

(2) 城市各区人口密度及污水量标准

区域	人口密度 (人/公顷)	污水量标准 (升/人·日)
I 区	280	120
II 区	265	150

(3) 城市各区中各类地面与屋面的比例 (%)

种类 区域	各种屋面	混凝土与 沥青路面	碎石路面	非铺砌路面	公园与绿地
I 区	35	35	15	5	10
II 区	30	25	15	15	15

(4) 工业企业与公共建筑的排水量和水质资料

企业或	平均排	最大排水量	SS	COD	BOD ₅	p	水温	总氮	总磷
-----	-----	-------	----	-----	------------------	---	----	----	----

华侨大学毕业设计

公共建筑名称	水量 (m ³ /d)	(m ³ /h)	(mg/L)	(mg/L)	(mg/L)	H	(°C)	(mg/L)	(mg/L)
白酒厂	3000	160	500	1000	480	5	20	50	7
食品厂	5000	300	400	780	600	5	20	65	19

2. 气象资料

(1) 气温资料

年平均气温	17°C	月平均气温	17 °C
年最低气温	-12°C	月平均最高	24 °C
年最高气温	37°C	月平均最低	-8 °C
降雨量 (mm/年)	700	年蒸发量 (mm/年)	

(2) 常年主导风向：西北风

(3) 设计暴雨强度公式及其参数： $$q = \frac{1300(1+0.753\lg P)}{(t+17.5)^{0.898}}$$

3. 地质资料

	土壤性质	冰冻深度 (m)	地下水位 (m)	承载力 (kPa)
排水管网干管处 一般性资料	粘土	1.0	8.0	235
污水总泵站与污水处理厂址处	粘土	1.0	8.0	235

4. 受纳水体水文与水质资料

在污水处理厂排放口处，受纳河流的资料如下：

	流量 (m ³ /s)	流速 (m/s)	水位标高 (m)	水温 (°C)	DO (mg/L)	BOD (mg/L)	SS (mg/L)	SS 允许 增加量
最小流量时	2.5	1.0	113	19	9.0	2.0	2	0.5
最高水位时	4.5	1.6	115	20	6.5	2.0	2	0.5
常水位时	3.5	1.2	114	20	7.0	2.0	2	0.5
在污水总排放口下游 40 公里处有分散用水，要求 BOD ₅ ≤ 4mg/L								

5. 处理水质要求

污水经处理后，其水质应至少达到二级处理标准，应当满足： $SS \leq 30\text{mg/L}$ ， $COD \leq 100\text{mg/L}$ ， $BOD_5 \leq 30\text{mg/L}$ ，

其中 N, P 指标，依据《城镇污水处理厂污染物排放标准》中的一级 B 标准，确定为： $TN \leq 20\text{mg/L}$ ， $TP \leq 1.0\text{mg/L}$ 。

1.3 设计任务与内容

排水工程毕业设计内容包括：排水管网设计和污水处理厂设计两大部分，主要内容包括：

- 1、排水管网扩大初步设计，含两个方案的比较；
- 2、污水处理工艺设计，含部分单位构筑物的工艺施工图设计；
- 3、污泥处理工艺设计，含部分单位构筑物的工艺施工图设计；
- 4、排水管网与污水处理厂的工程概算；

1.4 设计要求

- 1、通过阅读中外文献，调查研究与收集有关资料，拟定工程设计方案与工艺流程，再经过综合技术经济分析，选择合理的设计方案。

- 2、毕业设计说明书：

应包括工程设计的主要原始资料、方案比较以及各单位构筑物选型分析说明、工艺设计计算及有关简图等。要求内容完整、计算正确、论述简洁明了、文理通顺、书写工整、装订整齐，并注明引用参考文献资料。说明书一般约 5 万字（90 页）左右，必须同时将说明书摘要译成外文（200 字左右）。

- 3、毕业设计图纸：

应能比较准确表达设计意图，图面力求布局合理、正确清晰，符合制图标准、专业规范及有关规定，用工程字注文。图纸不少于 8 张（按照 A1 图计），至少应有 1 张以上铅笔图，其中要求 2 张图纸应基本达到施工图设计深度。此外，其组成还应满足下列要求：

城市排水系统总平面图	（比例尺： 1： 10000）	1 张
污水总泵站或中途泵站工艺施工图	（比例尺： 1： 50~1： 100），	1 张
污水处理厂总平面图	（比例尺 1： 500）	1 张
污水与污泥处理高程图	（纵向 1： 50~1： 100）	1 张
污水与污泥处理主体构筑物工艺图	（比例尺： 1： 50~1： 100）	2 张
指导教师根据具体情况指定		2 张

第 2 章 污水量与水质

2.1 设计流量

1. 该城市居住区每天污水平均流量为:

$$Q_{p1}=q_1N/24\times 3600=120\times 280\times 833.57/86400=324.2\text{L/s}$$

$$Q_{p2}=q_2N/24\times 3600=150\times 265\times 392.30/86400=180.5\text{L/s}$$

式中 Q_p ——居住区平均污水量 (L/s);

q ——居住区生活污水量标准 (L/cap·d);

N ——居住区规划设计人口数 (cap)。

$$Q_p=Q_{p1}+Q_{p2}=504.7\text{L/s}$$

2. 最高日最高时污水量计算 (该市分为左右两个区)

$$Q_1=K_z\times Q_p=687.2\text{L/s}$$

式中 Q_1 ——居民区最高日最高时污水量 (L/s);

K_z ——总变化系数, 见表 4-1。

表 4-1 生活污水量总变化系数

污水平均日流量	5	15	40	70	100	200	500	1000	≥ 1500
总变化系数 K_z	2.3	2.0	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2

3. 工业企业污水量 Q_2

白酒厂:

$$Q_{\text{平均}}=3000\text{m}^3/\text{d}=34.7\text{L/s}$$

$$Q_{\text{max}}=160\text{m}^3/\text{h}=44.4\text{L/s}$$

食品厂:

$$Q_{\text{平均}}=5000\text{m}^3/\text{d}=57.9\text{L/s}$$

$$Q_{\text{max}}=300\text{m}^3/\text{h}=83.3\text{L/s}$$

工业企业生活污水设计流量

$$Q_2=44.4+83.3=127.7$$

工业企业生活污水平均流量

$$Q_{p'}=34.7+57.9=92.6$$

4. 城市污水量计算

在城市污水管道系统规划设计中, 城市污水量通常是将上述几项污水量累加计算, 其公式如下:

$$Q_p = 504.7 + 34.7 + 57.9 = 597.3 \text{ L/s} = 51607 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_{\max} = 687.2 + 44.4 + 83.3 = 814.9 \text{ L/s} = 70407 \text{ m}^3/\text{d}$$

式中 $Q_{\max}$ 为城市污水管道设计污水流量 (L/s)。

每天的平均流量是综合了一天的峰谷流量得出的平均数值, 因此污水处理厂的规模是根据平均流量, 即本设计污水处理厂规模略多于 5 万吨。污水处理厂内部提升泵房作为管网末端提升单元, 和管网一样要满足最高时的高峰冲击因此在没有调节池的情况下也是按照峰值流量设计的, 而泵房后续处理构筑物理论上要按照提升泵最大流量组合来设计, 但是在泵房无调蓄功能的情况下水泵的组合实则和峰值流量是一致的, 因此泵房后续处理构筑物也按照峰值流量来计算。其中, 曝气池由于水力停留时间较长, 实则已经具备了调节池的均衡功能, 因此曝气池独特地可以按照平均流量来设计计算。

2.2 污水水质

1. 已知工业废水中各指标的数值如下:

工厂	平均排水量 (m^3/d)	SS (mg/L)	COD (mg/L)	BOD ₅ (mg/L)	pH	水温 ($^{\circ}\text{C}$)	总氮 (mg/L)	总磷 (mg/L)
白酒厂 (1)	$Q_1=3000$	500	1000	480	7.5	20	50	7
食品厂 (2)	$Q_2=5000$	400	780	600	7.5	20	65	19

2. 城市生活污水的氮磷指标依据《典型生活污水水质》, 取中常浓度值。

$$\text{SS} = 220 \text{ mg/L}$$

$$\text{COD} = 400 \text{ mg/L}$$

$$\text{BOD}_5 = 200 \text{ mg/L}$$

$$\text{N} = 40 \text{ mg/L}$$

$$\text{P} = 8 \text{ mg/L}$$

3. 根据 1 和 2 按照水量加权平均计算可得城市污水与工业废水混合水的各项指标

$$\text{SS}_{\text{COMBI}} = Q_p \times \text{SS} + Q_1 \times \text{SS}_1 + Q_2 \times \text{SS}_2 / (Q_p + Q_1 + Q_2) = 253.71 \text{ mg/L}$$

$$\text{COD}_{\text{COMBI}} = Q_p \times \text{COD} + Q_1 \times \text{COD}_1 + Q_2 \times \text{COD}_2 / (Q_p + Q_1 + Q_2) = 471.69 \text{ mg/L}$$

$$\text{BOD}_{\text{COMBI}} = Q_p \times \text{BOD} + Q_1 \times \text{BOD}_1 + Q_2 \times \text{BOD}_2 / (Q_p + Q_1 + Q_2) = 255.04 \text{ mg/L}$$

$$\text{N}_{\text{COMBI}} = Q_p \times \text{N} + Q_1 \times \text{N}_1 + Q_2 \times \text{N}_2 / (Q_p + Q_1 + Q_2) = 43.00 \text{ mg/L}$$

$$\text{P}_{\text{COMBI}} = Q_p \times \text{P} + Q_1 \times \text{P}_1 + Q_2 \times \text{P}_2 / (Q_p + Q_1 + Q_2) = 9.01 \text{ mg/L}$$

2.3 污水处理程度的确定

(1)污水中 SS 的处理程度
设计标准为二级标准。

$$E_{SS} = \frac{253.71 - 30}{253.71} = 0.881$$

(2)污水中 BOD₅ 的处理程度
设计标准为二级标准。

$$E_{BOD_5} = \frac{255.04 - 30}{255.04} \times 100\% = 88.2\%$$

(3)污水中 TN 的处理程度
设计标准为一级 B 标准。

$$E_N = \frac{43 - 20}{43} \times 100\% = 53.5\%$$

(4)污水中 TP 的处理程度
设计标准为一级 B 标准。

$$E_P = \frac{9.01 - 1}{9.01} \times 100\% = 88.9\%$$

第 3 章 排水管网设计计算

3.1 排水管网体制

3.1.1 管网体制概述

在城市和工业企业中通常有生活污水、工业废水和雨水，排水系统也就是将城镇的污水、废水和雨水系统有组织地排除与处理的工程设施。排水系统通常由排水管网和污水处理厂组成。这些污废水是用一个管渠系统还是用两个、三个管渠系统来排，构成了不同的排除方式，称之为排水系统的体制。

1 合流制排水系统

目前我国大多数城市排水体制为合流制，合流制排水系统就是将生活污水、工业废水和雨水用一个管渠系统汇集排除的系统。这种体制有下面两种方式：

(1) 完全合流制

这种方式是将管渠系统分成若干排出口，将混合污水不经任何处理直接就近排入水体。这是一种合流制排水方式，国内外许多老城市几乎都是采用这种简单的排水方式。在过去，工业尚不发达，人口少，污水相对不大，采取水体的自净作用，这种排水体制被长期采用。但是在当今，科技的发展，人口增加，使污水不断增加，水质也日趋复杂，从环保卫生上来看，合流制是水环境污染的主要原因，所以在目前情况就不宜再采用这种排水体制。

(2) 截流式合流制

这种方式就是在江河岸边修建截流干管，并在合流干管与截流干管交汇设置溢流井。晴天时，混合污水全部由截流干管送至污水处理厂处理后排放；雨天时，当混合水是超过截流干管输水能力后，其超出部分通过溢流井泄入水体。这种体制对带有较多悬浮物的初期雨水和污水都进行处理，对保护水体是有利的，但周期性地给水体带来一定程度的污染，很明显，同为合流制，它又前者优越。这种方式，对一些旧城合流制排水系统改造是可以考虑加以采用的。

2 分流制排水系统

当生活污水、工业废水和雨水用两个或两个以上排水管渠排除时，称为分流制排水系统。其中排除生活污水，工业废水的系统称为污水排水系统；排除雨水的系统称为雨水排水系统。这种体制又有两种方式：

(1) 完全分流制

将城市生活污水及工业废水排到污水系统和雨水排入到雨水系统的体制为分流制。污水排至污水处理厂进行处理，雨水直接排入水体，对于新建城市、新的开发区和新建住宅小区，大都采用这种形式，分流制系统是把城市污水全部送到污水处理厂处理后排

放水体，对环保卫生及防止水体污染方面无疑是比较好的排水体制。

(2) 不完全分流制

只建污水排水系统，未建雨水排水系统，雨水沿着地面、道路边沟和明渠泄入水体。对于常年少雨、气候干燥的城市可采用这种制。

3.1.2 排水体制的确定

排水体制的选择直接影响到对环境的污染。直泄式合流制是不经任何处理把混合污水排入水体，其对水体污染的严重性是不言而喻的，截流式合流制能将晴天时全部生活和工业废水及降雨时较脏的初期雨水截走，送往污水处理厂，这对保护水体是有利的，但在暴雨时，仍有部分混合污水通过溢流井进入水体，造成污染。分流制排水系统，将城市污水全部送至污水厂处理，但初期雨水未经处理直接排入水体，是其不足之处。一般情况下，分流制比截流式合流制在防止水体污染方面更为优越，而且较灵活，较易适应发展的需要，因些应用较广泛。

从基建投资方面来看，合流制需一套管渠系统，其断面尺寸与完全分流制的雨水管渠基本相同，合流制在污水泵站及处理厂规模上要大一些，造价要高一些，但在总体造价上低于完全分流制。不完全分流制由于没有雨水排水系统，所以其投资最省，施工期最短，发挥效益也快，所以对于一般新建地区，地形坡度比较好，雨水又能沿坡度流入水体，为节约初期投资，可先采用不完全分流制，以后随着建设的发展，再逐步造雨水管渠。

从维护管理方面来看，合流制管渠维护管理较简单，对于管渠中的沉积物也可利用雨天的大流是来冲刷，但污水泵站、处理厂因晴雨天的排水量变化幅度较大，增加了运行管理上复杂性。相比之下分流制污水管渠和污水处理厂，流量变化不大，不致产生沉淀物，有利于污水处理厂和管渠的运行管理。

据上综合考虑，本设计确定排水体制采取完全分流制。

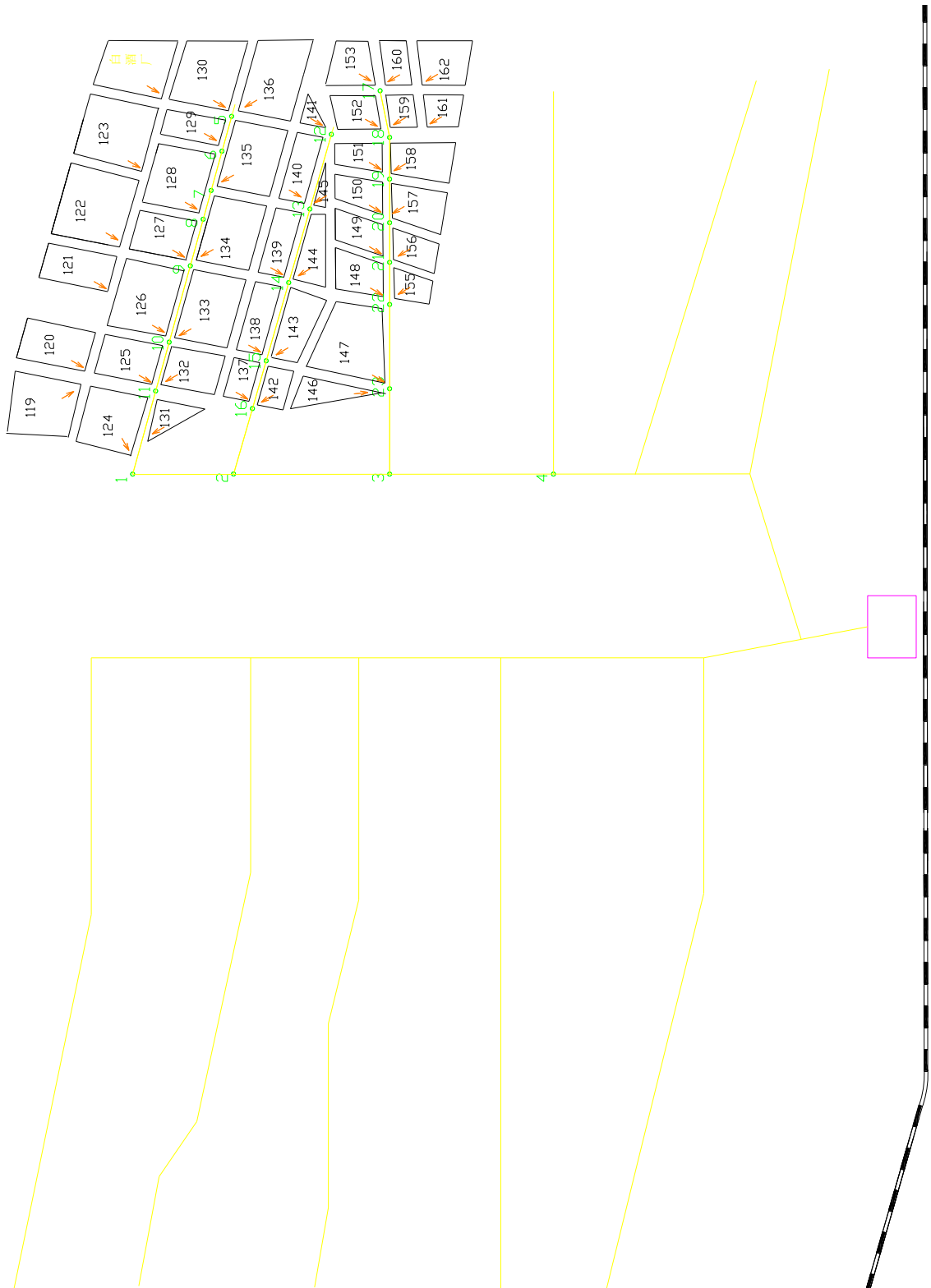
3.2 排水管网定线方案

污水管道系统定线一般按主干管、干管、支管顺序依次进行。定线应遵循的主要原则是：应尽可能地在管线较短和埋深较小的情况下，让最大区域的污水能够自流排出。为实现这一原则，定线时通常考虑的因素是：地形和竖向规划，排水体制和线路数目，污水厂和出水口位置，水文地质条件，道路宽度，地下管线及构筑物位置，工业企业和产生大量污水的建筑物分布情况等。

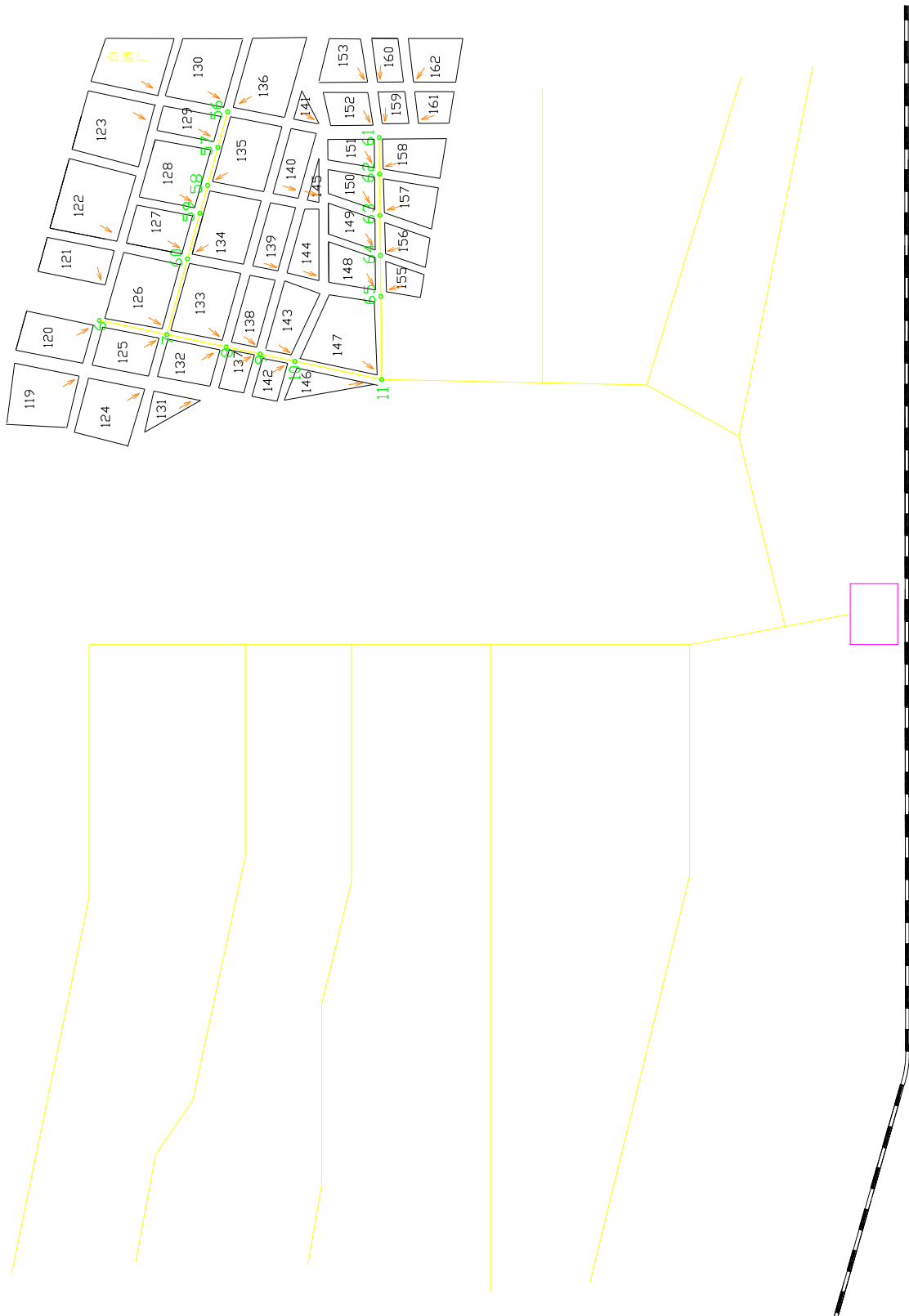
本设计由于等高线较稀疏，地势较缓。定线时充分利用地形趋势来顺坡排水。由于地形倾向河道，采用主干管与等高线平行，干管与等高线垂直。

由于要进行技术经济比较，选择最佳方案，定线时采用了两套方案，两个方案的污水厂均设在城市河流下游，主导风向下风向。距离居民区约 200 米。与要求的 300 米距离较为接近，若盲目增大距离，不仅要穿越铁路，而且增加管长，综合考虑决定维持设计状况。

定线方案 1 示意图如下图所示。



定线方案 2 示意图如下图所示。



3.3 排水管网方案技术经济比较

对比方案 1 和方案 2。

方案 1 三个干管长度分别为 1760m, 1660m, 1760m, 它们到两方案共同检查井的总干管长度为 1930m;

方案 2 两个干管长度分别为 1080m, 1120m, 它们到两方案共同检查井的总干管长度为 2100m;

在同样服务面积内可见方案 2 的干管长要远小于方案 1, 而这一部分的总干管长度相差很小, 两方案除了此局部的不同以外, 其他在污水厂的选址, 穿越河流等方面都是相同的。由此可以从经济角度来看, 方案 2 的造价见小于方案 1; 而从技术角度来看, 两方案没有较大的区别。

综上所述可以得出结论, 方案 2 优于方案 1。

3.4 排水管网的水力计算

3.4.1 水力计算公式

流速

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$$

流量

$$Q = \frac{1}{n} W R^{2/3} I^{1/2}$$

式中 W ——过水断面面积 m^2 ;

I ——水力坡度;

n ——管道粗糙系数;

R ——水力半径。

3.4.2 水力计算设计参数:

1. 设计充满度 t :

在设计流量下, 污水在管道中的水深 h 和管道直径 D 的比值。

表 3-1 设计充满度	
管径 D 或暗渠高 $H(mm)$	最大充满度 h/D
200~300	0.55
350~450	0.65
500~900	0.70
≥ 1000	0.75

2. 设计流速 v :

设计流量、设计充满度相应的水流平均速度。

设计污水流速增大时，可能产生冲刷现象，甚至损坏管道；流速缓慢时，污水中所含杂质可能下沉产生淤积。

根据设计手册，污水最小设计流速定为 0.6m/s。通常金属管道的最大设计流速为 10m/s，非金属管道最大设计流速为 5m/s。

另外，污水管道在穿越河流的时候，一般设计为倒虹吸管，根据设计手册，倒虹吸管的设计流速一般不小于 0.9m/s，且不小于进水管流速。若流速小于 0.9m/s，应加定期冲洗措施，冲洗流速不小于 1.2m/s。

3. 最小管径

在污水管道上游部分，流量很小，若管径过小极易堵塞。故在设计中常规定一个允许最小管径。在街坊和厂区内，最小管径为 200mm，街道最小管径为 300mm。

4. 最小设计坡度

它相当于管内流速为最小设计流速时的管道坡度；当给定设计充满度条件下，管径越大，相应的最小设计流速时的最小设计坡度也就越小。

具体规定是：管径 200mm 的最小设计坡度是 0.004。

管径 300mm 的最小设计坡度是 0.003。

5. 污水管道最小埋深

污水管网是排水工程中投资最大的部分，而埋设深度又决定着管网较多的投资。因此，合理地确定管道埋深对于降低工程造价尤为明显。

为了降低造价，缩短施工期，管道埋深越小越好。但覆土厚度应有一个最小的极限值，否则就不能满足技术上的要求。它一般应满足下述三因素：

(1) 必须防止污水冰冻和因土壤冻胀而损坏管道。但由于污水有温度且保持一定的流量不断流动，因此没有必要把整个污水管线埋在冰冻线之下。故《室外排水设计规范》规定：管底可埋设在冰冻线以上 0.15m。有保温措施或水温较高的管道，管底在冰冻线以上距离可加大。

(2) 必须防止管壁因地面荷载而受到破坏。

综合考虑多方面因素并结合各地埋管经验，车行道下污水管最小覆土厚度不宜小于 0.7m，故管道埋深最少为一米多，因为管径最小为 300。

(3) 必须满足街坊连接管衔接要求。

污水出户管的最小埋深一般采用 0.5~0.6m。所以，街坊污水管道起点最小埋深也应有 0.6~0.7m。故街道污水管网起端的最小埋深 H 按下式计算：

$$H = h + IL + Z_1 + Z_2 + \Delta h$$

式中 h ——街坊起点最小埋深 (m)，取 0.7m；

z_1 ——街道污水管起点检查井地面标高 (m)；

z_2 ——街坊起点检查井处地面标高 (m)；

I ——街坊污水管和连接支管坡度；

L ——街坊污水管和连接支管总长度 (m)；

Δh ——连接支管和街道污水管的管底标高差 (m)。

从此上三个因素出发，可以得到三个不同的管底埋深。从这三个数值中选最大的设

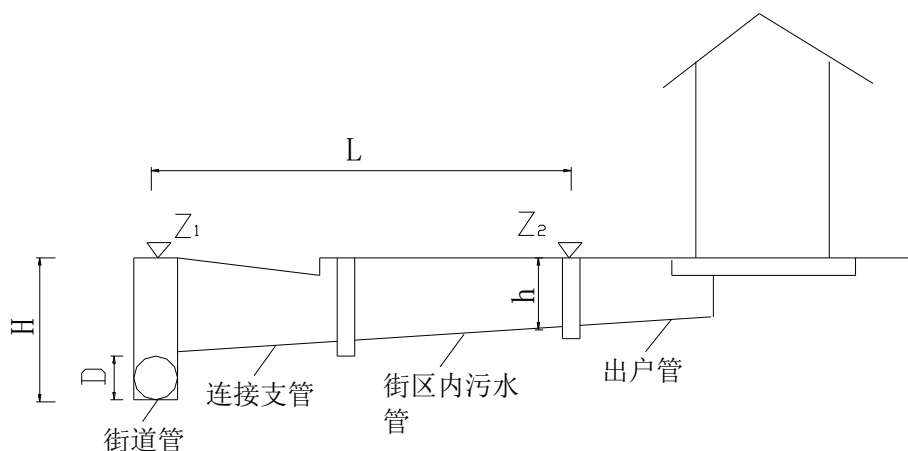


图 3.1 街坊管道示意图

计深度。

在施工过程中，若埋深过大，不仅增加工程投资，而且增大施工难度。因此，在设计中需拟定最大埋深。一般干燥土壤 $\leq 7\sim 8\text{m}$ ，在多水、流砂、石灰岩中 $\leq 5\text{m}$ 。

3.4.3 水力计算表

管网水力计算包括两个方面，污水管道设计流量的计算和污水管道的水力计算。

本设计采用 Excel 计算，在 Excel 中加入普通公式语句，将污水管道设计流量的计算和污水管道的水力计算简化，该计算表源码公开，以供给水排水工程专业后届学生以及各位老师参考。

详细计算表列于下，内容参见附页。

表 1.1-1.2 污水街区面积

表 2.1-2.2 污水干管主干管设计流量计算

表 3 污水干管主干管水力计算

3.5 雨水管道的水力计算

雨水管道要求充分利用地形，就近排入水体。雨水管渠应尽量利用自然地形坡度，以最短的距离靠种立排入附近的水体中。

3.5.1 设计要点

1. 设计充满度

一般按照满流进行设计。

2. 设计流速

由于雨水夹带泥砂，所以暗管流速大于 0.75m/s, 为防止冲刷，金属管道流速小于 10m/s, 非金属管道流速小于 5m/s。

3. 最小管径和最小坡度

雨水管道最小管径 300mm，最小坡度 3.00‰，雨水连接管最小管径 200mm, 最小坡度 0.01。

4. 管道连接

管道在检查井连接，采用管顶平接。

3.5.2 雨量分析

A 市的暴雨强度公式

$$q = \frac{1300(1 + 0.753 \lg P)}{(t + 17.5)^{0.898}}$$

$$t = t_1 + m t_2 \text{ min}$$

$$t_2 = \frac{\sum L}{60v} \text{ min}$$

式中 q ——设计暴雨强度公式 (L/s · ha)；

P ——设计重现期 (a)；

t ——降雨历时 (min)；

t_1 ——地面集水时间 (min)，本设计中取 10min；

t_2 ——管内雨水流行时间 (min)；

L ——各管段的长度 (m)；

v ——各管段的水流速度 (m/s)；

m ——延缓系数，对于暗管取 2。

3.5.3 雨水管道流量计算

城市雨水管渠属于小汇水面积上的排水构筑物。雨水设计流量计算公式如下：

$$Q = \psi q F$$

1. 径流系数 ψ

ψ 是径流量与降雨量的比值，其值小于 1。他因为地面覆盖情况、地面坡度、地貌、建筑物密度的分布、路面铺砌等情况不同而异。当汇水面积的地面有不同覆盖面组成，则平均径流系数有加权平均得到。

$$\psi = \frac{\sum F_i \psi_i}{F}$$

式中 F_i ——各类地面面积 (m²)；

F ——汇水总面积 (m²)；

ψ_i ——相应各类地面的径流系数；

根据给定资料

种类 区域	各种屋面	混凝土与 沥青路面	碎石路面	非铺砌路面	公园与绿地
I 区	35	35	15	5	10
II 区	30	25	15	15	15

查看《室外排水设计规范》(GB50014-2006) p26

地面种类	Ψ
各种屋面、混凝土或沥青路面	0.85~0.95
大块石铺砌路面或沥青表面处理的碎石路面	0.55~0.65
级配碎石路面	0.40~0.50
干砌砖石或碎石路面	0.35~0.40
非铺砌土路面	0.25~0.35
公园或绿地	0.10~0.20

可算出平均径流系数

$$\psi_1 = \sum f_i \psi_i = 35\% \times 0.9 + 35\% \times 0.9 + 15\% \times 0.4 + 5\% \times 0.3 + 10\% \times 0.15 = 0.72$$

$$\psi_2 = \sum f_i \psi_i = 30\% \times 0.9 + 25\% \times 0.9 + 15\% \times 0.4 + 15\% \times 0.3 + 15\% \times 0.15 = 0.62$$

2. 雨水管渠汇水面积

汇水面积是指雨水管渠汇集雨水的面积。在小汇水面积上，降雨不均匀的影响较小，可以认为降雨强度是均匀的。

1. 暴雨强度

有暴雨强度公式可知， q 是由 m ， t_1 ， t_2 ， P 决定的。

(1) 设计暴雨强度重现期 P (ecurrence interval)

当 P 值高时， q 增大，即管渠断面增大，造价提高，但安全性好；反之，安全性差，但亦较为经济。根据A市的气候条件及重要程度经验，本设计取 $P=1$ 年。

(2) 地面集水时间(time of flow) t_1

是从汇水面集最远点至第一个雨水口所经时间，主要取决于水流距离长短和地面坡度。 t_1 过大，将流水不畅； t_1 过小，则加大管渠尺寸，提高造价。本设计取 $t_1=10\text{min}$ 。

(3) 管渠内雨水流行时间(time of flow) t_2

(4) 折减系数 m

折减系数 m ，根据《室外排水设计规范》，暗管折减系数 m 取2。

3.5.4 水力计算表

本次计算值计算一条管道，雨水水力计算同样采用Excel计算表，源码同样公开。详细计算表列于下，内容参见附页。

表 4.1 雨水干管设计管段长度及汇水面积

表 4.2 雨水干管的水力计算

第 4 章 污水处理厂设计计算

4.1 污水处理厂位置的选择

污水厂位置的选择，应符合城镇总体规划和排水工程专业规划的要求，并应根据下列因素综合确定：

- 1 在城镇水体的下游。
- 2 便于处理后出水回用和安全排放。
- 3 便于污泥集中处理和处置。
- 4 在城镇夏季主导风向的下风侧。
- 5 有良好的工程地质条件。
- 6 少拆迁，少占地，根据环境影响评价要求，有一定的卫生防护距离。
- 7 有扩建的可能。
- 8 厂区地形不应受洪涝灾害影响，防洪标准不应低于城镇防洪标准，有良好的排水条件。
- 9 有方便的交通、运输和水电条件。

根据以上污水处理厂的选择原则，以及本设计城市的地形、管网布置等各方面的具体情况，决定将污水处理厂设在靠近河流的 I 区右下方，具体的位置见污水平面图。首先，它基本满足上面的要求，其次，城市以河流为中轴线左右地势基本上是对称的，这样将污水厂布置在地势最低的中部，有利于管网的重力自流，也比较安全可靠。最后，将污水厂布置河流下游处，不会污染给水水源形成二次污染，而且还有利于排放河流的处理水迅速稀释，有利于水体的快速自净。

4.2 污水处理工艺流程的选择

污水处理厂的工艺流程系指在保证处理水达到所要求的处理程度的前提下，所采用的污水处理技术各单元的有机组合。

在选定处理工艺流程的同时，还需要考虑各处理单元构筑物的形式，两者互为制约，互为影响。污水处理工艺流程的选定，主要以下列各项因素作为依据。

- (1) 原污水的水量
- (2) 污水的处理程度
- (3) 当地的各项条件
- (4) 工程造价与运行费用

4.2.1 二级处理工艺的确定

首先分析二级处理工艺这个关键部分，查看国家环境保护总局官方网站中污染防治技术政策(地址:<http://www.zhb.gov.cn/lssj/wrfzjszc/>)，建设部，国家环保总局，科学技术部联合发布的《城市污水处理和污染防治技术政策》(2000-05-29 发布)有说明：

.....

