目录

第一章　前　言.....5
1.1 设计的目的及意义.....5
1.2 设计指导思想.....5
1.3 设计的内容.....6
1.4 国内外发展概况.....6
1.5 设计依据及原则.....6
1.5.1　设计依据.....6
1.5.2　设计原则.....7
1.6 设计规模与水质指标.....7
1.6.1　设计规模.....7
1.6.2　水质指标.....7
第二章　污水处理厂工艺方案.....8
2.1 设计方案论证.....8
2.2 原污水可生化性分析.....8
2.3 污水处理厂工艺方案比选.....9
2.4 处理程度计算.....11
2.4.1 COD 的处理程度.....11
2.4.2 溶解性 BOD5 的处理程度.....11
2.4.3 SS 的处理程度.....12
2.4.4 TN 的处理程度.....12
2.4.5 NH_3-N 的处理程度.....12
2.4.6 TP 的处理程度.....12
第三章　设计计算.....13
3.1 粗格栅设计计算.....13
3.1.1　设计说明.....13
3.1.2　栅条的间隙数.....14
3.1.3　栅槽宽度.....14
3.1.4　进水渠道渐宽部分的长度.....15
3.1.5　栅槽与出水渠道连接处的渐窄部分长度.....15
3.1.6　过栅水头损失.....15
3.1.7　栅后槽总高度.....16
3.1.8　栅槽总长度.....16
3.1.9　每日栅渣量计算 W.....16
3.2 泵站的设计计算.....16
3.2.1　泵房规范要求.....16
3.2.2　集水池.....17
3.2.3　污水泵计算.....17
3.3 细格栅设计计算.....18
3.3.1　设计说明.....18
3.3.2　栅条的间隙数.....18

装 订 线

3.3.3 栅槽宽度.....18
3.3.4 过栅水头损失.....19
3.3.5 栅后槽总高度.....20
3.3.6 栅槽总长度.....20
3.3.7 每日栅渣量计算 W.....20
3.4 沉砂池的计算.....21
3.4.1 沉砂池有效容积.....21
3.4.2 水流过水断面.....22
3.4.3 沉砂池宽度.....22
3.4.4 沉砂池长度.....22
3.4.5 每小时所需空气量.....22
3.4.6 沉砂室所需容积.....23
3.4.7 沉砂斗上口宽度.....23
3.4.8 沉砂斗有效容积.....23
3.4.9 进水渠道.....23
3.4.10 出水管道.....24
3.5 初次沉淀池.....24
3.5.1 沉淀部分有效面积.....24
3.5.2 沉淀池直径.....25
3.5.3 沉淀池有效水深.....25
3.5.4 每格沉淀池污泥部分所需容积.....25
3.5.5 污泥斗容积.....26
3.5.6 沉淀池总高度.....27
3.5.7 进水集配水井.....27
3.5.8 进水管及配水花墙.....28
3.5.9 出水堰.....28
3.5.10 堰上负荷.....29
3.5.11 出水挡渣板.....29
3.5.12 出水渠道.....29
3.5.13 排泥管.....29
3.6 曝气池.....30
3.6.1 设计参数计算.....30
3.6.2 平面尺寸计算.....31
3.6.3 进出水系统.....32
3.6.4 其他管道设计.....32
3.6.5 剩余污泥量 W.....33
3.6.6 曝气系统计算.....33
3.7 二次沉淀池.....37
3.7.1 沉淀池表面积.....37
3.7.2 沉淀池直径.....37
3.7.3 沉淀池有效水深.....37
3.7.4 污泥部分所需容积.....37

装 订 线

3.7.5 沉淀池总高度.....38
3.7.6 进水管的计算.....39
3.7.7 进水竖井计算.....39
3.7.8 稳流筒计算.....40
3.7.9 出水槽计算.....40
3.7.10 出水堰计算.....41
3.7.11 出水管.....41
3.7.12 排泥装置.....42
3.7.13 集配水井的设计计算.....42
3.8 消毒接触池.....43
3.8.1 加氯量计算.....43
3.8.2 加氯设备.....44
3.8.3 消毒接触池容积.....44
3.8.4 消毒接触池表面积.....44
3.8.5 消毒接触池池长.....44
3.8.6 池高.....45
3.8.7 进水部分.....45
3.8.8 混合.....45
3.9 计量设备.....45
3.9.1 计量槽总长度.....46
3.9.2 计量槽的水位.....46
3.9.3 渠道水力计算.....46
3.9.4 水厂出水管.....47
3.10 污泥处理构筑物的设计与计算.....48
3.10.1 污泥量的设计计算.....48
3.10.1.1 初沉池污泥量的计算.....48
3.10.1.2 曝气池剩余污泥量的设计计算.....48
3.10.2 污泥浓缩池.....49
3.10.2.1 中心进泥管面积.....49
3.10.2.2 中心进泥管喇叭口与反射板之间的缝隙高度.....50
3.10.2.3 浓缩后分离出的污水量.....50
3.10.2.4 浓缩池水流部分面积.....50
3.10.2.5 浓缩池直径.....51
3.10.2.6 有效水深.....51
3.10.2.7 浓缩后剩余污泥量.....51
3.10.2.8 浓缩池污泥斗容积.....51
3.10.2.9 污泥在污泥斗中停留的时间.....52
3.10.2.10 浓缩池总高度.....52
3.10.2.11 溢流堰.....52
3.10.2.12 溢流管.....53
3.10.2.13 排泥管.....53
3.10.3 贮泥池.....53

装 订 线

3.10.3.1 贮泥池设计进泥量.....53
3.10.3.2 贮泥池的容积.....53
3.10.3.3 贮泥池高度.....54
3.10.3.4 管道部分.....55
3.10.4 污泥消化池.....55
3.10.4.1 消化池容积计算.....55
3.10.4.2 消化池各部分表面积的计算.....57
3.10.4.3 消化池热工计算.....58
3.10.4.4 消化池混合搅拌设备的设计计算.....61
3.10.4.5 污泥加热计算.....61
3.10.4.6 一级消化池的管路设计.....63
3.10.4.7 污泥产气量.....64
3.10.4.8 消化后污泥量.....64
3.10.4.9 沼气罐.....64
3.10.5 污泥脱水间.....64
3.10.5.1 脱水污泥量的设计计算.....64
3.10.5.2 脱水机的选择.....65
3.11 改良型氧化沟.....65
3.11.1 改良型氧化沟的设计说明.....65
3.11.2 厌氧池的设计计算.....66
3.11.3 氧化沟的设计计算.....67
第四章　经济估算.....71
4.1 A2/O 工艺投资计算.....71
4.1.1 工程总投资计算.....71
4.1.2 污水处理成本估算.....73
4.2 改良型氧化沟工艺投资计算.....74
4.2.1 工程总投资计算.....74
4.2.2 污水处理成本估算.....76
4.3 方案确定.....77
4.3.1 技术比选.....77
4.3.2 经济比选.....78
第五章　污水处理厂布.....78
5.1 污水厂平面布置.....78
5.1.1 污水处理厂设施组成.....78
5.1.1.1 生产性构（建）筑物.....78
5.1.1.2 辅助设施.....78
5.1.1.3 各类管道.....78
5.1.1.4 其它设施.....78
5.1.2 污水处理厂平面布置一般原则.....78
5.1.2.1 各处理单元构筑物的平面布置.....78
5.1.2.2 管、渠的平面布置.....79
5.1.2.3 辅助建筑物的平面布置.....79

装 订 线

5.1.2.4 厂区绿化.....79
5.1.2.5 道路布置.....79
5.1.3 平面布置.....80
5.1.3.1 工艺流程布置.....80
5.1.3.2 构（建）筑物平面布置.....80
5.1.3.3 污水厂管线布置.....80
5.1.3.4 厂区道路布置.....81
5.1.3.5 厂区绿化布置.....81
5.2 污水厂高程布置.....81
5.2.1 布置原则.....82
5.2.2 高程计算.....82
参考文献.....86
小 结.....87
致 谢.....88
附 图.....88

装

订

线

第一章　前　言

1.1 设计的目的及意义

毕业设计是总结在校期间学习成果，完成工程技术人才基本技能训练的一个重要环节；毕业设计是我们在毕业前的综合训练阶段，是学习、深化和拓展综合教学的重要过程；是我们对学习、研究与实践的全面总结，是培养我们综合素质和工作实践的重要方法。毕业设计是培养学生在制定设计方案、设计计算、工程绘图、实验方法、数据处理、文件编辑、文字表达、文献查阅、计算机应用、工具书使用等方面的基本工作实践能力，使学生初步掌握科学研究的基本方法；培养将所学理论运用于解决实际工程问题的独立工作能力，培养刻苦钻研及创造精神；学习和领会有关技术规定和技术规范，使学生树立具有符合生产实际的正确设计思想和观点；树立严谨、负责、实事求是、刻苦钻研、勇于探索、具有创新意识、善于与他人合作的工作作风。

