

摘 要

环境污染问题是关系到能否实现可持续发展目标的重要问题，其中水资源的过度开发和不合理利用问题尤为突出。因此，合理利用水资源，改善水处理现状的问题已迫在眉睫。

本设计是针对上海市松江区某区域的排水工程，包括城市排水管网系统的设计和城市污水处理厂的设计两个部分。排水管网系统采用分流制排水体制，共设计了 1 和 2 两套方案，经过技术经济比较，选择 2 方案。经过数据分析与计算后，该区域污水处理厂工程总规模达到 75000 立方米/日，结合城市所处的地理位置以及脱氮除磷的要求，对污水处理厂以卡鲁赛尔氧化沟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。该污水处理主要工艺流程为：从粗格栅到污水提升泵房，再进入细格栅，平流式沉砂池，卡鲁赛尔氧化沟，辐流式二次沉淀池，再依次进入平流式消毒接触池，巴式计量槽，最后出水排放。此外，本设计采用聚合氯化铝药剂同步投加至氧化沟的方法来进行化学除磷，以期达到出水水质中磷含量的排放标准。污泥处理流程为：从二次沉淀池排除的剩余污泥首先进入污泥泵房，再进入污泥浓缩池，贮泥池，污泥脱水机房，最终泥饼外运。通过此工艺的处理，出水水质将达到《城镇污水处理厂污染物排放标准》中的一级 B 标准。经过设计，最终完成污水及雨水管网平面图两张、毕业设计说明书一份、污水处理厂平面布置图及高程图三张、若干张单项处理构筑物工艺图设计，其中主要是完成卡鲁赛尔氧化沟反应池的平面图和剖面图，辐流式二次沉淀池的平面图和剖面图等。

关键词：脱氮除磷；城市排水管网；卡鲁赛尔氧化沟；城市污水处理厂

ABSTRACT

The problem of environmental pollution is an important issue which is related to whether the goal of sustainable development can be achieved, among which the over-exploitation and irrational use of water resources are particularly prominent. Therefore, the issue of rational use of water resources and improvement of the current status of water treatment is imminent.

This design is aimed at a drainage project in a certain area of Songjiang District, Shanghai, including two parts: the design of urban drainage pipe network system and the design of urban sewage farm. The drainage pipe network system adopts a separate flow system, and a total of 1 and 2 sets of schemes are designed. After technical and economic comparison, 2 schemes are selected. After data analysis and calculation, the total scale of sewage farm project in the region reached 75000 cubic meters per day. According to the geographical location of the city and the requirements of nitrogen and phosphorus removal, the selection of the main secondary treatment process flow called the Carrousel oxidation ditch is given, and the detailed design and calculation of the sewage and sludge structure monomer are carried out. The main technological process of the sewage treatment is: from the coarse grid to the sewage lifting pump room, then to the fine grid, the advection type grit tank, the Carrousel oxidation ditch, the radial flow type secondary sedimentation tank, and then the advection type Disinfect the contact pool, the Pakistan-type measuring tank, and finally discharge the water. In addition, this design uses the methods of synchronous addition of polyaluminum chloride reagent to the oxidation ditch to carry out chemical phosphorus removal in order to meet the discharge standard of phosphorus content in the effluent quality. The sludge treatment process is as follows: the remaining sludge removed from the secondary sedimentation tank first enters the sludge pump room, then enters the sludge thickening tank, sludge storage tank, sludge dewatering machine room, and finally the sludge cake is transported out. Through the treatment of this process, the effluent quality will reach the Grade B standard in the “Discharge Standard of Pollutants f urban Sewage Treatment Plants”. After the design, two plans of sewage and rainwater pipe network, one copy of graduation design specification, three plans of layout and elevation of sewage treatment plant, and several drawings of individual treatment structures were completed. In the design of the

process diagram of the single-treatment structure, the plan and section of the Carrousel oxidation ditch reaction tank are mainly completed, and the plan and section of the radial flow secondary sedimentation tank are obtained.

Key words: nitrogen and phosphorus removal; urban drainage network; carrousel oxidation ditch; urban sewage treatment plant

目 录

摘 要.....	I
ABSTRACT.....	II
第 1 章 绪论.....	1
1.1 工程背景.....	1
1.1.1 选题意义.....	1
1.1.2 国内外研究现状.....	1
1.1.3 设计原始资料.....	5
1.2 设计依据及设计内容.....	6
1.2.1 设计依据.....	6
1.2.2 设计内容.....	7
第 2 章 城市排水管网设计与计算.....	7
2.1 排水现状.....	7
2.2 官网设计范围.....	8
2.3 官网设计原则.....	8
2.4 排水体制的确定.....	9
2.5 污水管网的设计及计算.....	9
2.5.1 污水管网设计方案的确定.....	10
2.5.2 污水管网的水力计算.....	12
2.6 雨水管网的设计及计算.....	16
2.6.1 雨水管网设计方案的确定.....	16
2.6.2 雨水管网的水力计算.....	18
第 3 章 城市污水处理工艺方案设计.....	20
3.1 污水处理厂的设计规模.....	20
3.1.1 生活污水设计流量.....	20
3.1.2 工业废水设计流量.....	23
3.1.3 地下水渗入量.....	23
3.1.4 城市污水设计总流量.....	23
3.2 污水处理程度的确定.....	23
3.2.1 污水处理厂设计进水水质.....	23

3.2.2 污水处理厂设计出水水质.....	24
3.3 污水处理厂去除率.....	24
3.3.1 污染物去除率的计算.....	24
3.3.2 处理后的污水去路.....	25
3.3.3 处理后的污泥出路.....	25
3.4 污水处理工艺流程的确定.....	25
3.4.1 污水生化处理的可能性.....	25
3.4.2 生物脱氮除磷原理.....	26
3.4.3 工艺类别及流程组成.....	28
3.4.4 工艺的选择.....	29
3.4.5 工艺流程的确定.....	29
第 4 章 污水处理构筑物的设计计算.....	30
4.1 粗格栅.....	30
4.1.1 设计参数.....	30
4.1.2 设计计算.....	31
4.2 污水提升泵房.....	34
4.2.1 设计参数.....	34
4.2.2 泵房的设计计算.....	34
4.3 细格栅.....	35
4.3.1 设计参数.....	35
4.3.2 设计计算.....	35
4.4 沉砂池.....	38
4.4.1 设计参数的选择.....	39
4.4.2 设计计算.....	39
4.5 氧化沟.....	43
4.5.1 设计参数.....	44
4.5.2 设计计算.....	45
4.6 二次沉淀池.....	52
4.6.1 设计参数.....	52
4.6.2 设计计算.....	53
4.7 加氯间.....	58
4.7.1 设计参数.....	58