.....

4.2.2 二级处理工艺

日处理能力在 20 万立方米以上(不包括 20 万立方米/日)的污水处理设施, 一般采用常规活性污泥法。也可采用其它成熟技术。

日处理能力在 10 — 20 万立方米的污水处理设施, 可选用常规活性污泥法、氧化沟法、SBR 法和 AB 法等成熟工艺。

日处理能力在 10 万立方米以下的污水处理设施, 可选用氧化沟法、SBR 法、水解好氧法、AB 法和生物滤池法等技术, 也可选用常规活性污泥法。

4.2.3 二级强化处理

二级强化处理工艺是指除有效去除碳源污染物外, 且具备较强的除磷脱氮功能的处理工艺。在对氮、磷污染物有控制要求的地区, 日处理能力在 10 万立方米以上的污水处理设施, 一般选用 A/O 法、A/A/O 法等技术。也可审慎选用其他的同效技术。

日处理能力在 10 万立方米以下的污水处理设施, 除采用 A/O 法、A/A/O 法外, 也可选用具有除磷脱氮效果的氧化沟法、SBR 法、水解好氧法和生物滤池法等。

.....
.....

由于该设计对脱氮除磷有要求故选取二级强化处理。可供选取的工艺: A²/O 工艺, SBR 及其改良工艺, 氧化沟工艺, 以下对各工艺逐个分析(图例引自《生物脱氮除磷原理与应用》)

1 A²O 处理工艺

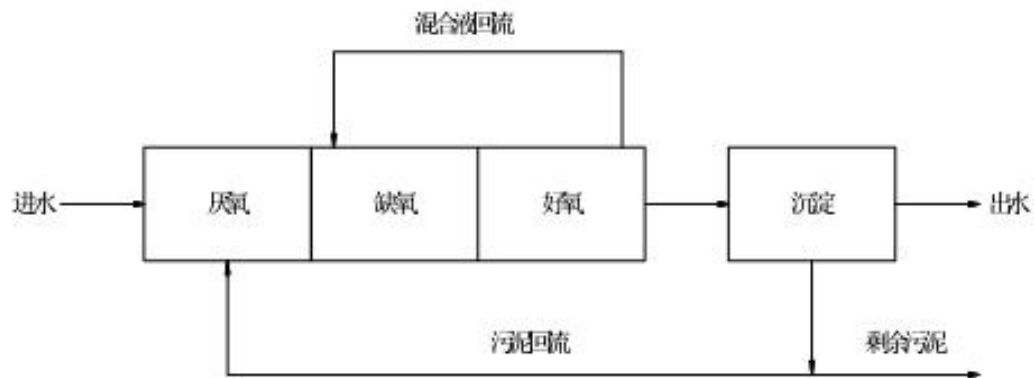


图 4.1 A^2O 处理工艺图

A^2O 处理工艺是 Anaerobic—Anoxic—Oxic 的英文缩写，它是厌氧—缺氧—好氧生物脱氮除磷工艺的简称， A^2O 工艺是在厌氧—好氧除磷工艺的基础上开发出来的，该工艺同时具有脱氮除磷的功能。

A^2O 工艺的特点：

- (1) 厌氧、缺氧、好氧三种不同的环境条件和不同种类的微生物菌群的有机配合，能同时具有去除有机物、脱氮除磷功能；
- (2) 在同时脱氮除磷去除有机物的工艺中，该工艺流程最为简单，总的水力停留时间也少于同类其它工艺。
- (3) 在厌氧-缺氧-好氧交替运行下，丝状菌不会大量繁殖，SVI 一般小于 100，不会发生污泥膨胀。
- (4) 污泥中含磷量高，一般为 2.5% 以上。
- (5) 厌氧—缺氧池只需轻搅拌，使之混合，而以不增加溶解氧为度。

2 SBR 处理工艺

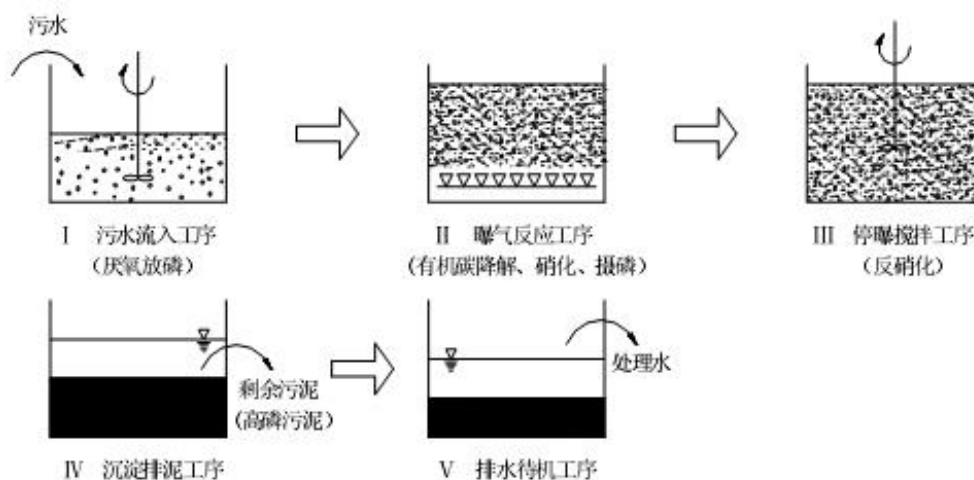


图 4.2 SBR 工艺脱氮除磷工序图

SBR 是一种间歇式的活性污泥系统，其基本特征是在一个反应池内完成污水的生化反应、固液分离、排水、排泥。可通过双池或多池组合运行实现连续进出水。SBR 通过对反应池曝气量和溶解氧的控制而实现不同的处理目标，具有很大的灵活性。

SBR 池通常每个周期运行 4-6 小时，当出现雨水高峰流量时，SBR 系统就从正常循环自动切换至雨水运行模式，通过调整其循环周期，以适应来水量的变化。SBR 系统通常能够承受 3-5 倍旱流量的冲击负荷。

SBR 工艺的特点：

(1) SBR 工艺流程简单、管理方便、造价低。SBR 工艺只有一个反应器，不需要二沉池，不需要污泥回流设备，一般情况下也不需要调节池，因此要比传统活性污泥工艺节省基建投资 30% 以上，而且布置紧凑，节省用地。由于科技进步，目前自动控制已相当成熟、配套。运行管理方便、灵活，很适合小城市采用。

(2) 处理效果好。SBR 工艺反应过程是不连续的，是典型的非稳态过程，但在曝气阶段其底物和微生物浓度变化是连续的(尽管是处于完全混合状态中)，随着时间的延续而逐渐降低。反应器内活性污泥处于一种交替的吸附、吸收及生物降解和活化的变化过程之中，因此处理效果好。

(3) 有较好的除磷脱氮效果。SBR 工艺可以很容易地交替实现好氧、缺氧、厌氧的环境，并可以通过改变曝气量、反应时间等方面来创造条件提高除磷脱氮效率。

(4) 污泥沉降性能好。SBR 工艺具有的特殊运行环境抑制了污泥中丝状菌的生长，减少了污泥膨胀的可能。同时由于 SBR 工艺的沉淀阶段是在静止的状态下进行的，因此沉淀效果更好。

(5) SBR 工艺独特的运行工况决定了它能很好的适应进水水量、水质波动。

3 氧化沟处理工艺

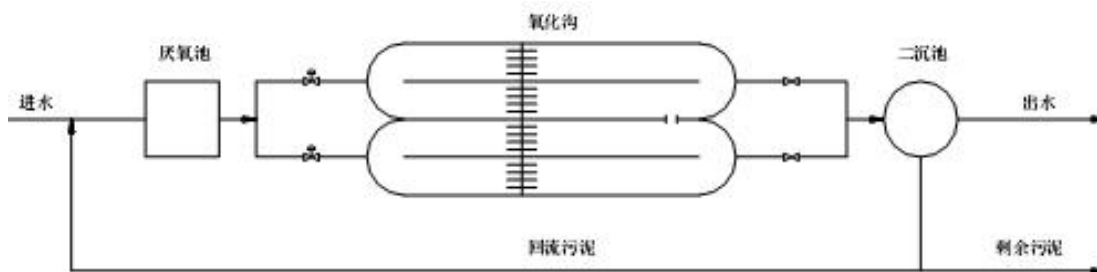


图 4.3 氧化沟工艺脱氮除磷工序图

氧化沟在严格意义上讲不属于专门的生物除磷脱氮工艺。但是随着氧化沟技术的发展，它早已超出原先的实践范围，出现了一系列除磷脱氮技术与氧化沟技术相结合的污水处理工艺流程。按照运行方式，氧化沟可以分为连续工作式、交替工作式和半交替工作式。连续工作式氧化沟，如帕斯威尔氧化沟、卡鲁塞尔氧化沟。奥贝尔氧化沟在我国应用比较多，这些氧化沟通过设置适当的缺氧段、厌氧段、好氧段都能取得较好的除磷脱氮效果。连续工作式氧化沟又可分为合建式和分建式。交替工作式氧化沟一般采用合建式，多采用转刷曝气，不设二沉池和污泥回流设施。交替工作式氧化沟又可分为单沟式、双沟式和三沟式，交替式氧化沟兼有连续式氧化沟和 SBR 工艺的一些特点，可以根据水量水质的变化调节转刷的开停，既可以节约能源，又可以实现最佳的除磷脱氮效果。

氧化沟具有以下特点：

(1) 工艺流程简单，运行管理方便。氧化沟工艺不需要初沉池和污泥消化池。有些类型氧化沟还可以和二沉池合建，省去污泥回流系统。

(2) 运行稳定，处理效果好。氧化沟的 BOD 平均处理水平可达到 95% 左右。

(3) 能承受水量、水质的冲击负荷，对浓度较高的工业废水有较强的适应能力。这主要是由于氧化沟水力停留时间长、泥龄长和循环稀释水量大。

(4) 污泥量少、性质稳定。由于氧化沟泥龄长。一般为 20~30 d，污泥在沟内已好氧稳定，所以污泥产量少从而管理简单，运行费用低。

(5) 可以除磷脱氮。可以通过氧化沟中曝气机的开关，创造好氧、缺氧环境达到除磷脱氮目的，脱氮效率一般 >80%。但要达到较高的除磷效果则需要采取另外措施。

综上所述，对比可得比较适合本经济开发区的工艺是 A2O 工艺。因为这种工艺具有较好的除氮脱磷功能，具有改善污泥沉降性能的作用的能力，具有提高对难降解生物有机物去除效果，而且运行效果稳定，技术先进成熟，管理维护简单，国内工程实例多，容易获得工程设计和管理经验技术先进成熟，最为重要的是该工艺总水力停留时间少于其他同类工艺，节省基建费用，占地面积相对较小。

选定核心构筑物后，其他的处理就比较好确定了。

4.2.2 污水厂总体工艺的确定

1. 一级处理：

确定为粗细两道格栅物理去除较大悬浮物及旋流式沉砂池除砂。基于脱氮除磷的特定要求，在初沉池设置与否的问题上，从设计污水水质数据进行初步分析，主要分析数据为：

(1) BOD_5/TKN 能否满足大于 4。

(2) BOD_5/TP 能否大于 17。

其中 BOD_5 和 TP 已有计算数据，下面简要分析 TKN。

污水中的氮，有四种形态，氨氮，有机氮，亚硝酸盐氮，硝酸盐氮，四者合称总氮 (TN)。其中，氨氮与有机氮合称为凯氏氮 (TKN)，这是衡量污水进行生化处理时营养是否充足的依据，而在常规生活污水中，基本不含亚硝酸盐氮和硝酸盐氮，因此，设计取值 $TKN = TN$ 。初算设计水质能够满足比值但是 BOD_5/TKN 并不十分富余，综合考虑以下三个因素决定不设初沉池 (1) 保证活性污泥营养充足 (2) 减少占地与投资 (3) 减小初沉池较严重的环境污染问题。

2. 二级处理：

确定为 A^2O 反应池、二沉池，以及消毒处理。

3. 污泥处理：

1. 参考《给水排水设计手册（第二版）》第五册 P474 说明：

9.1.4 富磷污泥的处理工艺

富磷污泥系指 A_p/O 或 A^2/O 生物除磷工艺中产生的剩余活性污泥。富磷污泥中含磷量很高,可达 4%~6%,但污泥中的磷处于不稳定状态,一旦遇到厌氧环境,并存在易降解有机物时,便可大量释放出来。在污泥处理系统中,厌氧环境处处存在,浓缩池、消化池乃至脱水机或贮泥池中,皆存在厌氧环境。另外,由于水解酸化作用,这些构筑物中也存在大量易降解有机物,因而污泥中的磷会大量释放。一些处理厂在实际运行中发现,当初沉污泥和富磷污泥在浓缩池合并后,其浓缩池上清液中 TP 浓度可高达 60~80mg/L,消化池分离液中 TP 可高达 200mg/L。因此,要使污水处理系统得到较高的除磷效率,必须控制污泥处理区分离液中 TP 浓度。否则,这些磷将重新回到污水处理系统,导致除磷效率下降。常用的控制方法有二。一是控制污泥中磷的释放;二是去除分离液中的磷。

(1) 控制磷释放的措施:如无特殊需要,富磷污泥最好不采用污泥消化(包括好氧消化),应经浓缩后直接脱水。浓缩工艺最好采用离心浓缩、絮凝机械浓缩或好氧的气浮浓缩;污泥脱水的调质,最好采用无机混凝剂或有机高分子絮凝剂与无机混凝剂同时使用。以上工艺流程见图 9-4。

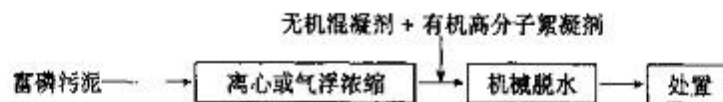


图 4.4 富磷污泥的处理工艺

同时参考《生物脱氮除磷原理与应用》P116<A20 工艺流程的改进措施>中说明:

(6) A^2/O 的工艺特点, 其剩余污泥的含磷量高, 在其消化过程中会重新释放和溶出, 同时, 由于剩余污泥沉淀性较好, 所以, 污泥的处理宜取消消化池, 直接经浓缩和脱水后做肥料使用较好。

本设计无特殊要求, 因此基于 A^2/O 的工艺特点, 并防止在消化处理中磷被重新释放而导致污水排放无法达到要求, 因此对于污泥采用机械浓缩和脱水的工艺。

总体工艺流程如下图所示。

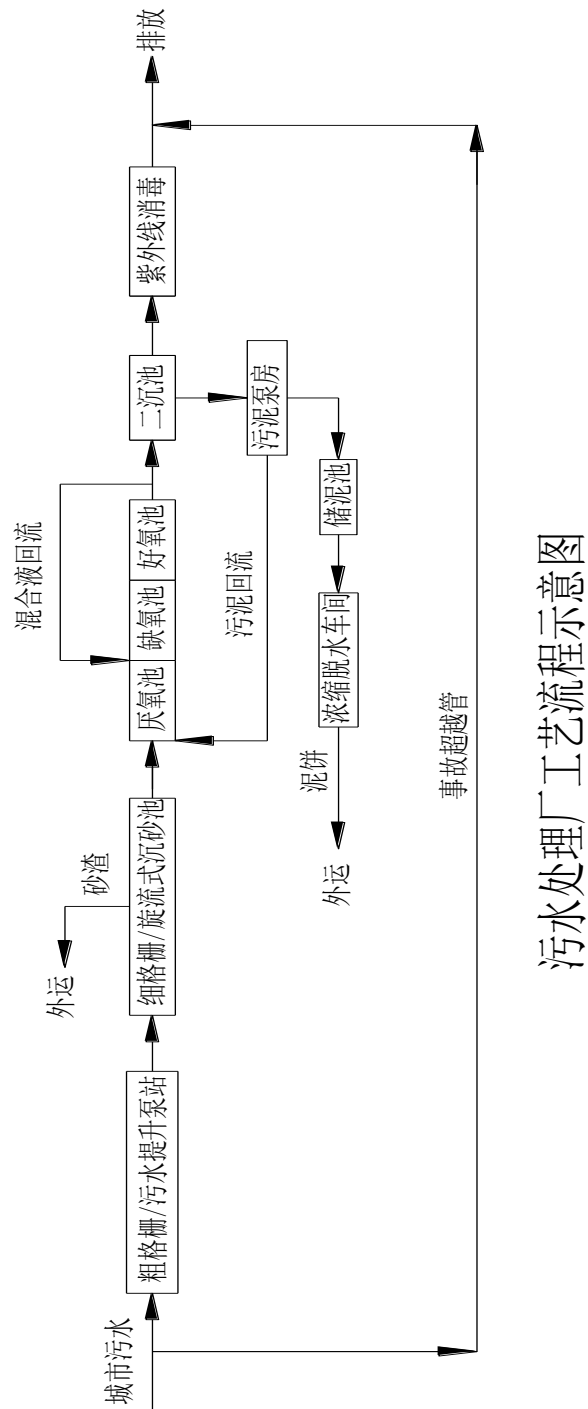


图 4.5 污水处理厂总体工艺流程图

4.3 各处理构筑物的设计计算

4.3.1 粗格栅进水泵房

粗格栅是污水处理厂的第一道预处理设施,用以去除废水中较大的悬浮物、漂浮物、

纤维物质和固体颗粒物质，以保证后续处理单元和水泵的正常运行，减轻后续处理单元的处理负荷，防止阻塞排泥管道。

本设计中污水由 DN1000 的管道从城区直接引入格栅间，粗格栅数量采用两个。
设计基本参数

设计流量： $Q_{\max} = 0.815/2 \text{ m}^3/\text{s} = 0.408 \text{ m}^3/\text{s}$

栅前水深： $h=1.0\text{m}$ ， 过栅流速： $v=0.9\text{m/s}$

栅条宽度： $S=0.01\text{m}$ ， 栅条间隙 $b=0.020\text{m}$

栅前部分长度： 0.5m ， 格栅倾角 $\alpha = 70^\circ$

1. 设计计算

(1) 栅条的间隙数 (n)

设栅条间隙宽度 $b=0.020\text{m}$ ，格栅倾角 $\alpha = 70^\circ$ 。

$$n = \frac{Q_{\max} \sqrt{\sin \alpha}}{bhv} = \frac{0.408 \sqrt{\sin 70^\circ}}{0.02 \times 0.8 \times 0.9} \approx 27 \text{ 个}$$

(2) 栅槽宽度 (B)

$$B = S(n-1) + b \times n = 0.01 \times (27-1) + 0.02 \times 27 = 0.8(\text{m})$$

(3) 通过格栅的水头损失 (h_1)

设栅条断面为锐边矩形断面。

$$h_1 = \beta \left(\frac{S}{b} \right)^{4/3} \frac{v^2}{2g} \sin \alpha \bullet k = 2.42 \left(\frac{0.01}{0.020} \right)^{4/3} \times \frac{0.9^2}{19.6} \sin 70^\circ \times 3 = 0.13(\text{m})$$

介于 $0.08 \sim 0.15$ 之间，符合要求。

(4) 栅前槽总高度 (H)

设栅前渠道超高 $h_2=2.7\text{m}$ 。

$$H = h + h_2 = 1 + 2.7 = 3.7\text{m}$$

最终设计的超高与布置情况参见污水提升泵站高程图，此处高度仅为粗算设定。

(5) 每日栅渣量 (W)

在栅条间隙 20 mm 的情况下，设栅渣量为每 1000m^3 污水产 0.07 m^3

$$W = \frac{86400 Q_{\max} W_1}{1000 K_z} = \frac{86400 \times 0.408 \times 0.07}{1000 \times 1.36} = 1.81(\text{m}^3 / \text{d})$$

$$\text{其中 } K_z = \frac{Q_{\text{设}}}{Q_{\text{平}}} = \frac{0.815}{0.597} = 1.36$$

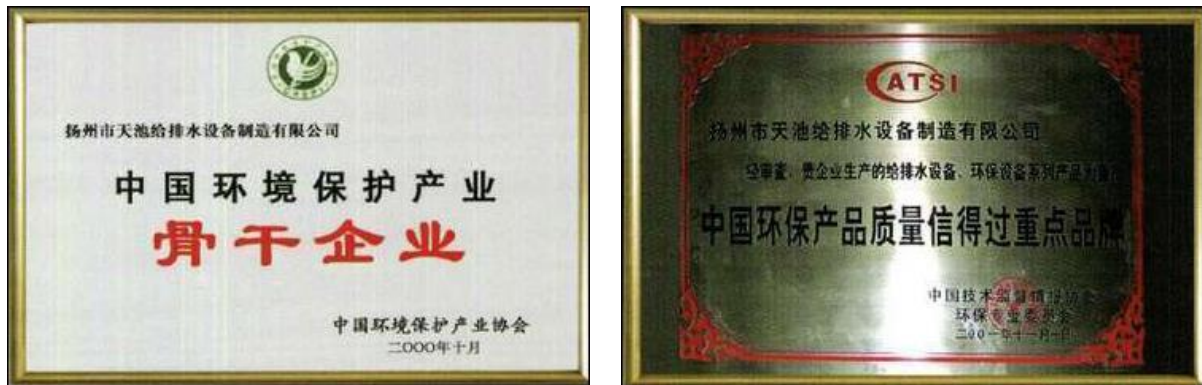
因 $W > 0.2 \text{ m}^3 / \text{d}$ ，所以宜采用机械清渣。

2. 设备选用

(1) 闸门选择

栅前栅后闸门的选择，参考多家厂商的电子样本，安徽铜都阀门有限公司，河北大禹水工机械有限公司，湖南省水电(闸门)建设工程有限公司，扬州天池给排水设备制造有限公司，最终确定采用扬州天池给排水设备制造有限公司生产的 PGZ-800×1800 型平

面钢闸门。



其图样如下图所示：

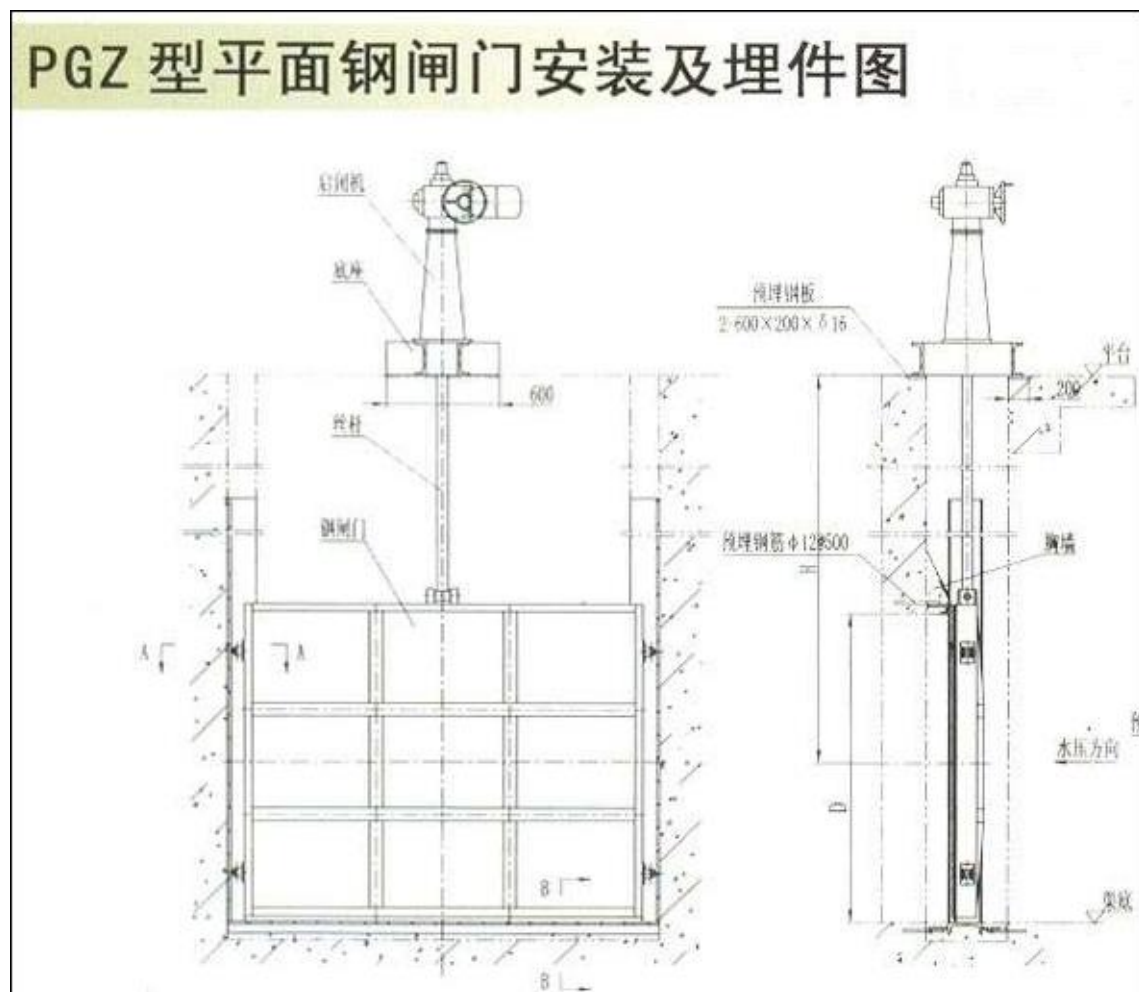


图 4.6 PGZ 型平面钢闸门安装及埋件图

(2) 机械格栅除污机选择

查阅厂商电子样本，佛山新泰隆环保设备制造有限公司，唐山博大环境设备工程机械有限公司，唐山天兴环保机械有限公司，广州冉鑫环保净化设备有限公司等，经过多家对比确定采用广州鑫冉环保净化设备有限公司生产的HG-800-20型回转式格栅除污

机作为格栅清渣设备。其参数与设备图样如下所示：

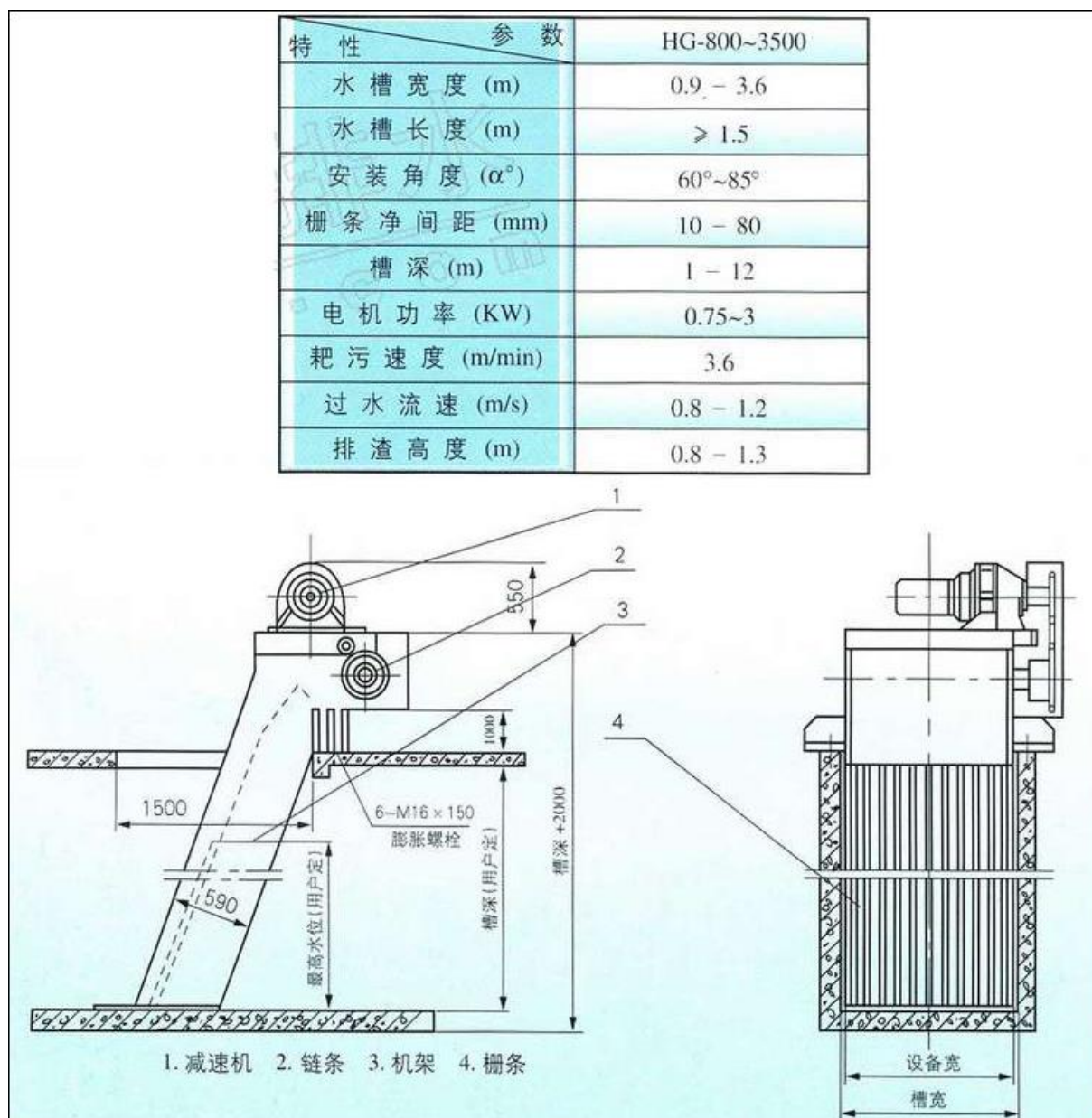


图 4.7 HG-800-20 型回转式格栅除污机

(3) 栅渣输送机

选用扬州天池给排水设备制造有限公司生产的 WLS-420 螺旋输送机，420 为直径，其图样省略。

泵房由于其通用性，该部分设计单独列于 4.5 节，可见于后面文档。

4.3.2 细格栅沉砂池

沉砂池前设置细格栅，进一步去除部分悬浮物、漂浮物、纤维物质和固体颗粒物质。除栅条间隙 b 与过栅流速取值与粗格栅不同外，其余尺寸取值与粗格栅相同， $b=0.010\text{m}$ ， $v=0.8\text{m/s}$ 。