1.2 设计指导思想

决定城市污水处理厂投资和运行成本的很重要因素是污水处理工艺的选择。目前，在城市污水处理领域，很多城市普遍存在着追求“新工艺”的倾向。一座城市污水厂处理工艺的选择，虽然应由污水水质、水量、排放标准及受纳水体性质等因素来确定，但是，忽略污水处理厂投资和运行成本，过分强调污水处理工艺的先进是不足取的。实际上，有些城市采取的高投资、高运行费的“新工艺”，由于水质不稳定，水量波动大等缘故，并未收到理想的处理效果。A2/O 工艺是与活性污泥法并列的一种污水生物处理技术，发展起步早，技术比较成熟，是近年来应用比较广泛的生活污水及工业废水先进处理工艺。

1.3 设计的内容

本设计按照工程实际的具体要求完成一个设计规模为30000m^3/d的城镇污水处理厂的工艺设计，包括工艺计算和图纸绘制两部分工作。工艺设计要能满足现行国家规范和标准的相关要求，污水处理厂原水水质为城镇污水常用设计参数，出水水质要达到《城镇污水处理厂污染物排放标准》GB18918-2002的一级B标准。图纸绘制要根据相关工程绘图技术规范进行。

1.4 国内外发展概况

随着人类社会的不断发展，城市规模不断扩大，城市的用水量和排水量都在不断增加，加剧了用水紧张和水质污染，环境问题日益突出，由此造成的水危机已经成为社会经济发展的重要制约因素。

我国污水处理事业的历史始于1921年，但是真正是在80年代才得以发展，改革开放三十年来取得了迅速的发展，但仍然滞后于城市发展的需要，处理量的增加仍远远滞后于污水排放量的增长，两者之间的差距还有进一步拉大的趋势。我国城市污水处理相对于国外发达国家，起步较晚，到现在为止，全国还有60%的城市污水得不到妥善的处理，城市污水处理率较低，很多老城区的排水管网甚至不成系统。在我们大力引进国外先进技术、设备和经验的同时，必须结合我国发展规划，尤其是当地的实际情况，探索适合我国实际的污水处理系统。

装

1.5 设计依据及原则

1.5.1 设计依据

1） 《室外排水设计规范》 GBJ14-87

2） 《地表水环境质量标准》 GB3838-2002

3） 《泵站设计规范》 GB/T 50265-97

4） 《城镇污水处理厂污染物排放标准》 GB18918-2002

5） 《给水排水设计规范》 GBJ15-88

订

1.5.2 设计原则

污水处理工程设计过程当中应遵循下列原则：

1） 污水处理工艺技术方案，达到治理要求的前提下应优先选择投资和运行费用少、运行管理简便的工艺；

2） 所用污水、污泥处理技术和其他技术不仅要求先进，更要求成熟可靠；

3） 和污水处理厂配套的厂外工程应同时建设，以使污水处理厂尽快完全发挥效益；

4） 污水处理厂出水应尽可能回用，以缓解城市严重缺水问题；

5） 污泥及浮渣处理应尽量完善，消除二次污染；

6）尽量减少工程用地。

线

1.6 设计规模与水质指标

1.6.1 设计规模

正常日处理量：30000 吨/日

1.6.2 水质指标

1）进水水质

本设计针对城市生活污水设计，所有工厂生产废水必须经处理后达到《污水排入城市下水道水质标准》CJ3082-99 后才能排入本项目污水收集系统。进水水质见下表。

设计进水水质

项目	COD	BOD_5	SS	TN	NH_3-N	TP	pH
进水水质/(mg/L)	240	140	220	40	16	6	7

2）出水水质

根据受纳水体类别或者是否回用选择排放标准，根据项目所在地的实际情况，确定该污水处理厂设计出水水质执行《城镇污水处理厂污染物排放标准》GB18918-2002 一级 B 标准。污水排放标准见表。

设计出水水质

项目	COD	BOD_5	SS	TN	NH_3-N	TP	pH
出水水质/(mg/L)	60	20	20	20	8	3	7

第二章　污水处理厂工艺方案

2.1 设计方案论证

污水生物处理技术主要是利用自然界中广泛分布的个体微小、代谢营养类型多、适应能力强的微生物的新陈代谢作用，将污水中的污染物质转化为微生物细胞及 CO_2、H_2O、H_2S、N_2、CH_4 等多种物质，从而使污水得到净化的过程。污水生物处理技术分为好氧生物处理、缺氧生物处理和厌氧生物处理。

好氧生物处理又分为活性污泥法，生物膜法等。目前对于城市生活污水的处理多为好氧处理。

活性污泥法处理系统有效运行的基本条件是：

1、有大量起吸附和分解作用的微生物。

2、污水中含有足够的可溶解性易降解有机物，作为微生物生理活动所必需的营养物质。

3、混合液中含有足够的溶解氧。

4、活性污泥连续回流，同时，还要及时地排出剩余污泥，使曝气池中保持恒定的活性污泥浓度。

5、活性污泥在曝气池中呈悬浮状态，能够与污水充分接触。

6、没有对微生物有毒害作用物质进入。

2.2 原污水可生化性分析

污水处理厂进水营养物比值见下表。

装

订

线

进水营养物比表

项目	比值
BOD_5/ COD	0.59
BOD_5/ TN	3.50
BOD_5/ TP	23.34

污水生物处理是以污水中所含污染物质作为营养物质，利用微生物代谢作用使污染物被降解，污水得到净化。因此，对污水营养成分的分析以及判断污水能否采用生物处理是设计污水生物处理工程的前提。

BOD_5 和 COD 是污水处理过程中常见的两个水质指标，一般情况下，BOD_5/ COD 的比值越大，说明污水可生物处理性越好。综合国内外的研究成果，一般认为 BOD_5/ COD 的比值＞0.45 可生化性较好，BOD_5/ COD 的比值＜0.3 较难生化，BOD_5/ COD 的比值＜0.25 不易生化。

BOD_5/ TN（即 C/N）是鉴别能否采用生物脱氮的重要指标，由于反硝化细菌是在分解有机物的过程当中进行消化脱氮的，在不投加外来碳源的条件下，污水中必须有足够的有机物，才能保证反硝化的顺利进行。一般认为，C/N≥3，即可认为污水有足够的碳源供反硝化菌利用，才能进行有效脱氮。

BOD_5/ TP（即 C/P）是鉴别能否采用生物除磷的重要指标，生物除磷是活性污泥中除磷菌在厌氧条件下分解细胞内的聚磷酸盐同时放出 H_3PO_4 和 ATP，并利用 ATP 将废水中的脂肪酸等有机物摄入细胞，以 PHB（聚-β-

羟基丁酸）及糖原等有机颗粒的形式贮存于细胞内，同时随着聚磷酸盐的分解，释放磷；一旦进入好氧环境，除磷菌又可以利用聚-β-羟基丁酸氧化分解所释放的能量来超量摄取废水中的磷，并把所摄取的磷合成聚磷酸盐而贮存于细胞内，经沉淀分离，把富含磷的剩余污泥排除污泥，达到生物除磷的目的。进水中的 BOD_5 是作为营养物质供除磷菌活动的基质，BOD_5/ TP 是衡量能否达到除磷的重要指标，一般认为该值要大于 20，比值越大，生物除磷效果越好。

综上所述，该城市污水处理厂进水水质不仅适宜于采用二级生物工艺，而且还适宜于采用生物脱氮除磷工艺。

2.3 污水处理厂工艺方案比选

城市污水处理厂设计处理方案时，既要考虑有效去除 BOD_5 又要考虑适当去除 N、P。从原污水可生化性分析结果可以知道可采用的工艺有很多，而相对来说处理效果好而且技术成熟的工艺有以下几种。

2.3.1 氧化沟工艺

本工艺 50 年代初期发展形成，因其构造简单，易于管理，很快得到推广，且不断创新，有发展前景和竞争力，当前可谓热门工艺。氧化沟在应用中发展为多种形式，比较有代表性的有：

Passveer 简称单沟式，表面曝气采用转刷曝气，水深一般在 2.5～3.5m，转刷动力效率 1.6～1.8kgO2/(kW・h)。

Orbal 简称同心圆式，应用上多为椭圆形的三环道组成，三个环道用不同的 DO(如外环为 0，中环为 1，内环为 2)，有利于脱氮除磷。采用转碟曝气，水深一般在 4.0～4.5m，动力效率与转刷接近，现已在山东潍坊、北京黄村和合肥王小郢的城市污水处理厂应用。

若能将氧化沟进水设计成多种方式，能有效地抵抗暴雨流量的冲击，对一些合流制排水系统的城市污水处理尤为适用。

Carrousel 简称循环折流式，采用倒伞形叶轮曝气，从工艺运行来看，水深一般在 3.0m 左右，但污泥易于沉积，其原因是供氧与流速有矛盾。

T 型氧化沟

(三沟式氧化沟)，此种型式由三池组成，中间作曝气池，左右两池兼作沉淀池和曝气池。T 型氧化沟构造简单，处理效果不错，但其采用转刷曝气，水深浅，占地面积大，复杂的控制仪表增加了运行管理的难度。不设厌氧池，不具备除磷功能。