4.7.2 设计计算.....	58
4.8 平流式消毒接触池.....	60
4.8.1 已知条件.....	60
4.8.2 设计计算.....	60
4.9 化学除磷.....	61
4.9.1 已知条件.....	61
4.9.2 设计计算.....	61
第 5 章 污泥处理构筑物的设计计算.....	63
5.1 污泥泵房.....	63
5.1.1 设计参数.....	63
5.1.2 设计计算.....	63
5.1.3 设备选型.....	64
5.2 污泥浓缩池.....	64
5.2.1 设计参数.....	64
5.2.2 设计计算.....	64
5.3 贮泥池.....	66
5.3.1 设计参数.....	66
5.3.2 设计计算.....	66
5.4 污泥脱水机房.....	67
第 6 章 附属设备的设计与计算.....	68
6.1 配水井.....	68
6.2 计量设备.....	70
6.2.1 设计参数.....	70
6.2.2 设计计算.....	70
6.3 混合设备.....	71
第 7 章 城市污水处理厂的布置.....	72
7.1 污水厂的平面布置.....	72
7.2 污水厂的高程布置.....	73
7.2.1 污水的高程布置.....	73
7.2.2 污泥的高程布置.....	77
参考文献.....	79

外文翻译原文.....	81
外文翻译译文.....	99
致谢.....	124
附录 A.....	125
附录 B.....	126
附录 C.....	135
附录 D.....	140
附录 E.....	141

第 I 章 绪论

1.1 工程背景

1.1.1 选题意义

本设计为上海市松江区某区域的排水工程，上海市松江区位于上海的西南部，长江三角洲以内，黄浦江中上游。随着该区城市人口的增多和工业及旅游业的发展，传统的排水管网已落后于高速发展的城市；并且伴随着城市污水排放量日益增加，若污水中的氮磷等营养物质未经合理处理直接排放到河流，将会对水体造成污染，势必对城市的发展造成一定的影响，所以，该区排水工程的设计与修建刻不容缓！因此，必须合理布置排水管网以利于污水的排放收集，除此以外，污水处理厂需对排放的污水进行必要的处理以达到国家规定的排放标准。

1.1.2 国内外研究现状

在今天，对于城镇污废水处理的过程中，具有脱氮除磷工艺的污水生物处理技术可分为活性污泥法（悬浮生长型）和生物膜法（附着生长型）两大类。活性污泥法的典型污水处理工艺有：氧化沟、A/A/O 法、SBR 工艺、传统活性污泥法、A/O 法等等；生物膜法典型污水处理工艺有生物接触氧化法、普通生物滤池等等。近年国内外虽有以物理和化学处理法取代生物处理的尝试，但在城镇污水处理领域内，目前生物处理法仍是主流。

1.1.2.1 活性污泥法

1.氧化沟法

氧化沟工艺是活性污泥法的一种变形，目前已经成为一种成熟的活性污泥污水处理工艺而在全国范围内得到应用，该工艺与传统的活性污泥法相比，其主体反应池是一种首尾依次相连的循环流曝气沟渠，污水逐步流入其中而得到净化。

由于氧化沟具有如下特性：较长的水力停留时间，较低的有机负荷和较长的污泥龄，因此与传统的活性污泥法相比，可以省略初次沉淀池和污泥消化池的布置，简化预处理过程，而且有的氧化沟省略了二次沉淀池和污泥回流装置，比如一体式氧化沟，是将氧化沟和二次沉淀池合建于一体，这不仅简化了处理工艺，而且能够节约污水厂的总占地面积。氧化沟之所以能够保证较好的处理效果，这与其连续环式反应池和曝

气装置定位布置的巧妙结合是分不开的。在反应池体内独有的推流作用下，保证了溶解氧浓度能够沿池长方向逐步形成浓度梯度，并进一步形成好氧、缺氧、和厌氧的条件，最后取得较好的脱氮除磷效果。由于具有上述的工艺特点，氧化沟工艺已作为市政污水处理厂中占比最前的工艺之一。

2. A/A/O 法（厌氧/缺氧/好氧）

A/A/O 工艺一般能够达到如下处理效率： BOD_5 （五日生物化学需氧量）和 SS（悬浮物）为 90%以上，总氮为 70%以上，磷为 90%左右，并且该工艺一般适用于要求有脱氮除磷效果的大中型污水厂。该工艺是将缺氧池加入厌氧-好氧生物除磷工艺中，并且在缺氧池前端会有好氧池回流的一部分混合液，以期能够更好的达到硝化脱氮的目的，从而使得氧化沟工艺具有同时去除 BOD_5 、SS、N、P 这些污染物的功能。纵观所有能够同时进行脱氮除磷和去除有机物的工艺中，该工艺不仅总的水力停留时间比其他工艺少，而且流程最为简单，具有较好的耐冲击负荷，污泥沉降性能好等优势。但是 A/A/O 法污泥内回流量大，能耗较高，故和普通活性污泥法相比，它的基建费和运行费用均较高，除此之外，它对于运行管理过程也有很高的要求。因此针对于我国目前的国情来说，当处理后的污水排入水体后引起水体富营养化，造成污染时才采用此类工艺。

3. SBR 工艺（序批式活性污泥法）

SBR 工艺是按照进水、反应、沉淀、出水、闲置 5 个阶段在一个反应器内逐步完成生物降解，进而泥水分离的污水处理工艺，其处理过程为水中的部分细菌对初期污染物进行吸附去除，然后微生物对污水中的有机污染物进行降解，不仅提高了出水水质，而且为微生物的生长提供了充分的养料，接着水中部分微生物聚集在一起，形成颗粒较大的絮凝体，最终絮凝体在自身重力的作用下沉淀的过程。SBR 反应池是 SBR 技术的关键所在，该池能够将均化反应池，初次沉淀池，二次沉淀池和生物降解等多个功能集中于一体，不需要另外设置污泥回流系统。综合来说，比较适用于流量变化较大和间歇排放的场合。

SBR 工艺不仅能够使污水在理想的静止状态下短时间内沉淀，出水水质好，具有稳定的运行效果；而且处理过程中所需的处理设备少，结构简单，主体设备只需一个序批式间歇反应器（核心反应池），此外，该工艺也无需设置二沉池，污泥回流系统，由于 SBR 反应池将多个功能集中于一体，故也可以不进行调节池和初沉池的布置，因此该工艺也具有操作和维护管理方便，占地面积省等优点，但由于其存在间歇