1. 设计计算

(1) 栅条的间隙数 (n)

栅条间隙宽度 $b=0.010\text{m}$ ，格栅倾角 $\alpha=70^\circ$ 。

$$n = \frac{Q_{\max} \sqrt{\sin \alpha}}{bhv} = \frac{0.408 \sqrt{\sin 70^\circ}}{0.01 \times 0.8 \times 0.9} \approx 54 \text{ 个}$$

(2) 栅槽宽度 (B)

$$B = S(n-1) + b \times n = 0.01 \times (54-1) + 0.01 \times 54 = 1.07(\text{m})$$

(3) 通过格栅的水头损失 (h_1)

设栅条断面为锐边矩形断面。

$$h_1 = \beta \left(\frac{S}{b} \right)^{4/3} \frac{v^2}{2g} \sin \alpha \bullet k = 2.42 \left(\frac{0.01}{0.010} \right)^{4/3} \times \frac{0.8^2}{19.6} \sin 70^\circ \times 3 = 0.22(\text{m})$$

(4) 栅后槽总高度 (H)

设栅前渠道超高 $h_2=1\text{m}$ 。

$$H = h + h_1 + h_2 = 0.8 + 0.22 + 1.0 = 2.02(\text{m})$$

(5) 每日栅渣量 (W)

在栅条间隙 10 mm 的情况下，设栅渣量为每 1000m^3 污水产 0.08 m^3

$$W = \frac{86400 Q_{\max} W_1}{1000 K_z} = \frac{86400 \times 0.408 \times 0.08}{1000 \times 1.36} = 2.07(\text{m}^3/\text{d})$$

因 $W > 0.2 \text{ m}^3/\text{d}$ ，所以宜采用机械清渣。

2. 设备选用

(1) 闸门选择

格栅前后渠和沉砂池进水渠；出水渠；分流合流渠同样选用扬州天池给排水设备制造有限公司生产的产品，型号分别为 PGZ-1100×1800（6 套），PGZ-2000×1800（2 套），PGZ-3300×1800（1 套）。

(2) 机械格栅除污机选择

清渣设备同样采用广州鑫冉环保净化设备有限公司生产机械，型号由于格栅间隙与粗格栅不同，因此型号采用 HG-800-10 型回转式格栅除污机，图样同前粗格栅所示。

(3) 栅渣输送机

同粗格栅所选。

4.3.3 沉砂池

沉砂池的作用是从废水中分离密度较大的无机颗粒。它一般设在污水厂的前端，保护水泵和管道免受磨损，缩小污泥处理构筑物容积，提高污泥有机组分的含率，提高污泥作为肥料的价值。

沉砂池的种类有很多，常见有平流沉砂池、竖流式沉砂池、辐流式沉砂池、曝气沉砂池、旋流沉砂池等。其中，旋流式沉砂池具有沉砂效果好（粒径 $d \geq 0.3\text{mm}$ 时，除砂效率 $\geq 95\%$ ；粒径 $d \geq 0.2\text{mm}$ 时，除砂效率 $\geq 90\%$ ），结构简单，管理方便，在近年来

被日益广泛使用，本设计采用旋流式沉砂池。

旋流式沉砂池主要由钢筋混凝土的池体和与其配套的搅拌设备，传动装置，气动提砂系统等组成。池体为圆形混凝土结构，底部为锥形的内腔与砂斗；污水由流入口切线方向流入沉砂区，利用电动机及传动装置带动转盘和斜坡式叶片旋转，由于所受离心力的不同，把砂粒甩向池壁，掉入砂斗，有机物被送回污水中。调整转速，可达到最佳沉砂效果。沉砂用压缩空气经砂提升管，排砂管清洗后排除，清洗水回流至沉砂区，排砂达到清洁砂标准。

根据设计流量： $Q=815\text{L/s}$ 查《给水排水设计手册》第 5 册 291 页，选用 900 型旋流式沉砂池，一用一备，数据如下表所示，此处省略手册配图，因其与厂家提供的样本图完全一致，厂家样本图见后。

旋流式沉砂池 I 型号及尺寸

型号	流量 (L/s)	A	B	C	D	E	F	G	H	J	K	L
900	880	4.87	1.50	1.00	2.00	0.40	2.20	1.00	0.51	0.60	0.80	1.85

1. 设计计算与设备选用

(1) 沉砂器选择

各厂商已对应生产了多总配套的旋流式沉砂池产品，查阅多个厂家，确定采用佛山新泰隆环保设备制造有限公司生产的 XSC 型旋流式沉砂器，其规格完全符合设计手册的相关要求。其特点，技术参数和图样如下：

三、特点

- 1、占地面积小。
- 2、沉砂效果受水量变化影响很小。
- 3、砂水分离效果好，分离出的砂子含水率低，有机物含量少，便于运输。
- 4、系统采用 PLC 自控制洗砂、排砂周期，运行安全、可靠。
- 5、操作方便、维护简单，寿命长。
- 6、鼓风机采用国外先进技术，噪音低。
- 7、对周围环境影响很小，卫生条件好。

四、技术性能参数

项目 型号	处理量 (m ³ /h)	叶轮转速 (r/min)	功率 (Kw)	排砂量 (L/s)	鼓风机		
					风量 (m ³ /min)	风压 (Kpa)	功率 (Kw)
XCS180	180	12~20	1.1	7.8	1.43	34.3	1.5
XCS360	360			9.5	1.79	34.3	2.2
XCS720	720				1.75	39.2	2.2
XCS1080	1080				2.03	44.1	3
XCS1980	1980	12~20	1.5	11	1.98	53.9	4
XCS3170	3170				2.01	58.8	4
XCS4750	4750			15	2.42	69	7.5
XCS6300	6300				2.34	78	7.5
XCS7200	7200				2.65	88	11
XCS9000	9000	12~20	1.5	15	2.42	69	7.5
XCS12600	12600				2.34	78	7.5
XCS14400	14400				2.65	88	11

注:1、水力表面负荷: $200\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{h}$ 。

2、水力停留时间: $20\sim 30\text{s}$ 。

3、进水流速: $Q=(40\sim 80\%)Q_{\text{Max}}$ 时, $V=0.6\sim 0.9\text{m/s}$; $Q=Q_{\text{Max}}$ 时, $V\geq 1.2\text{m/s}$; $Q=Q_{\text{Min}}$ 时, $V>0.15\text{m/s}$ 。

五、旋流沉砂池外形尺寸及工作方式

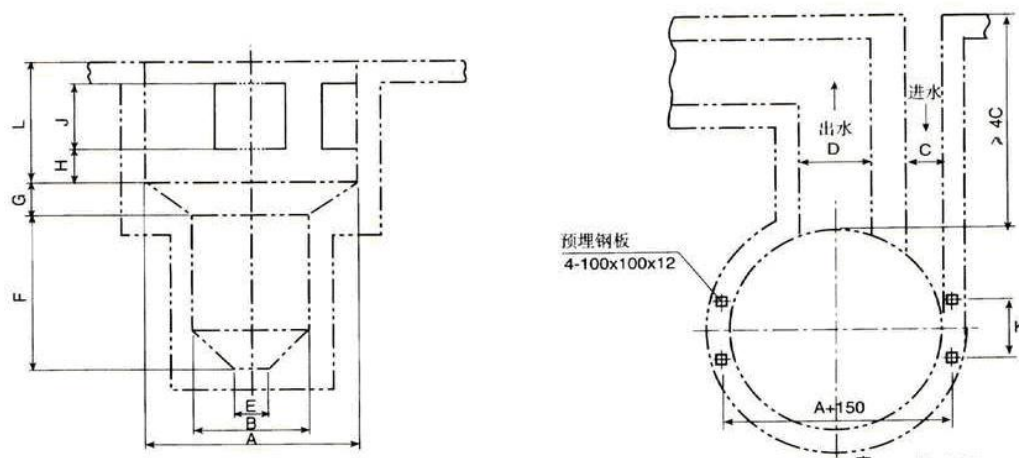
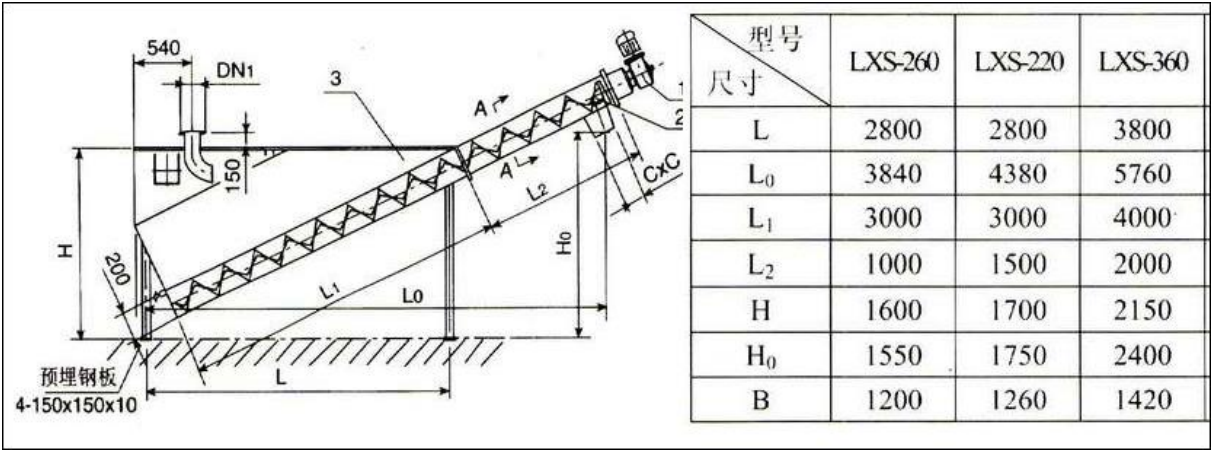


图 4.8 XSC3170 型旋流式沉砂器

尺寸 型号	A	B	C	D	E	F	G	H	J	K	L
XCS180	1830	1000	305	610	300	1400	300	300	300	1100	1100
XCS360	2130		380	760		1400	300	300	300		1100
XCS720	2430		450	900		1550	400	300	400		1150
XCS1080	3050		610	1200		1550	450	300	450		1350
XCS1980	3650	1500	750	1500	400	1700	600	510	580	1100	1450
XCS3170	4870		1000	2000		2200	1000	510	600		1850
XCS4750	5480		1100	2200		2200	1000	610	630		1850
XCS6300	5800		1200	2400		2500	1300	760	700		1950
XCS7200	6100		1200	2400		2500	1300	760	750		1950
XCS9000	7315		1875	3350		2515	1300	760	1675		2845
XCS12600	8535		1980	3950		2895	1525	760	1980		3200
XCS14400	8645		2130	4279		3050	1625	760	2135		3430

(2) 砂水分离器

同样选用佛山新泰隆环保设备制造有限公司生产的旋流式沉砂池配套砂水分离器，选用型号为 LXS-260，其尺寸与图样见下图：



(3) 鼓风机

鼓风机的作用是汽水提砂，根据旋流式沉砂池技术参数所指的鼓风机数值，查阅《给水排水设计手册》第十一册 P486-P487，选用 SSR50 型罗茨鼓风机两台，其性能，参数和图样如下所示：

SSR 系列罗茨鼓风机外形及安装尺寸(mm)										表 2-81
型 号	口径(mm)	A	B	C	D	E	F	G	H	J
SSR-50	50A	230	130	120	890	185	179	560	410	100
型 号	口径(mm)	K	L	M	N	O	Q	n	重量(kg)	
SSR-50	50A	-	-	300	115	155	75	4	74	

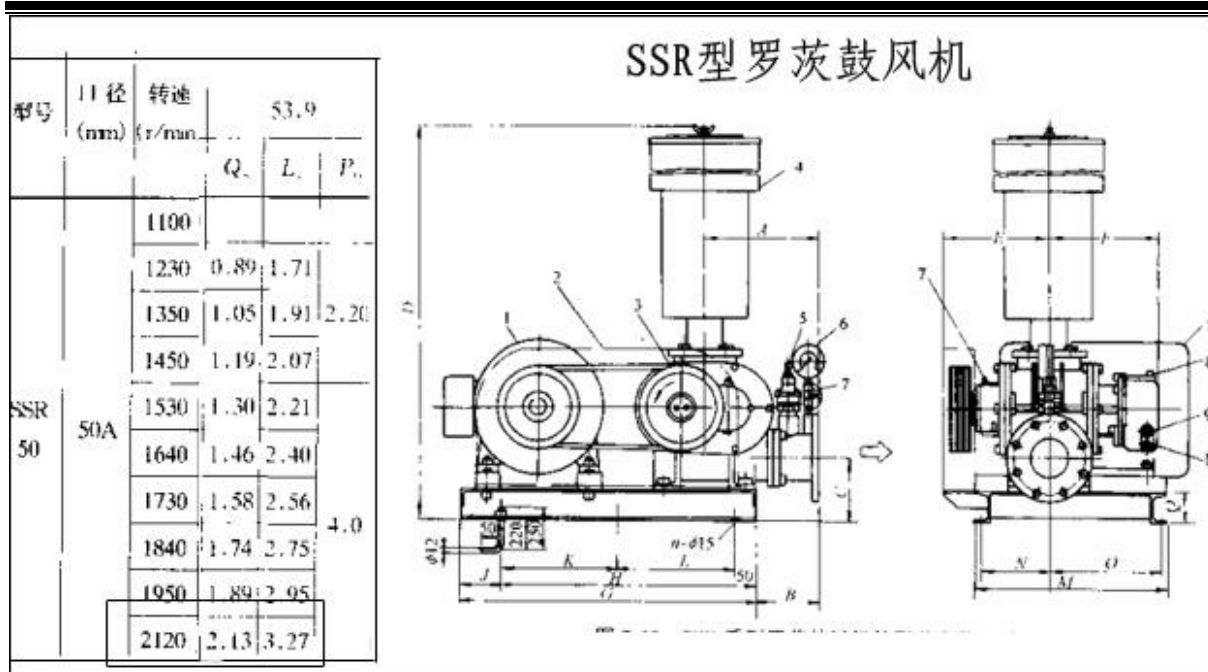


图 4.9 SSR50 型罗茨鼓风机

其生产厂家可由设计手册了解为山东章晃机械工业有限公司。

4.3.4 A²O 曝气池

1. 活性污泥法计算概述

一切土建构筑物计算的目的是都要计算池子的大小 V ，在每个污水处理都具有的先决参数 Q 的前提下，理论上每个池子都存在一个时间 T ，由于 $V=QT$ ，因此有了 T 也就有了 V ，对于水力停留时间 HRT 这个 T 而言，可以设想一个水龙头 $Q=0.2L/s$ ，如果器皿要容纳 $50s$ 的流量，需要的容积显然要 $V \geq 10L$ 。

对于一个常规的悬浮式活性污泥法工艺，假定有了进水泵房（提升）、曝气沉砂池（除砂）、生物池（核心单元，污染物降解）、沉淀池（悬浮沉淀）、接触池（消毒剂反应）等的 HRT 分别为 $0.2h$ ， $0.1h$ ， $20h$ ， $4h$ ， $0.5h$ ，设有 $Q=500m^3/h$ ，可以快速的计算出其体积大致为 $100m^3$ ， $50m^3$ ， $10000m^3$ ， $2000m^3$ ， $250m^3$ 。

不可否认，即使机械的记住上面的几个 HRT 经验数据，也可以进行初步的给排水计算估算，但是宏观上的 HRT ，虽然计算简单直接一步到位，但需要理论基础作为支撑，即需要从根本机理上对这些 HRT 进行解释，我们必然会疑问为什么上面的生物池 HRT 是 $20h$ 而不是 $2h$ ，而水泵集水井的设置和污染物的降解其根本原理显然不一样。自然的拓展思考，比如水泵集水井的 HRT 取决于水泵的机械性能，如果水泵可以极其频繁的开停，理想化的讲集水井可以建造的很小，如果不考虑调节平衡水量的时变化现实条件，来多少抽多少，绝不让水溢出同时又可以在水位降低到不满足机械吸水时立刻停止；而生物池的 HRT 必然取决于微生物本身，微生物的降解和水泵的机械性能不可能是同一个根本机理。

对于降解水体中的污染物的生物池而言，我们可以进行一个现实类比。

假定一间房子里有一群人等着送来的肉包，我们简称这些吃包子的人为包子客，如

果每天有 3100 个包子送来，基于现实原因，每天允许有 100 个包子没被包子客吃掉，人口密度为房子里 2 人/平方米，包子客的吃包子能力为 30 个包子/人·天，请问房子要多大面积才能使得包子客能吃完目标 3000 个包子？

显然地

(1) $(3100-100)/30=100$ 人，需要 100 个人来吃

(2) 1 平方米站 2 个人，显然需要 $100/2=50$ 平方米

因此需要 50 平方米的房子来放置包子客，才能保证每天 3000 个包子被吃掉。

在活性污泥法常用两大计算方式之一，污泥负荷法中，可以类比以上对应的术语为：

房子——生物池

肉包—— BOD_5

包子客——活性污泥 (MLSS)

人口密度——污泥浓度 (X)

包子客的吃包子能力——污泥负荷 (L_s)

再次类比上面的吃包子题，可以认为是一道生物池的计算题。

欲建造一个生物池，进水 BOD_5 为 1250kg/d，由于排放标准为一级 A，因此允许出水 BOD_5 为 50 kg/d，活性污泥浓度 X 为 4kg/m^3 ($=4\text{g/L}$ ，汉语发音略读“克升”更简短)，污泥负荷 L_s 为 $0.1\text{kgBOD}_5/\text{kgMLSS} \cdot \text{d}$ ，试问需要建造多大的生物池才能满足 BOD_5 的降解需求？

同样地

(1) $(1250-50)/0.1=12000$ ，需要 12000Kg 活性污泥来降解这些 BOD_5 。

(2) 1 立方米有活性污泥 4Kg， $12000/4=3000$ ，生物池大小 $V=3000\text{m}_3$ 。

由此得需要的生物池大小。

污泥负荷法是从微生物的消耗能力去分析处理问题，但是对于一个运行中的污水处理厂，这个污泥负荷 N_s 并不具有较好的操作性，实际上，微生物一直在不断繁殖，污泥负荷法就负荷的意义上讲作为暂态校核较好，用其计算并不太合理，目前的理论计算也较少采取污泥负荷法。

实际上，对于负荷 $L_s=BOD_5/VX$ ，在原水 BOD_5 和已建池容 V 为确定值时， L_s 实则由活性污泥浓度 X 决定，也就是说污泥负荷不是主动出现的数值而是取决于 X，对于确定池容 V 的生物池而言 X 意味着活性污泥总量 G，由于微生物在摄取原水有机物时不断增长因此 G 实际是增长的，随着 G 的增大污泥负荷会 L_s 会逐渐减小，活性污泥不会偷懒， BOD_5 不是交到它们手上的苦差而是口粮， L_s 降低这个表象数据意味着微生物数量的增大的和人均口粮的减少，整个曝气池社会里一批老态龙钟的微生物在争抢到极少的口粮下苟延残喘，而对数期的小伙子正在奋力争夺难得的食物，最后，在基质浓度很低时刻，手脚比菌胶团菌长的多的丝状菌凭借其独特的形态结构占了上风，而在丝状菌成为霸主的时刻，污泥，膨胀了。

当然，如果把基质浓度低的时刻丝状菌占据优势导致污泥膨胀作为第一种情况，还有第二种情况，在 DO 较低的时刻丝状菌也占据优势；还有第三种情况，即使基质 BOD_5 充分而氮磷比例不足，还是丝状菌占据优势；甚至在 pH 过低的时刻，真菌之丝状菌还是占据优势，总之，丝状菌比较适合在“恶劣”的情况下生存。当然，污泥膨胀也有情况相反的情况，负荷过高也可能导致非丝状菌膨胀，这和此处讨论的泥龄法计算关系不大不展开讨论。

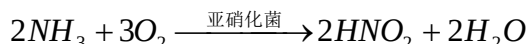
以上讨论是负荷 L_s 不能过小，即泥龄 SRT 不能过大，但这个还是很好控制的，要排泥打开阀门排就是了，然而排泥却不能滥排，即 SRT 又不能过小，原因是 SRT 的数值

要遵守微生物生理特性，要受到微生物制约。

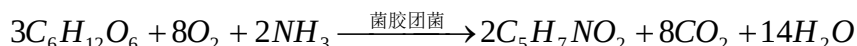
显然地，对于生长的微生物，如果泥龄短于微生物的世代周期，那么新的微生物来不及出生而老的就被放掉了，最后必然导致污泥流失越来越少。问题回归到本质上来，微生物的世代周期最小是多少，微生物究竟能在最短多少的时间里繁衍下一代？局面有些像“前有堵截后有追兵”，一方面微生物繁殖要等，但是等的太久丝状菌就杀过来了。概括来说，SRT 的高值是运行调控参数而 SRT 的低值是设计参数。

对于脱氮除磷工艺而言，要分析好氧区参与决定这个时间的是以下两类菌：

<1>硝化类菌（好氧自氧菌，包括亚硝化菌和硝化菌）。



<2>菌胶团菌（好氧异氧菌，有机质表示为葡萄糖且忽略 N 以外营养元素）。



目前的活性污泥模型已经从 ASM1 发展到 ASM3，但是其基础理论仍然是米门方程和莫诺方程，新模型一般都是采取多参数的交互式模型，对于好氧区这两类基本细菌而言，硝化类菌的世代生长周期要远长于菌胶团菌，在采取同步脱氮除磷工艺的工程设计中，好氧区的泥龄计算由最长的硝化类菌决定。简单的说，硝化菌繁衍最慢，它如果时间够，菌胶团菌自然没问题。比生长速率的倒数理论上即为世代生长周期，但是基于实际条件达不到理想环境且需要给予一定余量考虑，工程上以安全系数加以修正。

参照规范由以下两个公式来计算。

$$\text{比生长速率: } \mu = 0.47 \times \frac{Na}{Kn + Na} \times e^{0.098(T-15)}$$

$$\text{泥龄: } \theta_c = F \times \frac{1}{\mu}$$

其分析与计算见后。

泥龄确定之后，根据

$$\theta_c = \frac{VX}{\Delta X}$$

其中， ΔX 为排泥量，可以根据水量、BOD₅ 消耗量和产泥系数计算，由此可得 V，规范也在泥龄公式后直接给出了 V 的整体计算式。（符号下标相差字母 o 表示好氧区）

2. 已知条件

设计流量 $Q=51607m^3/d=0.597m^3/s$ ，曝气池采用平均流量在 2.1 已给予了解释。

水质指标	BOD ₅	COD	SS	TN	TP
原水水质(mg/L)	255.04	471.69	253.71	43	9.01

设一级处理效率 $\eta_{BOD_5}=20\%$ ， $\eta_{SS}=50\%$ ， $\eta_{TN}=5\%$ ， $\eta_{TP}=5\%$ ，计算后得下表：

	BOD ₅	COD	SS	TN	TP
进水水质(mg/L)	204.03	377.35	126.86	40.8	8.56

出水水质(mg/L)	30	100	30*	20	1
处理效率(%)	85	74	76	51	88

(*: SS 和曝气池的 MLSS 是不同的概念, MLSS 仅为生物池以及后续二沉池循环系统内部的活性污泥悬浮浓度, 和污水原水以及二沉池泥水分离后的出水的 SS 不同。)

再次复算 BOD_5/TKN 和 BOD_5/TP , 仍然满足微生物营养要求。

3. 设计参数

参考《生物脱氮除磷原理与应用》和《室外排水设计规范 (GB50014-2006)》P50

表 6.6.20 厌氧/缺氧/好氧法 (A^2O 法) 生物脱氮除磷的主要设计参数

项 目	单 位	参数值
BOD 污泥负荷 L_s	$kgBOD_5/kgMLSS \cdot d$	0.1 ~ 0.2
污泥浓度(MLSS) X	g/L	2.5 ~ 4.5
污泥龄 θ_C	d	10 ~ 20
污泥产率 Y	$kgVSS/kgBOD_5$	0.3 ~ 0.6
需氧量 O_2	$kgO_2/kgBOD_5$	1.1 ~ 1.8
水力停留时间 HRT	h	7 ~ 14
		其中厌氧 1 ~ 2h
		缺氧 0.5 ~ 3h
污泥回流比 R	%	20 ~ 100
混合液回流比 R_i	%	≥ 200
总处理效率 η	%	85 ~ 95(BOD_5)
	%	50 ~ 75(TP)
	%	55 ~ 80(TN)

(1) 硝化菌比生长速率

根据规范的莫诺方程:

$$\mu = 0.47 \times \frac{Na}{Kn + Na} \times e^{0.098(T-15)}$$

其中,

Kn 为氮的半速率常数,即硝化细菌比生长速率等于硝化细菌最大比生长速率一半时氮的浓度, Kn 的典型值为 1.0mg/L 。

Na 为好氧区氨氮浓度,即排放的氨氮浓度,按一级 B 标准,取 8mg/L ,设计 T 取 10°C 。可得:

$$\mu = 0.47 \times \frac{Na}{Kn + Na} \times e^{0.098(T-15)} = 0.47 \times \frac{8}{1+8} \times e^{0.098(10-15)} = 0.256d^{-1}$$

(2) 好氧区设计污泥泥龄

$$\theta_{co} = F \times \frac{1}{\mu} = 2.5 \times \frac{1}{0.256} = 9.76d$$

对于安全系数,规范推荐 $1\sim 3$,教材为不小于 2 ,此处取 2.5 并再分析结果数值。参考规范推荐取值,选择泥龄为 $10d$ 。

(3) 好氧区容积

$$V = \frac{Q(S_0 - S_e)\theta_{co}Y_t}{1000X} = \frac{51607 \times (204.03 - 30) \times 10 \times 0.58}{1000 \times 4} \approx 13000m^3$$

需要指出的是,由于曝气池 HRT 较大,已经起到了一定的水量的调节作用,因此设计水量为平均值,但是对于瞬时性的水力连接管道,按照峰值计算,这一点和排水管网的设计理念是一致的。

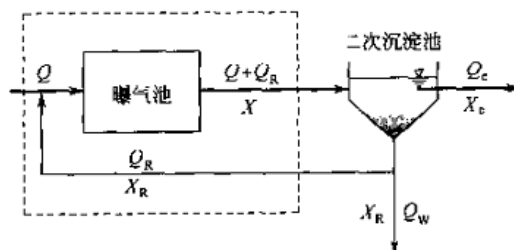
(4) 设计污泥外回流比 $R = 100\%$

(5) 回流污泥浓度 (即二沉池沉淀后的污泥浓度)

$$Xr = \frac{10^6}{SVI} r = \frac{10^6}{150} \times 1.2 = 8000\text{mg/L}$$

(6) 曝气池内混合液污泥浓度:

曝气池里混合液浓度 MLSS 主要是通过污泥回流来维持的,根据物料平衡



即 $Q \times (1+R) \times X = Q \times R \times X_R$ 可得

$$X = \frac{R}{1+R} Xr = \frac{1}{1+1} \times 8000 = 4000\text{mg/L}$$

(7) TN 的去除率

$$\eta_{TN} = \frac{TN_0 - TN_s}{TN} = \frac{40.8 - 20}{40.8} \times 100\% = 51\%$$

(8) 理论最小内回流比

$$r = \frac{\eta_{TN}}{1 - \eta_{TN}} \times 100\% = 104\%$$

设计保守取 $r=200\%$, r 在 200% 以内脱氮率随 r 增大而增大, r 在 200% 以上系统由推流趋向完全混合, 此外缺氧区反硝化 ORP 降低对脱氮也有明显影响, 采取 r 为 200% 也兼顾考虑了内回流虽然流量大但是扬程很小, 电耗在控制之内。

(7) 反应池容积

水力停留时间, 厌氧: 缺氧: 好氧=1:1:3, 即厌氧: 缺氧: 好氧=2h: 2h: 6h, 好氧区略微保守。

容积, 厌氧: 缺氧: 好氧=4333m³: 4333m³: 13000m³, 总容积 $V=21666\text{m}^3$ 。

<1>有效水深

$$H_1 = 4.2 \text{ m}$$

<2>曝气池总有效面积

$$A_0 = \frac{V}{H_1} = \frac{21666}{4.2} = 5158 \text{ m}^2$$

<3>曝气池分两组, 每组有效面积:

$$A = \frac{A_0}{2} = \frac{5158}{2} = 2579 \text{ m}^2$$

<4>采用廊道式推流曝气池, 廊道宽 8m, 廊道总长

$$L = \frac{A}{b} = \frac{2579}{8} = 322 \text{ m}$$

<5>每组曝气池设五个廊道, 则单组曝气池池长:

$$L_1 = \frac{L}{5} = \frac{322}{5} = 64 \text{ m}$$

校核: $b/h=8/4.2=1.9$ (满足 $b/h=1\sim2$);

$l/b=64/8=8$ (满足 $l/b=5\sim10$);

取超高为 1.0 m, 则反应池总高 $H=4.2+1.0=5.2$ (m)

4. 污泥计算

(1) 剩余污泥量 ΔX

$$\Delta X = \frac{VX}{\theta_c} = \frac{21666 \times 4}{10} = 8666 \text{ Kg/d}$$

(2) 剩余湿污泥体积量 Q_s

设计排放剩余污泥是常规的污泥泵房剩余污泥泵排放，即从二沉池的出泥管所连接的污泥泵房内的剩余污泥泵排放的，因此，实际湿污泥量 $MLSS_{\text{二沉池}} = 8g/L$ ，含水量相应的为 $P=99.2\%$ ，根据固体平衡。

$$Q_s = \frac{\Delta X}{1000 \times (1 - P)} = 1083 m^3/d$$

5. 设计需氧量 AOR 计算

$$O_2 = a'QL_r + b'N_r - b'N_D - c'X_w$$

= 有机物降解需氧量 + 氨氮硝化需氧量 - 反硝化脱氮所放氧量 - 排放剩余污泥氧当量总量

$$= a'Q(L_0 - L_e) + b'[Q(NK_0 - NK_e) - 0.12X_w]$$

$$- b'[Q(NK_0 - NK_e - NO_e) - 0.12X_w] \times 0.56 - c'X_w$$

$$= 13090 kgO_2/d = 545 kgO_2/h$$

6. 反应池进、出水系统计算

(1) 进水计算

① 总进水管

$$Q = 0.815 m^3/s, v = 1 m/s, A = \frac{Q}{v} = 0.815 m^2, d = \sqrt{\frac{4 \times A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.815}{3.14}} = 1.0 m$$

取 DN=1000 (mm)

② 回流污泥管

$$\text{回流污泥管设计流量 } Q_R = R \times Q = 1.0 \times 0.815 = 0.815 m^3/s$$

$$\text{管道流速取 } v_R = 1.0 \text{ (m/s)}, A = \frac{Q_R}{v_R} = 0.815 m^2, d = \sqrt{\frac{4 \times A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.815}{3.14}} = 1.0 m$$

取 DN=1000 (mm)

③ 进水井

$$\text{单组进水孔过流量 } Q_i = (1 + R) \times \frac{Q}{2} = 2 \times \frac{0.815}{2} = 0.815 m^3/s$$

$$\text{孔口流速取 } v_i = 0.60 m/s, A = \frac{Q_i}{v_i} = 1.36 m^2, d = \sqrt{\frac{4 \times A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 1.36}{3.14}} = 1.32 m$$

取圆孔孔径为 1300mm

进水井平面尺寸采用 6m × 6m

(2) 出水计算

① 出水堰及出水井

按矩形堰流量公式计算:

$$Q_w = m \times \sqrt{2g} \times b \times H^{1.5} = 17.7mH^{1.5}$$

式中 Q_w ——堰流量, $Q_o = \frac{(1+1)Q \times 3.5}{2} = \frac{(1+1) \times 0.815 \times 3.5}{2} = 2.85m^3/s$

b ——堰宽, 取 $b=4m$;

H ——堰上水头,

由于来水流速较小, 故 m 的计算公式采用 $m = 0.405 + \frac{0.0027}{H}$, 此处采用 $m=0.41$ 。

$$H = \left(\frac{Q_w}{17.7} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.54m$$

出水井平面尺寸采用 $4m \times 4m$

② 单池出水管

$$Q_w = \frac{(1+R)Q \times 1.2}{2} = \frac{(1+1) \times 0.815 \times 1.2}{2} = 0.98m^3/s$$

式中 1.2——安全系数

$$\text{管道流速取 } v_w = 0.87m/s, A = \frac{Q_w}{v_w} = 1.13m^2, d = \sqrt{\frac{4 \times A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 1.13}{3.14}} = 1.19m$$

取 $DN=1200mm$

③ 内回流管

$$\text{内流量 } Q_i = R' \times \frac{(1+R)Q}{2} = 2 \times \frac{2 \times 0.815}{2} = 1.63m^3/s$$

$$\text{流速取 } v_i = 2.6m/s, A = \frac{Q_i}{v_i} = 0.61m^2, d = \sqrt{\frac{4 \times A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.61}{3.14}} = 0.78m$$