氧化沟一般不设初沉池，负荷低，耐冲击，污泥少。建设费用及电耗视采用的沟型而变，如在转碟和转刷曝气形式中，再引进微孔曝气，加大水深，能有效地提高氧的利用率(提高 20%)和动力效率［达 2.5～3.0 kgO2/(kW・h)］。

2.3.2 A2/O 法(Anaerobic—Anoxic—Oxic)

由于对城市污水处理的出水有去除氮和磷的要求，故国内 10 年前开发此厌氧—缺氧—好氧组成的工艺。利用生物处理法脱氮除磷，可获得优质出水，是一种深度二级处理工艺。A/A/O 法的可同步除磷脱氮机制由两部分组成：一是除磷，污水中的磷在厌氧状态下(DO<0.3mg/L)，释放出聚磷菌，在好氧状况下又将其更多吸收，以剩余污泥的形式排出系统。二是脱氮，缺氧段要控制 DO<0.7 mg/L，由于兼氧脱氮菌的作用，利用水中 BOD 作为氢供给体(有机碳源)，将来自好氧池混合液中的硝酸盐及亚硝酸盐还原成氮气逸入大气，达到脱氮的目的。为有效脱氮除磷，对一般的城市污水，COD/TKN 为 3.5～7.0(完全脱氮 COD/TKN>12.5)，BOD/TKN 为 1.5～3.5，COD/TP 为 30～60，BOD/TP 为 16～40(一般应＞20)。若降低污泥浓度、压缩污泥龄、控制硝化，以去除磷、BOD5 和 COD 为主，则可用 A/O 工艺。

有的城市污水处理的出水不排入湖泊，利用大水体深水排放或灌溉农田，可将脱氮除磷放在下一步改扩建时考虑，以节省近期投资。

2.3.3 CASS 工艺

CASS（cyclic activated sludge system）是在 SBR 是基础上发展起来的，即在 SBR 池内前端加了一个生物选择器，实现联系进水，间歇排水的周期循环运行。设置周期选择器的主要目的是使系统选择出絮凝性能好，抗冲击性强的优质细菌，其容积约占整个池子的 10%。生物选择器的工艺过程遵循活性污泥的基质积累——再生理论，使活性污泥在选择器中经历一个高负荷的吸附阶段，随后在主反应区经历一个较低负荷的基质降解阶段，以完成整个基质降解的全过程和污泥再生。CASS 工艺对污染物质的降解是一个时间上的推流过程，其构筑物集反应、沉淀、排水于一体，是一个好氧/缺氧/厌氧交替运行的过程，因此具有一定的脱氮除磷效果。

2.4 处理程度计算

2.4.1 COD 的处理程度

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

式中 E—COD 的处理程度，（%）

C_i—未处理污水中 COD 的平均浓度，（mg/L）

C_e—允许排入水体的已处理污水中 COD 的平均浓度，（mg/L）

$$E = \frac{240 - 60}{240} \times 100\,\% = 75.00\,\%$$

2.4.2 溶解性 BOD5 的处理程度

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

式中 E—BOD_5 的处理程度，（%）

C_i—未处理污水中 BOD_5 的平均浓度，（mg/L）

C_e—允许排入水体的已处理污水中 BOD_5 的平均浓度，（mg/L）

$$E = \frac{140 - 20}{140} \times 100\,\% = 85.71\,\%$$

2.4.3 SS 的处理程度

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

式中 E—SS 的处理程度，（%）

C_i—未处理污水中 SS 的平均浓度，（mg/L）

C_e—允许排入水体的已处理污水中 SS 的平均浓度，（mg/L）

$$E = \frac{220 - 20}{220} \times 100\,\% = 90.91\,\%$$

2.4.4 TN 的处理程度

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

式中 E—TN 的处理程度，（%）

C_i—未处理污水中 TN 的平均浓度，（mg/L）

C_e—允许排入水体的已处理污水中 TN 的平均浓度，（mg/L）

$$E = \frac{40 - 20}{40} \times 100\% = 50.0\%$$

2.4.5 NH_3-N 的处理程度

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

式中 E—NH_3-N 的处理程度，（%）

C_i—未处理污水中 NH_3-N 的平均浓度，（mg/L）

C_e—允许排入水体的已处理污水中 NH_3-N 的平均浓度，（mg/L）

$$E = \frac{16 - 8}{16} \times 100\% = 50.00\%$$

2.4.6 TP 的处理程度

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

式中 E—TP 的处理程度，（%）

C_i—未处理污水中 TP 的平均浓度，（mg/L）

C_e—允许排入水体的已处理污水中 TP 的平均浓度，（mg/L）

$$E = \frac{6 - 3}{6} \times 100\% = 50.00\%$$

第三章 设计计算

本次设计采用两种工艺方案进行比较，以最合理的方案作为最终选择，方案计算过程如下：

方案一：A2/O 法(Anaerobic—Anoxic—Oxic)

3.1 粗格栅设计计算

3.1.1 设计说明

处理规模：30000m^3/d

总变化系数：

$$K_z = \frac{2.7}{Q^{0.11}}$$

式中 K_z—总变化系数

Q—平均日平均时污水流量（L/s），当 Q<5 L/s 时，K_z=2.3；当 Q>1000 L/s 时，K_z=1.3。

已知：Q = 30000m³/d = 0.348m³/s = 348L/s

$$K_z = \frac{2.7}{348^{0.11}} = 1.42$$

最大时流量（最大设计流量）：

$$Q_{\max} = K_z \times Q = 0.348 \times 1.42 = 0.50 m^3/s$$

$$Q_{\max} = K_z \times Q = 348 \times 1.42 = 495 L/s$$

功能：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，防止堵塞排泥管道。

数量: 一座, 渠道数两条

3.1.2 栅条的间隙数

$$n = \frac{Q_{\max}\sqrt{\sin\alpha}}{bhv}$$

式中 Q_{max} 最大设计流量，Q_{max} = 0.50m³/s

α 格栅倾角，取α = 60°

b 栅条间隙，m，取 b=25 mm

n 栅条间隙数，个

h 栅前水深，m，取 h=0.4m

v 过栅流速，m/s，取 v=0.8m/s。

则 $n = \frac{0.50 \times \sqrt{\sin 60}}{0.025 \times 0.4 \times 0.8}$ =58.2 取 59 个

3.1.3 栅槽宽度

设栅条宽度 S=10㎜（0.01m）

则栅槽宽度 B=S(n-1)+bn+0.3

＝0.01×(59-1)+0.025×59+0.3 ＝2.36m

由栅槽宽度 B 可以知道，栅槽宽度较宽，为了便于检修，可以设置两套粗格栅，则每套粗格栅栅条间隙数为 59/2 ≈30 个。

则单个栅槽宽度 B＝S(n-1)+bn+0.3

＝0.01×(30-1)+0.025×30+0.15×2 ＝1.34 m

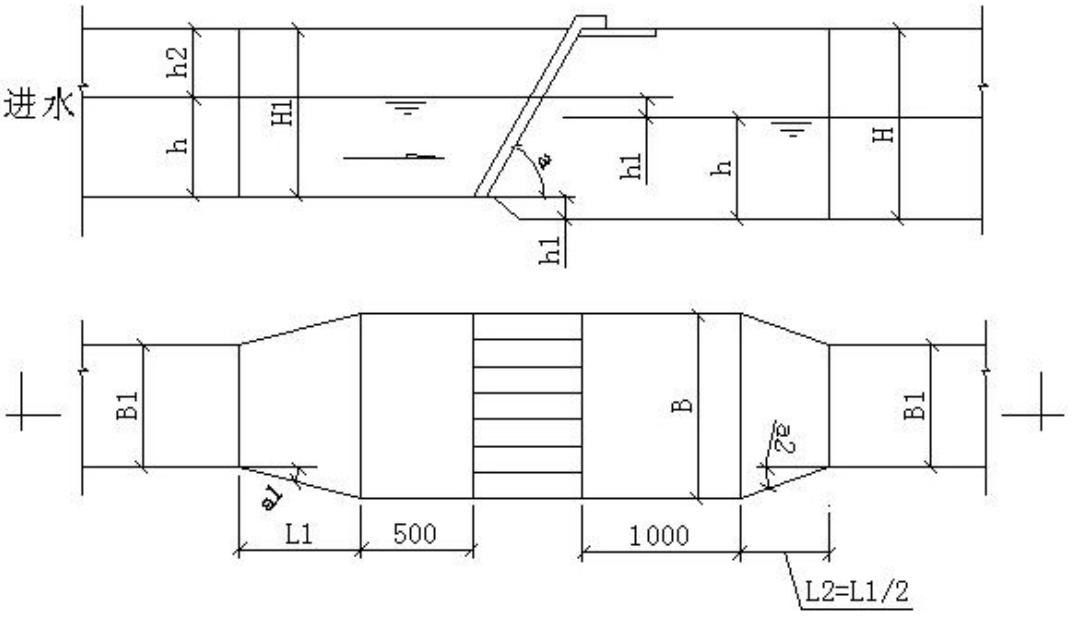
选用 FH1300 型旋转式机械格栅除污机，具体参数见表 3.1。

表 3.1 FH1300 型型旋转式格栅除污机参数

型号	格栅宽度/mm	栅条间距/mm	适用槽宽/mm	电机功率/KW	格栅倾角	耙行速度/（m/min）
FH1300	1300	25	1400	1.5	60º	2.6