周期运行，进而对自控要求高；污泥稳定性不如厌氧消化好，还需进一步消化处理；脱氮除磷效果不太高等劣势。

4.传统活性污泥法

活性污泥法处理工艺主要由曝气池（主反应池）、二次沉淀池、曝气系统及污泥回流系统等部分组成，同时它也是目前应用最为广泛之一的废水生物处理技术。该工艺具有以下优点：处理工艺积累的运行经验丰富，技术相对成熟；对有机物去除能够达到较好的处理效果，一般来说，对 BOD_5 的去除率高达百分之九十到百分之九十五；反应池不易于抵抗较强的冲击负荷，故对那些进水水质稳定，对出水水质要求高的大型污水处理厂有着良好的适用条件。除此之外，该工艺也有较多不足之处，其中最明显的一点是脱氮除磷效率低，通常有 10%-30% 仅此而已；除此之外，主反应池的需氧量与供氧量差距较大，出现首段供氧不足，而末端氧气过剩的情况，造成浪费；由于其曝气池一般具有较长的水力停留时间，主反应池占地面积大，从而导致基建费用增多的问题等。

5. A/O 法（缺氧/好氧）

A/O 工艺一般适用于中小型的城市生活污水处理。该工艺对废水中的有机物，氨氮等均有较高的去除效果，效率高；主要以废水中的有机物作为反硝化的碳源，故不需要额外投加碳源，具有流程简单，运行投资费用低的优点，但由于该工艺对难降解物质降解效果有待进一步商榷，并且没有独立的污泥回流系统；由于从曝气池内循环的混合液中除携带有机物，微生物以外，还带有一定浓度的溶解氧，故会使 A 段不能保持原有假设的缺氧状态，造成反硝化效率降低，故脱氮效果相比于其他工艺不是很理想。

1.1.2.2 生物膜法

与活性污泥法相比，生物膜法无论是从环境温度还是载体的比表面积来说，他的敏感性均高于活性污泥法。举例来说，气温过高会改变微生物的适宜生长环境，影响生物膜的活性，进而引起生物膜的坏死或脱落，同理，气温过低也是如此。除此以外，载体的比表面积大小对生物膜的处理效率也起着举足轻重的影响，若所选用的比表面积不达要求，就需要增加投资费用来增加处理池的面积，以期达到预期的处理效果。

1.生物接触氧化法

生物接触氧化池是由接触氧化池池体、填料及支架、供气装置、布水集水装置及排泥和放空装置等主要部件组成。该工艺具有众多优点，如操作过程简单，易于进行维护，不产生污泥膨胀；污泥生成量少且颗粒较大，易于沉淀；抵抗冲击负荷的适应能力较强等，但是池体中填料易于堵塞且更换填料困难，布水布气的均匀性有待进一步商榷。

多年以来，生物氧化处理技术在我国的生活污废水、印纺织等工业废水处理方面得到了越来越广泛的应用，除此之外，该技术在日本、美国也得到了迅速的发展，在生活污水和食品加工，石油化工等工业废水的处理过程中得到了广泛的应用，在处理微污染地表源水方面也有一定的应用；在日本生物接触氧化处理技术更是污水处理的首选工艺，并公布了一系列构造准则，使得该技术的应用更加规范化和系列化。

2. 普通生物滤池

普通生物滤池主要由池体、滤料、布水装置和排水系统四部分组成，该工艺可适用于日处理污水量不大于 $1000m^3$ 的小城镇污水或有机性工业废水的处理。该工艺的 BOD_5 去除率可达百分之九十到百分之九十五以上，运行维护方面简便，但由于池体不适于处理量大的污水，占地面积较大，池内滤料易堵塞，会产生滤池蝇导致环境卫生恶化，故近年来应用逐渐减少，有日渐淘汰的趋势。

3. 生物转盘

生物转盘是由盘片、接触反应槽、转轴及驱动装置所组成，当转盘浸没于反应槽内污水时，污水中的有机物在好氧条件下被转盘上的生物膜所吸附降解，同时转盘不断转动将空气中的氧携带至反应槽污水中，补充污水中的溶解氧，这样可以使衰老脱落的生物膜能够继续保持好氧降解有机物的活性，最终随出水流入二次沉淀池中进行泥水分离。

生物转盘具有净化效果好和能源消耗低等优点，所以在全世界的污水处理和工业废水处理领域都得到了广泛的研究与应用，但由于生物转盘基建费用较高，占地面积较大，卫生条件较差，因此它一般只适用于小城镇污水和某些工业废水的单独处理，处理范围有限。

1. 1. 2. 3 其他处理法

生物处理法是一种较传统的水处理方式，具有运行成本低，处理效果较好等优势。但生物处理法同时也存在占地面积大，自动化程度低，耐冲击负荷能力较弱，污泥量

大，增加了后续处理难度；不能应用于可生化性差，水质毒性大，水质稳定性低的污染水的处理，因此物化处理法在一定场合下也具有良好的适用性。

1.物理处理法

物理处理法常作为一种预处理的方法应用于污水处理。预处理的目的是通过回收废水中的有用成分，或对一些难生物降解物进行处理，从而达到去除有机物，提高生化性，降低生化生化处理负荷，提高处理效率。一般常用的物化法有絮凝沉淀（气浮）、吸附法等。

2.化学处理法

化学处理法能够通过化学反应和传质作用，来进一步分离、回收污水中那些呈溶解、胶体状态的污染物质，或将其转换为稳定的无害物质。根据作用类型的不同，可分为加药法，电解法，物理化学法。其中物理化学法应用较为广泛，而离子交换法和膜分离技术对较低浓度重金属离子废水的处理有不错的效果，电化学法因其处理成本低，稳定性好，占地面积小，自动化程度高，流程简单，抗冲击负荷能力强的特点广泛应用于重金属废水处理过程中。

1.1.3 设计原始资料

1.1.3.1 设计题目

上海市松江区某区域排水工程设计

1.1.3.2 基本资料

1.地理位置

上海市松江区位于长江三角洲内上海市西南部，黄浦江中上游。该区距上海市中心区约 40 公里，且沪杭高速公路和沪杭铁路贯穿全境，是上海西南的重要门户，整个区域南北长约 45 公里，东西宽约 50 公里，南宽北窄，略呈梯形。该区总面积约为 290.00 平方公里，其中陆地面积约占 87.91%，水域面积约占 12.09%。该区地势呈南北走向，北部地势高，南部地势低；以中间为分界线，中间低，两边高。人口约 26 万人，松江区辖 4 个街道、11 个镇：岳阳街道、永丰街道、方松街道、中山街道、泗泾镇、佘山镇、车墩镇、新桥镇、洞泾镇、九亭镇、泖港镇、石湖荡镇、新浜镇、叶榭镇、小昆山镇。松江区水源属黄浦江水系，上受淀山湖、太湖、浙北天目山等处来水，经黄浦江下泄入江海。全区域大小河道 1081 条段，均系强感潮河，其中市级河道 11 条，区级河道 63 条。