取管径 $DN=800mm$

内回流泵选用芬兰沙林 SR4010 污泥回流泵, 其性能参见《给水排水设计手册 (第二版)》第十一册 P323

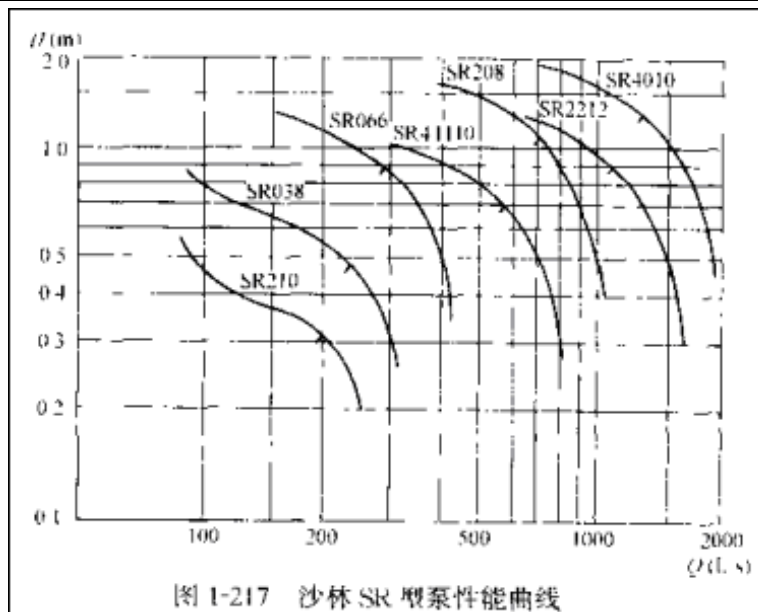


图 4.11 芬兰沙林 SR4010 污泥回流泵性能曲线图

外观尺寸参见《给水排水设计手册（第二版）》第十一册 P325

沙林 SR 型泵外形及安装尺寸 (mm)												表 1-178	
型 号	DN	A	B	C	D	ΦE	F	G	H	K	L	M	ΦN
SR 210	400	860	760	130	500	580	400	1000	70	80	140	48	12
SR 038	400	860	760	130	500	580	400	1000	70	80	140	48	12
SR 066	400	860	760	130	500	580	400	1000	70	80	140	48	12
SR 1110	600	1450	1350	130	700	900	700	1200	70	80	140	48	12
SR 208	600	1450	1350	130	700	900	700	1200	70	80	140	48	12
SR 2212	800	1900	1770	160	900	1200	900	1400	90	150	220	76	14
SR 4010	800	1900	1770	160	900	1200	900	1400	90	150	220	76	14

图 4.12 芬兰沙林 SR4010 污泥回流泵外形及安装尺寸图

④ 放空管

取管径 DN=300

7. 曝气系统设计计算

① 设计需氧量 AOR 已求， $AOR = 545 \text{ kgO}_2 / d$

② 标准需氧量

采用鼓风曝气，网状膜型中微孔空气扩散器。曝气器敷设于池底，距池底 0.2m，淹没深度 4 m，氧转移效率 $E_A=20\%$ ，计算温度 $T=20^\circ\text{C}$ ，将实际需氧量 AOR 换算成标准状态下的需氧量 SOR

$$SOR = \frac{AOR \times C_{s(20)}}{\alpha [\beta \rho (C_{sm(T)} - C_L)] \times 1.024^{(T-20)}}$$

式中：

ρ ——气压调整系数, $\rho = \frac{\text{所在地区实际气压}}{1.013 \times 10^5}$, 取值为 1

C_L ——曝气池内平均溶解氧, 取 $C_L = 2 \text{ mg/L}$

β ——污水中饱和溶解氧与清水中饱和溶解氧之比, 取 0.95

$$C_{s(20)} = 9.17 \text{ mg/L}$$

空气扩散器出口处绝对压力:

$$\begin{aligned} P_b &= 1.013 \times 10^5 + 9.8 \times 10^3 \times H \\ &= 1.013 \times 10^5 + 9.8 \times 10^3 \times 4 \\ &= 1.405 \times 10^5 (P_a) \end{aligned}$$

空气离开好氧反应池时氧的百分比:

$$Q_t = \frac{21(1-E_A)}{79 + (1-E_A)21} \times 100\% = \frac{21(1-0.20)}{79 + (1-0.20)21} \times 100\% = 17.54\%$$

好氧反应池中平均溶解氧饱和度:

$$\begin{aligned} C_{sm(20)} &= C_{s(20)} \left(\frac{P_b}{2.066 \times 10^5} + \frac{Q_t}{42} \right) \\ &= 9.17 \times \left(\frac{1.405 \times 10^5}{2.066 \times 10^5} + \frac{17.54}{42} \right) \\ &= 10.06 (\text{mg/L}) \end{aligned}$$

标准需氧量为:

$$SOR = \frac{545 \times 9.17}{0.82 \times [0.95 \times 1 \times (10.06 - 2)] \times 1.024^{(20-20)}} = 777.3 \text{ kgO}_2 / \text{h}$$

最大时标准需氧量:

$$SOR_{\max} = 1.34 \times SOR = 1.34 \times 777.3 = 1041.6 \text{ kgO}_2 / \text{h}$$

③ 供气量

平均时供气量

$$G_s = \frac{SOR}{0.3E_A} \times 100 = \frac{777.3}{0.3 \times 20} \times 100 = 12955 \text{ m}^3 / \text{h}$$

式中 0.28—标准状态下的每立方米空气中含氧量 (kgO₂/m³)

最大时供气量:

$$G_{s\max} = 1.34 \times G_s = 1.34 \times 12955 = 17360 \text{ m}^3 / \text{h}$$

④ 所需空气压力

$$P = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + \Delta h$$

式中 h_1+h_2 ——供气管道沿程与局部阻力损失之和，取 $h_1+h_2=0.4 \text{ m}$

h_3 ——曝气器淹没水头， $h_3=4.0 \text{ m}$

h_4 ——曝气器阻力，取 $h_4=0.3 \text{ m}$

Δh ——富余水头， $\Delta h=0.3 \text{ m}$

$$P = 0.4 + 4.0 + 0.3 + 0.3 = 5.0(\text{m})$$

⑤ 曝气器数量计算

按供氧能力计算所需曝气器数量.

$$h_1 = \frac{SOR_{\max}}{q_c}$$

式中 h_1 ——按供氧能力所需曝气器个数，个

q_c ——曝气器标准状态下供氧能力, $\text{kgO}_2. / (\text{h} \times \text{个})$

曝气头的选用采用在水污染领域享誉全球，同时也是专业的曝气系统生产厂商 Sanitaire 公司的微孔盘式曝气器，该曝气器拥有诸多优点，目前我国最大规模的污水处理厂，日处理污水量 100 万吨的北京高碑店污水处理厂也采用的此曝气头，共有 36000 个。



本设计工作水深 4.0 m ，在供风量 $1 \sim 3 \text{ m}^3 / (\text{h} \times \text{个})$ 时，服务面积 $0.3 \sim 0.75 \text{ m}^2$ ，充氧能力 $q_c = 0.25 \text{ kgO}_2. / (\text{h} \times \text{个})$. 则：

$$n = \frac{1041.6}{2 \times 0.25} = 2100 \text{ 个}$$

以微孔曝气器服务面积进行校核：

$$f = \frac{F}{n} = \frac{64 \times 3 \times 8}{2100} = 0.73 \text{ m}^2 < 0.75 \text{ m}^2 \text{ 符合要求。}$$

曝气头外观与构造见下图：



图 4.13 Sanitaire 曝气头

⑥ 供风管道计算

总干管分为 2 根干管，干管上连接 2 根支管，1 个支管为双侧供气，1 个支管为单侧供气，双侧供气的支管连接 8 对竖管，即 16 支竖管，单侧供气的支管连接 8 支竖管，竖管一共 48 支，一座池子为 24 个。

每根竖管上安装的空气扩散器个数为：

$$3720 \div 24 = 155 \text{ 个}$$

<1>总干管计算

$$\text{流量 } Q_{\text{总干管}} = G_{S\max} = 17359.7 \text{ m}^3 / \text{h} = 4.82 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$\text{流速 } v = 10 \text{ m/s}$$

$$\text{管径 } d = \sqrt{\frac{4Q_s}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \times 4.82}{\pi \times 10}} = 0.78 \text{ (m)}$$

取总干管管径为 DN800mm

<2>干管计算

干管由总干管分得，由于为两个池子，故流量均分

$$Q_{\text{干管}} = \frac{G_{\max}}{2} = \frac{4.82}{2} = 2.41 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$\text{流速 } v = 10 \text{ m/s}$$

$$\text{管径 } d = \sqrt{\frac{4Q_{s\text{单}}}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \times 2.41}{\pi \times 10}} = 0.55 \text{ (m)}$$

取支管管径为 DN600mm

<3>a. 支管双侧供气(向两侧廊道供气) 管径

$$Q_{\text{支管双}} = \frac{2}{3} \times Q_{\text{干管}} = \frac{2}{3} \times 2.41 = 1.61 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$\text{流速 } v = 10 \text{ m/s}$$

$$\text{管径 } d = \sqrt{\frac{4Q_{s\text{单}}}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \times 1.61}{\pi \times 10}} = 0.45 \text{ (m)}$$

取支管管径为 DN450mm

a.支管单侧供气管径

$$Q_{\text{支管单}} = \frac{1}{3} \times Q_{\text{干管}} = \frac{1}{3} \times 2.41 = 0.80 \text{ m}^3 / \text{s}$$

流速 $v = 10 \text{ m/s}$

$$\text{管径 } d = \sqrt{\frac{4Q_{\text{支管单}}}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.8}{\pi \times 10}} = 0.319(\text{m})$$

取支管管径为 DN350mm

<4>竖管管径

$$Q_{\text{竖管}} = \frac{1}{24} \times Q_{\text{干管}} = \frac{1}{24} \times 2.41 = 0.10 \text{ m}^3 / \text{s}$$

流速 $v = 5 \text{ m/s}$

$$\text{管径 } d = \sqrt{\frac{4Q_{\text{竖管}}}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.1}{\pi \times 5}} = 0.15(\text{m})$$

取竖管管径为 DN150mm

曝气管与曝气器现场图片为:



图 4.14 Sanitaire 曝气头现场图

8. 附属设备的选择

反应池池体大，廊道宽，水体深，为使水流更均匀的流动，有必要在池中设置潜水推流器，查阅众多厂家电子样本，并结合本曝气池的尺寸，选定江苏河海给排水成套设备有限公司生产的 HQD4-2500-35 型水下推流器，H 代表企业名称河海，QD 表示潜水低速，

4 表示额定功率为 4KW，2500 表示叶轮直径为 2500mm，35 表示转速为 35r/min。其池底预埋钢板尺寸为 250×250mm。企业认真与设备图样见下图。



图 4.15 HQD4-2500-35 型水下推流器图

4.3.5 鼓风机房

1. 供风量

已计算 $G_{S_{\max}} = 17360 \text{ m}^3 / \text{h} = 289.3 \text{ m}^3 / \text{s}$

2. 供风压力

已计算 $P = 5.0(\text{m})$

3. 鼓风机的选择

预备选择 3 台鼓风机，2 用 1 备，每台鼓风机的流量为 $144.7 \text{ m}^3 / \text{s}$ 。

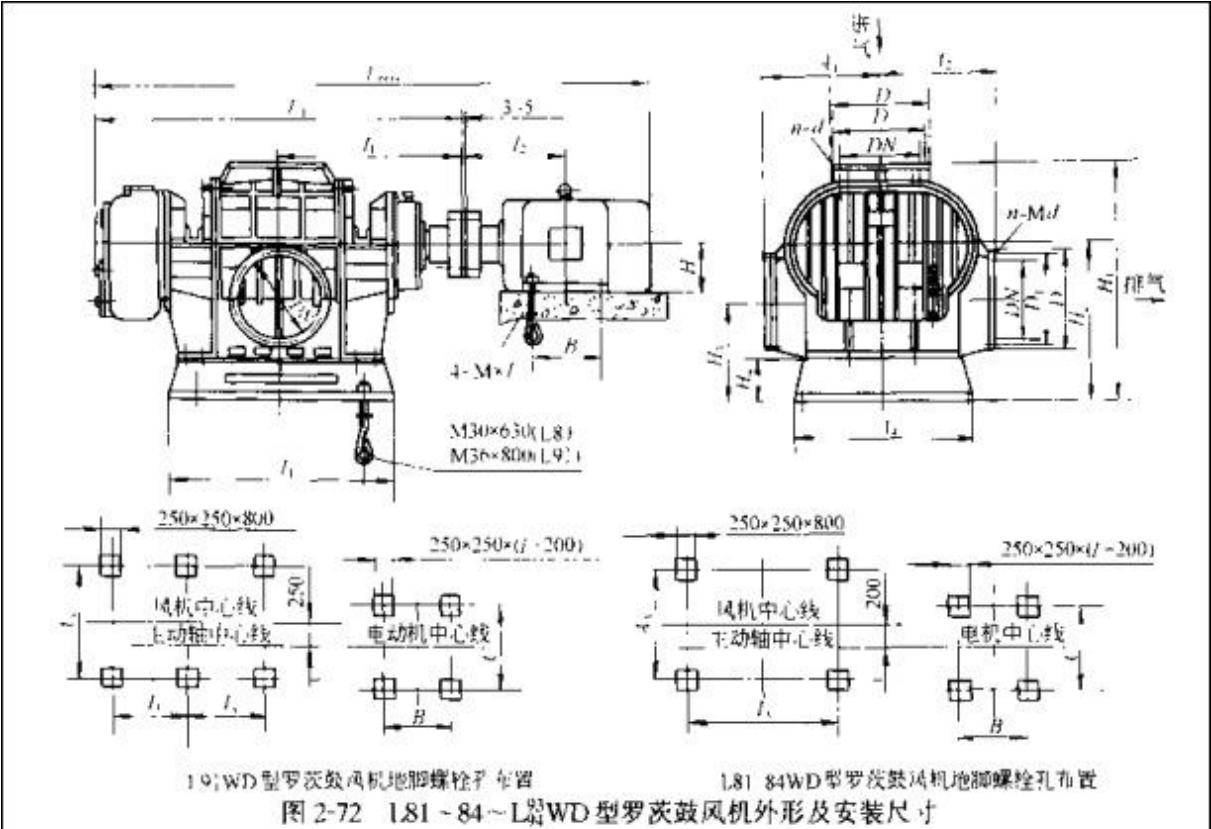
参考《给水排水设计手册》第 11 册 P495，选择型号为 L82WDA 的罗茨鼓风机两台，其配套电机为 JS127-6 其技术参数为：

转速 $n=980 \text{ rad/s}$ ；

在 49 kPa 升压，即 5m 水压下流量 $Q=150 \text{ m}^3 / \text{s}$ ，轴功率 $L=159 \text{ kW}$ ，所配电机功率 $P=185 \text{ kW}$ 。

型 号	转速 n (r/min)	升 压 ΔP (kPa)	进口流量 Q (m^3 / min)	轴功率 (kW)	配套电动机		主机重量 (kg)
					型 号	功 率 (kW)	
{L82WDA}	730	39.2	107	94.8	JS126-8	110	4700
		49	104	118	JS127-8	130	4700
		58.8	100	142	JS128-8	155	4700
	980	9.8	166	31.8	Y250M-6	37	4700
		19.6	161	63.6	Y315S-6	75	4700
					JS115-6		
		29.4	157	95.4	Y315M ₂ -6	110	4700
					JS117-6	115	4700
		39.2	153	127	Y315M ₃ -6	132	4700
					JS125-6	130	4700
		49	150	159	JS127-6	185	4700
		58.8	147	191	JS128-6	215	4700

图 4.16 L82WDA 的罗茨鼓风机性能表



L81~84~L.型⁹³₉₄WD 型罗茨鼓风机外形及安装尺寸(mm) 表 2-87

风机型号	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄	H ₁	H ₂	H ₃	H ₄	L _{max}	L ₁	I ₁	I ₃	I ₄	DN	D ₁	D	n-M12
L81WD	730	690	920	980	1400	900	570	200	3450	1994	970	440	1030	350	445	490	12-M20
L82WD	730	690	920	980	1400	900	570	200	3580	2124	1035	570	1160	400	495	540	16-M20

L81~84WDG 型罗茨鼓风机配套电动机尺寸(mm) 表 2-86

电动机型号	Y225	Y250	Y280		Y315		JS			JS		JS		JS		JS	Y450
	M	M	S	M	S	M	115-8.10	115-6 116-810 117-830	116-6 117-6	125 126	127 128	136-8.6 137-8.10	137-6 130-8.10	148-6 1410-10	1410-8.6	157	
尺 寸																	
C	356	406	457		508		620			710		790		940		110	800
B	311	349	368	419	457	508	490	590	590	550	650	660	760	870	970	820	1120
H	225	250	280		315		375			450		500		560		630	450
MXL	16×300	20×300		24×400		20×300			24×400			36×800		30×630			
I ₂	451.5	487.5	521	546.5	561.5	645	665	715	765	770	820	840	890	1005	1055	955	1170

图 4.17 L82WDA 的罗茨鼓风机尺寸图

4. 鼓风机房布置

按照鼓风机与电机的数量尺寸，合理的进行鼓风机房的布置。

4.3.6 二沉池

本设计采用中心进水周边出水辐流式二沉池。

1.已知条件 $Q = 0.815(m^3/s) = 2934(m^3/h)$

A^2/O 反应池悬浮固体浓度 $X = 4000mg/L$

二沉池底流生物固体浓度 $X_r = 8000mg/L$

回流污泥比 $R = 100\%$

2.设计计算

参考《室外排水设计规范（GB50014-2006）》P43

表 6.5.1 沉淀池设计数据

沉淀池类型		沉淀时间 (h)	表面 水力负荷 [$m^3/(m^2 \cdot h)$]	每人每日 污泥量 (g/人·d)	污泥 含水率 (%)	固体负荷 [$kg/(m^2 \cdot d)$]
二次 沉淀池	生物膜法后	1.5~4.0	1.0~2.0	10~26	96~98	≤ 150
	活性污泥法后	1.5~4.0	0.6~1.5	12~32	99.2~99.6	≤ 150

(1) 沉淀部分水面面积 F ，选取二沉池表面负荷 $q = 0.90(m^3/(m^2 \cdot h))$ ，

设两座二沉池， $n = 4$ 。

$$F = \frac{Q}{n \cdot q} = \frac{2934}{4 \times 0.90} = 815(m^2)$$

(2) 池子直径 D

$$D = \sqrt{\frac{4F}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 815}{\pi}} = 32.2(m)$$

取 $D=35(m)$

实际沉淀部分水面面积 $F=\frac{1}{4}\pi D^2=962$

二次沉淀池实际表面负荷 $q=\frac{Q}{nF}=\frac{2934}{4\times 962}=0.76m^3/(m^2\cdot h)$

取池体壁厚 $0.5m$ ，则池体外径 $D'=36m$

取池体上环向人行走道宽 $2m$ ，则边界最大外径 $D'=39m$ （人行道下与池体壁重合）

(3)校核

①初步校核堰口负荷

$$q_1'=\frac{Q/4}{\pi\times 35}=1.85l/s\cdot m$$

②校核固体负荷 G

$$G=\frac{24\times(1+R)\cdot Q\cdot X}{F}=\frac{24\times(1+1)\times 2934\times 3.333}{815\times 4}=144[kg/(m^2\cdot d)]\leq 150$$

(4)污泥的容积 V

设计采用周边传动的吸泥机排泥，污泥区容积按 $2h$ 贮泥时间确定。

$$V=\frac{4\times(1+R)QR}{1+2R}=\frac{4\times(1+1)\times 2934\times 1}{3}=7824(m^3)$$

$$\text{每个沉淀池污泥区的容积 } V'=\frac{V}{4}=\frac{7824}{4}=1956(m^3)$$

(5)沉淀池总高度

①超高 $h_1=0.4(m)$

②沉淀部分的有效水深 h_2 ，设沉淀时间 $t=2h$ ， $h_2=q\cdot t=0.76\times 2=1.52(m)$

③缓冲层高度 $h_3=0.3(m)$

④污泥区高度 h_4

由于本沉淀池采用吸泥机式排泥装置，因此池中心仅有进水竖井，而无污泥斗，进水竖井外径在后面进水计算部分计算得 $D_{\text{外}}=1.45m$ ，故

<1> 圆锥体高度

$$h_4'=\frac{D-D_{\text{外}}}{2}\times 0.05=\frac{34-1.45}{2}\times 0.05=0.81(m)$$

$$V_1=\frac{\pi h_4'}{12}\times(D^2+DD_{\text{外}}+D_{\text{外}}^2)=\frac{\pi\times 0.78}{12}(35^2+35\times 1.45+1.45^2)=270.8(m^3)$$

<3> 竖直段污泥部分的高度

$$h_4'' = \frac{V' - V_1}{F} = \frac{1956 - 270.8}{\pi \times (35/2)^2} = 1.75(m)$$

$$\text{污泥区高度 } h_4 = h_4' + h_4'' = 0.81 + 1.75 = 2.56(m)$$

$$\text{沉淀池总高度 } H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 = 0.4 + 1.52 + 0.3 + 2.56 = 4.78(m)$$

(6) 进水部分的计算

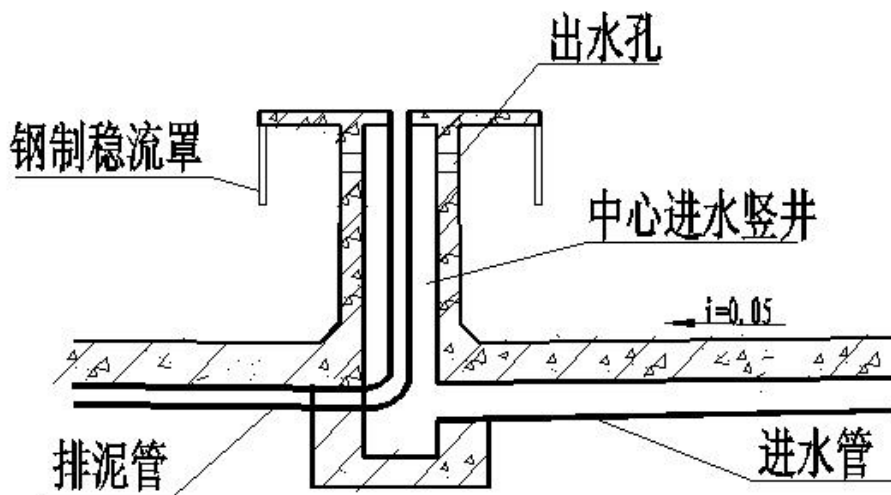


图 4.18 二沉池进水部分简图

二沉池进水部分采用中心竖井进水，竖井设稳流罩。

单池设计污水流量

$$Q' = \frac{Q}{4} = \frac{0.815}{4} = 0.204 m^3/s$$

当回流比 $R = 100\%$ 时，单池进水管设计流量为

$$Q'' = (1 + R) \times Q' = (1 + 1) \times 0.204 = 0.408 m^3/s$$

①取进水管管流速为 $v = 1.1 m/s$ ， $d = \sqrt{\frac{4Q_s}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.408}{\pi \times 1.1}} = 0.69(m)$ ，取 DN700。

②取竖井内流速为 $v = 0.5 m/s$ ，则过水断面面积为

$$F = \frac{Q''}{v} = \frac{0.408}{0.5} = 0.82 m^2$$

设 8 个出水孔，则单孔面积

$$f = \frac{F}{8} = \frac{0.82}{8} = 0.1 m^2$$

设孔宽为 0.2m，则孔高为 $\frac{0.1}{0.2} = 0.5$ ，孔断面尺寸 $0.2 \times 0.5 m^2$ ，取孔间距为 0.25m，则竖井内径为

$$D_{\text{内}} = \frac{(0.2 + 0.25) \times 8}{\pi} = 1.15m$$

设管壁厚为 0.15m，则竖井外径

$$D_{\text{外}} = 1.15 + 0.15 \times 2 = 1.45m$$

③稳流罩计算

筒中流速取 $v = 0.03 \text{ m/s}$

$$\text{稳流罩过流面积 } f = \frac{Q''}{0.03} = \frac{0.408}{0.03} = 13.6m^2$$

稳流罩直径由于 $\frac{D_{\text{罩}}^2}{4} \times \pi = \frac{D_{\text{外}}^2}{4} \times \pi + f$ ，由此得

$$D_{\text{罩}} = \sqrt{\frac{4f}{\pi} + D_{\text{外}}^2} = \sqrt{\frac{4 \times 13.6}{3.14} + 1.45^2} = 4.41m$$

并设罩高为 2.5m。

(6) 出水部分的计算

①集水槽计算

采用环向集水槽集水，集水槽沿池壁环型布置，环型槽中水流由左右两侧汇入出水口。

取集水槽外框距池壁 $a = 0.4m$ ，集水槽槽壁厚 $b = 0.10m$

集水槽中流速 $v = 0.6m$

设集水槽宽 $B = 0.8m$

$$\text{槽内终点水深 } h_2 = \frac{Q}{vB} = \frac{0.204}{0.6 \times 0.8} = 0.42m$$

$$\text{槽内起点水深 } h_1 = \sqrt{\frac{2h_k^3}{h_2} + h_2^2} = \sqrt{\frac{2 \times 0.19^2}{0.42} + 0.42^2} = 0.59m$$

$$\text{其中, } h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gB^2}} = \sqrt[3]{\frac{1 \times 0.204^2}{9.8 \times 0.8^2}} = 0.19m$$

设计中取出水堰后自由跌落 0.11m，集水槽高度：0.11+0.59=0.70m。

②三角堰计算

双侧堰出水：

$$\text{堰外侧堰长 } L_1 = (D - 2a)\pi = (34 - 0.8)\pi = 107.4m$$

$$\text{内侧堰长 } L_2 = (D - 2a - 4b - 2B) \times \pi = (35 - 0.8 - 0.4 - 1.6) \times \pi = 101.1m$$

$$\text{堰总长 } L = L_1 + L_2 = 208.5m$$

$$\text{堰上负荷 } q_0 = \frac{Q}{L} = \frac{0.204 \times 1000}{208.5} = 0.98l / s \cdot m$$

小于规定得二沉池出水堰上负荷在 $1.5 - 2.9L / (s \cdot m)$ ，因此设计修改为仅单侧堰

集水，取内侧堰。

修改后堰总长 $L = L_2 = 101.1m$

$$\text{堰上负荷 } q_0 = \frac{Q}{L} = \frac{0.204 \times 1000}{101.1} = 2.0l/s \cdot m$$

在 $1.5 - 2.9l/s \cdot m$ 之间，符合要求。

取三角堰底宽 $b = 0.12m$

$$\text{三角堰数量 } n = \frac{L}{b} = \frac{100.5}{0.12} = 838 \text{ 个}$$

$$\text{三角堰单堰流量 } q = \frac{Q}{n} = \frac{0.204}{838} = 0.24l/s$$

查《给水排水设计手册（第二版）》第一册 P682 三角堰流量计算表可得，当 $q = 0.24l/s$ 时，堰上水头 $h = 31mm$ 。

三角堰堰板和出水示意如下所示：

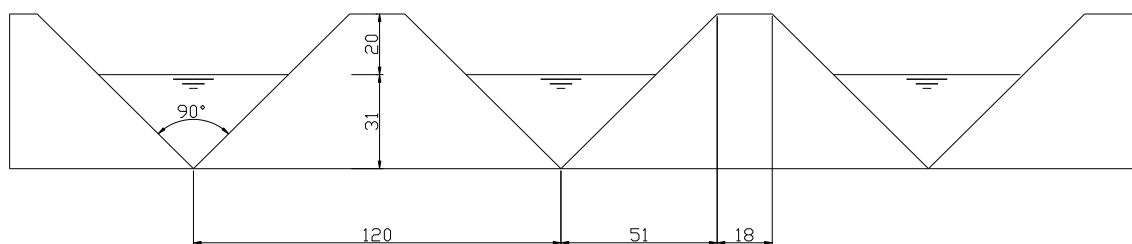


图 4.19 二沉池三角堰图

③出水管计算

取出水流速 $v = 1.0m/s$

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.204}{\pi \times 1.0}} = 0.50(m)$$

取 DN500mm

④出水井设计

集水槽水流穿越池壁至出水井，取出水井平面尺寸 $1.2m \times 2m$ ，池壁孔洞取 DN500，出水井底部水流进入出水管，流向二沉池集配水井。详细见二沉池平剖图。

⑤放空管

放空管管径直接取，按照规范要求不小于最小 DN200，本设计取放空管管径 DN300。

(7)排泥计算

①排泥管计算

$$\text{污泥量 } Q_s = Q_{\text{回}} + Q_{\text{剩}}$$

<1>单池回流污泥量污泥 $Q_{\text{回}}$

$$\text{回流比底流 } R = 100\%, \quad Q_{\text{回}} = 2934 / 4 \text{ m}^3 / \text{h} = 734 \text{ m}^3 / \text{h}$$

<2>剩余污泥量 $Q_{\text{剩}}$

计算曝气池时已计算二沉池剩余污泥容积量 $Q_s = 1083 \text{ m}^3 / \text{d} = 45 \text{ m}^3 / \text{h}$ ，4 个二沉池平均为 $Q_{\text{剩}} = 11.25 \text{ m}^3 / \text{h}$ 。

$$Q_s = Q_{\text{回}} + Q_{\text{剩}} = 745 \text{ m}^3 / \text{h} = 0.206 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$\text{取流速 } v = 1.3 \text{ m/s}, \quad d = \sqrt{\frac{4Q_s}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.206}{\pi \times 1.3}} = 0.449 (\text{m}), \quad \text{取 DN}=450 \text{ mm}。$$

②吸泥机

沉淀池采用周边传动吸泥机，周边传动刮吸泥机的线速度小于 3m/min, 刮吸泥机底部设有刮泥板和吸泥管，利用静水压力将污泥吸入污泥槽，沿进水竖井中的排泥管将污泥排除池外。

在网易给排水在线上查找电子样本，对比多个厂家的吸泥机，有江苏天鸿环境工程有限公司，广东冉鑫环保净化设备有限公司，江苏庆华环保设备有限公司，南京博格曼设备有限公司，广东番禺先锋设备有限公司，西门子有限公司水处理技术部等。对比设备参数以及数据提供的完整性，最终确定采用江苏天鸿环境工程有限公司生产的全桥式 ZBX-35 型吸泥机。



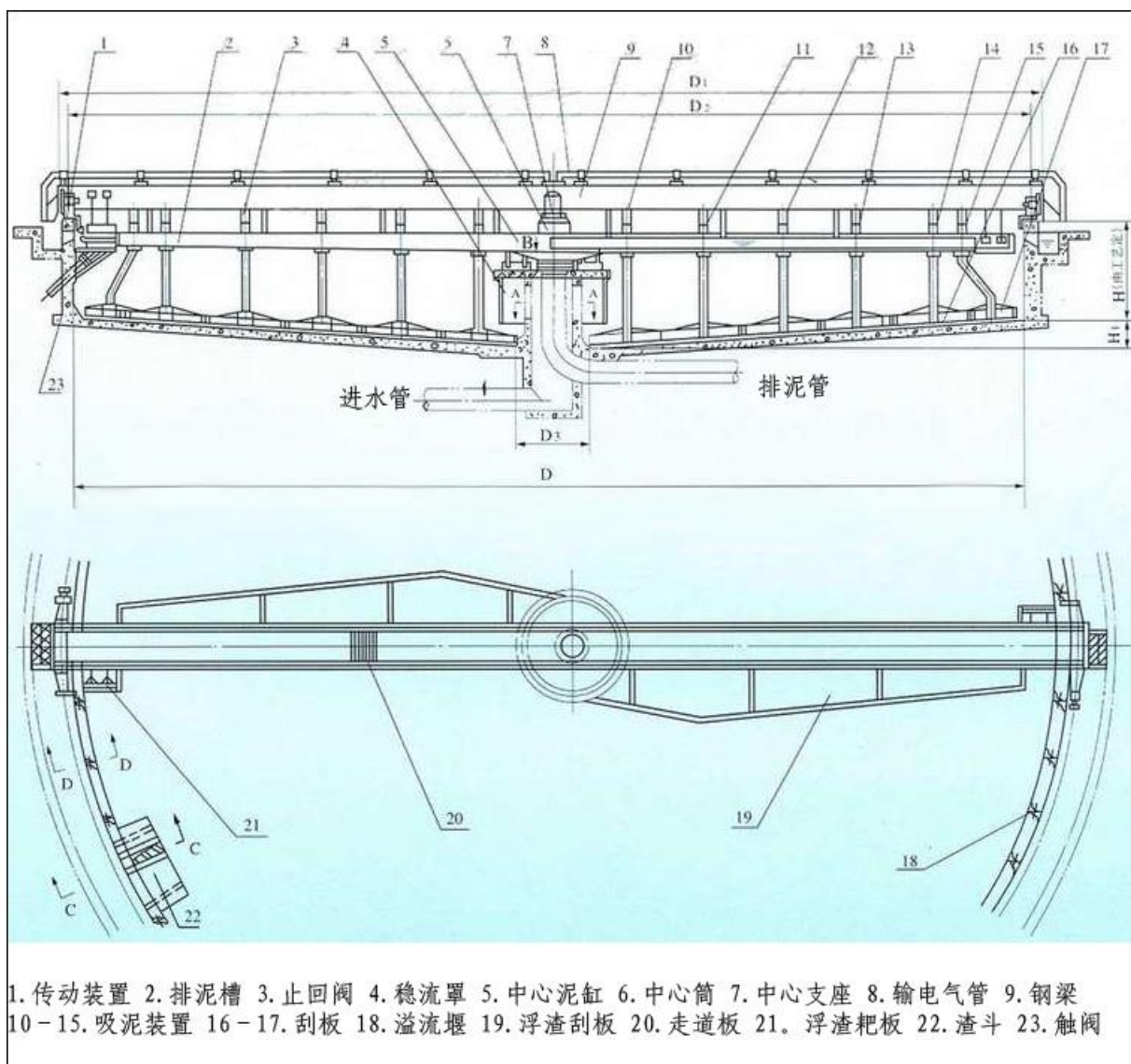


图 4.20 全桥式 ZBX-35 型吸泥机图

ZBX-35 型吸泥机技术参数为：

参数 \ 型号	ZBX-20	ZBX-25	ZBX-30	ZBX-35	ZBX-40
池径 (mm)	φ 2000	φ 25000	φ 30000	φ 35000	φ 40000
处理水量 (m ³ /h)	283	442	636	769	1005
滚轮中心直径 φ1 (mm)	φ 20400	φ 25400	φ 30400	φ 35400	φ 40400
周边轮压 P (kN)	22.5	25	26.5	28.5	30
周边线速 (m/min)					2~3
单边功率 (kW)	0.37	0.37	0.37/0.75	0.37/0.75	0.55/0.75
排泥管径 φ6 (mm)	φ 300	φ 350	φ 400	φ 450	φ 500
池深 H (mm)	3000~6000				