数量：两台

粗格栅图如下图 3.1 所示：



3.1.4 进水渠道渐宽部分的长度

设进水渠宽 B_1=1.0m，其渐宽部分开角度 a_1=20º。

$$L_1 = \frac{B - B_1}{2tg\,\alpha_1} = \frac{1.40 - 1.0}{2tg\,20^{\circ}} = 0.55\text{m}$$

3.1.5 栅槽与出水渠道连接处的渐窄部分长度

$$L_2 = \frac{L_1}{2} = \frac{0.55}{2} = 0.28\text{m}$$

3.1.6 过栅水头损失

$$h_1 = kh_0$$

$$h_0 = \xi \frac{\upsilon^2}{2g} \sin \alpha$$

试中 h_1—过栅水头损失，m；

H_0—计算水头损失，m；

g —重力加速度，9.81m/s²；

k —系数，格栅受污物堵塞后，水头损失增大的倍数，一般 k =3；

ξ—阻力系数，与栅条断面形状有关，$\xi = \beta \left(\frac{S}{b} \right)^{4/3}$，当为矩形断面时，$\beta$ =2.42。为了避免造成栅前涌水，故将栅后槽底下降 h_1 作为补偿。

$$h_1 = \beta \left(\frac{S}{b} \right)^{4/3} \frac{\upsilon^2}{2g} \sin \alpha k$$

$$h_1 = 2.42 \times \left(\frac{0.01}{0.025} \right)^{4/3} \frac{0.8^2}{2 \times 9.18} \sin 60^\circ \times 3 = 0.15\text{ m}$$

3.1.7 栅后槽总高度

设栅前渠道超高 h_2 =3.5m

H = h + h_1 + h_2

= 0.4+ 0.15 + 3.5 =4.05 m

式中 H—栅后槽总高度，m

h—栅前水深，m

3.1.8 栅槽总长度

$$L = L_1 + L_2 + 0.5 + 1.0 + \frac{H_1}{\text{tg}\,\alpha}$$

$$= 0.55 + 0.28 + 0.5 + 1.0 + \frac{1.4}{\text{tg}\,60^\circ}$$

=3.20 m

3.1.9 每日栅渣量计算 W

在格栅间隙 25mm 的情况下，设栅渣量为每 1000 m^3 污水产 0.02 m^3。

$$W = \frac{Q_{max} W_1 \times 86400}{K_z \times 1000}$$

$$= \frac{0.50 \times 0.02 \times 86400}{1.42 \times 1000}$$

$$= 0.61\ m^3/d$$

W>0.2 m^3/d，所以宜采用机械清渣。

3.2 泵站的设计计算

3.2.1 泵房规范要求

1）污水泵站的设计流量，应按泵站进水总管的最高日最高时流量计算确定。

2）单独设置的泵站与居住房屋和公共建筑物的距离，应满足规划、消防和环保部门的要求。泵站的地面建筑物造型应与周围环境协调，做到适用、经济、美观，泵站内应绿化。

3）泵站室外地坪标高应按城镇防洪标准确定，并符合规划部门要求；泵房室内地坪应比室外地坪高 0.2～0.3m；易受洪水淹没地区的泵站，其入口处设计地面标高应比设计洪水位高 0.5m 以上；当不能满足上述要求时，可在入口处设置闸槽等临时防洪措施。

4）排水泵站的建筑物和附属设施宜采取防腐蚀措施。

5）污水泵站集水池的容积，不应小于最大一台水泵 5min 的出水量。

6）雨水泵站和合流污水泵站集水池的设计最高水位，应与进水管管顶相平。当设计进水管道为压力管时，集水池的设计最高水位可高于进水管管顶，但不得使管道上游地面冒水。

7）集水池的设计最低水位，应满足所选水泵吸水头的要求。自灌式泵房尚应满足水泵叶轮浸没深度的要求。

8）集水池池底应设集水坑，倾向坑的坡度不宜小于 10%。

9）集水池应设冲洗装置，宜设清泥设施。

10）泵房应采用正向进水，应考虑改善水泵吸水管的水力条件，减少滞流或涡流。

3.2.2 集水池

污水泵总提升能力按 Qmax 考虑，及 Qmax=1800m³/h，选四台泵，则每台流量为 450 m³/h。选用 250QW 潜水排污泵六台，另备用两台（四备两用），单泵提升能力为 977.40 m³/h。

集水井容积按两台泵 5min 出流量计算，则其容积为

$$\frac{5\times1000}{60}=83.34 \qquad (m^3)$$

集水井的尺寸：

8.00m×6.00m×1.80m （部分池底有坡度）

集水井最高水位（与格栅连接）-4.30m，最低水位-6.05m，井底-7.00m。

3.2.3 污水泵计算

污水泵流量： $Q_b=\frac{Q_{max}}{4}=450m^3/h$

本设计考虑一次提升，细格栅前为最高水位：5.60m，集水井最低水位-6.05m，细格栅前与集水井之间水头损失为 0.3m，由此知道污水泵所需扬程为 11.95m。

根据流量和扬程，选用 250QW500-15-30 潜水排污泵具体参数见表。

250QW500-15-30 潜水排污泵参数

型号	排出口径/mm	流量/（m³/h）	扬程/m	转速/（r/min）	电机功率/KW	泵重/kg
250QW500-15-30	250	500	15	980	30	900

数量：6 台，4 用 2 备

3.3 细格栅设计计算

3.3.1 设计说明

功能：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，防止堵塞排泥管道。

数量: 一座, 渠道数两条

3.3.2 栅条的间隙数

$$n=\frac{Q_{max}\sqrt{\sin\alpha}}{bhv}$$

式中 Q_{max} 最大设计流量，$Q_{max}=0.5\ m^3/s$

α　　格栅倾角，取α＝60°

b　　栅条间隙，m，取 b＝0.01m

n　　栅条间隙数，个

h　　栅前水深，m，取 h＝0.5m

v　　过栅流速，m/s，取 v＝0.9 m/s。

则　　$n = \dfrac{0.50 \times \sqrt{\sin\ 60}}{0.01 \times 0.5 \times 0.9}$ ＝103.40 个　　取 104 个

3.3.3　栅槽宽度

设栅条宽度　　S＝0.01m

则栅槽宽度　　B＝S(n-1)+bn+0.3

＝0.01×(104-1)+0.01×104+0.3 ＝2.37 m

由栅槽宽度 B 可以知道，栅槽宽度较宽，可以设置两套细格栅，则每套细格栅栅条间隙数为 104/2 =52 个

则单个栅槽宽度　B＝S(n-1)+bn+0.3

＝0.01×(52-1)+0.01×52+0.3 ＝1.33m

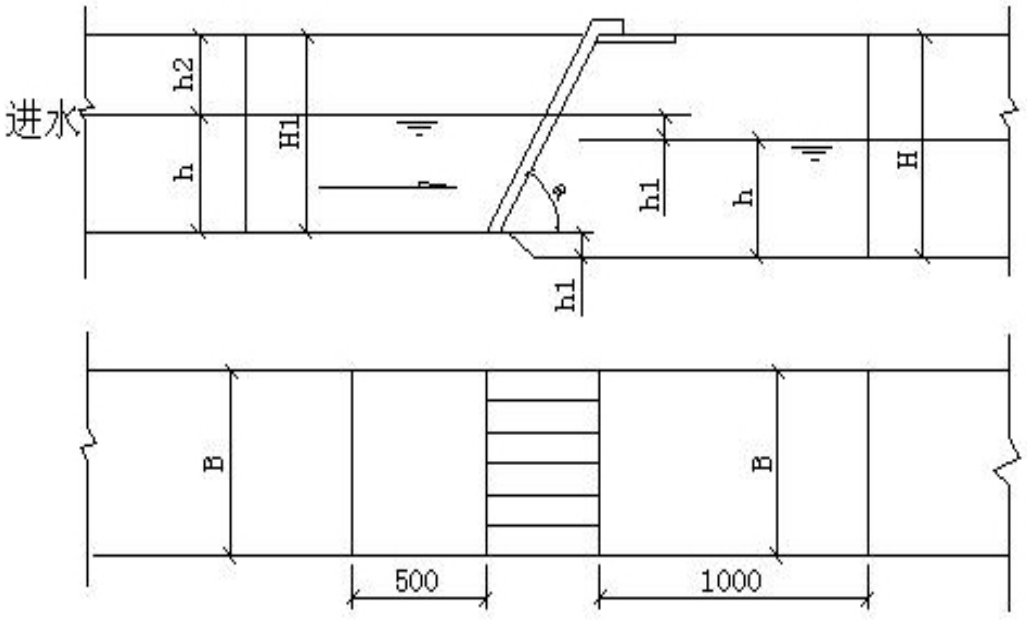
选用 TGS1300 型回转式机械格栅除污机，具体参数见表。

TGS1300 型回转式机械格栅除污机参数

型号	格栅宽度/mm	栅条间距/mm	适用槽宽/m	整机功率/KW	格栅倾角	耙行速度/（m/min）
TGS1300	1300	10	1400	1.5	60º	5.97