2.气象气候

松江区属北亚热带季风气候，温和湿润，四季分明，日照充分，雨量充沛。上海气候温和湿润，春秋较短，冬夏较长。

(1) 气温

年平均气温 15.5℃，极端最高温度 39.6℃，极端最低温度－10.5℃；

(2) 降水量

全区多年平均降水量约 1117 毫米；

(3) 日照蒸发

多年平均日照时数为 2025 小时；

(4) 冻土

土壤的冰冻深度：0.2 米；

3.水文地质资料

常年主导风向西北风，夏季主导风向南风。

下水道设在地区的土壤为：沙质粘土

土壤的冰冻深度：0.20 m

地下水位：距离地面 5-6 m

水体的最高水位：238.00 m

最低水位：230.00 m

常水位：234.00 m

1.2 设计依据及设计内容

1.2.1 设计依据

- (1) 《室外排水设计规范》（GB 50014—2006） 2016 年版
- (2) 《建筑中水设计规范》（GB 50336—2018）
- (3) 《泵站设计规范》（GB 50265—2010）
- (4) 《给水排水管道工程施工及验收规范》（GB 50268-2008）
- (5) 《给水排水构筑物工程施工及验收规范》（GB 50141—2008）
- (6) 《地表水环境质量标准》（GB 3838—2002）
- (7) 《城镇污水处理厂污染物排放标准》（GB 18918-2002）
- (8) 《城市排水工程规划规范》（GB 50318-2017）

- (9) 《污水综合排放标准》 (GB 8978—1996)
- (10) 《城镇污水处理厂污染物排放标准》 (GB 18918—2002)
- (11) 《城镇污水处理厂污泥泥质》 (GB 24188-2009)
- (12) 《城镇污水处理厂污泥处置分类》 (GB/T 23484-2009)

1.2.2 设计内容

(1) 排水管网工程定线

进行整个设计区域的污水管网,雨水管网定线,定线至少有两种完全不同的方案,并从技术和经济方面对这两种不同的方案进行技比较,从而选择一种较优的方案。

(2) 污水管网工程设计

完成污水管网的排水区域划分和设计管段编号,接着对污水设计管网的主干管,干管及支管进行详细的水力计算和高程计算。

(3) 雨水管网工程设计

对雨水管网的汇水区域进行划分,对相关的设计管段进行编号,最后对雨水设计管网的主干管和支管进行详细的水力计算和高程计算。

(4) 污水处理工艺设计

对污水处理厂中用来处理污水的各部分单体构筑物进行工艺施工图设计。

(5) 污泥处理工艺设计

对污水处理厂中用来处理污泥的各部分单体构筑物进行工艺施工图设计。

第 II 章 城市排水管网设计与计算

2.1 排水现状

排水现状：该区域范围内污水排放源主要为各乡镇农村居民生活污水，现有排水体系不完整，排水明沟、暗渠混杂，并且原有处理设施官网破损、治理效果较差，对生活污水和雨水未经合理处理，便直接排放，随沟渠排入河流。

2.2 管网设计范围

作为污水处理工程的配套工程，本管网设计范围为该区域内所有的污水及雨水收集管网和连接至污水处理厂的连接管网，完成原有管网修复及配套管网建设，使产生的污废水处理达标后排放。

2.3 管网设计原则

1.排水工程设计应满足国家城市建设的方针政策相关要求，具体需遵循以下原则：

（1）符合城市总体规划的原则。城市建设过程中很重要的一部分是排水管网布置，因此要从全局出发，使得排水管网和其他项工程建设相协调，进行合理的城市区域规划和系统布局，使其成为整个城市重要的组成部分。

（2）符合环境保护的要求，减少污染源，尽可能合理布局，并开展污（废）水的综合利用，变“废”为宝，解决污染问题，保护和改善环境，造福人民。

（3）充分发挥排水系统的功能，使其满足使用要求。在设计过程中，从大局出发，进行合理规划和布局，尽可能完善城市排水系统，使得污（废）水和雨水能够及时沿管道排除，避免出现积水为患的问题。除此之外，还需保证城市污（废）水进行合理处置后再排放，来进一步保护水体和环境卫生。

（4）要充分考虑现状，在掌握原有排水设施的基础上，根据实际存在的问题及能否进行合理改造以利用的情况，使得新规划排水系统与原有排水系统能够达到充分结合的效果。

（5）处理好近远期关系。规划中应以近期为主，远期为辅，做好分期建设的安排。

2.对于排水管网，其布置需遵循的原则如下：

（1）根据城市总体规划和当地实际情况来布置多个排水管网方案，并从技术和经济方面对多个方案进行比较，最终选择一种最优方案。

（2）首先根据区域过往排水条件和人口分布情况等来确定排水区域和划分排水体制，然后从干管到支管的顺序依次布置排水管网。

(3) 布置排水管道时需充分利用地形，尽可能利用重力流来排除城市的污水和雨水，并从管线长度和埋深角度考虑，为节约管材和方便施工，尽可能使管线长度越短和埋深越小，以期达到较好的排水效果。

(4) 除了协调好排水管网与其他管道、电缆和道路等工程的关系，还要考虑到排水管网与企业内部管网的衔接问题。

(5) 规划设计方案要尽可能保证管道施工方便，运行维护管理方便。

(6) 规划设计方案要将近期和远期相结合，且考虑到进一步发展，应尽可能安排分期进行施工。^[1]

2.4 排水体制的确定

排水体制一般根据是否在同一个混合管渠内排除生活污水、工业废水和雨水而将其分为合流制和分流制两种类型。合流制排水系统是将城市中的污水和废水在同一个管渠内混合排出的系统。针对于两种排水体制，各自有不同的优缺点和适用范围，如下表所示。

表 2.1 合流制与分流制的比较

	优点	缺点	适用范围
合流制	分流制的排水管道造价高于合流制； 城市污（废水）全部送往污水厂，有利于控制和防治水体污染；	管径较大，晴天时管内流速较低，易出现沉淀； 暴雨期间进水量激增，对污水厂会造成冲击；	旧城区的改造宜采用截留式合流制
分流制	较灵活，一般能满足卫生要求； 无论何种天气，该系统都可以保持管内正常流速，不致发生沉淀； 无论何时流入污水厂水量和水质变化较小，运行管理较为方便；	初期降雨未经合理处理就直接排放水体，对环境的危害较大；	新建地区的排水系统（降雨量少的干旱地区除外）