现场实物图片为：



图 4.21 全桥式 ZBX-35 型吸泥机现场图

(8) 浮渣处理装置设计

设浮渣挡板距离集水槽内侧 0.5m，浮渣斗尺寸为 $1.0\text{m} \times 0.4\text{m} \times 0.4\text{m}$ ，浮渣管 DN200 连接至厂内排水管。

4.3.7 集配水井计算

本设计集配水井用于二沉池的集水配水。

集配水井是一个很重要的设施，概括起来，个人分析认为它同时起到三个作用：

第一个作用：配水。来自曝气池的管接入内井——配水井，4 根配水管从井内接出，输水至二沉池。

第二个作用：集水。4 根集水管输送来自二沉池的净化水回流到外井——集水井，由净化水总出水管输向消毒室。

第三个作用：事故超越，通过内井壁上设闸门，可以控制来配水井的污水不进入二沉池直接流入集水井输至消毒室。

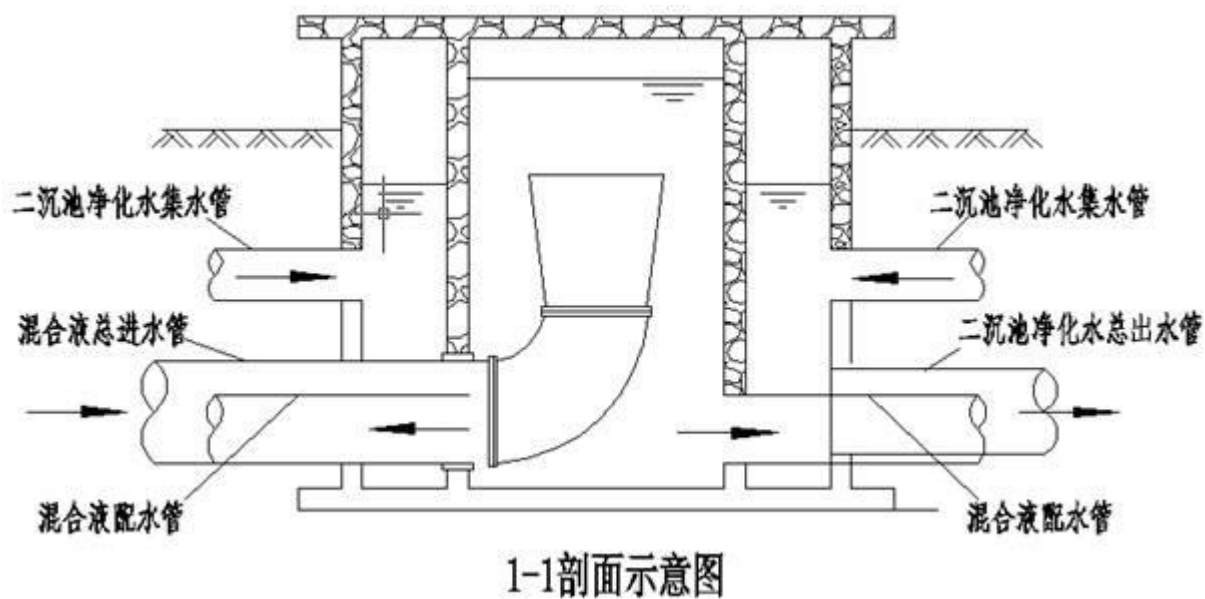
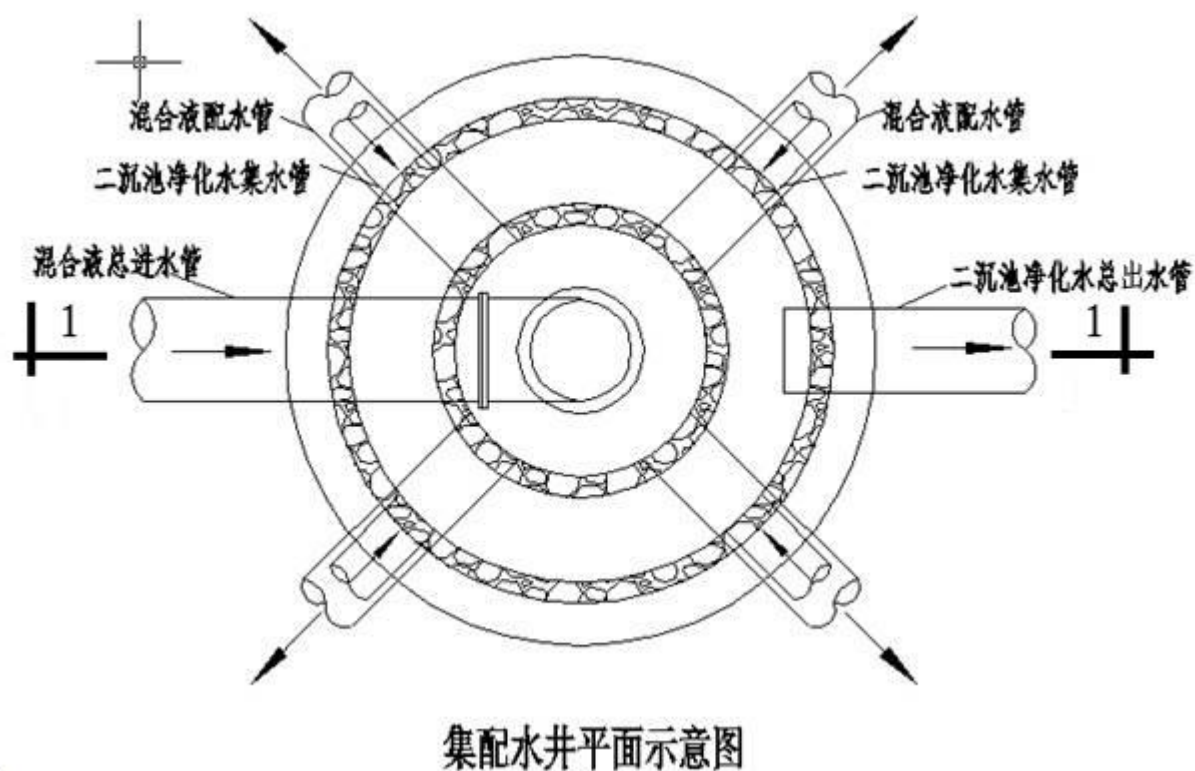


图 4.22 集配水井示意图

(8) 集配水井的设计计算

设集水井和配水井的墙厚 250mm

①混合液总进水管：取流速 $v_0 = 1.3 \text{ m/s}$ ，进水流量 $Q_0 = 0.815 \times 2 = 1.63 \text{ m}^3/\text{s}$ ，

$$D_0 = \sqrt{\frac{4Q_0}{\pi v_0}} = \sqrt{\frac{4 \times 1.63}{\pi \times 1.3}} = 1.26m, \text{ 取 DN}=1300mm$$

②配水井：取配水井内污水流速 $v_1 = 0.3m/s$

$$D_1 = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v_1} + D_0^2} = \sqrt{\frac{4 \times 1.63}{\pi \times 0.3} + 1.3^2} = 2.93m, \text{ 取 } 3.0m。$$

墙厚 0.25m，故配水井外径 $D_1' = 3.5m$

$$\text{取 } 20s \text{ 水力停留时间, } H = \frac{Qt}{F} = \frac{1.63 \times 20}{\pi \times 1.5^2} = 4.61m$$

③配水管：已在二沉池计算进水管 DN700。

④集水井：取集水井内污水流速 $v_3 = 0.25m/s$ ，集水流量 $Q_2 = Q = 0.815m^3/s$

$$D_3 = \sqrt{\frac{4Q_0}{\pi v_3} + D_1'^2} = \sqrt{\frac{4 \times 0.815}{\pi \times 0.25} + 3.5^2} = 4.05m。$$

墙厚 0.25m，故配水井外径 $D_3' = 4.55m$

$$\text{取 } 20s \text{ 水力停留时间, } H = \frac{Qt}{F} = \frac{0.815 \times 20}{\pi \times (1.925^2 - 1.5^2)} = 3.57m$$

⑤集水管：已在二沉池计算出水管 DN=500mm。

⑥出水管：取流速 $v_5 = 1.3m/s$ ，进水流量 $Q_0 = Q = 0.815m^3/s$ ，

$$D_5 = \sqrt{\frac{4Q_5}{\pi v_0}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.815}{\pi \times 1.0}} = 1.0m, \text{ 取 DN}=1000mm$$

4.3.8 污水消毒系统设计

参考《室外排水设计规范（GB50014-2006）》P67-P68 内容

6.13 消毒

I 一般规定

6.13.1 城市污水处理应设置消毒设施。

6.13.2 污水消毒程度应根据污水性质、排放标准或再生水要求确定。

6.13.3 污水宜采用紫外线或二氧化氯消毒，也可用液氯消毒。

6.13.4 消毒设施和有关建筑物的设计，应符合现行国家标准《室外给水设计规范》GB50013 的有关规定。

II 紫外线

6.13.5 污水的紫外线剂量宜根据试验资料或类似运行经验确定；也可按下列标准确定：

1 二级处理的出水为 $15 \sim 22 \text{ mJ/cm}^2$ ；

2 再生水为 $24 \sim 30 \text{ mJ/cm}^2$ 。

6.13.6 紫外线照射渠的设计，应符合下列要求：

1 照射渠水流均布，灯管前后的渠长度不宜小于 1 m ；

2 水深应满足灯管的淹没要求。

6.13.7 紫外线照射渠不宜少于 2 条。当采用一条时，宜设置超越渠。

参考《室外排水设计规范（GB50014-2006）条文说明》P84 内容

为避免或减少消毒时产生的二次污染物，消毒宜采用紫外线法和二氧化氯法。2003 年 4 至 5 月，清华大学等对北京市的高碑店等 6 座污水处理厂出水的消毒试验表明：紫外线消毒不产生副产物，二氧化氯消毒产生的副产物不到氯消毒产生的 10%。

紫外线消毒技术为物理消毒方式的一种，具有广谱杀菌能力，无二次污染。经过 20 多年的发展，已经成为成熟可靠高效环保的消毒技术，在国外各个领域得到了广泛的运用，本设计据此确定采用紫外线消毒设备。

按照波长范围划分，紫外线分为 A, B, C 三个波段和真空紫外线，其中 C 波段波长在 $200 \sim 275 \text{ nm}$ 之间，为最有效的杀菌波段，目前一般紫外线消毒设备均为 C 波段，简称为紫外 C。

现代紫外 C 消毒技术克服了现有传统消毒技术的缺点。在消毒过程中，不添加任何化学物质，也不产生或在水体中留下任何有害物质，运行安全、可靠，安装、维修简单，特别是投资及运行维修费用低以及极好的消毒效果。欧洲许多国家以及北美的加拿大和美国已在九十年代分别修改了环境立法，在废水处理后的消毒，以及饮用水的消毒上，

推荐采用紫外 C 消毒技术。

紫外线/液氯/二氧化氯/臭氧四种消毒技术的比较			
消毒技术	优 点	缺 点	适 用 条 件
紫外线消毒	1.符合环境保护要求，不会产生三卤甲烷等“三致物” 2.杀菌迅速，无化学反应 3.接触时间短，土建费用少 4.运行成本低，占地面积小	1. 杀菌效果受出水水质影响较大 2. 没有持续杀菌能力	1.常规二级生化处理后的污水，合流管道溢流废水和再生水 2.大、中、小型污水处理厂
液氯消毒	1.效果可靠，成本较低 2.投配设备简单，投量准确	1.易产生“三致”物质 2.氧化形成的余氯及某些含氧化合物对水生物有毒害	1.常规二级生化处理后的污水、再生水 2.大、中、小型污水处理厂
二氧化氯消毒	1.具有较好的消毒效果 2.不会产生“三致”物质	1.不能储存，现制现用 2.制取设备复杂，成本较高	1. 常规二级生化处理后的污水、再生水 2. 中、小型污水处理厂
臭氧消毒	1.消毒效率高 2.不产生难处理的或生物积累性残余物	1.投资大、成本高 2.设备管理复杂	1.常规二级生化处理后的污水、再生水 2.小型污水处理厂

图 4.23 现代紫外 C 消毒技术与传统消毒技术的比较图

现在在中国已经有很多市政污水处理厂二沉池出水都是运用紫外线消毒后排放的，以下仅举出深圳海川环境科技有限公司部分例子。



图 4.24 采用紫外 C 消毒技术的部分污水厂现场图

而且目前还有许多待建项目，由于紫外线的环保性，经济性，易操作性和高效性，可以预见，紫外线消毒将会越来越普及，最终取代化学方法的消毒工艺。

关于紫外线消毒设备的选用，参考《城市给排水紫外线消毒设备》（GBT 19837-2005）

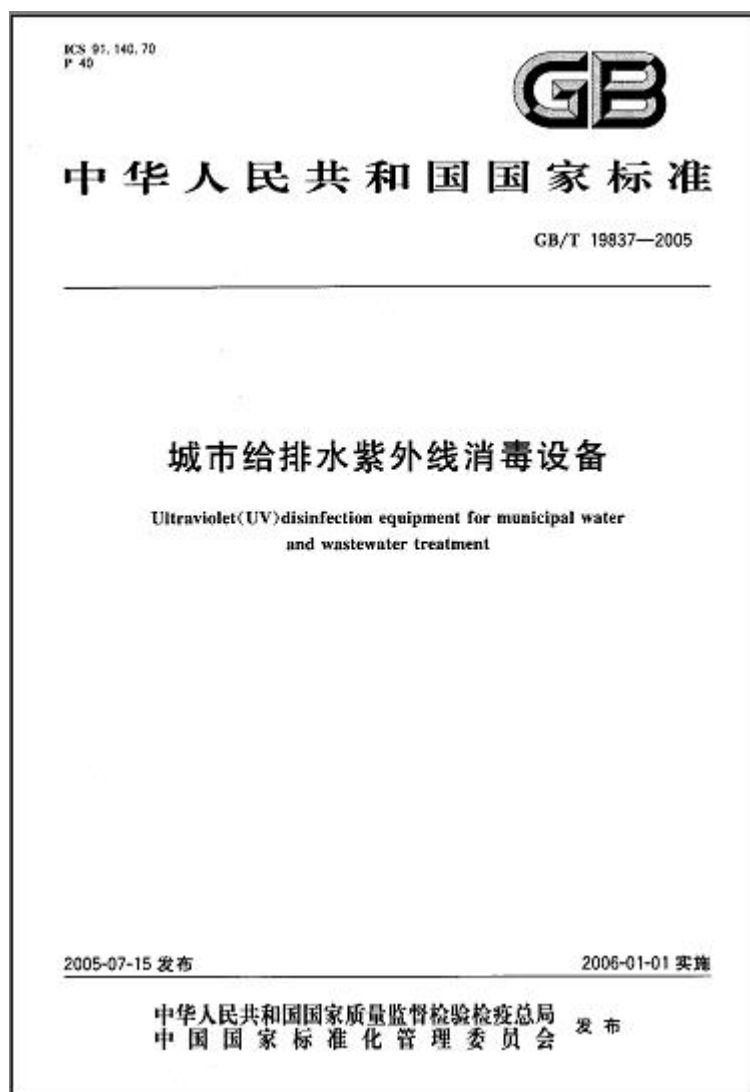


图 4.25 城市给排水紫外线消毒设备规范图

对比多个厂商的电子样本，最终集中在深圳海川公司与江苏沛德水处理设备有限公司两家厂商上，最终由提供数据的完整性，确定采用江苏沛德水处理设备有限公司的产品。



查看江苏沛德水处理设备有限公司的电子样本

项目 型号	消毒水量 (吨/小时)	总功率 (瓦)	进出水管径 (公称/英制)	设备承压 (Kg/cm ²)	紫外灯故障 报警系统	反应器尺寸(cm) 长×高×宽	控制柜尺寸 (cm)	地脚螺丝 (cm)	运输重量 (Kg)
PDCn-008	0.3	10	1/2"	6	有	30×11×6			5
PDCn-050	2	40	1"	6	有	100×20×9	ø8.9×25	69×4×ø1	25
PDCn-150	6	80	1 ^{1/4} "	6	有	100×23×11	(直径×长)	69×4×ø1	30
PDCn-200	8	120	1 ^{1/2} "	6	有	100×30×15.9	ø8.9×45	69×7×ø1	35
PDCn-300	12	160	2"	6	有	100×32×15.9	(直径×长)	69×7×ø1	40
PDC-050	2	40	DN25/1"	6	有	100×30×8.9		60×4×ø1	45
PDC-150	6	80	DN32/1 ^{1/4} "	6	有	100×30×10.8	25×30×12	60×4×ø1	50
PDC-200	8	120	DN40/1 ^{1/2} "	6	有	100×40×15.9	(宽×高×厚)	60×7×ø1	60
PDC-300	12	160	DN50/2"	6	有	100×40×15.9		60×7×ø1	70
PDC-360	15	200	DN65/2 ^{1/2} "	6	有	100×40×15.9		60×7×ø1	120
PDC-500	20	240	DN65/2 ^{1/2} "	6	有	100×50×21.9		60×11×ø1.2	130
PDC-600	25	280	DN80/3"	6	有	100×50×21.9		60×11×ø1.2	140
PDC-700	30	320	DN100/4"	6	有	100×50×21.9	50×78×25	60×11×ø1.2	150
PDC-1000	40	360	DN100/4"	6	有	100×50×21.9	(宽×高×厚)	60×11×ø1.2	160
PDC-1500	60	420	DN150/6"	6	有	170×57×27.3		120×16×ø1.4	210
PDC-2000	80	560	DN150/6"	6	有	170×57×27.3		120×16×ø1.4	220
PDC-2500	100	700	DN150/6"	6	有	170×57×27.3		120×16×ø1.4	275
PDC-3000	125	840	DN150/6"	6	有	173×57×27.3	60×128×30	120×16×ø1.4	300
PDC-4000	150	1120	DN200/8"	6	有	173×65×32.5	(宽×高×厚)	120×20×ø1.6	325
PDC-5000	200	1400	DN200/8"	6	有	173×72×37.7		120×22×ø1.6	350
PDC-7000	300	2100	DN250/10"	6	有	175×80×42.6		120×24×ø2	400
PDC-10K	400	2520	DN250/10"	6	有	176×95×52.9	60×150×40	120×28×ø2.2	475
PDC-15K	600	3080	DN300/12"	6	有	176×110×78	(宽×高×厚)	120×32×ø2.4	600
PDC-20K	800	3920	DN350/14"	6	有	指定	指定	指定	指定
PDC-25K	1000	4760	DN350/14"	6	有	指定	指定	指定	指定

图 4.25 PDC 紫外线消毒设备性能图

由设计水量 $Q=0.815\text{ m}^3/\text{s}=2934\text{ m}^3/\text{h}$, 选用 PDC-25K 紫外线消毒设备 3 套, 二沉池集水井总出水管分为三个支管, 进出水接口管径分别等于设备要求的 DN350mm。按照样本要求与实际情况相结合, 指定其大小为 2500×1800×1500mm。

4.3.9 计量设备设计

在现代化的污水处理厂, 电子化的计量设备已经无可置疑的成为首要选择, 电子计

量设备的高精度性，分析性，自动性都比传统的计量设备要优越。本污水处理厂采用电磁流量计作为计量设备，具体装置通过多个厂家提供德电子样本，对比工艺和资料的完整性，最定采用开封威利仪表有限公司 MagneW3000 plus 型智能型电子流量计，产品是该公司与日本山武株式会社合作研制，在同类产品中具有很强的优势。



5.1 仪表外形尺寸

法兰型传感器外形尺寸压力系列见图 2、图 3、图 4 和表 3、表转换器外形及尺寸见图 5 和图 6、图 7

表 3

公称通径 mm	压 力 (MPa)	外形尺寸(mm)			重 量 (kg)
		A	B	C	
15	4.0	174	140	200	8
20		174	140	200	10
25		174	140	200	12
40		210	176	200	14
50		210	176	200	15
65		280	214	250	23
80		280	214	250	28
100		312	231	250	30
150		370	281	300	40
200		408	426	350	57
250	1.6	460	456	450	73
300		530	520	500	100
350		560	562	550	134
400		614	596	600	172
450		656	640	600	207
500		710	706	600	241
600		810	810	600	309

注：公司可按用户要求进行加工

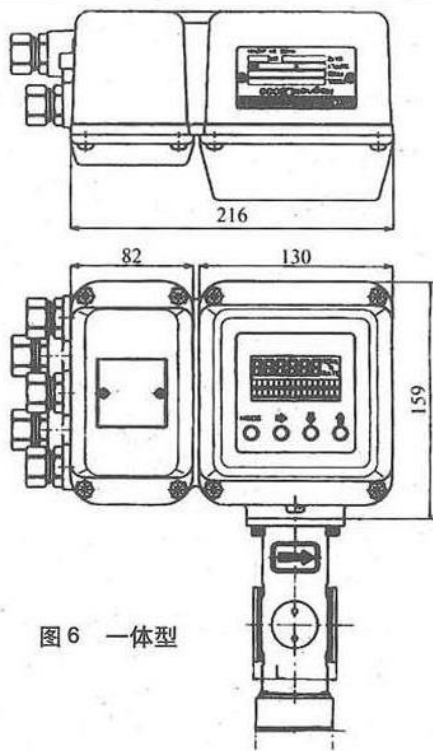
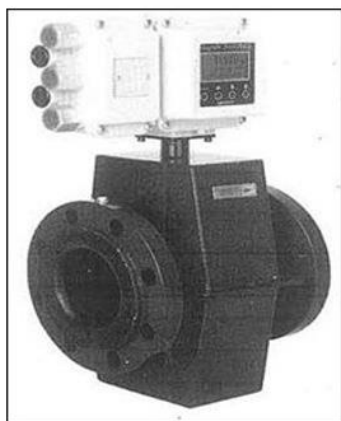


图 6 一体型

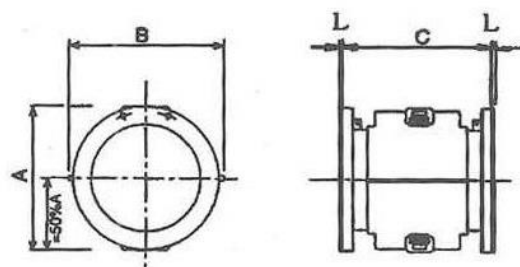


图3 DN200~DN600法兰型传感器外形图

图 4.26 MagneW3000 plus 型智能型电子流量计

污水厂采用三个电磁流量计，安装在紫外线消毒之后的管段上，仪器接口管径与出水管相同 DN=350mm。

4.3.10 污泥浓缩设计

参考《室外排水设计规范（GB50014-2006）》P69

7.2 污泥浓缩

7.2.1 浓缩活性污泥时，重力式污泥浓缩池的设计，应符合下列要求：

- 1 污泥固体负荷宜采用 $30\sim 60\text{ kg}/(\text{m}^2\cdot\text{d})$;
- 2 浓缩时间不宜小于 12 h;
- 3 由生物反应池后二次沉淀池进入污泥浓缩池的污泥含水率，为 99.2%~99.6%时，浓缩后污泥含水率可为 97%~98%;
- 4 有效水深宜为 4 m;
- 5 采用栅条浓缩机时，其外缘线速度一般宜为 $1\sim 2\text{ m}/\text{min}$ ，池底坡向泥斗的坡度不宜小于 0.05。

7.2.2 污泥浓缩池一般宜设置去除浮渣的装置。

7.2.3 当采用生物除磷工艺进行污水处理时，不应采用重力浓缩。

7.2.4 当采用机械浓缩设备进行污泥浓缩时，宜根据试验资料或类似运行经验确定设计参数。

7.2.5 污泥浓缩脱水可采用一体化机械。

7.2.6 间歇式污泥浓缩池应设置可排出深度不同的污泥水的设施。

据此，在除磷工艺的要求下，本设计采用浓缩脱水一体化设计方案作为污泥的处理方法，一体化设备对比传统浓缩池而言，省去了浓缩池的基建与配套的搅拌刮泥设备，也节省了污泥处理的费用。

事实上，浓缩脱水一体化也正是未来污水厂处理污泥的发展方向。

4.3.11 污泥浓缩脱水机房

在计算曝气池时已经计算单池污泥量 $Q_s=45\text{m}^3/\text{h}$ ，该数据是按照一天24h计算的，假定配置三台带机，两用一备，每台每天工作10h，则每台带机的处理量为 $54\text{m}^3/\text{h}$ 。
设备的选用：
采用江苏天雨环保集团有限公司生产的DNDY2500转鼓式浓缩脱水一体机，该设备处理效率高，其脱水时间只有1-2分钟，由于极大的减少了污泥浓缩时间，因此避免了长时间浓缩时磷的释放，可以达到很好的除磷效果。
设备规格及结构参考图为：

技术性能参数及外形尺寸表 Technical Parameters Shape and Size

参数 \ 型号	DNDY1000	DNDY1500	DNDY2000	DNDY2500	DNDY3000
处理量(m^3/h)	20-40	30-60	40-80	50-100	70-120
进料含水率(%)	≈ 99				
滤带宽度(mm)	1000	1500	2000	2500	3000
带式浓缩机滤带速度(m/min)	4-20				
带式压滤机滤带速度(m/min)	1.9-9.5				
带式浓缩机功率(kW)	0.75	0.75	1.1	1.1	2.2
带式压滤机功率(kW)	1.1	1.5	2.2	3	4
B(mm)	1500	2000	2510	3050	3550
C(mm)	1400	1400	1550	1550	1550
H(mm)	2350	2350	2640	2640	2640
DN(mm)	DN100	DN125	DN150	DN200	DN200

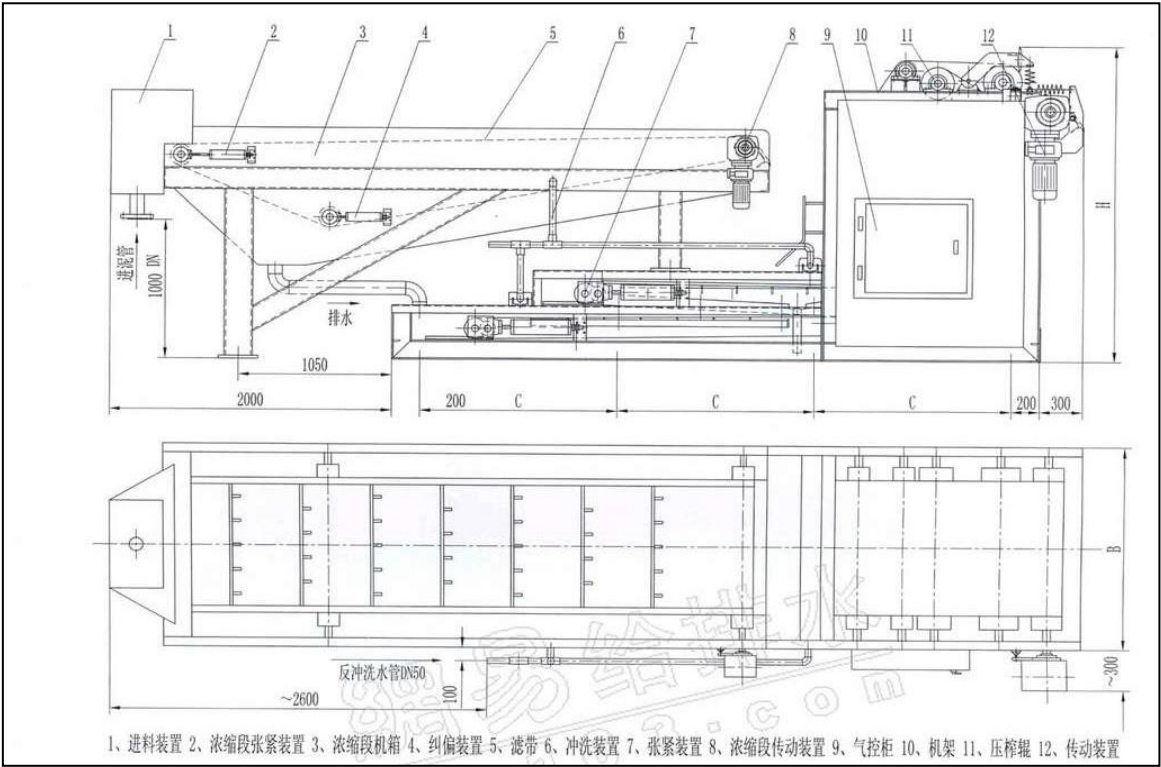


图 4.27 DNDY 转鼓式浓缩脱水一体机图

4.4 污水处理厂的平面与高程设计

4.4.1 污水处理厂平面设计

参考《给水排水设计手册（第二版）》第五册 P561 说明：

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，以及各种管道、道路、绿化等的布置。根据处理厂的规模大小，采用 1: 200 ~ 1: 500 的比例尺的地形图绘制总平面图。管道布置可单独绘制。

(1)平面布置的一般原则如下：

①处理构筑物的布置应紧凑，节约用地并便于管理。

<1>池型的选择应考虑占地多少及经济因素，圆形池造价低，单进出水较为复杂，矩形池对于大型污水厂较为经济。

<2>每一单元过程最少池数为两座，大型污水厂中由于设备尺寸的限制，往往有多座。

②处理构筑物应尽可能地按流程顺序布置，以避免管线迂回，同时应充分利用地形，减少土方量。

③经常有人工作的办公、化验等建筑物应布置在夏季主导风向的上风向，北方地区应考虑朝阳。

④在布置总图应考虑安排充分的绿化带，为污水处理厂的工作人员提供一个优美舒适的环境。

⑤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构筑物之间距离应考虑敷设灌区的位置，远转管理的需要和施工要求，一般采用 5 ~ 10 米。

⑦污泥处理构筑物应尽可能布置成单独的组合，以策安全，并便于管理，污泥消化池应距初沉池较近，以缩短污泥管线，且与其它处理构筑物间距不小于 20 米。

⑧变电所设在耗电大的构筑物附近，高压线应避免在厂内架空敷设，以策安全。

⑨污水厂内管线种类分多，应综合考虑布置，以免发生矛盾。污水、污泥管道应尽可能考虑自流。

⑩ 如有条件，污水厂内的压力管线和电缆可合并敷设在同一管廊或管沟内，以利于维护和检修。

11 污水厂内应设超越管，以便在发生事故时，使污水能超越该构筑物，进入下构筑物或事故溢流。

(2) 根据选定的处理方案和处理工艺流程，污水处理工程设施包括下面各方面：

①生产性构（建）筑物

生产性构（建）筑物分为污水、污泥处理设施。污水处理设施包括污水提升泵房、格栅间、沉砂池、曝气池、二沉池。

污泥处理设施包括污泥回流泵房，污泥浓缩脱水间。

②辅助设施

辅助设施分为生产和生活辅助设施。生产辅助设施包括综合办公楼（含生产管理用房、行政办公用房）、实验楼、仓库、车库、机修间、变电站等；生活辅助设施包括锅炉房、食堂、浴室、宿舍、传达室。