数量：两台

细格栅设计计算示意图如图所示。



细格栅设计计算示意图

3.3.4 过栅水头损失

$$h_1 = kh_0$$

$$h_0 = \xi \frac{\upsilon^2}{2g} \sin \alpha$$

式中 h_1—过栅水头损失，m；

H_0—计算水头损失，m；

g —重力加速度，9.81m/s^2；

k —系数，格栅受污物堵塞后，水头损失增大的倍数，一般 k =3；

ξ—阻力系数，与栅条断面形状有关，$\xi = \beta \left(\frac{S}{b} \right)^{4/3}$，当为矩形断面时，$\beta$＝2.42。为了避免造成栅前涌水，故将栅后槽底下降 h_1 作为补偿。

$$h_1 = \beta \left(\frac{S}{b} \right)^{4/3} \frac{\upsilon^2}{2g} \sin \alpha k$$

$$h_1 = 2.42 \times \left(\frac{0.01}{0.01} \right)^{4/3} \frac{0.9^2}{2 \times 9.18} \sin 60^\circ \times 3 = 0.28\text{m}$$

3.3.5 栅后槽总高度

设栅前渠道超高 h_2 =0.8m

$$H = h + h_1 + h_2$$

$$= 0.8 + 0.28 + 0.5 = 1.58m$$

式中 H—栅后槽总高度，m

h—栅前水深，m

3.3.6 栅槽总长度

$$L = 0.5 + 1.0 + \frac{H_1}{\text{tg}\,\alpha}$$

$$= 0.5 + 1.0 + \frac{1}{\text{tg}\,60^{\circ}}$$

=2.1 m

式中 L—栅槽总长度

H_1—栅前渠道深 m

3.3.7 每日栅渣量计算 W

在格栅间隙 10mm 的情况下，设栅渣量为每 1000 m3 污水产 0.10 m3。

$$W = \frac{Q_{max} W_1 \times 86400}{K_z \times 1000}$$

$$= \frac{0.50 \times 0.10 \times 86400}{1.42 \times 1000}$$

$$= 3.05 \quad m^3/d$$

W > 0.2 m^3/d，所以宜采用机械清渣。

3.4 沉砂池的计算

沉砂池是借助于污水中的颗粒与水的比重不同，是大颗粒的砂粒、石子等无机颗粒沉降，以减轻沉淀池负荷及能使无机颗粒与有机颗粒分离便于分别处理和处置，改善污泥处理构筑物的处理条件。

目前应用较多的沉砂池池型有平流沉砂池、曝气沉砂池、竖流沉砂池和旋流沉砂池（又叫涡流沉砂池）。

平流沉砂池是常用的形式，污水在池内沿水平方向流动，具有构造简单、截留无机颗粒效果较好、排沉砂较方便的优点；但平流沉砂池的主要缺点是沉砂中约夹杂有15%的有机物，是沉砂的后续处理增加难度，故常需配洗砂机，把排砂经清洗后，有机物含量低于 10%，称为清洁砂，再外运。

曝气沉砂池能克服平流沉砂池的上述缺点，它通过调解曝气量，可以控制污水的旋流速度，使无机颗粒之间的相互碰撞与摩擦机会增加，把表面附着的有机物磨去。此外，由于旋流产生的离心力，把相对密度较大的无机颗粒甩向外层并下沉，相对密度较轻的有机物旋至水流的中心部位随水带走。除砂效率较稳定，受流量变化的影响小，沉砂中的有机物含量低于 10%，同时还对污水起预曝气的作用。

竖流沉砂池是污水自下而上由中心管进入池内，无机物颗粒藉重力沉于池底，处理效果差。

旋流沉砂池是利用机械力控制流态和流速，加速砂粒的沉淀，有机物则被留在污水中，具有沉砂效果好、占地省的优点。

本设计采用曝气沉砂池，沉砂池在设计采用两组，则每组设计流量 0.25 m^3/S。

3.4.1 沉砂池有效容积

V=60Qt

式中　V——沉砂池有效容积（m^3）；

Q——设计流量（m^3/s）；

t——停留时间（min），一般采用 1-3min。

本设计取停留时间 t=3min

V=60×0.25×3=45.00 m^3

3.4.2 水流过水断面

$$A=\frac{Q}{v_1}$$

式中　A——水流过水断面（m2）；

v_1——水平流速（m/s），一般采用 0.06-0.12m/s。

本设计取水平流速 v_1=0.06m/s

$$A=\frac{0.25}{0.06}=4.2 \quad \mathrm{m2}$$

装

订

线

3.4.3 沉砂池宽度

$$B=\frac{A}{h_2}$$

式中　B——沉砂池宽度（m）；

h2——沉砂池有效水深（m），一般采用 2-3m。

本设计取沉砂池有效水深 h2=2m

$$B=\frac{4.2}{2}=2.1\,\mathrm{m}$$

B/h2=2.1/2=1.05<1.5,满足要求。

3.4.4 沉砂池长度

$$L=\frac{V}{A}$$

式中　L——沉砂池长度（m）；

$$L=\frac{45.00}{4.2}=11\,\mathrm{m}$$

3.4.5 每小时所需空气量

q = 3600Qd

式中　q——每小时所需的空气量（m3/h）；

d——每 m3 污水所需空气量（m3/m3 污水），一般采用 0.1-0.2m3/m3 污水。

本设计取每 m3 污水所需空气量 d=0.2m3/m3 污水

q=3600×0.25×0.2=180m3/h

3.4.6 沉砂室所需容积

$$V=\frac{\overline{Q}\cdot X\cdot T\cdot 86400}{10^6}$$

式中　$\overline{Q}$ ——平均流量（m3/s）；

X——城市污水沉砂量（m3/106m3 污水），一般采用 30m3/106m3 污水；

T——清除沉砂的间隔时间（d），一般取 1-2d。

本设计取清除沉砂的间隔时间 T=2d，城市污水沉砂量 X=30m3/106m3 污水

每个沉砂斗容积：$V_0=V/2=\frac{0.348\times30\times2\times86400}{2\times10^6}=0.91\mathrm{m3}$

3.4.7 沉砂斗上口宽度

$$a=\frac{2h_3'}{\mathrm{tg}\alpha}+a_1$$

式中 a——沉砂斗上口宽度（m）；

h'3——沉砂斗高度（m）；

α ---集砂槽壁与水平面的倾角（°）；

a1——沉砂斗底宽度（m），一般采用 0.4-0.5m。

本设计取沉砂斗高度 h'3=0.8m，沉砂斗壁与水平面的倾角α=60°，沉砂斗底宽 a1=0.4m

$$a=\frac{2\times 0.8}{tg60^\circ}+0.4=1.32m$$

装

3.4.8 沉砂斗有效容积

$$V_0'=\frac{h_3'}{3}(a^2+a\bullet a_1+a_1^2)$$

订

式中 V_0' ——集砂槽有效容积（m3）；

$$V_0'=\frac{1.4}{3}\times(1.32^2+1.32\times 0.4+0.4^2)=1.13\mathrm{m}^3>0.91\mathrm{m}^3$$