从地形图可以看出，城市被西北-东南走向的河流分为两区，雨水可就近排入附近河流，故雨水管径不会过大，节约了管材。通过河流对初期雨水的稀释处理，排水对水体的危害可以降到很低。因此综合以上因素，该区域采用完全分流制。

2.5 污水管网的设计及计算

排水管网系统是指污水和雨水的收集设施、污水官网、雨水官网、水量调节池、污水中途提升泵站、输送管渠和排放口等这些按一定原则组合成的整体。

2.5.1 污水管网设计方案的确定

1. 污水处理厂位置的选择及说明

根据地形图来看，该区域垂直于河流方向，地势向河流方向逐渐降低，这有利于管道的施工。根据风向资料来看，主导风向为西北风。将污水厂址选在城市东南角，靠近受纳水体的一方，方便处理水的就近排放。污水厂建造在河流下游，位于常年主导风向的下风向，既不会对城市的给水水源及自然环境造成污染，也不会影响城市的空气质量。因此综合考虑该区地形、地势及风向、河水流向等因素，在我看来，将污水处理厂建设在城市东南角是最优选择。

2. 污水管道定线

本设计由于等高线较稀疏，地势向河流方向逐渐降低，定线时可以充分利用这一点来进行顺坡布置污水管道以方便排水，因此可采用正交式布置形式，即污水主干管与等高线平行，污水干管与等高线垂直。^[9]

由于要从经济和技术方面进行比较，以选择最佳方案，故定线时我采用了两套方案，两个方案的污水厂均建造在城市东南角，靠近收纳水体的一方，距离居民区约104米。

定线方案1如图2.1所示

定线方案2如图2.2所示



图 2.1 污水管网定线方案 1



图 2.2 污水管网定线方案 2

3.排水管网方案技术经济比较

对比方案 1 和方案 2:

表 2.2 污水管网定线方案的比较

	相同点	不同点
方案 1	在 III 区和 IV 区	在 I 区和 II 区九个干管长度分别为 969 m，1235 m，

	定线方式完全相同	1491 m, 1666 m, 2529 m, 2520 m, 1645 m, 1935 m, 1533 m;
方案 2		在 I 区和 II 区八个干管长度分别为 932 m, 1239 m, 1300 m, 2713 m, 2475 m, 1615 m, 1881 m, 1531 m。

在同样服务面积内可见方案 1 的污水干管长要远大于方案 2, 且方案 1 的污水干管数量要多于方案 2, 而这一区域的污水总干管长度基本相等, 两方案除了此局部的不同外, 其他在污水厂的选址, 穿越河流等方面都是相同的。因此可以从技术角度看, 两方案没有较大的区别; 而从经济角度看, 方案 2 的造价要小于方案 1。

综上所述可以得出结论, 方案 2 优于方案 1。

2.5.2 污水管网的水力计算

在设计过程中, 首先要计算出设计管段的污水流量, 采用比流量法计算, 结果如表 2.10 所示。随后进行水力计算时采用均匀流公式, 如式 2.1 所示。

流量公式:

$$Q = A \times V \quad (2.1)$$

流速公式:

$$V = \frac{R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}}{n} \quad (2.2)$$

式中: Q — 设计流量, m^3/s ;

A — 水流有效断面面积, m^2 ;

V — 流速, m/s ;

R — 水力半径 (过水断面面积与湿周的比值), m ;

I — 水力坡度 (即水面坡度, 也等于管底坡度 i);

n — 管壁粗糙系数, 根据管渠材料而定。

2.5.2.1 污水管道设计参数的选择

1 排水管渠粗糙系数

表 2.3 排水管渠粗糙系数

管渠类别	粗糙系数 n
UPVC 管、PE 管、玻璃钢管	0.009-0.011
石棉水泥管、钢管	0.012
陶土管、铸铁管	0.013

混凝土管、钢筋混凝土管、水泥砂浆抹面渠道	0.013-0.014
----------------------	-------------

综上所述，本设计排水管道采用钢筋混凝土管，粗糙系数取 $n=0.014$ 。

2 设计充满度

重力流污水管道应按非满流计算，其最大设计充满度，应按表 2.4 的规定取值。

表 2.4 最大设计充满度

管径或渠高 (mm)	最大设计充满度
200-300	0.55
350-450	0.65
500-900	0.70
≥ 1000	0.75

3 设计流速

(1) 排水管道的最大设计流速：金属管道 10.0 m/s ；非金属管道 5.0 m/s ；

(2) 排水管渠的最小设计流速，应保证污水在设计充满度下为 0.6 m/s ；雨水管道和合流管道在满流时为 0.75 m/s ；

(3) 污水厂压力输泥管的最小设计流速，可按表 2.5 的规定取值。

表 2.5 压力输泥管最小设计流速

污泥含水率 (%)	最小设计流速(m/s)	
	管径 150mm – 250mm	管径 300mm – 400mm
90	1.5	1.6
91	1.4	1.5
92	1.3	1.4
93	1.2	1.3
94	1.1	1.2
95	1.0	1.1
96	0.9	1.0
97	0.8	0.9
98	0.7	0.8

污泥管道设计流速一般为 $1 - 1.5 \text{ m/s}$ ，当污泥管道较长时，一般采用 1.0 m/s ；

4 最小管径及最小设计坡度

排水管道的最小管径及最小设计坡度，宜按表 2.6 的规定取值。

表 2.6 最小管径与相应最小设计坡度

管道类别	最小管径 (mm)	相应最小设计坡度
污水管	300	塑料管 0.002, 其他管 0.003
雨水管和合流管	300	塑料管 0.002, 其他管 0.003
雨水口连接管	200	0.01
重力输泥管	200	0.01
压力输泥管	150	--

综上所述, 本设计污水管在街道下最小管径采用 300 mm, 相应最小设计坡度为 0.003; 重力输泥管最小管径采用 200 mm, 相应最小设计坡度为 0.01;

5 污水管道的埋设深度

(1) 污水管道的最小覆土厚度, 一般应满足下述三个因素的要求:

防止管道因污水冰冻和土壤冰冻而损坏;

防止管道被车辆造成的动荷载压坏;

满足支管在衔接上的要求;

(2) 对于每个具体管道来说, 从上述三个不同的因素出发, 可以得到三个不同的管顶覆土厚度, 具体范围如下所述, 从这三个数值中挑取一最大值就是这一管道的允许最小覆土厚度。

①排水管道宜埋设在冰冻线以下;

②一般来说, 车行道下污水管道最小覆土厚度不宜小于 0.7 m, 人行道下不宜小于 0.6 m;