污水厂附属建筑的设计参照《城镇污水处理厂附属建筑和附属设备设计标准》（CJJ31-89）。本设计各项辅助设施面积见下表：

名称	综合办公楼	实验楼	仓库	车库	机修间
面积（m ² ）	500	200	200	250	200
名称	锅炉房	变电所	浴室	宿舍	食堂
面积（m ² ）	200	100	100	100	100

名称	传达室				
面积 (m ²)	100				

具体平面布置见城市污水总平面图。

4.4.2 污水处理厂高程设计

为使污水能在各处理构筑物之间通畅流动，以保证处理厂的正常运行，需进行高程布置，以确定各构筑物及连接管高程。

为降低运行费用和便于维护管理，污水在处理构筑物之间的流动已按重力流考虑为宜；污泥也最好利用重力流动，若需提升时，应尽量减少抽升次数。为保证污泥的顺利自流，应精确计算处理构筑物之间的水头损失，并考虑扩建时预留的储备水头。

(1) 高程布置的一般原则

①计算各处理构筑物的水头损失时，应选择一条距离最长、水头损失最大的流程进行较准确的计算，考虑最大流量、雨天流量和事故时流量的增加。并应适当留有余地，以防止淤积时水头不够而造成的涌水现象，影响处理系统的正常运行。

②计算水头损失时，以最大流量（设计远期流量的管渠与设备，按远期最大流量考虑）作为构筑物与管渠的设计流量。还应当考虑当某座构筑物停止运行时，与其并联运行的其余构筑物与有关的连接管渠能通过全部流量。

③高程计算时，常以受纳水体的最高水位作为起点，逆废水处理流程向上倒推计算，以使处理后废水在洪水季节也能自流排出，并且水泵需要的扬程较小。如果最高水位较高，应在废水厂处理水排入水体前设置泵站，水体水位高时抽水排放。如果水体最高水位很低时，可在处理水排入水体前设跌水井，处理构筑物可按最适宜的埋深来确定标高。

④在做高程布置时，还应注意污水流程与污泥流程的配合，尽量减少需要提升的污泥量。

(2) 污水高程计算

本设计河流最高洪水位为 115 米，污水厂地面标高为 117m，处理后的水排放到河流水位满足洪水时不会倒灌，考虑构筑物的挖土深度不宜过大，综合各方面条件，设计曝气池为半地下式，以曝气池埋深为起点，推算各水面标高。

计算水损时：

①管段水损的计算

$$\langle 1 \rangle \text{沿程水头损失 } h_i = i \times l$$

i 值可以通过公式计算，但一般情况直接根据《给水排水设计手册（第二版）》第一册所附计算表直接查得。

$$\langle 2 \rangle \text{局部水头损失 } h_j = \zeta \frac{v^2}{2g}$$

$$\langle 3 \rangle \text{总水头损失 } h_c = h_i + h_j$$

②明渠暗沟水损的计算

<1>沿程水头损失 $h_i = i \times l$

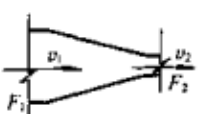
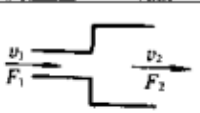
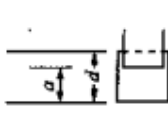
根据 $v = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}}$ 流量公式可以推出水力坡降公式 $i = \left(\frac{vnR^{\frac{2}{3}}}{Q} \right)^2$

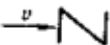
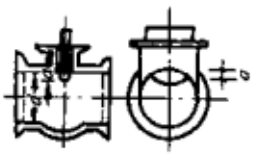
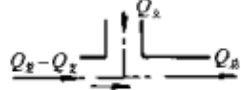
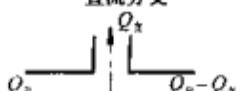
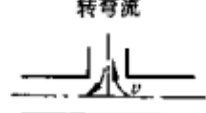
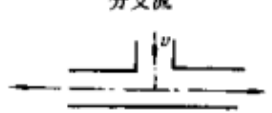
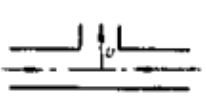
其中 $v = \frac{Q}{A}$; n 取 0.013; $R = \frac{A}{X}$, X 为湿周。

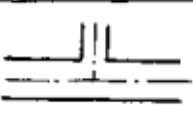
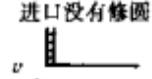
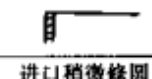
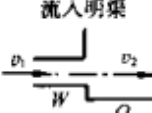
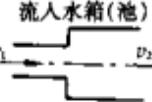
<2>局部水头损失 $h_j = \zeta \frac{v^2}{2g}$

<3>总损失 $h_c = h_i + h_j$

以上两种设计总主要涉及到的局损系数, 参见《给水排水设计手册(第二版)》第一册 P668—P679, 主要如下所示。

明渠渐放		0.2~0.5	$h = \xi \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g}$																						
明渠渐缩		0.05~0.10	$h = \left[1 + \xi - \left(\frac{F_2}{F_1} \right)^2 \right] \cdot \frac{v_2^2}{2g}$																						
明渠突缩		<table><tr><td>F_2/F_1</td><td>0.1</td><td>0.2</td><td>0.4</td><td>0.6</td><td>0.8</td><td>1.0</td></tr><tr><td>ξ</td><td>0.5</td><td>0.4</td><td>0.3</td><td>0.2</td><td>0.1</td><td>0</td></tr></table>	F_2/F_1	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	ξ	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0	$h = \left[1 + \xi - \left(\frac{F_2}{F_1} \right)^2 \right] \times \frac{v_2^2}{2g}$								
F_2/F_1	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0																			
ξ	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0																			
明渠突放		<table><tr><td>F_1/F_2</td><td>0.01</td><td>0.1</td><td>0.2</td><td>0.4</td><td>0.6</td><td>0.8</td><td>1.0</td></tr><tr><td>ξ</td><td>0.98</td><td>0.81</td><td>0.64</td><td>0.36</td><td>0.16</td><td>0.04</td><td>0</td></tr></table>	F_1/F_2	0.01	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	ξ	0.98	0.81	0.64	0.36	0.16	0.04	0	$h = \xi \frac{v_1^2}{2g}$						
F_1/F_2	0.01	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0																		
ξ	0.98	0.81	0.64	0.36	0.16	0.04	0																		
闸板(方形)		<table><tr><td>a/d</td><td>0.1</td><td>0.2</td><td>0.3</td><td>0.4</td><td>0.5</td><td>0.6</td><td>0.7</td><td>0.8</td><td>0.9</td><td>1.0</td></tr><tr><td>ξ</td><td>1.93</td><td>44.5</td><td>17.8</td><td>8.12</td><td>4.02</td><td>2.08</td><td>0.95</td><td>0.39</td><td>0.09</td><td>0</td></tr></table>	a/d	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	ξ	1.93	44.5	17.8	8.12	4.02	2.08	0.95	0.39	0.09	0	$h = \xi \frac{v^2}{2g}$
a/d	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0															
ξ	1.93	44.5	17.8	8.12	4.02	2.08	0.95	0.39	0.09	0															

旋启式止回阀		<table><tr><th>$d(\text{mm})$</th><td>150</td><td>200</td><td>250</td><td>300</td><td>350</td><td>400</td><td>500</td><td>≥ 600</td></tr><tr><th>ξ</th><td>6.5</td><td>5.5</td><td>4.5</td><td>3.5</td><td>3.0</td><td>2.5</td><td>1.8</td><td>1.7</td></tr></table>	$d(\text{mm})$	150	200	250	300	350	400	500	≥ 600	ξ	6.5	5.5	4.5	3.5	3.0	2.5	1.8	1.7	$h = \xi \frac{v^2}{2g}$																										
$d(\text{mm})$	150	200	250	300	350	400	500	≥ 600																																							
ξ	6.5	5.5	4.5	3.5	3.0	2.5	1.8	1.7																																							
闸阀		当全开时(即 $\alpha/d=0$) <table><tr><th>$d(\text{mm})$</th><td>15</td><td>20~50</td><td>80</td><td>100</td><td>150</td><td>200~250</td><td>300~450</td><td>500~800</td><td>900~1000</td></tr><tr><th>ξ</th><td>1.5</td><td>0.5</td><td>0.4</td><td>0.2</td><td>0.1</td><td>0.08</td><td>0.07</td><td>0.06</td><td>0.05</td></tr></table> 当各种开启度时: <table><tr><th>α/d</th><td>1/8</td><td>2/8</td><td>3/8</td><td>4/8</td><td>5/8</td><td>6/8</td><td>7/8</td></tr><tr><th>$w_{\text{开启}}/w_{\text{全}}$</th><td>0.948</td><td>0.856</td><td>0.740</td><td>0.609</td><td>0.466</td><td>0.315</td><td>0.159</td></tr><tr><th>ξ</th><td>0.15</td><td>0.26</td><td>0.81</td><td>2.06</td><td>5.52</td><td>17.0</td><td>97.8</td></tr></table>	$d(\text{mm})$	15	20~50	80	100	150	200~250	300~450	500~800	900~1000	ξ	1.5	0.5	0.4	0.2	0.1	0.08	0.07	0.06	0.05	α/d	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8	$w_{\text{开启}}/w_{\text{全}}$	0.948	0.856	0.740	0.609	0.466	0.315	0.159	ξ	0.15	0.26	0.81	2.06	5.52	17.0	97.8	
$d(\text{mm})$	15	20~50	80	100	150	200~250	300~450	500~800	900~1000																																						
ξ	1.5	0.5	0.4	0.2	0.1	0.08	0.07	0.06	0.05																																						
α/d	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8																																								
$w_{\text{开启}}/w_{\text{全}}$	0.948	0.856	0.740	0.609	0.466	0.315	0.159																																								
ξ	0.15	0.26	0.81	2.06	5.52	17.0	97.8																																								
弯管	90°弯管  任意角度的弯管 	<table><tr><th>$\frac{R}{d}$</th><td>0.5</td><td>1.0</td><td>1.5</td><td>2.0</td><td>3.0</td><td>4.0</td><td>5.0</td></tr><tr><th>ξ_{90°</th><td>1.20</td><td>0.80</td><td>0.60</td><td>0.48</td><td>0.36</td><td>0.30</td><td>0.29</td></tr></table> $\xi_\alpha = \alpha \xi_{90^\circ}$ <table><tr><th>$\alpha(^{\circ})$</th><td>20°</td><td>30°</td><td>40°</td><td>50°</td><td>60°</td><td>70°</td><td>80°</td><td>90°</td><td>100°</td><td>120°</td><td>140°</td><td>160°</td><td>180°</td></tr><tr><th>ξ_α</th><td>0.400</td><td>0.550</td><td>0.650</td><td>0.750</td><td>0.830</td><td>0.880</td><td>0.950</td><td>1.000</td><td>1.050</td><td>1.130</td><td>1.200</td><td>1.270</td><td>1.330</td></tr></table>	$\frac{R}{d}$	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	ξ_{90°	1.20	0.80	0.60	0.48	0.36	0.30	0.29	$\alpha(^{\circ})$	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°	100°	120°	140°	160°	180°	ξ_α	0.400	0.550	0.650	0.750	0.830	0.880	0.950	1.000	1.050	1.130	1.200	1.270	1.330	$h = \xi_{90^\circ} \frac{v^2}{2g}$ $h = \xi_\alpha \frac{v^2}{2g}$
$\frac{R}{d}$	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0																																								
ξ_{90°	1.20	0.80	0.60	0.48	0.36	0.30	0.29																																								
$\alpha(^{\circ})$	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°	100°	120°	140°	160°	180°																																		
ξ_α	0.400	0.550	0.650	0.750	0.830	0.880	0.950	1.000	1.050	1.130	1.200	1.270	1.330																																		
等径丁字管	直流汇合  直流分支  直流  转弯流  分支流  汇合流 	$Q_B = Q_A$ 时, $\xi_1 = 1.5$ $Q_A = 0$ 时, $\xi_2 = 0.1$ $Q_A = Q_B$ 时, $\xi_1 = 1.5$ $Q_A = 0$ 时, $\xi_2 = 0.1$ 0.1 1.5 1.5 3.0	$h_1 = \xi_1 \frac{v_1^2}{2g}$ $h_2 = \xi_2 \frac{v_2^2}{2g}$ $h = \xi \frac{v^2}{2g}$																																												

异径丁字管		$\xi = \text{等径丁字管之 } \xi \text{ 值} + \text{突放(或突缩)之 } \xi \text{ 值}$	$h = \xi \frac{v^2}{2g}$																				
进 口	带喇叭口的进口 	0.1	$h = \xi \frac{v^2}{2g}$																				
	进口没有修圆 	0.50																					
	进口稍微修圆 	0.20~0.25																					
	进口完全修圆 	0.05~0.10																					
出 口	流入明渠 	<table><tr><td>W/Ω</td><td>0.1</td><td>0.2</td><td>0.3</td><td>0.4</td><td>0.5</td><td>0.6</td><td>0.7</td><td>0.8</td><td>0.9</td></tr><tr><td>ξ</td><td>0.81</td><td>0.64</td><td>0.49</td><td>0.36</td><td>0.25</td><td>0.16</td><td>0.09</td><td>0.04</td><td>0.01</td></tr></table>	W/Ω	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	ξ	0.81	0.64	0.49	0.36	0.25	0.16	0.09	0.04	0.01	$h = \xi \frac{v_1^2}{2g}$
	W/Ω	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9													
ξ	0.81	0.64	0.49	0.36	0.25	0.16	0.09	0.04	0.01														
流入水箱(池) 	1.0																						

各处理构筑物水损值，参见给水排水设计手册（第二版）》第十一册 P565 估算：

处理构筑物水头损失估算值				表 10-2
构 筑 物	水头损失 (cm)	构 筑 物	水头损失 (cm)	
格 栅	10~25	生物滤池	270~280	
沉 砂 池	10~25	(旋转布水工作高 2m)		
平流沉淀池	20~40	曝 气 池	25~50	
竖流沉淀池	40~50	混 合 池	10~30	
辐流沉淀池	50~60	接 触 池	10~30	

下面进行泵站后水损计算：

1. 细格栅沉砂池部分

(1) 细格栅前明渠 $l = 3m$

$$\text{湿周 } X = b + 2h = 1.07 + 2 \times 0.8 = 2.67 \text{ m}$$

$$\text{水力半径 } R = \frac{W}{X} = \frac{0.8 \times 1.07}{2.67} = 0.32 \text{ m}$$

$$\text{坡度 } i = \left(vnR^{\frac{2}{3}} \right)^2 = \left(0.9 \times 0.013 \times 0.32^{\frac{2}{3}} \right)^2 = 0.62\%$$

沿程水头损失为 $h_i = il = 0.62\% \times 3 = 0.02 \text{ m}$

(2) 细格栅前明渠前明渠渐缩

$$h_j = [1 + \xi - (\frac{F_2}{F_1})^2] \times \frac{v_2^2}{2g} \approx 1.1 \times \frac{0.9^2}{19.6} = 0.04 \text{ m}$$

(3) 减缩明渠前矩形堰

$$Q = 0.42 \times \sqrt{2g} \times b \times H^{1.5}$$

Q 为单泵的流量, $0.272 \text{ m}^3/\text{s}$,

b 为堰宽, 由布置图, 其值为 1.66 m ,

计算的堰上水头 $H = 0.2 \text{ m}$

(4) 栅后明渠

同<1>, $h_i = 0.02 \text{ m}$

(5) 栅后明渠突放

$$h_j = \xi \times \frac{v_1^2}{2g} = 0.36 \times \frac{0.9^2}{19.6} = 0.01 \text{ m}$$

(6) 栅后宽明渠

$$l = 6 \text{ m}$$

$$\text{湿周 } X = b + 2h = 2.74 + 2 \times 0.8 = 4.34 \text{ m}$$

水力半径

$$R = \frac{W}{X} = \frac{0.8 \times 2.74}{4.34} = 0.50 \text{ m}$$

坡度

$$i = \left(vnR^{-\frac{2}{3}} \right)^2 = \left(0.45 \times 0.013 \times 0.50^{-\frac{2}{3}} \right)^2 = 0.93\%$$

沿程损失

$$h_i = il = 0.93\% \times 6 = 0.06 \text{ m}$$

(7) 明渠突缩

$$h_j = [1 + \xi - (\frac{F_2}{F_1})^2] \times \frac{v_2^2}{2g} \approx 1.2 \times \frac{0.9^2}{19.6} = 0.05 \text{ m}$$

(8) 旋流式沉砂池水损取 0.25 m 。

2. 沉砂池至曝气池

沿程损失

$$L = 7m, Q = 0.815m^3/s, DN1000, v = 1.04m/s, 1000i = 1.17$$

$$h_l = iL = 0.00117 \times 7 = 0.01m$$

局部损失

$$h_j = \sum \zeta \frac{v^2}{2g} = (\zeta_1 \times 2 + \zeta_2 + \zeta_3 + \zeta_4) \times \frac{v^2}{2g} = (0.05 \times 2 + 0.5 + 1.0 + 0.8) \times \left(\frac{1.04^2}{2 \times 9.8} \right) = 0.12m$$

式中 ζ_1 ——闸阀阻力系数, DN1000, 故取 0.05;

ζ_2 ——进口阻力系数, 取 0.5;

ζ_3 ——出口阻力系数, 取 1.0;

ζ_4 ——弯头阻力系数, 取 0.8;

3. 曝气池水损

<1>进水井

局部损失

$$h_j = \sum \zeta \frac{v^2}{2g} = (\zeta_1 + \zeta_2) \times \frac{v^2}{2g} = (0.5 + 1) \times \left(\frac{1.028^2}{2 \times 9.8} \right) = 0.03m$$

式中 ζ_1 ——进口阻力系数, 取 0.5;

ζ_2 ——出口阻力系数, 取 1.0;

<2>曝气池

水损取 0.3m

<3>出水井

堰上水头在曝气池已计算为 0.23m

4. 曝气池至配水井

(1) 阀门井前管段

沿程损失

$$L = 36.5m, Q = 0.980m^3/s, DN1200, v = 0.87m/s, 1000i = 0.665$$

$$h_l = iL = 0.000665 \times 36.5 = 0.02m$$

局部损失

$$h_j = \sum \zeta \frac{v^2}{2g} = (\zeta_1 + \zeta_2) \frac{v^2}{2g} = (0.8 + 0.04) \times \left(\frac{0.87^2}{2 \times 9.8} \right) = 0.03m$$

式中 ζ_1 ——弯管阻力系数, 取 0.8;

ζ_2 ——闸阀阻力系数，DN1200，取 0.04；

(2) 阀门井水损

两个闸阀归纳到(1) (3) 中计算，此出仅计算异径三通汇合流得局部水损。

$$h_j = \Sigma \zeta \frac{v^2}{2g} = \zeta_1 \frac{v^2}{2g} = (\zeta_{11} + \zeta_{12}) \frac{v^2}{2g} = 3.1 \times \left(\frac{0.87^2}{2 \times 9.8} \right) = 0.12m$$

式中 ζ_1 ——异径三通阻力系数， $\zeta_2 = \zeta_{21} + \zeta_{22}$

ζ_{11} 为等径三通阻力系数； ζ_{12} 为突放阻力系数 ζ_{22} 。分别取 3.0 和 0.1。

(3) 阀门井后管段

沿程损失

$$L = 67m, Q = 1.630m^3/s, DN1300, v = 1.23m/s, 1000i = 1.147$$

$$h_l = iL = 0.001147 \times 67 = 0.08m$$

局部损失

$$h_j = \Sigma \zeta \frac{v^2}{2g} = \zeta_1 \frac{v^2}{2g} = 0.03 \times \left(\frac{1.23^2}{2 \times 9.8} \right) = 0.002m \approx 0m$$

式中 ζ_1 ——闸阀阻力系数，DN1300，取 0.03；

5.集配水井损之配水井

(1) 混合液总进水管为 DN1300 的铸铁管

局部损失

$$h_j = \Sigma \zeta \frac{v^2}{2g} = (\zeta_1 + \zeta_2) \frac{v^2}{2g} = (0.5 + 1.0) \times \left(\frac{1.3^2}{2 \times 9.8} \right) = 0.13m$$

式中 ζ_1 ——弯管阻力系数，取 0.5；

ζ_2 ——出口阻力系数，取 1.0；

(2) 配水管为 DN700mm 的铸铁管

局部损失

$$h_j = \Sigma \zeta \frac{v^2}{2g} = \zeta_1 \frac{v^2}{2g} = 0.5 \times \left(\frac{1.06^2}{2 \times 9.8} \right) = 0.03m$$

式中 ζ_1 ——进口阻力系数，取 0.5；

6. 配水井至二沉池

沿程损失

$$L = 32m, Q = 0.408m^3/s, DN700, v = 1.06m/s, 1000i = 1.95$$

$$h_l = iL = 0.00195 \times 32 = 0.06m$$

局部损失

$$h_j = \Sigma \zeta \frac{v^2}{2g} = \zeta_1 \frac{v^2}{2g} = 1.0 \times \left(\frac{1.06^2}{2 \times 9.8} \right) = 0.06m$$

式中 ζ_1 ——出口阻力系数，取 1.0；

7.二沉池

<1>水损取 0.5m。

<2>三角堰堰上水头 0.031m，自由跌落 0.11m，集水槽高 0.59m。

<3>出水井

局部损失

$$h_j = \Sigma \zeta \frac{v^2}{2g} = (\zeta_1 + \zeta_2) \times \frac{v^2}{2g} = (0.5 + 1) \times \left(\frac{1.036^2}{2 \times 9.8} \right) = 0.08m$$

式中 ζ_1 ——进口阻力系数，取 0.5；

ζ_2 ——出口阻力系数，取 1.0；

8.二沉池至集水井

沿程损失

$$L = 13m, Q = 0.204m^3/s, DN500, v = 1.00m/s, 1000i = 2.66$$

$$h_l = iL = 0.00266 \times 13 = 0.03m$$

局部损失

$$h_j = \Sigma \zeta \frac{v^2}{2g} = \zeta_1 \frac{v^2}{2g} = 0.5 \times \left(\frac{1.00^2}{2 \times 9.8} \right) = 0.02m$$

式中 ζ_1 ——进口阻力系数，取 0.5；

9.集配水井损之集水井

(1)集水管为 DN500 的铸铁管

局部损失

$$h_j = \Sigma \zeta \frac{v^2}{2g} = \zeta_1 \frac{v^2}{2g} = 1.0 \times \left(\frac{1.00^2}{2 \times 9.8} \right) = 0.05m$$

式中 ζ_1 ——出口阻力系数，取 1.0；

(2) 总出水管为 DN1000mm 的铸铁管
局部损失

$$h_j = \sum \zeta \frac{v^2}{2g} = \zeta_1 \frac{v^2}{2g} = 0.5 \times \left(\frac{1.04^2}{2 \times 9.8} \right) = 0.03m$$

式中 ζ_1 ——进口阻力系数，取 0.5；

10. 集配水井至紫外消毒室
沿程损失

$$L = 47.5m, Q = 0.815m^3/s, DN1000, v = 1.04m/s, 1000i = 1.17$$

$$h_l = iL = 0.00117 \times 47.5 = 0.06m$$

局部损失

$$h_j = \sum \zeta \frac{v^2}{2g} = \zeta_1 \frac{v^2}{2g} = 0.05 \times \left(\frac{1.04^2}{2 \times 9.8} \right) = 0.003m \approx 0m$$

式中 ζ_1 ——阀门阻力系数，取 0.05；

11. 紫外消毒室
局部损失

$$h_j = \sum \zeta \frac{v^2}{2g} = (\zeta_1 \times 2 + \zeta_2 + \zeta_3) \times \frac{v^2}{2g} = (0.5 \times 2 + 0.07 + 0.2) \times \left(\frac{2.72^2}{2 \times 9.8} \right) = 0.48m$$

式中 ζ_1 ——弯头阻力系数，取 0.5；

ζ_2 ——闸阀阻力系数，DN350，故取 0.07；

ζ_3 ——紫外线消毒仪阻力系数，取 0.2；

12. 电磁计量室
局部损失

$$h_j = \sum \zeta \frac{v^2}{2g} = (\zeta_1 + 2\zeta_2) \times \frac{v^2}{2g} = (0.2 + 2 \times 0.5) \times \left(\frac{2.72^2}{2 \times 9.8} \right) = 0.45m$$

式中 ζ_1 ——紫外线消毒仪阻力系数，取 0.2；

ζ_2 ——弯头阻力系数，取 0.5；

13. 电磁计量室至河流
沿程损失

$$L = 106m, Q = 0.815m^3/s, DN1000, v = 1.04m/s, 1000i = 1.17$$

$$h_f = iL = 0.00117 \times 106 = 0.12m$$

(3) 污泥高程计算

目前有关污泥水力特征的研究还很不够，污泥管道的计算，主要是采取经验公式或实验资料，在《给水排水设计手册（第二版）》第五册 P476—P480 给出的 4 中计算方法中（公式计算，叶维利维契计算图，伊立诺斯周立大学实验资料，清水管道比例系数计算），采用最后一种方法，即清水管道比例系数算法，设计流速采用 1-1.5m/s，水头损失定为清水的 2—4 倍，本设计取 3 倍。

(1) 二沉池到污泥泵房

沿程损失

$$L = 114m, Q = 0.823m^3/s, DN1000, v = 1.04m/s, 1000i = 1.20$$

$$h_f = iL = 0.00120 \times 114 = 0.14m$$

局部损失

计为沿程损失的 30%，总损失为 $1.3 \times 0.14m = 0.18m$

污泥损失计为清水的 3 倍，污泥损失为 $3 \times 0.18m = 0.54m$

(2) 污泥泵房到浓缩脱水机房

沿程损失

$$L = 74m, Q = 8.78m^3/s, DN150, v = 0.52m/s, 1000i = 3.94$$

$$h_f = iL = 0.00394 \times 74 = 0.29m$$

局部损失

计为沿程损失的 30%，总损失为 $1.3 \times 0.29m = 0.38m$

污泥损失计为清水的 3 倍，污泥损失为 $3 \times 0.38m = 1.14m$

(3) 污泥泵房到曝气池

沿程损失

$$L = 142m, Q = 0.815m^3/s, DN1000, v = 1.03m/s, 1000i = 1.20$$

$$h_f = iL = 0.00120 \times 142 = 0.17m$$

局部损失计为沿程损失的 30%，总损失为 $1.3 \times 0.17m = 0.22m$

污泥损失计为清水的 3 倍，污泥损失为 $3 \times 0.22m = 0.66m$

据此污泥泵的扬程与流量可以进行污泥泵的选择与泵房布置。

4.5 污水提升泵房设计计算

4.5.1 设计初始数据

1. 设计流量 $Q_{\max} = 815\text{l/s}$ 。
2. 进水管管底高程 113.95m，管径为 DN1000，充满度为 0.70，水面高程 114.65m。
3. 出水井水面高程为 119.93m。
4. 泵站设在处理厂内，地面高程 117.00m。
5. 污水处理厂处地下水位在地表以下 8m，土壤冰冻深度 1.0m。

4.5.2 泵房形式

参考《给水排水设计手册（第二版）》第五册 P160 说明。

泵房常见的分类有

1. 合建式，分建式
2. 圆形，矩形，下圆上方形等组合形。
3. 自灌式，非自灌式。
4. 半地下式与全地下式。

本设计由于选用目前推广的有诸多优点的潜水排污泵，因此泵房的形式确定组合形自灌式全地下式潜水泵房。

参考《给水排水设计手册（第二版）》第五册 P236 潜水泵站说明：

3.6 潜水泵站

3.6.1 特点及一般规定

(1)特点：潜水泵不同于干式水泵，潜水泵的电机防水密封，可以长期浸入清水和雨污水池，不存在受潮问题，潜水泵电机机组整体安装，结构紧凑，运行稳定，便于就位和更换，所以潜水泵站无需上部厂房，也简化了地下结构，降低了工程造价。

个人以为，潜水泵以及泵站对比非潜水式泵及泵站，有以下显著优点：

1. 地下工作，水中工作，噪音问题得到极大改善，气味问题得到极大改善。
2. 潜水泵本身被设计为水下工作，不存在防潮问题。
3. 潜水泵电机机组一体化，结构极其紧凑，安装拆卸都极为方便快捷，采用固定式安装方式时，设备放落吊起时水泵沿固定导杆滑动，与连接座结合自动化，泵房布置

极其灵活。

4. 据《给水排水设计手册（第二版）》第五册 P190 对于排水泵站特点的叙述可以看出，采用卧式泵的污水泵站，在日常运行中，往往因卧式泵的电动机过热而需要停车转换备用泵。而潜水泵本身工作在水中，水体本身具有降温作用，此外很多厂家提供的潜水泵也自带有制冷技术，潜水泵的自动化运行稳定可靠。
5. 潜水泵工作在集水池内，无需单独的机器间，无需地面建筑，大大降低了工程造价。本设计为全地下式潜污泵房，地上无建筑，仅有出入地下泵房的人孔，通气孔与吊装孔。

4.5.3 工艺布置

城市污水管与污水厂排水管的水进入进水交汇井，然后经进水闸门、粗格栅流入集水池，经机器间的潜污泵提升来水进入出水井，然后依靠重力自流输送至各处理构筑物。

4.5.4 泵站计算

1.初算总扬程

(1)来水水面高程 114.65m，过闸门进入进水渠水损计为 0.05m，过粗格栅水损已计算为 0.13m，粗格栅后水渠渐放水损计为 0.05m，故最高水位

$$114.65 - 0.05 - 0.13 - 0.05 = 114.42\text{m}$$

(2) 集水池最低工作水位与出水井最高水位差为

$$\Delta Z = 119.93 - (114.42 - 2.0) = 7.51\text{m}$$

(3) 出水管管线水头损失

已算每台泵出水流量 $Q = 272\text{l/s}$ ，根据《室外排水设计规范（GB50014-2006）》P36

5.4.4 水泵吸水管设计流速宜为 0.7 ~ 1.5 m/s。出水管流速宜为 0.8 ~ 2.5 m/s。

查阅《给水排水设计手册（第二版）》第一册 P398 铸铁管水力计算表，决定采用 DN450 出水管管径， $v = 1.71\text{m/s}$ ， $i = 8.84\text{‰}$ 。

另根据《给水排水设计手册（第二版）》第五册 P180 与 P182 说明

每台泵应设置单独的出水管，在限于条件必须合用一条出水管时，其管径应加大，并应核算仅一台水泵工作的流速，不得小于 0.7m/s。

由于已设计绘制了细格栅旋流式沉砂池工艺图，因此查图可知出水井到埋深管管长 2.87m，计泵站外直管总长 10m，局部损失粗计为沿程损失的 30%，则泵站外管线水头损失为：

$$h = 10 \times 1.3 \times 8.84\text{‰} = 0.11\text{m}$$

泵站内的管线水头损失取 1.5m，安全水头取 0.5m，则水泵总扬程为：

$$H = 7.51 + 1.5 + 0.5 + 0.11 = 9.62\text{m}$$

2.选泵

根据 $Q = 272\text{l/s} = 980\text{m}^3/\text{h}$ ， $H = 9.608\text{m}$ ，《给水排水设计手册（第二版）》第十一册 P300

QW 型潜水排污泵性能范围表，选择 350QW1100-10-45 型的潜污泵。

其主要性能参数如下：

流量 $Q = 900 \sim 1250 \text{ m}^3/\text{h}$ ，扬程 $12 \sim 7.8\text{m}$ ；转速 $n = 980\text{r}/\text{min}$ ，功率 $N = 45\text{kw}$ ；