3.4.9 进水渠道

线

格栅与沉砂池合建，进水渠道的水流流速：

$$v_1=\frac{Q}{B_1H_1}$$

式中 v1——进水渠道水流流速（m/s）；

B1——进水渠道宽度（m）；

H1——进水渠道水深（m）。

设计中取进水渠道宽度 B1=1.0m，进水渠道水深 H1=0.6m

$$v_1=\frac{0.25}{1\times 0.6}=0.42m/s$$

3.4.10 出水管道

出水采用沉砂池末端薄壁出水堰跌落出水，堰上水头为：

$$H_1=(\frac{Q_1}{mb_2\sqrt{2g}})^{2/3}$$

式中：H1——堰上水头（m）；

Q1——沉砂池内设计流量（m3/s）；

m ——流量系数，一般采用 0.4-0.5；

b2——堰宽（m），等于沉砂池的宽度。

本设计取流量系数 m =0.4, 堰宽等于沉砂池的宽度 b2=2.1m。

$$H_1=(\frac{0.25}{0.4\times2.1\times\sqrt{2\times9.8}})^{2/3}=0.17\text{m}$$

出水管道采用钢管，管径 DN=600mm，管内流速 v=0.89m/s。

3.5 初次沉淀池

本设计选择二组辐流沉淀池，N=2 组，每组设计流量为 0.50/2=0.25m3/s，从沉砂池流来的污水进入集配水井，经过集配水井分配流量后流入辐流沉淀池。

3.5.1 沉淀部分有效面积

$$F=\frac{Q\times3600}{q'}$$

式中　F——沉淀部分有效面积（m2）；

Q——设计流量（m3/s）；

q'——表面负荷（m3/m2・h），一般采用 1.5-3.0m3/m2・h。

本设计取沉淀池的表面负荷 q'=2 m3/m2・h

$$F=\frac{0.25\times3600}{2}=450\text{m}^2$$

3.5.2 沉淀池直径

$$D=\sqrt{\frac{4F}{\pi}}$$

式中　D——沉淀池直径（m）；

$$D=\sqrt{\frac{4\times450}{\pi}}=23.94\text{m}$$

3.5.3 沉淀池有效水深

$$h_2 = q' \times t$$

式中　h2——沉淀池有效水深（m）；

t——沉淀时间（h），一般采用 1—3h。

本设计取沉淀时间 t =2.0h

h2=2×2=4m

3.5.4 每格沉淀池污泥部分所需容积

按去除水中悬浮物计算

$$V = \frac{Q(C_1 - C_2)86400T100}{K_2\gamma(100 - p_0)n \times 10^6}$$

式中　Q——设计流量（m3/s）；

C1——进水悬浮物浓度（mg/L）；

C2——出水悬浮物浓度（mg/L），一般采用沉淀效率 η =40%-60%；

K2——生活污水量总变化系数；

γ——污泥容重（t/m3），约为 1；

p0——污泥含水率（%）。

本设计取每次排泥间隔时间 T=0.1d，污泥含水率 P0=97%，沉淀池的沉淀效率 η =50%，出水悬浮物浓度 C2=[100%－50%]×C1=0.5×C1

$$V = \frac{0.50(220 - 0.5 \times 220) \times 86400 \times 0.1 \times 100}{1.42 \times (100 - 97) \times 2 \times 10^6} = 5.58\text{m}^3$$

辐流沉淀池采用周边传动刮泥机，周边传动刮泥机的周边线速度为 2-3m/min，将污泥推入污泥斗，然后用静水压力将污泥排出池外。

3.5.5 污泥斗容积

辐流沉淀池采用周边传动刮泥机，池底需做成 2%的坡度，刮泥机连续转动将污泥推入污泥斗，设计中选择矩形污泥斗，污泥斗上口尺寸 2×2m，底部尺寸 0.5×0.5m，倾角为 60°，有效高度 1.35m。

污泥斗的容积

$$V_1 = \frac{1}{3}h_5(a_1^2 + a_1a_2 + a_2^2)$$

式中　V1——污泥斗容积（m3）；

h5——污泥斗高度（m）；

a——污泥斗上口边长（m）；

a1——污泥斗底部边长（m），一般采用 0.5m。

$$V_1=\frac{1}{3}\times1.35\times(2^2+2\times0.5+0.5^2)=2.36m^3$$

沉淀池底部圆锥体体积

$$V_2=\frac{1}{3}\pi h_4(R^2+Rr+r^2)$$

式中　V2——沉淀池底部圆锥体体积（m3）；

h4——沉淀池底部圆锥体高度（m）。

R——沉淀池半径（m）；

r——沉淀池底部中心圆半径（m）。

本设计取沉淀池底部圆锥体高度 h4=0.25m，沉淀池底部中心圆半径 r=1m。

$$V_2=\frac{1}{3}\pi\times0.25\times(11.97^2+11.97\times1+1^2)=40.91\text{m}^3$$

沉淀斗总容积

V3=V1+V2

式中　V3——污泥斗总容积（m3）。

V3=2.36+40.91=43.27m3>8.38m3

3.5.6 沉淀池总高度

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

式中　H——沉淀池总高度（m）；

h1——沉淀池超高（m），一般采用 0.3-0.5m；

h3——沉淀池缓冲层高度（m），一般采用 0.3 m。

本设计中取沉淀池超高 h1=0.3m，沉淀池缓冲层高度 h3=0.3m

$$H=0.3+4+0.3+0.25+1.35=6.2m$$

3.5.7 进水集配水井

辐流沉淀池分为二组，在沉淀池进水端设集配水井，污水在集配水井中部的配水井平均分配，然后流进每组沉淀池。

（1）配水井的中心管直径

$$D_2=\sqrt{\frac{4Q}{\pi v_2}}$$

式中　D2——配水井内中心管直径（m）；

v2——配水井内中心管上升流速（m/s），一般采用 v2≥0.6m/s。

本设计取配水中内污水流速 v2=0.7m/s

$$D_2=\sqrt{\frac{4\times0.50}{\pi\times0.7}}=0.96\text{m}$$

（2）配水井直径

$$D_3=\sqrt{\frac{4Q}{\pi v_3}+D_2{}^2}$$

式中　D3——配水井直径（m）；

v3——配水井内污水流速（m/s），一般取 v=0.2-0.4m/s；

本设计取配水井内污水流速 v3=0.3m/s

$$D_3=\sqrt{\frac{4\times0.50}{\pi\times0.3}+0.96^2}=1.75\text{m}$$

（3）集水井直径

$$D_1=\sqrt{\frac{4Q}{\pi v_1}+D_3{}^2}$$

式中　D1——集水井直径（m）；

v1——集水井内污水流速（m/s），一般取 v1=0.2~0.4m/s。

本设计取集水井中内污水流速 v1=0.3m/s。

$$D_1=\sqrt{\frac{4\times0.50}{\pi\times0.3}+1.75^2}=2.28\text{m}$$

集配水井内设有超越闸门，以便超越。

3.5.8 进水管及配水花墙

沉淀池分为二组，每组沉淀池采用池中心进水，通过配水花墙和稳流罩向池四周流动。进水管道采用钢管，管径 DN=800mm，管内流速 0.61m/s，进水管道顶部设穿孔花墙处的管径为 1200mm。

沉淀池中心管配水采用穿孔花墙配水，穿孔花墙位于沉淀池中心管上部，布置 6 个穿孔，过孔流速

$$v_3 = \frac{Q}{B_3 h_3 n_3}$$

式中　v3——穿孔花墙过孔流速（m/s），一般采用 0.2-0.4m/s；

B3——孔洞的宽度（m）；

h3——孔洞的高度（m）；

n3——孔洞数量（个）。

设计中取孔洞的宽度 B3=0.3m，孔洞的高度 h3=0.6m，孔洞数量 n=8 个。

$$v = \frac{0.25}{0.3 \times 0.6 \times 8} = 0.18 m/s$$

穿孔花墙向四周辐射平均布置，穿孔花墙四周设稳流罩，稳流罩直径 3.0m，高 2.0m，在稳流罩上平均分布 Φ100mm 的孔洞 306 个，孔洞的总面积为稳流罩过水断面的 15%。

3.5.9 出水堰

沉淀池出水经过双侧出水堰跌落进入集水槽，然后汇入出水管道。出水堰采用双侧 90°三角形出水堰，三角堰顶宽 0.16m，深 0.08m，间距 0.05m，外侧三角堰距沉淀池内壁 0.4m，三角堰直径为 23.54m，共有 352 个三角堰。内侧三角堰距挡渣板 0.4m，三角堰直径为 22.54m，共有 337 个三角堰。两侧三角堰宽度 0.5m。三角堰后自由跌落 0.1-0.15m，三角堰有效水深为

$$H_1 = 0.7 Q_1^{2/5}$$

式中　Q1——三角堰流量（m3/s）；

H1——三角堰水深（m），一般采用三角堰高度的 $1/2 \sim 2/3$。

$$H_1 = (0.7 \times \frac{0.25}{352 + 337})^{2/5} = 0.037 m$$

三角堰堰后自由跌落 0.15m，则堰水头损失 0.187m。

3.5.10 堰上负荷

$$q_1 = \frac{Q}{2 \times \pi D_1}$$

式中　q1——堰上负荷（L/s・m），一般小于 2.9L/s・m；

D1——三角堰出水渠道平均直径（m）。

$$q_1=\frac{0.25\times1000}{2\times\pi\times23.04}=1.73L/(s\cdot m)<2.9L/(s.m)$$

3.5.11 出水挡渣板

三角堰前设有出水浮渣挡渣板，利用刮泥机桁架上的浮渣刮板收集。挡渣板高出水面 0.15m，伸入水下 0.5m，在挡渣板旁设一个浮渣收集装置，采用管径 DN=300mm 的排渣管排出池外。

3.5.12 出水渠道

出水槽设在沉淀池周边，双侧收集三角堰出水，距离沉淀池内壁 0.4m，出水槽宽 0.5m，深 0.7m，有效水深 0.40m，水平流速 0.77m/s。出水槽将三角堰出水汇集送入出水管道，出水管道将出水送到集水井。出水管道采用钢管，直径为 DN=800mm，管内流速 0.61m/s。