③为使各建筑产生的污废水能够迅速及时的排入污水管道系统, 必须保证建筑物出户管终端的埋深小于或等于街区内污水支管起端的埋深, 街区内污水支管终端的埋深必须小于或等于污水干管起端埋深, 故考虑以上方面, 污水支管起点最小埋深也应有 0.6-0.7 m。

(3) 从技术经济和施工的角度出发, 污水管道允许埋设深度势必存在最大范围。一般来说, 在干燥土壤中的污水管道最大埋深不超过 7-8 m, 而在多水、流沙、石灰岩地层中的污水管道最大埋深一般不超过 5 m。

综合上述各方面因素, 根据本设计区域冰冻线 0.20 m, 下水道所在土壤类型为沙质粘土, 地下水位距离地面 5-6 m, 故该区污水管道最小覆土厚度采用 0.7 m, 最大埋深不超过 5-6 m。

6 检查井布置

检查井通常在管渠交汇、转弯、管渠尺寸或坡度改变、跌水等处以及相隔一定距离的直线管渠段上设置。检查井在直线管段上的最大间距一般宜按表 2.7 的规定取值。

表 2.7 检查井最大间距

管径或暗渠净高 (mm)	最大间距 (mm)	
	污水管道	雨水 (合流) 管道
200-400	40	50
500-700	60	70
800-1000	80	90
1100-1500	100	120
1600-2000	120	120

7 污水管道的衔接

污水管道衔接方式有水面平接和管底平接和管顶平接, 各种方式的表现形式和适用范围如下表所示。

表 2.8 污水管道衔接方式的比较

衔接方式	表现形式	适用范围
管顶平接	衔接时上游污水管段末端和下游污水管段首端的管顶标高相等	上、下游污水管道管径不同
水面平接	衔接时上游污水管段末端和下游污水管段首端的水面标高相等	上、下游污水管道管径相同或地形平坦但地下水位较高地区
管底平接	衔接时上游污水管段末端和下游污水管段首端的管底标高相等	下游污水管道地面坡度急增, 下游管径可能小于上游管径

本设计管道衔接方式根据具体情况一般采用管顶平接或水面平接;

当上游管径 = 下游管径, 采用水面平接, 当上游管径 $\neq$ 下游管径, 采用管顶平接。

2.5.2.2 污水管道的水力计算

污水管道的水力计算包括两个方面, 即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, 具体计算表列于下, 内容参见附录

附录 A 污水街区面积的划分

附录 B 污水管道设计流量的计算

附录 C 污水干管主干管水力计算

2.6 雨水管网的设计及计算

2.6.1 雨水管网设计方案的确定

2.6.1.1 雨水管道定线

雨水管网的设计应从建筑物街区的分布情况，街区内部的地形走向等规划布置，尽量以最短路程利用自然坡度依靠重力流排入附近的水体中，以节约管渠造价。

在雨水管网收集过程中，街道路面上的雨水首先流入雨水口，再通过连接管流入雨水管渠，最后雨水干管接纳所有附近所有支管的雨水后就近排入河流中。由于要从技术、经济角度对多方案进行比较，定线时采用了两套方案：

定线方案 1 如图 2.3 所示

定线方案 2 如图 2.4 所示

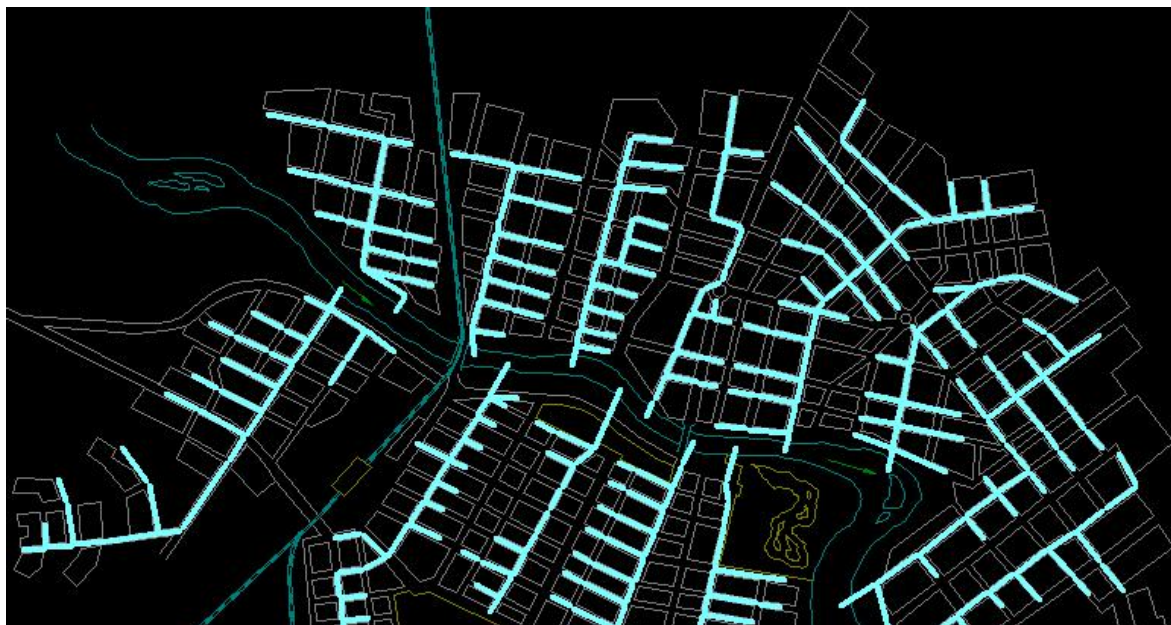


图 2.3 雨水管网定线方案 1



图 2.4 雨水管网定线方案 2

2.6.1.2 雨水管网方案技术经济比较

对比方案 1 和方案 2:

表 2.12 雨水管网定线方案的比较

	相同点	不同点
方案 1	在 II 区均为七个雨水干管;	在 II 区七个干管长度为 1202 m, 1509 m, 2501 m, 1652 m, 2127 m, 2783 m, 2344 m;

上海市松江区某区域排水工程设计

	在 I 区、III 区和 IV 区雨水管道定线方式完全相同；	部分干管转弯太多，部分雨水支管距离干管较远；
方案 2		在 II 区七个干管长度为 1157 m, 1823 m, 1978 m, 2650 m, 1911 m, 2251 m, 1931 m； 管道布置形式较顺直；

在同样服务面积内可见方案 1 的雨水干管长度要远大于方案 2，且方案 1 部分雨水支管距离干管较远，且部分干管转弯太多，均对雨水的排放有影响。因此可以从技术角度看，两方案没有太大的区别；而从经济角度看，方案 2 的造价要小于方案 1。