效率 $\eta = 74.6\%$ ；出口直径 $\text{DN}350$ ；重量 $W = 1500\text{kg}$ 。

潜污泵为电机泵头一体化机械，上面总量已包含电机的重量。

4. 泵房平面布置

(1) 潜污泵工作在集水池内，故先计算集水池。

集水池有效容积，采用 1 台泵 5min 的容量

$$W = \frac{272 \times 5 \times 60}{1000} = 81.5\text{m}^3, \text{ 取 } 82\text{m}^3, \text{ 有效水深取 } H = 2.0, \text{ 则集水池面积为}$$

$$F = \frac{W}{H} = \frac{82}{2} = 41\text{m}^2$$

(2) 具体布置

潜污泵的布置，其形式较为简单，350QW1100-10-45 型潜污泵平面图如下所示：

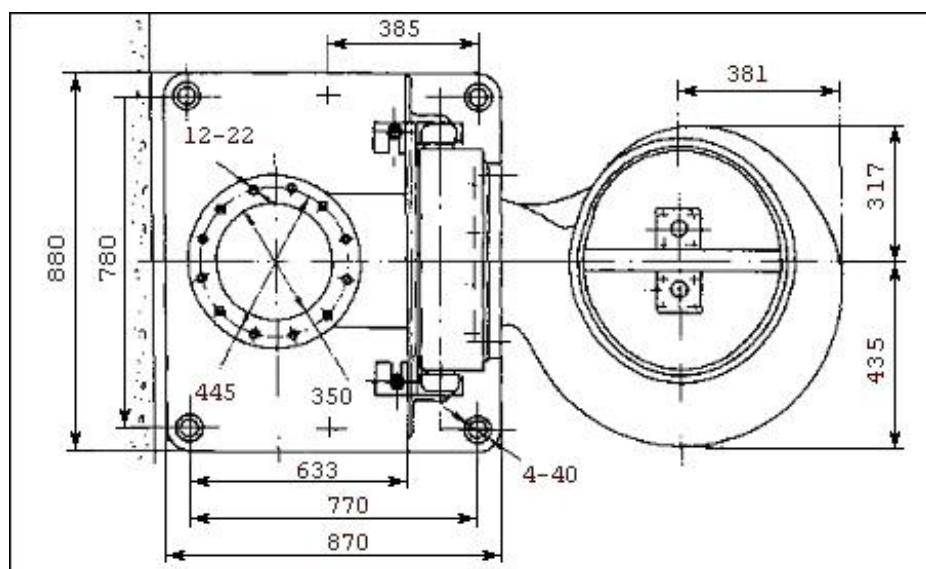


图 5.1 350QW1100-10-45 型潜污泵平面图

其基础宽度为 880mm，参考《室外排水设计规范（GB50014-2006）》P36

II 泵房

5.4.6 水泵布置宜采用单行排列。

5.4.7 主要机组的布置和通道宽度，应满足机电设备安装、运行和操作的要求，一般应符合下列要求：

1 水泵机组基础间的净距不宜小于 1.0m；

2 机组突出部分与墙壁的净距不宜小于 1.2m;

3 主要通道宽度不宜小于 1.5m;

由于潜污泵工作在集水池内，故布置时参考集水池尺寸，上面计算集水池 $F = 41m^2$ ，本设计采用 $F = 41m^2 = B \times L = 5m \times 8.2m$ 形式集水池。

水泵 3 用 1 备，取泵轴间距 1500mm，基础间净距 $1500 - 880 = 1100mm$ ，满足要求。则机组与墙壁净距可求的为： $\frac{(8200 - 3 \times 1500)}{2} = 1850mm$ ，满足要求。

具体布置图参考粗格栅与污水泵房工艺图。

5.水泵校核

(1)吸水管路

潜污泵的吸水口紧挨水泵泵体，因此吸水管路忽略，仅有进水口局部损失。

进水口 DN350，查的 $v = 2.72m^3/s$

$$h_j = \zeta \times \frac{v^2}{2g} = 0.5 \times \left(\frac{2.72^2}{2 \times 9.8} \right) = 0.19m$$

$$\text{即 } h_l = 0.19m$$

(2) 出水管路

<1>泵房内部

① DN350×450 同心渐放管

$$L = 2(D - d) + 150 = 350mm, \text{查得 } \zeta_1 = 0.13。$$

$$\frac{v'}{v} = \frac{450^2}{350^2} = 1.65, \quad v' = 2.82m/s,$$

②直管部分

$$L = 2.8m$$

③90° 弯头

$$DN450, \text{查得 } \zeta_2 = 0.67$$

④直管部分

$$L = 1.3m$$

⑤止回阀

查《给水排水设计手册（第二版）》第十二册 P288：HH44X-10 旋启式止回阀

$$DN450mm, \quad L = 1000mm, \text{查得 } \zeta_3 = 2.2。$$

⑥可挠曲橡胶头

查《给水排水设计手册（第二版）》第十二册 P77 可挠曲橡胶头

$DN450mm$ ， $L = 255mm$ ，查得 $\zeta_4 = 0.21$ 。

⑦ 闸阀

查《给水排水设计手册（第二版）》第十二册 P239：Z941-10 闸阀

$DN450mm$ ， $L = 510mm$ ，查得 $\zeta_5 = 0.07$

由此可计算：

沿程损失

$$h_f = iL = 8.84\% \times (2.8 + 1.3) = 0.04m$$

局部损失为

$$\begin{aligned} h_j &= \zeta_1 \times \frac{v^2}{2g} + (\zeta_2 + \zeta_3 + \zeta_4 + \zeta_5) \times \frac{v^2}{2g} \\ &= 0.13 \times \frac{2.82^2}{19.6} + (0.67 + 2.2 + 0.21 + 0.07) \times \frac{1.71^2}{19.6} = 0.05 + 0.47 = 0.52m \end{aligned}$$

<2> 泵房外部

泵房外直管长 $L = 10m$ ，另有 90° 弯头一个，计算水损：

沿程损失

$$h_f = iL = 8.84\% \times 10 = 0.09m$$

局部损失为

$$h_j = \zeta_2 \times \frac{v^2}{2g} = 0.67 \times \frac{1.71^2}{19.6} = 0.01m$$

综合<1><2>得压水管出水管路总损失为

$$h_2 = 0.04 + 0.52 + 0.09 + 0.01m = 0.66m$$

安全水头安全水头取 $h_3 = 0.5m$

则水泵所需扬程为

$$H = \Delta Z + h_1 + h_2 + h_3 = 7.51 + 0.19 + 0.66 + 0.5 = 8.86m$$

由此可知所选 350QW1100-10-45 型潜污泵恰当。

第 5 章 污水处理厂概算及处理成本

5.1 污水厂工程造价

5.5.1 计算依据

估算指标采用于 1989 年 1 月 1 日试行的建设部文件（88）建标字第 182 号关于发布试行《城市基础设施工程投资概算指标》的通知中审查批准的由原城乡建设环境保护部，城市建设管理局组织制定的《城市基础设施工程投资概算指标》（排水工程）。

5.5.2 单项构筑物工程造价计算

1. 第一部分费用

第一部分费用包括建筑工程费；设备，器材，工具等购置费；安装工程费。可查有关排水工程投资概算，概算等指标确定。

污水厂的日处理水量： $814.9\text{L/s}=70407\text{m}^3/\text{d}$

主要构筑物投资（第一部分费用）

序号	名称	投资计算（万元）
1	总平面	$67588 \times 8000 / 100 = 540.7$
2	粗格栅污水泵房	$7800 \times 815 = 635.7$
3	细格栅沉砂池	$5 \times 70407 = 35.2$
4	A/A/O 曝气池	$137.52 \times 70407 = 968.1$
5	二沉池	$105.92 \times 70407 = 745.8$
6	污泥泵房	$61.12 \times 70407 = 430.32$
7	鼓风机房	$43.68 \times 70407 = 307.5$
8	紫外消毒室	$20 \times 70407 = 140.8$
9	电磁计量室	$20 \times 70407 = 140.8$
10	浓缩脱水机房	$6.16 \times 70407 = 43.4$
11	综合办公楼	$20.24 \times 70407 = 142.5$

12	实验楼	$20.24 \times 70407 = 142.5$
13	仓库	$17.89 \times 70407 = 126.0$
14	车库	$10.40 \times 70407 = 73.2$
15	机修间	$16.64 \times 70407 = 117.2$
16	变电所	$24.10 \times 70407 = 169.7$
17	浴室	$10 \times 70407 = 70.4$
18	宿舍	$10 \times 70407 = 70.4$
19	食堂	$10 \times 70407 = 70.4$
20	传达室	$5 \times 70407 = 35.2$
合计		5005.8 万元

2. 第二部分费用

第二部分费用包括建设单位管理费，征地拆迁费，工程监理费，供电费，设计费，招标投标管理等。根据有关资料统计，按第一部分费用的 50% 计。

$$S_2 = S_1 \times 50\% = 5005.8 \times 50\% = 2502.9 \text{ 万元}$$

3. 第三部分费用

第三部分费用包括工程预备费，价格因素预备费，建设期贷款利息，铺底流动资金。工程预备费按第一部分费用的 10% 计，即：

$$S_{31} = S_1 \times 10\% = 5005.8 \times 10\% = 500.6 \text{ 万元}$$

价格因素预备费按第一部分费用的 5% 计，即：

$$S_{32} = S_1 \times 5\% = 5005.8 \times 5\% = 250.3 \text{ 万元}$$

贷款利息按贷款，铺底流动资金按按第一部分费用的 20% 计，即：

$$S_{33} = S_1 \times 20\% = 5005.8 \times 20\% = 1001.2 \text{ 万元}$$

第三部分费用合计

$$S_3 = S_{31} + S_{32} + S_{33} = 1752.0 \text{ 万元}$$

$$(4) \text{ 工程总投资合计 } S = S_1 + S_2 + S_3 = 9260.7 \text{ 万元}$$

5.2 污水处理成本计算

污水处理成本通常包括工资福利费，电费，药剂费，折旧费，检修维修费，行政管理费以及污泥综合利用收入等项费用。

1. 动力费

$$\begin{aligned} E_1 &= 8760 \times N \times d / k \\ &= 8760 \times (0.75 \times 2 + 1.5 + 2 \times 4 + 2 + 4 + 4 + 185 \times 2 + 0.75 + 4.76 \times 3 + 2.25 + 45 \times 3) \times 0.30 / 1.4 \\ &= 101.98 \text{万元} \end{aligned}$$

2. 药剂费

在浓缩脱水时会使用药剂，其具体用量与价格只有在工程具体应用时才能计算清楚，此处估算其值， $E_2 = 20$ 万元

3. 工资福利费

设污水厂工作人员 40 名，每人年工资 4 万元

$$E_3 = 40 \times 4 = 160 \text{万元}$$

4. 折旧提成费

$$E_4 = 0.84 \times S \times P_4 = 0.84 \times 9260.7 \times 4.6\% = 357.8 \text{万元}$$

其中，S 为工程总投资，P 为综合折旧提成率

5. 大修维护基金提成

$$E_5 = 0.84 \times S \times P_5 = 0.84 \times 9260.7 \times 2.4\% = 186.7 \text{万元}$$

6. 日程维护费

$$E_6 = 0.84 \times S \times P_6 = 0.84 \times 9260.7 \times 1\% = 77.8 \text{万元}$$

7. 管理费销售费和其他费用

$$\begin{aligned} E_7 &= (E_1 + E_2 + E_3 + E_4 + E_5 + E_6) \times P_7 \\ &= (101.98 + 20 + 160 + 357.8 + 186.7 + 77.8) \times 15\% \\ &= 135.6 \text{万元} \end{aligned}$$

8. 综合成本

年处理成本： $\sum E = 1039.7$ 万元

年处理水量： $\sum Q = 365 \times Q = 365d \times 7.04 \text{万} m^3 / d = 2569.6 \text{万} m^3$

年单位处理成本： $\frac{\sum E}{\sum Q} = \frac{1039.7}{2569.6} = 0.40 \text{元} / m^3$

参考文献

- [1] 中华人民共和国国家标准. 污水综合排放标准 (GB8978-1996)
- [2] 中华人民共和国国家标准. 地表水环境质量标准 (GB3838-2002)
- [3] 中华人民共和国国家标准. 城镇污水处理厂污染物排放标准 (GB18918-2002)
- [4] 中华人民共和国城镇建设行业标准. 污水排入城市地下水道水质标准 (CJ3082-1999)
- [5] 中华人民共和国国家标准. 室外排水设计规范 (GB50014-2006)
- [6] 中国市政工程西南设计研究院主编. 给水排水设计手册. 第 1 册. 常用资料, 2000
- [7] 北京市市政工程设计研究院主编. 给水排水设计手册, 第 5 册. 城镇排水, 2004
- [8] 上海市市政工程设计研究院主编. 给水排水设计手册. 第 9 册. 专用机械, 2000
- [9] 中国市政工程西北设计研究院主编. 给水排水设计手册. 第 11 册. 常用设备, 2002
- [10] 中国市政工程华北设计研究院主编. 给水排水设计手册. 第 12 册. 器材与装置, 2001
- [11] 孙慧修、郝以琼. 排水工程 (上册) 中国建筑工业出版社, 2003
- [12] 张自杰. 排水工程 (下册) 中国建筑工业出版社, 2003
- [13] 姜乃昌. 水泵与水泵站. 中国建筑工业出版社, 2004
- [14] 娄金生等. 生物脱氮除磷原理与应用. 国防科技大学出版社, 2002
- [15] Metcalf & Eddy, INC. Wastewater Engineering Treatment and Reuse. Fourth Edition. Mc Graw-Hill Book Company, 2003

表1.1 污水街区面积(Ⅰ区)

街区编号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
街区面积(ha)	1.54	6.05	4.35	7.14	4.51	3.38	3.44	6.98	14.45	5.46
街区编号	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
街区面积(ha)	4.93	6.68	5.13	4.47	3.21	9.63	7.93	3.89	4.98	5.25
街区编号	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
街区面积(ha)	6.35	7.80	3.86	21.47	15.14	5.80	5.29	7.39	8.48	7.59
街区编号	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
街区面积(ha)	11.95	10.46	10.42	7.97	6.87	6.00	4.92	5.25	4.36	4.92
街区编号	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
街区面积(ha)	3.96	3.98	2.89	9.60	8.19	3.06	3.46	12.50	10.66	13.45
街区编号	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
街区面积(ha)	9.52	8.52	12.51	5.06	3.47	6.41	9.80	11.77	15.37	12.15
街区编号	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
街区面积(ha)	9.46	10.40	9.43	8.37	12.33	1.65	1.98	3.66	0.36	7.42
街区编号	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
街区面积(ha)	9.29	4.02	6.42	5.57	8.39	0.60	4.33	6.97	8.76	9.57
街区编号	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
街区面积(ha)	7.55	9.20	8.69	7.73	11.36	0.85	3.44	7.49	8.51	8.27
街区编号	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
街区面积(ha)	12.26	2.01	5.88	4.35	7.38	4.43	3.27	3.44	7.09	5.01
街区编号	101	102	103	104	105	106	107	108	109	110
街区面积(ha)	5.61	5.37	4.93	6.68	5.09	4.47	3.39	8.80	5.81	7.84
街区编号	111	112	113	114	115	116	117	118	合计	
街区面积(ha)	3.89	4.98	5.25	7.04	11.40	5.14	24.32	14.35	833.57	
							I 区人口密度280cap/ha，故n=233400cap			

表1.2 污水街区面积(Ⅱ区)

街区编号	119	120	121	122	123	124	125	126	127	128
街区面积(ha)	7.90	5.96	5.29	10.49	9.36	7.07	4.93	8.54	4.87	7.29
街区编号	129	130	131	132	133	134	135	136	137	138
街区面积(ha)	3.21	8.30	2.19	4.42	7.92	7.48	7.68	8.84	2.20	3.88
街区编号	139	140	141	142	143	144	145	146	147	148
街区面积(ha)	3.67	3.76	0.82	2.20	4.82	3.49	0.56	2.92	9.46	3.69
街区编号	149	150	151	152	153	154	155	156	157	158
街区面积(ha)	3.14	2.86	2.48	3.12	3.80	18.56	2.13	2.87	4.28	4.64
街区编号	159	160	161	162	163	164	165	166	167	168
街区面积(ha)	1.84	2.46	2.41	4.60	2.22	1.85	3.02	2.86	1.61	1.95
街区编号	169	170	171	172	173	174	175	176	177	178
街区面积(ha)	3.83	2.29	4.60	4.02	2.17	2.72	1.96	2.09	4.84	3.91
街区编号	179	180	181	182	183	184	185	186	187	188
街区面积(ha)	1.91	2.24	1.74	3.16	1.62	2.16	1.66	1.65	2.41	0.54
街区编号	189	190	191	192	193	194	195	196	197	198
街区面积(ha)	3.62	7.49	5.71	2.58	1.62	5.03	4.12	2.82	3.09	2.35
街区编号	199	200	201	202	203	204	205	206	207	208
街区面积(ha)	5.52	1.92	2.49	3.45	1.05	1.76	1.17	1.70	2.96	2.58
街区编号	209	210	211	212	213	214	215	216	217	218
街区面积(ha)	4.12	1.40	2.55	1.92	1.17	1.04	0.48	0.45	3.36	3.06
街区编号	219	220	221	222	223	224	225	226	227	合计
街区面积(ha)	3.59	4.70	3.10	2.43	0.94	2.11	2.90	1.46	1.06	392.30
							Ⅱ区人口密度265cap/ha, 故n=103960cap			
							全市人口n=337360cap			

表2.1 污水干管主干管设计流量计算(Ⅰ区)

管段编号	居民区生活污水量 Q 1							集中流量		设计 流量 (L/s)
	本段流量			转输 流量 q ₂ (L/s)	合计 平均 流量 (L/s)	总变 化系 数 K _z	生活污水 设计流量 Q ₁ (L/s)	本段 (L/s)	转输 (L/s)	
	街区 面积 (ha)	比流量 q ₀ (L/s. ha)	流量q ₁ (L/s)							
1	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
15-16	9.47	0.389	3.7	0.0	3.7	2.3	8.6	44.4		53.0
16-17	15.40	0.389	6.0	3.7	9.7	2.1	20.4		44.4	64.8
17-18	14.26	0.389	5.5	9.7	15.2	2.0	30.5		44.4	74.9
18-19	19.07	0.389	7.4	15.2	22.6	1.9	43.3		44.4	87.7
19-20	15.99	0.389	6.2	22.6	28.8	1.9	53.8		44.4	98.2
20-21	15.65	0.389	6.1	28.8	34.9	1.8	63.7		44.4	108.1
21-22	10.51	0.389	4.1	34.9	39.0	1.8	70.4		44.4	114.8
22-1	38.08	0.389	14.8	39.0	53.8	1.7	93.7		44.4	138.1
23-24	12.67	0.389	4.9	0.0	4.9	2.3	11.2			11.2
24-25	11.29	0.389	4.4	4.9	9.3	2.1	19.7			19.7
25-26	12.31	0.389	4.8	9.3	14.1	2.0	28.5			28.5
26-27	13.73	0.389	5.3	14.1	19.5	1.9	37.9			37.9
27-28	11.95	0.389	4.6	19.5	24.1	1.9	45.8			45.8
28-29	16.87	0.389	6.6	24.1	30.7	1.9	56.8			56.8
29-30	14.42	0.389	5.6	30.7	36.3	1.8	66.0			66.0
30-2	14.40	0.389	5.6	36.3	41.9	1.8	75.0			75.0
31-32	14.66	0.389	5.7	0.0	5.7	2.2	12.7			12.7
32-33	11.66	0.389	4.5	5.7	10.2	2.1	21.4			21.4
33-34	18.29	0.389	7.1	10.2	17.4	2.0	34.2			34.2

34-35	27.87	0.389	10.8	17.4	28.2	1.9	52.7			52.7
35-36	22.81	0.389	8.9	28.2	37.1	1.8	67.3			67.3
36-37	22.91	0.389	8.9	37.1	46.0	1.8	81.5			81.5
37-38	18.95	0.389	7.4	46.0	53.4	1.7	93.0			93.0
38-3	16.89	0.389	6.6	53.4	59.9	1.7	103.1			103.1
39-40	8.66	0.389	3.4	0.0	3.4	2.4	8.0			8.0
40-41	16.11	0.389	6.3	3.4	9.6	2.1	20.3			20.3
41-42	10.63	0.389	4.1	9.6	13.8	2.0	27.9			27.9
42-43	9.12	0.389	3.5	13.8	17.3	2.0	34.2			34.2
43-44	16.99	0.389	6.6	17.3	23.9	1.9	45.6			45.6
44-45	16.84	0.389	6.6	23.9	30.5	1.9	56.5			56.5
45-46	23.62	0.389	9.2	30.5	39.7	1.8	71.4			71.4
46-47	15.11	0.389	5.9	39.7	45.5	1.8	80.8			80.8
47-4	13.30	0.389	5.2	45.5	50.7	1.8	88.9			88.9
48-49	15.46	0.389	6.0	0.0	6.0	2.2	13.3			13.3
49-50	15.14	0.389	5.9	6.0	11.9	2.1	24.5			24.5
50-51	14.26	0.389	5.5	11.9	17.5	2.0	34.4			34.4
51-52	19.31	0.389	7.5	17.5	25.0	1.9	47.3			47.3
52-53	16.56	0.389	6.4	25.0	31.4	1.8	58.0			58.0
53-54	19.14	0.389	7.4	31.4	38.8	1.8	70.1			70.1
54-55	11.97	0.389	4.7	38.8	43.5	1.8	77.6			77.6
55-5	40.21	0.389	15.6	43.5	59.1	1.7	101.9			101.9
1-2	29.59	0.389	11.5	53.8	65.3	1.7	111.4		44.4	155.8
2-3	10.86	0.389	4.2	107.2	111.4	1.6	179.1		44.4	223.5
3-4	24.84	0.389	9.7	171.3	181.0	1.5	275.8		44.4	320.2
4-5	19.75	0.389	7.7	231.7	239.4	1.5	353.8		44.4	398.2
5-91	37.43	0.389	14.6	298.5	324.2	1.4	463.4		44.4	507.8

表2.1 污水干管主干管设计流量计算(Ⅱ区)

管段编号	居民区生活污水量 Q1							集中流量		设计 流量 (L/s)
	本段流量			转输 流量 q ₂ (L/s)	合计 平均 流量 (L/s)	总变 化系 数 K _z	生活污水 设计流量 Q ₁ (L/s)	本段 (L/s)	转输 (L/s)	
	街区 面积 (ha)	比流量 q ₀ (L/s. ha)	流量q ₁ (L/s)							
1	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
56-57	17.14	0.460	7.9	0.0	7.9	2.2	17.0	83.3		100.3
57-58	12.57	0.460	5.8	7.9	13.7	2.0	27.7		83.3	111.0
58-59	7.68	0.460	3.5	13.7	17.2	2.0	34.0		83.3	117.3
59-60	7.29	0.460	3.4	17.2	20.6	1.9	39.8		83.3	123.1
60-7	22.84	0.460	10.5	20.6	31.1	1.9	57.5		83.3	140.8
61-62	19.05	0.460	8.8	0.0	8.8	2.1	18.6			18.6
62-63	7.12	0.460	3.3	8.8	12.0	2.1	24.7			24.7
63-64	11.46	0.460	5.3	12.0	17.3	2.0	34.2			34.2
64-65	6.01	0.460	2.8	17.3	20.1	1.9	39.0			39.0
65-11	12.98	0.460	6.0	20.1	26.0	1.9	49.1			49.1
66-67	9.07	0.460	4.2	0.0	4.2	2.3	9.6			9.6
67-68	7.31	0.460	3.4	4.2	7.5	2.2	16.3			16.3
68-69	7.07	0.460	3.3	7.5	10.8	2.1	22.4			22.4
69-70	14.20	0.460	6.5	10.8	17.3	2.0	34.2			34.2
70-71	6.23	0.460	2.9	17.3	20.2	1.9	39.2			39.2
71-12	8.01	0.460	3.7	20.2	23.9	1.9	45.5			45.5
72-73	4.05	0.460	1.9	0.0	1.9	2.5	4.7			4.7
73-74	4.26	0.460	2.0	1.9	3.8	2.3	8.9			8.9

74-75	4.58	0.460	2.1	3.8	5.9	2.2	13.2			13.2
75-76	5.17	0.460	2.4	5.9	8.3	2.1	17.8			17.8
76-77	8.48	0.460	3.9	8.3	12.2	2.1	25.0			25.0
77-78	4.11	0.460	1.9	12.2	14.1	2.0	28.5			28.5
78-79	4.50	0.460	2.1	14.1	16.2	2.0	32.1			32.1
79-13	11.23	0.460	5.2	16.2	21.3	1.9	41.1			41.1
80-81	1.51	0.460	0.7	0.0	0.7	2.8	2.0			2.0
81-82	1.94	0.460	0.9	0.7	1.6	2.6	4.1			4.1
82-83	3.94	0.460	1.8	1.6	3.4	2.4	8.0			8.0
83-84	3.28	0.460	1.5	3.4	4.9	2.3	11.1			11.1
84-85	2.86	0.460	1.3	4.9	6.2	2.2	13.7			13.7
85-86	2.43	0.460	1.1	6.2	7.3	2.2	15.9			15.9
86-87	5.65	0.460	2.6	7.3	9.9	2.1	20.8			20.8
87-88	6.10	0.460	2.8	9.9	12.7	2.0	26.0			26.0
88-89	7.71	0.460	3.5	12.7	16.3	2.0	32.4			32.4
89-90	2.58	0.460	1.2	16.3	17.5	2.0	34.5			34.5
90-14	3.06	0.460	1.4	17.5	18.9	2.0	36.9			36.9
6-7	19.15	0.460	8.8	0.0	8.8	2.1	18.7			18.7
7-8	20.54	0.460	9.4	39.9	49.3	1.8	86.8		83.3	170.1
8-9	14.53	0.460	6.7	49.3	56.0	1.7	97.1		83.3	180.4
9-10	6.08	0.460	2.8	56.0	58.8	1.7	101.4		83.3	184.7
10-11	7.02	0.460	3.2	58.8	62.0	1.7	106.4		83.3	189.7
11-12	12.38	0.460	5.7	88	93.7	1.6	153.5		83.3	236.8
12-13	18.56	0.460	8.5	117.6	126.1	1.6	200.0		83.3	283.3
13-14	7.49	0.460	3.4	147.4	150.8	1.6	234.6		83.3	317.9
14-91	6.32	0.460	2.9	169.7	180.5	1.5	275.2		83.3	358.5
91-92	0.00	0.000	0.0	504.7	504.7	1.4	687.2		127.7	814.9

表3 污水干管主干管设计流量计算(Ⅰ区)

管道 编号	管长 (m)	设计流量 (L/s)	管径D (mm)	充满度 t	管道坡度 I	流速v (m/s)	水流断面 A (m2)	水力半径 R (m)	实际流量 Q (Ls)	坡降 IL (m)	地面标高 (m)		水面标高 (m)		管底标高 (m)		埋深 (m)	
											起端	终端	起端	终端	起端	终端	起端	终端
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
15-16	250	53.00	400	0.60	0.0015	0.76	0.079	0.14	59.67	0.375	119.80	119.50	118.84	118.47	118.60	118.23	1.20	1.28
16-17	260	64.80	400	0.64	0.0015	0.83	0.085	0.16	70.59	0.390	119.50	119.10	118.47	118.08	118.21	117.82	1.29	1.28
17-18	335	74.90	400	0.62	0.0021	0.94	0.082	0.15	76.88	0.704	119.10	118.70	118.07	117.36	117.82	117.12	1.28	1.58
18-19	330	87.70	400	0.63	0.0027	1.09	0.083	0.16	90.89	0.891	118.70	118.50	117.36	116.47	117.11	116.22	1.59	2.28
19-20	350	98.20	450	0.64	0.0017	0.96	0.107	0.19	102.88	0.595	118.50	118.20	116.46	115.86	116.17	115.58	2.33	2.62
20-21	220	108.10	500	0.62	0.0014	0.89	0.128	0.19	113.81	0.308	118.20	117.90	115.84	115.53	115.53	115.22	2.67	2.68
21-22	670	114.80	500	0.62	0.0015	0.92	0.128	0.19	117.81	1.005	117.90	117.00	115.53	114.52	115.22	114.21	2.68	2.79
22-1	500	138.10	500	0.64	0.0021	1.14	0.133	0.21	151.45	1.050	117.00	117.00	114.52	113.47	114.20	113.15	2.80	3.85
23-24	245	11.20	300	0.38	0.0030	0.61	0.025	0.06	15.08	0.735	120.00	119.60	118.86	118.13	118.75	118.02	1.25	1.58
24-25	265	19.70	300	0.46	0.0030	0.67	0.032	0.07	21.29	0.795	119.60	119.30	118.13	117.33	117.99	117.20	1.61	2.10
25-26	305	28.50	350	0.55	0.0020	0.71	0.054	0.11	38.57	0.610	119.30	118.80	117.33	116.72	117.14	116.53	2.16	2.27
26-27	305	37.90	350	0.56	0.0020	0.73	0.055	0.11	40.40	0.610	118.80	118.60	116.72	116.11	116.53	115.92	2.27	2.68
27-28	405	45.80	350	0.60	0.0020	0.80	0.060	0.13	48.26	0.810	118.60	118.10	116.11	115.30	115.90	115.09	2.70	3.01
28-29	450	56.80	350	0.65	0.0020	0.90	0.066	0.15	59.47	0.900	118.10	117.40	115.30	114.40	115.08	114.18	3.02	3.22
29-30	490	66.00	400	0.64	0.0015	0.83	0.085	0.16	70.59	0.735	117.40	117.00	114.38	113.65	114.13	113.39	3.27	3.61
30-2	490	75.00	400	0.65	0.0017	0.91	0.086	0.17	78.28	0.833	117.00	117.00	113.65	112.81	113.39	112.55	3.61	4.45
31-32	245	12.71	300	0.38	0.0030	0.61	0.025	0.06	15.08	0.735	120.20	119.70	119.11	118.38	119.00	118.27	1.20	1.44
32-33	125	21.40	300	0.50	0.0030	0.70	0.035	0.08	24.59	0.375	119.70	119.60	118.38	118.00	118.23	117.85	1.47	1.75
33-34	435	34.23	350	0.55	0.0020	0.71	0.054	0.11	38.57	0.870	119.60	119.10	118.00	117.13	117.80	116.93	1.80	2.17
34-35	405	52.72	350	0.65	0.0020	0.90	0.066	0.15	59.47	0.810	119.10	118.40	117.13	116.32	116.90	116.09	2.20	2.31
35-36	585	67.26	400	0.64	0.0015	0.83	0.085	0.16	70.59	0.878	118.40	117.60	116.30	115.42	116.04	115.16	2.36	2.44
36-37	335	81.48	400	0.65	0.0020	0.98	0.086	0.17	84.90	0.670	117.60	117.20	115.42	114.75	115.16	114.49	2.44	2.71
37-38	280	93.01	450	0.65	0.0015	0.92	0.109	0.19	100.66	0.420	117.20	117.00	114.73	114.31	114.44	114.02	2.76	2.98
38-3	495	103.14	450	0.65	0.0018	1.01	0.109	0.19	110.27	0.891	117.00	117.00	114.31	113.42	114.02	113.13	2.98	3.87
39-40	310	7.96	300	0.38	0.0030	0.61	0.025	0.06	15.08	0.930	120.20	119.70	119.01	118.08	118.90	117.97	1.30	1.73
40-41	385	20.28	300	0.47	0.0030	0.68	0.033	0.07	22.11	1.155	119.70	119.40	118.08	116.93	117.94	116.79	1.76	2.61
41-42	175	27.86	350	0.50	0.0020	0.63	0.048	0.09	30.29	0.350	119.40	119.20	116.91	116.56	116.74	116.39	2.66	2.81
42-43	340	34.17	350	0.55	0.0020	0.71	0.054	0.11	38.57	0.680	119.20	118.70	116.56	115.88	116.37	115.69	2.83	3.01
43-44	305	45.56	350	0.60	0.0020	0.80	0.060	0.13	48.26	0.610	118.70	118.30	115.88	115.27	115.67	115.06	3.03	3.24
44-45	400	56.51	350	0.65	0.0020	0.90	0.066	0.15	59.47	0.800	118.30	117.70	115.27	114.47	115.05	114.25	3.25	3.45
45-46	325	71.44	400	0.65	0.0016	0.88	0.086	0.17	75.94	0.520	117.70	117.20	114.46	113.94	114.20	113.68	3.50	3.52

46-47	285	80.79	400	0.65	0.0020	0.98	0.086	0.17	84.90	0.570	117.20	117.00	113.94	113.37	113.68	113.11	3.52	3.89
47-4	495	88.91	450	0.61	0.0018	0.92	0.102	0.17	93.41	0.891	117.00	117.00	113.33	112.44	113.06	112.16	3.94	4.84

48-49	305	13.33	300	0.40	0.0030	0.63	0.026	0.06	16.57	0.915	120.00	119.60	118.82	117.91	118.70	117.79	1.30	1.82
49-50	270	24.47	300	0.51	0.0030	0.71	0.036	0.08	25.82	0.810	119.60	119.30	117.91	117.10	117.75	116.94	1.85	2.36
50-51	440	34.40	350	0.55	0.0020	0.71	0.054	0.11	38.57	0.880	119.30	118.80	117.08	116.20	116.89	116.01	2.41	2.79
51-52	350	47.31	350	0.60	0.0020	0.80	0.060	0.13	48.26	0.700	118.80	118.40	116.20	115.50	115.99	115.29	2.81	3.11
52-53	305	58.03	350	0.65	0.0020	0.90	0.066	0.15	59.47	0.610	118.40	118.10	115.50	114.89	115.28	114.67	3.12	3.43
53-54	280	70.13	400	0.64	0.0016	0.86	0.085	0.16	72.91	0.448	118.10	117.70	114.87	114.43	114.62	114.17	3.48	3.53
54-55	580	77.57	400	0.65	0.0018	0.93	0.086	0.17	80.54	1.044	117.70	117.20	114.43	113.38	114.17	113.12	3.54	4.08
55-5	500	101.95	450	0.65	0.0017	0.98	0.109	0.19	107.16	0.850	117.20	117.00	113.36	112.51	113.07	112.22	4.13	4.78