沉淀池采用周边传动刮泥机，周边传动刮泥机的线速度为 2-3m/min，刮泥机底部设有刮泥板，将污泥推入污泥斗，刮泥机上部设有刮渣板，将浮渣刮进排渣装置。

3.5.13 排泥管

沉淀池采用重力排泥，排泥管管径 DN=300mm，排泥管伸入污泥斗底部，连续将污泥排出池外贮泥池内。

3.6 曝气池

设计中采用 A2/O 活性污泥法。

3.6.1 设计参数计算

污水经过一级处理后，BOD5 去除 20%，SS 去除率为 50%，经过二级处理后出水中 BOD5 的浓度小于 20mg/L,SS 浓度小于 20mg/L。

则进入曝气池中污水的 BOD5 浓度为

Sa=SY*（1-20%）=140*80%=112 mg/L

进入曝气池中污水的 SS 浓度为

La=LY*(1-50%)=220*50%=110.mg/L

进入曝气池中污水的 TN 浓度为:40 mg/L, 进入曝气池中污水的 TP 浓度为:6 mg/L。

1. 水力停留时间

一般采用 6—8h,设计中取 t=8h

2. 曝气池内活性污泥浓度 Xv,一般采用 2000-4000mg/L　设计中取 Xv=3000 mg/L。

3. 回流污泥浓度

$$Xr = \frac{10^6}{SVI} \bullet r$$

式中　　SVI——污泥指数，一般采用 100

r——系数一般采用 1.2

$$Xr = \frac{10^6}{100} \bullet 1.2 = 12000 mg/L$$

4. 污泥回流比

$$X_v = \frac{R}{1+R} \bullet X_r'$$

式中　　f——MLVSS/MLSS 值 一般采用 07-08，设计中取 0.75

X_r' ——回流污泥浓度，X_r'=f×Xr=0.75×12000=9000mg/L

3000=R/(1+R)×9000

解得： R=0.5

5. TN 去除率

$$e = \frac{S_{1-}S_2}{S_1} \times 100\%$$

式中　S1——进水 TN 浓度

S2——出水 TN 浓度

$$e = \frac{40-20}{40} \times 100\% = 50\%$$

6. 内回流倍数

R 内=e/(1-e)=0.50/(1-0.50)=0.50,设计中取 R 内为 100%

3.6.2 平面尺寸计算

1. 总有效容积

V=Qt

式中　V——总有效容积（m3）

Q——进水流量（m3/d），按平均流量计；

T——水里停留时间（d）。

V=30067.2×8/24=10022.40m3

厌氧、缺氧、好氧水力停留时间比为：1：1：3，则每段的停留时间为：

厌氧池内水力停留时间 t1=1.6h；

缺氧池内水力停留时间 t2=1.6h；

好氧池内水力停留时间 t3=4.8h。

2. 平面尺寸

曝气池总面积

A=V/h

式中　A——曝气池总面积（m2）

h——曝气池有效水深（m）

设计中取　h=4.2m

A=10022.40/4.2=2386.29m2

设两组曝气池 即 N=2

每组曝气池面积

A1=2386.29/2=1193.15m2

每组曝气池设 5 廊道，第一廊道为厌氧段，第二廊道为缺氧段，后 3 个廊道为好氧段，每廊道宽取 5.0m，则每廊道长

L=A1/bn

式中　b——每个廊道宽（m）

n——廊道数

L=1193.15/5.0×5.0 =47.73 m

曝气池总高

H=h1+h

式中　h1——曝气池超高，设计中取 0.5m

H=0.5+4.2=4.7m

3.6.3 进出水系统

1. 进水设计

初沉池的出水通过 DN=600mm 的管道送入曝气池首端的进水渠道，污水流速为 0.88，然后向曝气池配水，反应池采用潜孔进水，孔口面积

$$F=\frac{Q}{Nv_2}$$

式中　v2——孔口流速，一般采取 0.2-1.5m/s，设计中取 0.4m/s。

$$F=\frac{0.50}{2\times0.4}=0.625m^2$$

每个孔口尺寸 0.8m×0.4m，则孔口数

n=F/f=0.625/(0.8*0.4)=2

2. 出水设计

采用矩形孔口出水，孔口宽度相同，即 b=1.0m，污水出流量考虑回流污泥量、回流量，则总出水设计流量 Q=0.50+0.348×100%=0.848 m3/s

A2/O 反应池总出水管用 DN1000 送入二沉池，管内流速为 1.09m/s。

3.6.4 其他管道设计

1. 污泥回流管

二沉池的污泥需要回流至曝气池首端，因此应设污泥回流管，污泥回流管管径为：

$$d_2=\sqrt{\frac{4Q_2}{\pi v_5}}$$

式中：d2——污泥回流管管径，m；

Q2——每组曝气池回流污泥量，m3/s；

v5——回流污泥管内污泥流速，m/s；一般取值为 0.6~2.0m/s。

本设计取回流污泥管内污泥流速 v 5=1.0m/s，则：

$d_2=\sqrt{\frac{4\times0.348\times1.0}{3.14\times1.0}}=0.280$，取为 300mm。

2.消化液回流管

回流比 50%，从二沉池出水回至缺氧段首端，管径为 400mm，管内流速为 0.9m/s。

3.6.5 **剩余污泥量** W

剩余活性污泥：

$$W = \alpha Q_{平} S_r - bVX_V + L_r Q_{平} \times 50\%$$
$$= 0.6 \times 30067.2 \times 0.12 - 0.05 \times 10022.40 \times 3 + 0.20 \times 30067.2 \times 50\%$$
$$= 3668.20 \text{kg}/d$$

式中 a——污泥产率系数，一般采用 05-07，设计中取 0.6

b——污泥自身氧化系数（d-1 ）设计中取 0.05

Lr——反应池去除的 SS 浓度，Lr=220-20=200mg/L=0.200kg/m3；

Sr——反应池去除的 BOD5 浓，Sr=140-20=120mg/L=0.120kg/m3。

3.6.6 **曝气系统计算**

1. 需氧量

(1) 平均时需氧量

$$O_2 = aQS_r + bVX_V$$

式中：O2——混合液需氧量，kgO2/d；

a——活性污泥微生物每代谢 1kgBOD 所需的氧气 kg 数；对于生活污水，a 值介于 0.42~0.53 之间；

Q——污水的平均流量，m3/d；

Sr——被降解的 BOD 浓度，g/L；

b——每 1kg 活性污泥每天自身氧化所需要的氧气 kg 数；b 值介于 0.188~0.11 之间；

V——曝气池有效容积，m3；

XV——挥发性总悬浮固体浓度，g/L。

本设计取 a=0.5，b=0.15，则：

$$O_2 = 0.5 \times 30067.2 \times \frac{140-20}{1000} + 0.15 \times 6013.44 \times \frac{3000}{1000} = 4510.10 \text{kg}/d = 187.92 kg/h$$

（2）最大时需氧量

将污水的平均流量换为最大流量，用同上的公式计算，得到最大时需氧量：

$$O_{2\max} = 0.5 \times 43200 \times \frac{140-20}{1000} + 0.15 \times 6013.44 \times \frac{3000}{1000} = 5298.10 \text{kg}/d = 220.80 kg/h$$

(3) 最大时需氧量与平均时需氧量之比

$$\frac{O_{2\max}}{O_2}=\frac{220.80}{187.92}=1.18$$

2. 供气量

采用 WM-180 型网状膜微孔空气扩散器，每个扩散器的服务面积为 0.49m2，敷设于池底 0.2m 处，淹没深度为 4.0m，计算温度定为 30℃。

查表得 20℃和 30℃时，水中饱和溶解氧值为：

CS(20)=9.17mg/L；CS(30)=7.63mg/L

(1) 空气扩散器出口处的绝对压力

Pb=1.013×10^5+9800H

式中：Pb——出口处绝对压力，Pa；

H——扩散器上淹没深度，m；本设计 H =4m。

$$P_b=1.013\times10^5+9800\times4=1.405\times10^5 Pa$$

空气离开曝气池池面时，氧的百分比为：

$$O_t=\frac{21(1-E_A)}{79+21(1-E_A)}\times100\%$$

式中：EA——空气扩散器的氧转移效率；取 12%。则：

$$O_t=\frac{21\times(1-0.12)}{79+21\times(1-0.12)}\times100\%=18.43\%$$

（2） 曝气池混合液中平均氧饱和度（按最不利的温度条件考虑）

$$C_{sb(30)}=C_s(\frac{P_b}{2.066\times10^5}+\frac{O_t}{42})$$

式中：Csb(30)——30℃时，鼓风曝气池内混合液溶解氧饱和度的平均值，mg/L；

Cs——26℃时，在大气压力条件下，氧的饱和度，mg/L。

$$C_{sb(30)}=7.63\times(\frac{1.405\times10^5}{2.066\times10^5}+\frac{18.43}{42})=8.54mg/L$$

换算为在 20℃条件下，脱氧清水的充氧量

$$R_0=\frac{RC_{sb(20)}}{\alpha[\beta\cdot\rho\cdot C_{sb(T)}-C]\cdot1.024^{T-20}}$$

式中：R——混合液需氧量，kg/h；

Csb(20)——20℃时，鼓风曝气池内混合液溶解氧饱和度的平均值，mg/L；

α、β——修正系数；

ρ——压力修正系数；

C——曝气池出口处溶解氧浓度，mg/L。

本设计取α=0.82，β=0.95，ρ=1.0，C=2.0，则：

平均时需氧量为：

$$R_0=\frac{187.92\times9.17}{0.82\times\left[0.95\times1\times8.54-2\right]\times1.024^{30-20}}=271.20kg/h$$