综上所述可以得出结论，方案 2 优于方案 1。

2.6.2 雨水管网的水力计算

2.6.2.1 雨水管道设计参数的选择

1. 径流系数的确定

径流系数，可按表 2.13 的规定取值，汇水面积的综合径流系数应按地面种类加权平均计算。

表 2.13 径流系数

地面种类	φ
各种屋面、混凝土或沥青路面	0.85-0.95
大块石铺装砌路面或沥青表面各种的碎石路面	0.55-0.65
级配碎石路面	0.40-0.50
干砌或碎石路面	0.35-0.40
非铺砌土路面	0.25-0.35
公园或绿地	0.10-0.20

根据给定资料

表 2.14 设计区域市区覆盖情况

各种屋面	草地	路面（混凝土沥青）	土地
45%	25%	20%	10%

可算出 $\varphi = 0.9 \times 45\% + 0.15 \times 25\% + 0.90 \times 20\% + 0.30 \times 10\% = 0.65$

2. 设计暴雨强度的确定

根据给定资料，该市的雨量公式为

$$q = \frac{1600(1+0.846\lg P)}{(t+7.0)^{0.856}} \quad (2.3)$$

式中： q — 设计暴雨强度， $L/(s \cdot hm^2)$ ；

t — 降雨历时， min ；

P — 设计重现期， a ；

3.设计降雨历时的确定

(1) 设计降雨历时指汇水面积最远点的雨水流达设计断面的时间，它包括地面集水时间和管渠内流行时间两部分，应按下式计算：

$$t = t_1 + t_2 \quad (2.4)$$

式中： t — 降雨历时， min ；

t_1 — 地面集水时间（ min ），一般采用 $5 min - 15 min$ ；

t_2 — 管渠内流行时间， min ；

(2) 管渠内流行时间

$$t_2 = \sum \frac{L}{60v} \quad (2.5)$$

式中： L — 各管段的长度， m ；

v — 各管段满流时的水流速度， m/s ；

60 — 单位换算系数；

因此，本设计中设计降雨历时

$$t = 8 + \sum \frac{L}{60v} \quad (2.6)$$

4.设计重现期的确定

本设计中设计重现期 $P=1 a$ ；

5.设计充满度

雨水管道设计充满度按满流考虑；

6.设计流速

满流时污水管道内最小设计流速为 $0.75m/s$ ；

雨水管渠的最大设计流速为：金属管 $10m/s$ ；非金属管 $5m/s$ 。

7.最小管径和最小设计坡度

雨水管最小管径采用 $300 mm$ ，相应最小设计坡度为 0.003 ；

8.最小覆土厚度与最大埋深

具体规定同污水管道，最小覆土厚度为 0.7 m ，最大埋深不超过 $7\text{--}8\text{ m}$ 。

9.雨水管去的衔接方式

雨水管道的衔接一般采用管顶平接。

2.6.2.2 雨水管渠系统的水力计算

1.雨水管段设计流量的确定

城市雨水管道属于小汇水面积上的排水构筑物，雨水管渠的设计流量按照下式计算：

$$Q = \varphi q F \quad (2.7)$$

式中： Q —雨水设计流量， L/s ；

φ —径流系数，其数值小于 1；

q —设计降雨时段内的平均设计暴雨强度， $L/(s \cdot \text{hm}^2)$ ；

F —汇水面积， hm^2 ；

综合以上取值，则有

$$Q = \varphi q F = 0.653 \times \frac{1600 \times (1 + 0.846 \times \lg 1)}{(8 + \sum t_2 + 7)^{0.856}} F = \frac{1044.8}{(15 + \sum t_2)^{0.856}} F \quad (L/s)$$

2.雨水管渠的水力计算

雨水管渠水力计算仍按均匀流考虑，其水力计算公式与污水管道相同。雨水管道的水力计算包括两个方面，即雨水管道设计流量的计算和雨水管道的水力计算。

本设计采用 Excel 计算，具体计算表列于下，内容参见附录

附录 D 雨水干管设计管段长度及汇水面积汇总表

附录 E 雨水干管水力计算表

第 III 章 城市污水处理工艺方案设计

3.1 污水处理厂的设计规模

污水管道系统设计流量包括生活污水设计流量和工业废水设计量两大类，有时还需考虑地下水渗入量。

3.1.1 生活污水设计流量

生活污水包括居民生活污水量、公共建筑生活污水量和工业企业生活污水量及淋浴用水量。

3.1.1.1 居民生活污水量 Q_1

(1) 设计参数的确定

由于该区域属于一区中小城市，故

居民生活用水定额 $q = 150(L/\text{人}\cdot d)$ ；

居民生活污水定额 $n = 0.9 \times 150 = 135(L/\text{人}\cdot d)$ ；

(2) 居民生活污水设计流量的计算

$$Q_1 = K_Z \sum \frac{nN}{24 \times 3600} (L/s) \quad (3.1)$$

式中： Q_1 —居民生活污水设计流量， L/s ；

n —居民生活污水定额， $(L/\text{人}\cdot d)$ ；

N —设计人口数；

K_Z —生活污水量总变化系数。

其中居民生活污水定额

$$N = PF \quad (3.2)$$

式中： P -人口密度， $\text{人}/ha$ ；

F -排水区域的面积， ha 。

根据给定资料，

表 3.1 设计区域人口密度的划分

区号	人口密度 ($\text{人}/10^4 m^2$)
I	160
II	200
III	150
IV	220

故 $N = 73.49 \times 160 + 752.35 \times 200 + 126.90 \times 150 + 341.84 \times 220 = 26 \text{ 万人}$ ；

污水平均日平均时流量 $Q' = 130 \times 260000 L/d = 33800000 L/d = 391.20 L/s$ ；

生活污水量总变化系数

$$K_Z = \frac{2.72}{Q'^{0.108}} = \frac{2.72}{391.20^{0.108}} = 1.43 \quad (3.3)$$

居民生活污水设计流量

$$Q_1 = K_Z \sum \frac{nN}{24 \times 3600} = \frac{1.43 \times 135 \times 260000}{86400} = 580.94 \text{ L/s} \quad (3.4)$$

3.1.1.2 公共建筑生活污水设计流量 Q_2

根据给定资料，公共建筑排水情况如下表所示

表 3.2 设计区域公共建筑排水情况

名称	污水量 (m^3/d)
苗圃	3000
火车站	4000
儿童公园	2500
人民公园	3000

公共建筑生活污水设计流量 $Q_2 = 3000 + 4000 + 2500 + 3000 \text{ m}^3/d = 144.68 \text{ L/s}$