56-57	170	100.26	450	0.65	0.0018	1.01	0.109	0.19	110.27	0.306	118.80	118.60	117.69	117.39	117.40	117.09	1.40	1.51
57-58	185	110.98	450	0.65	0.0020	1.06	0.109	0.19	116.23	0.370	118.60	118.30	117.39	117.02	117.09	116.72	1.51	1.58
58-59	135	117.26	500	0.65	0.0012	0.88	0.135	0.21	119.24	0.162	118.30	118.10	117.00	116.84	116.67	116.51	1.63	1.59
59-60	220	123.09	500	0.67	0.0012	0.92	0.140	0.23	129.18	0.264	118.10	117.80	116.84	116.57	116.50	116.24	1.60	1.56
60-7	365	140.77	500	0.68	0.0014	1.02	0.142	0.24	145.14	0.511	117.80	117.40	116.57	116.06	116.23	115.72	1.57	1.68

61-62	170	18.63	300	0.45	0.0030	0.66	0.031	0.07	20.49	0.510	118.60	118.40	117.44	116.93	117.30	116.79	1.30	1.61
62-63	190	24.72	300	0.52	0.0030	0.73	0.037	0.08	27.13	0.570	118.40	118.10	116.93	116.36	116.77	116.20	1.63	1.90
63-64	190	34.15	350	0.55	0.0020	0.71	0.054	0.11	38.57	0.380	118.10	117.70	116.34	115.96	116.15	115.77	1.95	1.93
64-65	190	38.97	350	0.58	0.0020	0.76	0.058	0.12	44.22	0.380	117.70	117.30	115.96	115.58	115.76	115.38	1.94	1.92
65-11	390	49.13	350	0.62	0.0020	0.84	0.063	0.13	52.55	0.780	117.30	117.00	115.58	114.80	115.36	114.58	1.94	2.42

66-67	180	9.63	300	0.38	0.0030	0.61	0.025	0.06	15.08	0.540	118.70	118.50	117.11	116.57	117.00	116.46	1.70	2.04
67-68	270	16.29	300	0.44	0.0030	0.66	0.030	0.07	19.69	0.810	118.50	117.90	116.57	115.76	116.44	115.63	2.06	2.27
68-69	260	22.42	300	0.50	0.0030	0.70	0.035	0.08	24.59	0.780	117.90	117.60	115.76	114.98	115.61	114.83	2.29	2.77
69-70	135	34.17	350	0.55	0.0020	0.71	0.054	0.11	38.57	0.270	117.60	117.30	114.98	114.71	114.78	114.51	2.82	2.79
70-71	250	39.16	350	0.57	0.0020	0.75	0.057	0.11	42.28	0.500	117.30	117.00	114.71	114.21	114.51	114.01	2.79	2.99
71-12	275	45.46	350	0.60	0.0020	0.80	0.060	0.13	48.26	0.550	117.00	117.00	114.21	113.66	114.00	113.45	3.00	3.55

72-73	135	4.70	300	0.38	0.0030	0.61	0.025	0.06	15.08	0.405	118.80	118.60	117.76	117.36	117.65	117.25	1.15	1.35
73-74	165	8.91	300	0.38	0.0030	0.61	0.025	0.06	15.08	0.495	118.60	118.30	117.36	116.86	117.25	116.75	1.35	1.55
74-75	100	13.16	300	0.39	0.0030	0.62	0.026	0.06	15.82	0.300	118.30	118.20	116.86	116.56	116.75	116.45	1.55	1.75
75-76	300	17.77	300	0.44	0.0030	0.66	0.030	0.07	19.69	0.900	118.20	117.80	116.56	115.66	116.43	115.53	1.77	2.27
76-77	195	25.03	300	0.52	0.0030	0.73	0.037	0.08	27.13	0.585	117.80	117.50	115.66	115.08	115.51	114.92	2.29	2.58
77-78	110	28.45	350	0.56	0.0020	0.73	0.055	0.11	40.40	0.220	117.50	117.40	115.07	114.85	114.87	114.65	2.63	2.75
78-79	295	32.14	350	0.56	0.0020	0.73	0.055	0.11	40.40	0.590	117.40	117.10	114.85	114.26	114.65	114.06	2.75	3.04
79-13	200	41.14	350	0.58	0.0020	0.76	0.058	0.12	44.22	0.400	117.10	117.00	114.26	113.86	114.06	113.66	3.04	3.34

80-81	90	1.95	300	0.38	0.0030	0.61	0.025	0.06	15.08	0.270	118.90	118.70	117.61	117.34	117.50	117.23	1.40	1.47
81-82	155	4.07	300	0.38	0.0030	0.61	0.025	0.06	15.08	0.465	118.70	118.50	117.34	116.88	117.23	116.77	1.47	1.74
82-83	130	8.02	300	0.38	0.0030	0.61	0.025	0.06	15.08	0.390	118.50	118.30	116.88	116.49	116.77	116.38	1.74	1.93
83-84	150	11.12	300	0.38	0.0030	0.61	0.025	0.06	15.08	0.450	118.30	117.90	116.49	116.04	116.38	115.93	1.93	1.98
84-85	115	13.74	300	0.38	0.0030	0.61	0.025	0.06	15.08	0.345	117.90	117.80	116.04	115.69	115.93	115.58	1.98	2.22
85-86	130	15.92	300	0.42	0.0030	0.64	0.028	0.07	18.11	0.390	117.80	117.60	115.69	115.30	115.57	115.18	2.23	2.42
86-87	165	20.85	300	0.48	0.0030	0.68	0.034	0.07	22.93	0.495	117.60	117.40	115.30	114.81	115.16	114.67	2.44	2.74
87-88	275	26.01	300	0.53	0.0030	0.75	0.038	0.08	28.49	0.825	117.40	117.00	114.81	113.98	114.65	113.83	2.75	3.18
88-89	170	32.36	350	0.53	0.0020	0.68	0.052	0.10	35.08	0.340	117.00	117.00	113.96	113.62	113.78	113.44	3.23	3.57
89-90	100	34.45	350	0.55	0.0020	0.71	0.054	0.11	38.57	0.200	117.00	117.00	113.62	113.42	113.43	113.23	3.57	3.77
90-14	275	36.91	350	0.56	0.0020	0.73	0.055	0.11	40.40	0.550	117.00	117.00	113.42	112.87	113.22	112.67	3.78	4.33

1-2	730	155.75	500	0.70	0.0015	1.11	0.147	0.25	162.39	1.095	117.00	117.00	113.47	112.38	113.12	112.03	3.88	4.97
2-3	500	223.53	600	0.70	0.0012	1.12	0.211	0.30	236.19	0.600	117.00	117.00	112.35	111.75	111.93	111.33	5.07	5.67
3-4	650	320.22	700	0.70	0.0011	1.19	0.288	0.35	341.11	0.715	117.00	117.00	111.72	111.00	111.23	110.51	5.77	6.49
4-5	935	398.20	800	0.70	0.0008	1.11	0.376	0.40	415.32	0.748	117.00	117.00	116.06	115.31	115.50	114.75	1.50	2.25
5-91	455	507.83	900	0.70	0.0007	1.12	0.475	0.46	531.86	0.319	117.00	117.00	115.28	114.96	114.65	114.33	2.35	2.67

6-7	320	18.72	300	0.48	0.0030	0.68	0.034	0.07	22.93	0.960	117.50	117.40	116.34	115.38	116.20	115.24	1.30	2.16
7-8	280	170.07	500	0.70	0.0020	1.28	0.147	0.25	187.52	0.560	117.00	117.20	115.38	114.82	115.03	114.47	1.97	2.73
8-9	160	180.38	500	0.70	0.0021	1.31	0.147	0.25	192.15	0.336	117.00	117.10	114.82	114.49	114.47	114.14	2.53	2.96
9-10	165	184.71	600	0.67	0.0012	1.04	0.201	0.27	210.06	0.198	117.00	117.00	114.44	114.24	114.04	113.84	2.96	3.16
10-11	415	189.66	600	0.67	0.0012	1.04	0.201	0.27	210.06	0.498	117.00	117.00	114.24	113.74	113.84	113.34	3.16	3.66
11-12	755	236.83	600	0.70	0.0013	1.16	0.211	0.30	245.84	0.982	117.00	117.00	113.74	112.76	113.32	112.34	3.68	4.66
12-13	490	283.34	700	0.64	0.0013	1.12	0.260	0.29	292.28	0.637	117.00	117.00	112.69	112.05	112.24	111.61	4.76	5.39
13-14	495	317.86	700	0.68	0.0012	1.18	0.278	0.33	329.61	0.594	117.00	117.00	112.05	111.46	111.58	110.98	5.42	6.02
14-91	915	358.49	800	0.64	0.0010	1.08	0.339	0.33	365.99	0.915	117.00	117.00	116.01	115.10	115.50	114.59	1.50	2.42

91-92	310	814.90	1000	0.70	0.0010	1.43	0.587	0.51	841.92	0.310	117.00	117.00	114.96	114.65	114.26	113.95	2.74	3.05
-------	-----	--------	------	------	--------	------	-------	------	--------	-------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	------	------

表5. 1雨水干管设计管段长度及汇水面积

管道编号	管段长度	本段汇水面积	转输汇水面积	总汇水面积
1-2	250	11. 2	0	11. 2
2-3	270	6. 3	11. 2	17. 5
3-4	340	7. 38	17. 5	24. 88
4-5	340	8. 26	24. 88	33. 14
5-6	345	9. 59	33. 14	42. 73
6-7	240	13. 77	42. 73	56. 5
7-8	630	6. 77	56. 5	63. 27
8-9	430	28. 7	63. 27	91. 97
9-10	465	17. 26	91. 97	109. 23



厂内构筑物一览表

序号	名 称	规 格(mm)	数 量	单 位
①	格栅间	7000 X 3000	1	座
②	污水提升泵房	9000 X 8800	1	组
③	旋流式沉砂池	DN4870	2	组
④	A/A/O反应池	64000 X 40000	2	座
⑤	集配水井	DN4100	1	座
⑥	二次沉淀池	DN35000	4	组
⑦	紫外消毒室	10000 X 6500	1	座
⑧	电磁计量室	10000 X 10000	1	座
⑨	鼓风机房	20000 X 10000	1	组
⑩	污泥泵房	10000 X 10000	1	个
⑪	污泥脱水机房	25000 X 12000	1	个
⑫	综合办公楼	50000 X 10000	1	座
⑬	实验楼	20000 X 10000	1	座
⑭	机修间	20000 X 10000	1	座
⑮	仓库	20000 X 10000	1	座
⑯	锅炉房	20000 X 10000	1	座
⑰	车库	25000 X 10000	1	座
⑱	变电所	10000 X 10000	1	座
⑲	宿舍	10000 X 10000	1	座
⑳	食堂	10000 X 10000	1	座
㉑	浴室	10000 X 10000	1	座
㉒	值班室	10000 X 10000	1	座
㉓	花坛	DN10000	2	个
㉔	大门	W14000	2	个

图例

	构筑物		厂区道路
	污水管线		给水管线
	内回流管		污泥管线
	污泥管线		加药管线
	空气管线		潜水管线
	超滤管线		放空管线
	雨水管线		

污水处理厂总平面图 1:500

华桥大学毕业设计			题 目	河北省衡水市排水工程设计	
			图 名	污水处理厂总平面图	
姓 名	马 俊	地 址	03衡水市衡水	图 号	2 / 8
学 号	03123020	指导教师	马红芳 庄翠宁	日 期	2007年6月



华侨大学毕业设计			题目	河北信C市排水工程设计		
			图名	城市排水系统总平面图		
姓名	马俊	班级	03给排水	图号	1	8
学号	03123020	指导教师	马红芳 庄翠宁	日期	2007年6月	



1-1 剖面图 1:80



材料表

序号	名 称	规 格	数 量	单 位
①	平面钢 阀门	B=800mm,H=1800m	4	套
②	机械密封排污机	B=800mm,b=20mm,a=70°	2	台
③	螺旋输送机	DN420	1	套
④	拦水墙	W=8200mm	1	块
⑤	潜污泵	Q=980m ³ /h,H=9.6m	4	台
⑥	导杆	----	4	套
⑦	同心涵接管	DN350 X4.50	4	个
⑧	90°弯头	DN4.50	4	个
⑨	止回阀	DN4.50	4	个
⑩	可挠橡胶接头	DN4.50	4	个
⑪	阀门	DN4.50	7	个
⑫	异类孔	1900 X1100	4	个
⑬	人孔	1900 X1100	3	个
⑭	等径三通	DN4.50	2	个
⑮	等径四通	DN4.50	2	个

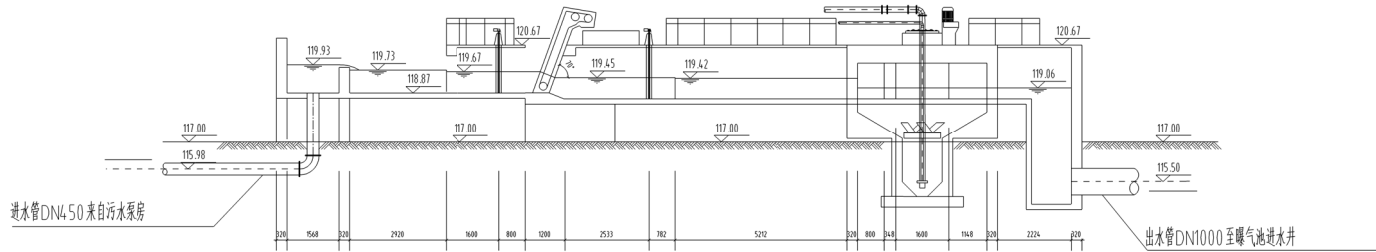
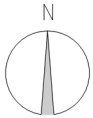
说明

1. 潜污泵 共计 四台, 三用一备。
2. 图中高程尺寸单位为米, 其余标注单位为毫米。

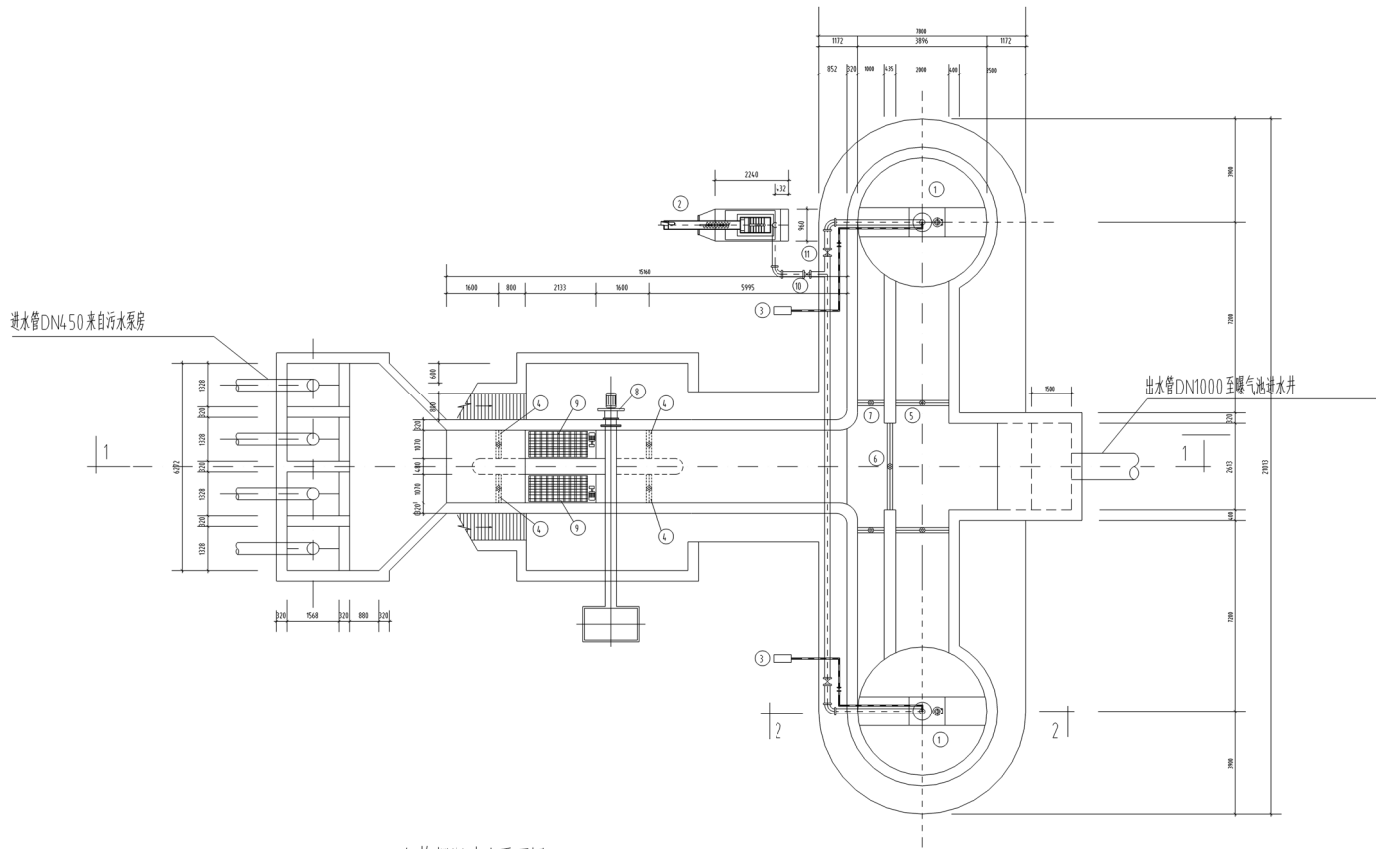


粗格栅污水泵房平面图 1:80

华研大学毕业设计		题 目	河北省沁水排水工程设计		
		图 名	邯郸市污水处理厂工艺图		
姓 名	马 俊	姓 别	03级给水排水	图 号	3 / 8
学 号	03123020	指导教师	马红彦 庄海宁	日 期	2007年6月



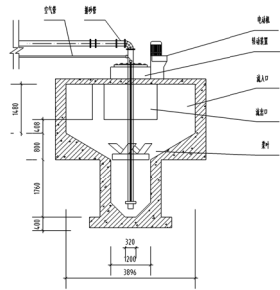
1-1 剖面图 1:100



细格栅沉砂池平面图 1:100

材料表

序号	名称	规格	数量	单位
①	旋流式沉砂池	$Q=3170\text{m}^3/\text{h}$	2	座
②	砂水分离器	DN260	1	台
③	罗茨鼓风机	$Q=1.98\text{m}^3/\text{min}, H=5.5\text{m}$	2	台
④	平面钢 阀门	$B=1100\text{mm}, H=1800\text{mm}$	6	套
⑤	平面钢 阀门	$B=2000\text{mm}, H=1800\text{mm}$	2	套
⑥	平面钢 阀门	$B=3300\text{mm}, H=1800\text{mm}$	2	套
⑦	平面钢 阀门	$B=1000\text{mm}, H=1800\text{mm}$	2	套
⑧	螺旋输送机	DN420	1	套
⑨	机械格栅除污机	$B=1070\text{mm}, b=10\text{mm}, \alpha=70^\circ$	2	台
⑩	闸阀	DN200	2	个
⑪	闸阀	DN50	2	个

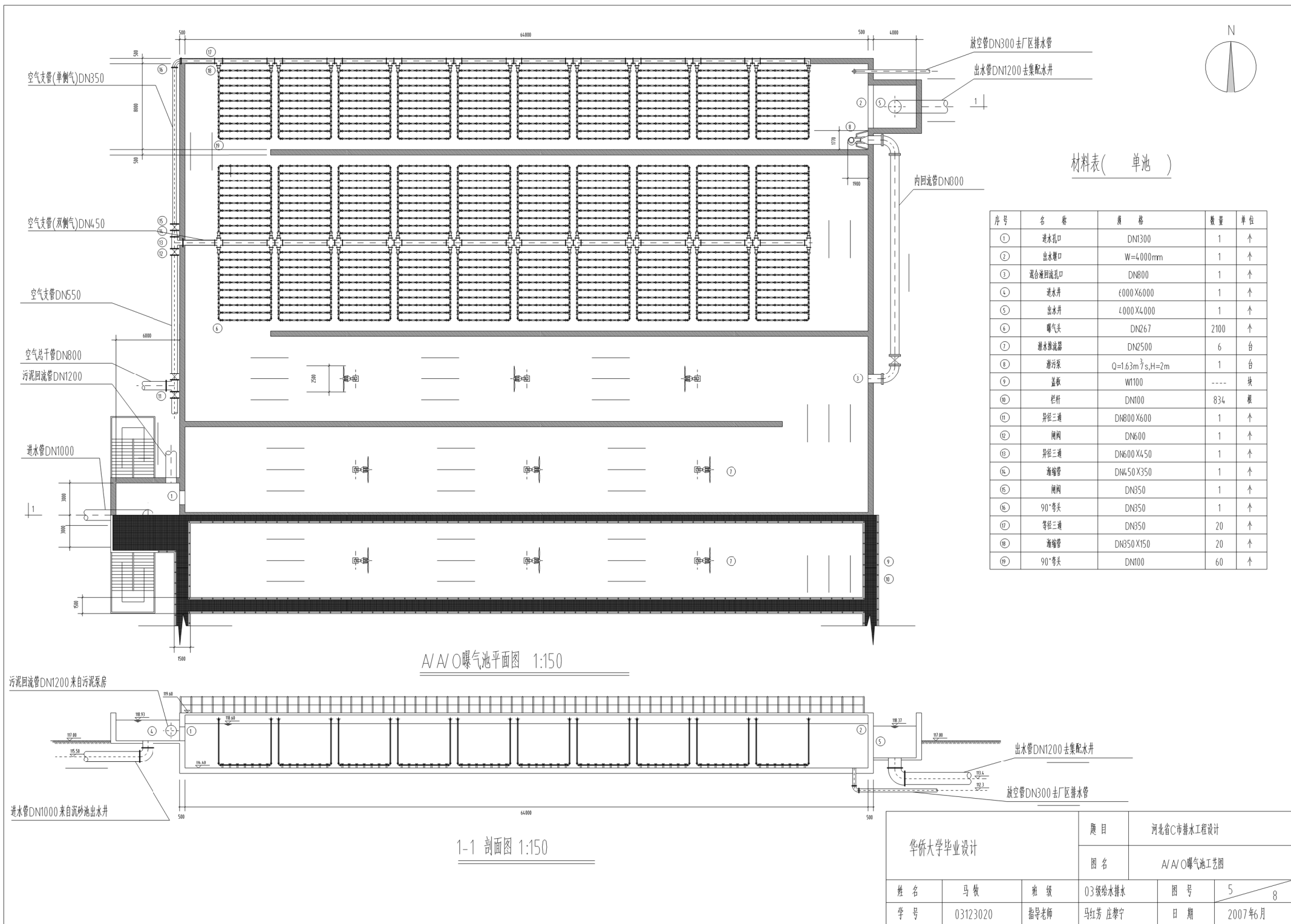


2-2 剖面图 1:100

说明

1. 本设计共设2座沉砂池,一用一备。
2. 各尺寸除标高以米为单位外,其余均以毫米为单位。
3. 该设计图为工艺图,施工时应配合土建及其他相关专业进行施工。。

华侨大学毕业设计			图 名	河北省C市雨水工程设计		
			图 号	细格栅沉砂池工艺图		
姓 名	马 敏	教 授	03给排水专业	图 号	4	8
学 号	03123020	指导教师	马红芳 庄学宁	日 期	2007年6月	

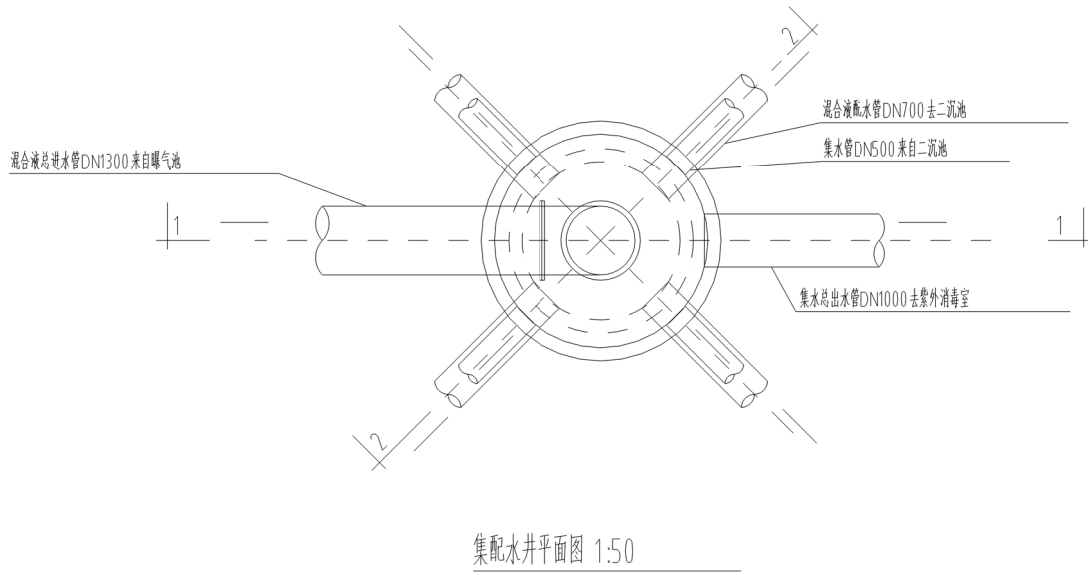
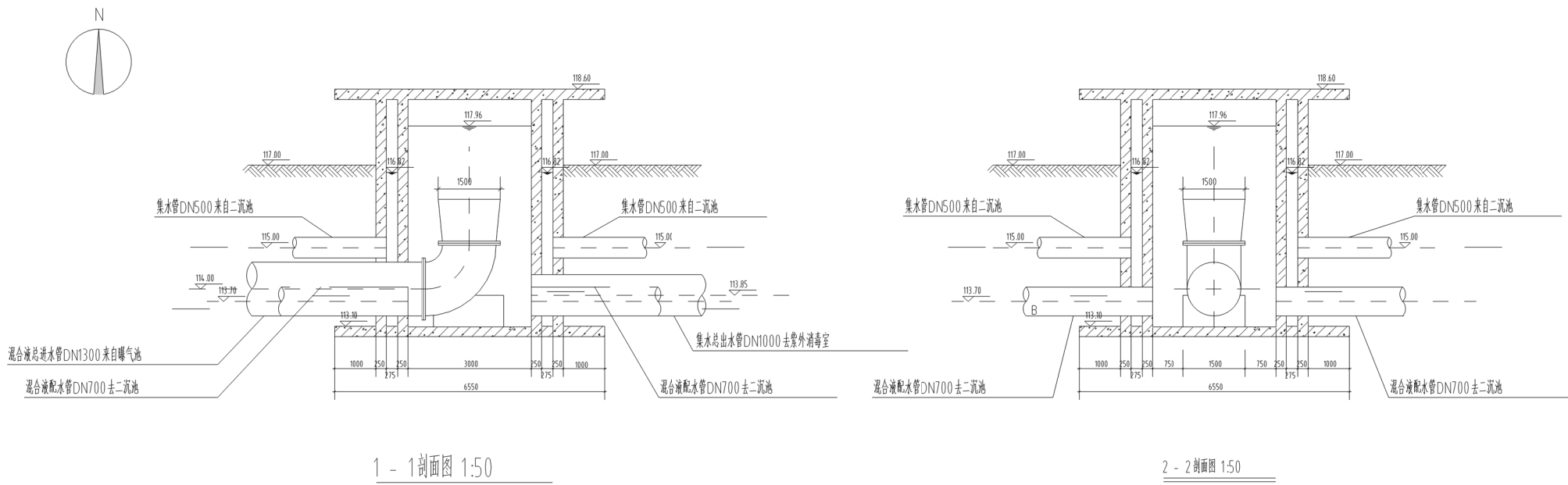


材料表(单池)

序号	名称	规格	数量	单位
①	进水孔口	DN1300	1	个
②	出水孔口	W=4000mm	1	个
③	混合液回流孔口	DN800	1	个
④	进水井	φ000 X6000	1	个
⑤	出水井	4000 X4000	1	个
⑥	曝气头	DN267	2100	个
⑦	潜水推流器	DN2500	6	台
⑧	潜污泵	Q=1.63m³/s,H=2m	1	台
⑨	盖板	W1100	----	块
⑩	栏杆	DN100	834	根
⑪	异径三通	DN800 X600	1	个
⑫	阀门	DN600	1	个
⑬	异径三通	DN600 X450	1	个
⑭	渐缩管	DN450 X350	1	个
⑮	阀门	DN350	1	个
⑯	90°弯头	DN350	1	个
⑰	等径三通	DN350	20	个
⑱	渐缩管	DN350 X150	20	个
⑲	90°弯头	DN100	60	个

华侨大学毕业设计			题 目	河北省C市排水工程设计		
			图 名	A/A/O曝气池工艺图		
姓 名	马 敏	班 级	03级给水排水	图 号	5 / 8	
学 号	03123020	指导教师	马红芳 庄黎宁	日 期	2007年6月	

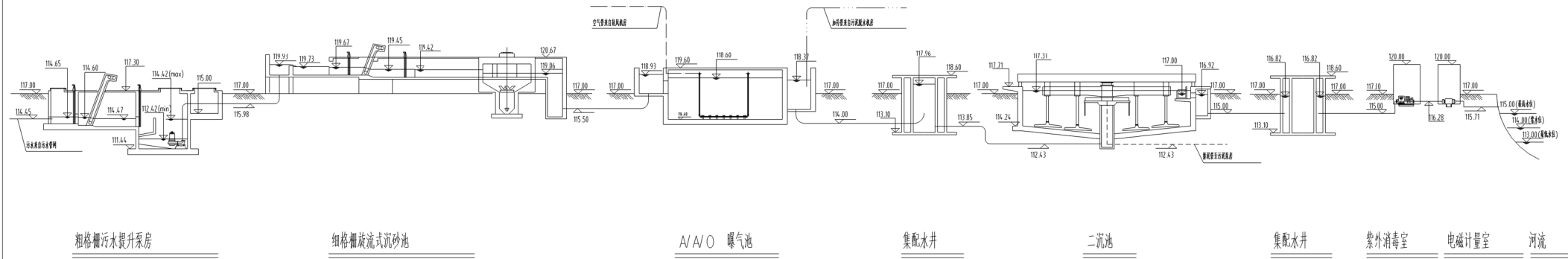
华侨大学毕业设计			题 目	河北省C市排水工程设计	
			图 名	二沉池工艺图	
姓 名	马 敬	班 级	03级给排水	图 号	6 8
学 号	03123020	指导老师	马红芳 庄黎宁	日 期	2007年6月



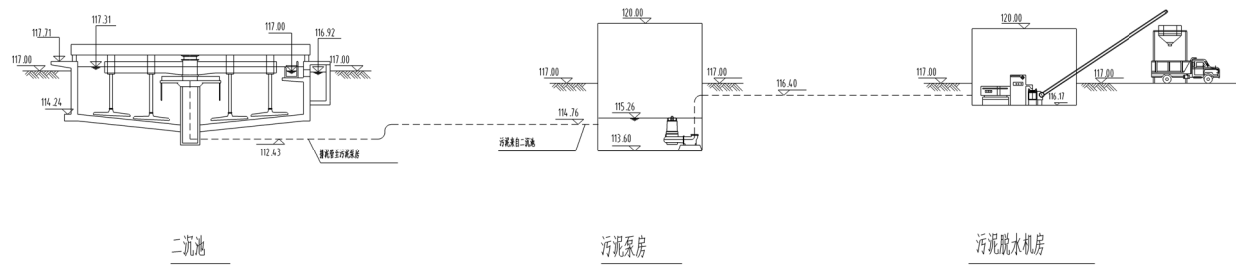
说明

1. 图中标高单位为米,其余尺寸单位均为毫米。
2. 池壁为钢筋混凝土结构。
3. 管道穿越池壁处均采用防水套管。

华侨大学毕业设计			题 目	河北省C市排水工程设计		
			图 名	集配水井工艺图		
姓 名	马 牧	班 级	03级给水排水	图 号	7 / 8	
学 号	03123020	指导教师	马红芳 庄黎	日 期	2007年6月	



污水处理高程图



图例

- 污水管道
- 污泥管道
- 空气管道
- 加药管道

污泥处理高程图

说明

- 图中标高单位为米。
- 构筑物外观与尺寸拟为示意。

华侨大学毕业设计			题 目	河北省C市排水工程设计		
			图 名	污水处理厂高程图		
姓 名	马 敬	班 级	03级给水排水	图 号	8 / 8	
学 号	03123020	指导老师	马红芳 庄攀宁	日 期	2007年6月	