最大时需氧量为：

$$R_{0\max}=\frac{220.80\times9.17}{0.82\times\left[0.95\times1\times8.54-2\right]\times1.024^{30-20}}=318.65kg/h$$

（3） 曝气池供气量

曝气池平均时供气量为：

$$G_s=\frac{R_0}{0.3E_A}=\frac{271.20}{0.3\times0.12}=7533.34m^3/h$$

曝气池最大时供气量为：

$$G_{S\max}=\frac{318.65}{0.3\times0.12}=8851.40\ m^3/h$$

3. 空气管路计算

根据曝气池平面图布置空气管道，在相邻的两个廊道的隔墙上设一根干管，共 4 根干管。在 2 根干管上各设 18 对曝气竖管，另外 2 根干管上各设 18 根曝气树管，共 108 根配气竖管。曝气池共设 108 根配气竖管，每根竖管的供气量为：

$$\frac{8851.42}{108}=81.96m^3/h$$

曝气池的曝气面积为 1431.9m2，每个空气扩散器的服务面积按 0.49 m2 计，则所需空气扩散器的总数为：

$$\frac{1431.9}{0.49}=2925个$$

每根竖管上安装的空气扩散器的个数为：

$$\frac{2925}{108}=27.08$$

装 订 线

取为 28 个，则空气扩散器总数为 3024 个。

每个空气扩散器的配气量为：

$$\frac{8851.40}{3024}=2.93\mathrm{m}^3/h$$

4. 空压机选择

空气扩散装置安装在距离池底 0.2m 处，曝气池有效水深为 4.2m，空气管路内的水头损失按 1.0m 计，则空压机所需压力为：

P=（4.2-0.2+1.0）×9.8=49kPa

空压机供气量：

最大时：

$$G_{s\max}=8851.40m^3/h=147.53m^3/\min$$

平均时：

$$G_s=7533.34m^3/h=125.56m^3/\min$$

（接至鼓风机房的干管：D=500，v=12.54m/s；接至曝气池的干管：D=350，v=12.80m/s）

根据所需压力及空气量，选择 LG60 型鼓风机，共 4 台，该鼓风机风压 68.60kPa，风量 60m3/min。正常条件下，3 台工作，1 台备用；高负荷时，3 台工作，1 台备用。

3.7 二次沉淀池

设计中采用辐流沉淀池，中心进水，周边出水，设两组，N=2，每池设计流量为 0.25m3/s，从曝气池流出的混合液进入集配水井，经过集配水井分配流量后流进辐流沉淀池。

3.7.1 沉淀池表面积

$$F=\frac{Q\times3600}{q'}$$

式中　F——沉淀部分有效面积（m2）；

Q——设计流量（m3/s）；

q'——表面负荷（m3/m2.h），一般采用 1.0~1.5 m3/m2.h。

本设计取沉淀池的表面负荷 q'=1.4 m3/m2.h。

装 订 线

$$F = 0.25 \times 3600 / 1.4 = 642.86 m^2$$

3.7.2 沉淀池直径

$$D = \sqrt{\frac{4F}{\pi}}$$

式中　D——沉淀池直径（m）；

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 642.86}{3.14}} = 28.62 m$$

本设计直径取为 28.7m，则半径为 14.35m。

3.7.3 沉淀池有效水深

$$h_2 = q' \times t$$

式中　h2——沉淀池有效水深（m）；

t——沉淀时间（h），一般采用 1.5—3.0h。

本设计取沉淀时间 t=2.5h

$$h_2 = 1.4 \times 2.5 = 3.5 m$$

3.7.4 污泥部分所需容积

$$V_1 = \frac{2(1+R)Q_0 X}{\frac{1}{2}(X + X_r)N}$$

式中　V1——污泥部分所需容积（m3）；

Q0——污水平均流量（m3/s），由原始资料可知 Q0=0.348m3/s；

R——污泥回流比，取 0.5；

X——曝气池中污泥浓度（mg/L）；

Xr——二沉池排泥浓度（mg/L）。

$$X_r = \frac{10^6}{SVI} r$$

$$X = \frac{R}{1+R} X_r$$

式中 SVI——污泥容积指数，一般为 70~150，取 100；

r——系数，一般常用 1.2。

Xr=12000 mg/L

X=4000mg/L

$$V_1=\frac{2(1+R)Q_0X}{\frac{1}{2}(X+X_r)\ N}=\frac{2\times(1+0.5)\times0.348\times3600\times4000}{\frac{1}{2}\times(4000+12000)\times2}=939.60_{m3}$$

3.7.5 沉淀池总高度

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

式中：H——沉淀池总高度（m）；

h1——沉淀池超高（m），一般采用 0.3~0.5m；

h3——沉淀池缓冲层高度（m），一般采用 0.3m；

h4——沉淀池底部圆锥体高度（m）；

h5——沉淀池污泥区高度（m）。

本设计取沉淀池超高 h1=0.3m，沉淀池缓冲层高度 h3=0.3m。

根据污泥部分容积过大及二沉池污泥的特点，采用机械刮吸泥机连续排泥，按构造要求在池底设一深度为 0.5m 的污泥斗。池底坡度取 0.05。

h4=(r-r1)×i

式中 h4——沉淀池底部圆锥体高度（m）；

r——沉淀池半径（m）；

r1——沉淀池进水竖井半径（m），取 1.0m；

i——沉淀池池底坡度。

$$h_4=(r-r_1)\times i=(14.35-1.0)\times0.05=0.67m$$

$$h_5=\frac{V_1-V_2}{F}$$

式中 V1——污泥部分所需容积（m3）；

V2——沉淀池底部圆锥体容积（m3）；

F——沉淀池表面积（m2）。

$$V_2=\frac{\pi}{3}\times h_4\times(r^2+r\times r_1+r_1^2)=\frac{\pi}{3}\times0.67\times(14.35^2+14.35\times1.0+1.0^2)=155.25m^3$$

$$h_5=\frac{939.60-155.25}{642.86}=1.23m$$

H=0.3+3.5+0.3+0.67+1.23=6.0m

3.7.6 进水管的计算

单池设计流量：Q =0.25m3/s

进水管设计流量 Q1：Q1 =Q+RQ_0=0.25＋0.348×0.5 / 2＝0.337m3/s

进水管管径 D1=600 mm；

流速v：
$$v=\frac{Q}{A}=\frac{4Q_1}{\pi D_1^2}$$

$$v=\frac{4\times0.337}{3.14\times0.6^2}=1.20m/s$$

3.7.7 进水竖井计算

进水竖井直径采用 D2=2.0m，

进水竖井采用多孔配水，配水口尺寸 a×b=0.4m×0.8m，共设 6 个沿井壁均匀分布；

流速v：　$v=\frac{Q_1}{A}=\frac{0.337}{0.4\times0.8\times6}=0.18m/s$＜（0.15～0.2$m/s$）符合要求；

孔距l：

$$l=\frac{D_2\pi-a\times6}{6}=\frac{2.0\times3.14-0.4\times6}{6}=0.65m$$

3.7.8 稳流筒计算

筒中流速：v3 =0.03～0.02m/s（设计中取 0.02）

稳流筒过流面积：

$$f=\frac{Q_1}{v_3}=\frac{0.337}{0.02}=16.85\ m^2$$

稳流筒直径D_3：

$$D_3=\sqrt{\frac{4f}{\pi}+D_2^{\ 2}}=\sqrt{\frac{4\times16.85}{3.14}+2^2}=5.1m$$

3.7.9 出水槽计算

采用双边 90°

三角堰出水槽集水，出水槽沿池壁环形布置，环形槽中水流由左右两侧汇入出水口。

每侧流量:Q=0.25/2 =0.125 m3/s

集水槽中流速:v=0.6 m/s

设集水槽宽 B=0.5m

槽内终点水深h_2：$h_2=\frac{Q}{vB}=\frac{0.125}{0.6\times0.5}=0.42$ m

槽内起点水深h_1：$h_1=\sqrt{\frac{2h_k^{\ 3}}{h_2}+h_2^{\ 2}}$

$$h_k=\sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gB^2}}$$

式中 hk——槽内临界水深（m）；

α——系数，α=1；

g——系数，g=9.81。

$h_k=\sqrt[3]{\frac{1\times0.125^2}{9.8\times0.5^2}}=0.43m$

$h_1=\sqrt{\frac{2\times0.43^3}{0.42}+0.42^2}=0.75m$

设出水堰后自由跌落：0.1m

集水槽高度：0.1＋0.75=0.85m,设计中取 0.85m

集水槽断面尺寸为：0.5m×0.85m

3.7.10 出水堰计算

出水堰采用三角溢流堰，设堰个数为n

总流量为 $Q=0.25\mathrm{m}^3/s$

每个堰的流量为 $q=\frac{Q}{n}$

水槽距池壁 0.5m

堰长L：

以上内容仅为本文档的试下载部分，为可阅读页数的一半内容。如要下载或阅读全文，请访问：
https://d.book118.com/848127020043007014

装
订
线