3.1.1.3 工业企业生活污水设计最大流量 Q_3

工业企业生活污水设计流量

$$Q_3 = \frac{q_1 N_1 K_Z + q_2 N_2 K_Z}{3600T} (L/s) \quad (3.5)$$

式中： q_1 —一般车间每班每人污水量定额[L/(人·班)]，一般以 30 计；

q_2 —热车间每班每人污水量定额[L/(人·班)]，一般以 50 计；

N_1 —一般车间最大班工人数(人)；

N_2 —热车间最大班工人数(人)；

T —每班工作小时数；

根据给定资料计算可得：

$$Q_3 = \frac{500 \times 0.65 \times 30 \times 3 + 500 \times 0.35 \times 50 \times 2.5}{3600 \times 8} + \frac{450 \times 0.75 \times 30 \times 3 + 450 \times 0.25 \times 50 \times 2.5}{3600 \times 8}$$

$$= 1.78 + 1.54 = 3.32 (L/s)$$

3.1.1.3 工业企业淋浴用水设计最大流量 Q_4

工业企业淋浴用水设计流量

$$Q_4 = \frac{q_3 N_3 + q_4 N_4}{3600} (L/s) \quad (3.6)$$

式中： q_3 — 不太脏车间每班每人淋浴水量定额 $[L/(人 \cdot 班)]$ ，一般以 40 计；

q_4 — 较脏车间每班每人淋浴水量定额 $[L/(人 \cdot 班)]$ ，一般以 60 计；

N_3 — 不太脏车间最大班使用淋浴的人数(人)；

N_4 — 较脏车间最大班使用淋浴人数(人)；

根据给定资料计算可得：

$$Q_4 = \frac{500 \times 0.65 \times 0.35 \times 40 + 500 \times 0.35 \times 0.4 \times 60}{3600} + \frac{450 \times 0.75 \times 0.25 \times 40 + 450 \times 0.25 \times 0.4 \times 60}{3600} = 2.43 +$$

$$1.6875 = 4.12(L/s);$$

3.1.2 工业废水设计流量

根据给定资料，工业企业工业废水情况如下表所示

表 3.3 工业企业工业废水情况

企业名称	日废水量 (m^3/d)	日变化系数	最大班废水量
甲	2500	1.2	1900
乙	2000	1.4	1500

故工业废水设计流量 $Q_5 = (2500 + 2000) m^3/d = 4500 m^3/d = 52.08(L/s)$;

3.1.3 地下水渗入量

地下水渗入量按设计污水量的 10%-20%计算

故地下水渗入量

$$Q_6 = 0.1(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 0.1 \times (580.94 + 144.68 + 3.32 + 4.12 + 52.08) = 0.1 \times 785.14 = 78.514(L/s)$$

3.1.4 城市污水设计总流量

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 = 785.14 + 78.514 = 863.654(L/s)$$

$$= 74619.71 (m^3/d)$$

$$\text{取 } Q = 75000 m^3/d = 0.868 m^3/s$$

3.2 污水处理程度的确定

3.2.1 污水处理厂设计进水水质

污水处理厂设计进水水质如表 3.4 所示。

表 3.4 污水厂设计进水水质

	COD	BOD	SS	$NH_3 - N$	TN	TP
进水	500	300	320	40	48	6

3.2.2 污水处理厂设计出水水质

污水处理厂设计出水水质如表 3.5 所示。

表 3.5 污水厂设计出水水质

	COD	BOD	SS	$NH_3 - N$	TN	TP
出水	≤ 60	≤ 20	≤ 20	≤ 8 (15)	≤ 20	≤ 1

3.3 污水处理厂去除率

3.3.1 污染物去除率的计算

污水处理的程度可按式 3.7 计算

$$E = \frac{C_i - C_e}{C_i} \times 100\% \quad (3.7)$$

式中： C_i — 进水中某种污染物质平均浓度， mg/L ；

C_e — 出水中某种污染物质平均浓度， mg/L ；

(1) COD 的去除率

$$E = \frac{500 - 60}{500} \times 100\% = 88\%$$

(2) BOD 的去除率

$$E = \frac{300 - 20}{300} \times 100\% = 93\%$$

(3) SS 的去除率

$$E = \frac{320 - 20}{320} \times 100\% = 94\%$$

(4) $NH_3 - N$ 的去除率

$$E = \frac{40 - 15}{40} \times 100\% = 63\%$$

(5) TN 的去除率

$$E = \frac{48 - 20}{48} \times 100\% = 58\%$$

(6) TP 的去除率

$$E = \frac{6 - 1}{6} \times 100\% = 83\%$$

污水处理对各污染物浓度的去除率见下表

表 3.6 各污染物去除率计算表

项目	COD	BOD	SS	$NH_3 - N$	TN	TP
设计进水水质	500	300	320	40	48	6
设计出水水质	≤ 60	≤ 20	≤ 30	≤ 8 (15)	≤ 20	≤ 1
去除率 (%)	≥ 88	≥ 93	≥ 94	≥ 63	≥ 58	≥ 83

3.3.2 处理后的污水去路

根据城市总体规划和地形条件，污水处理厂处理后的污水去路为：出水排放达到《城镇污水处理厂污染物排放标准》中的一级 B 标准，就近排入附近河流。

3.3.3 处理后的污泥出路

污水处理过程中会产生一定数目的污泥，污泥经过浓缩池减容、压滤机脱水后，将泥饼运走集中填埋处理。

3.4 污水处理工艺流程的确定

3.4.1 污水生化处理的可能性

本设计要求污水生物处理过程中在去除有机物的同时还要达到脱氮除磷的效果，故下面对水质进行分析，来确定是否需要投加化学药剂达到出水要求：

(1) BOD_5/COD_{Cr} : 该指标体现了污水通过生物处理的可降解程度；一般认为 $BOD_5/COD_{Cr} > 0.45$ ，污水可生化性好，已进行生物降解； $BOD_5/COD_{Cr} < 0.3$ ，较难生化，生物降解略有困难； $BOD_5/COD_{Cr} < 0.2$ ，不易生化，难以进行生物降解；

本设计中 $BOD_5/COD_{Cr} = 300/500 = 0.6$ ，故该污水可进行生化处理。

(2) BOD_5/TKN : 该指标是决定反硝化程度的主要指标，体现反硝化过程中碳源是否充足。由于总凯氏氮包括氨氮及有机氮，不包括亚硝酸盐氮及硝酸盐氮，而一般原污水中的亚硝酸盐氮及硝酸盐氮几乎为零，所以本设计过程中认为 $TKN \approx TN$ 。一般认为当 $BOD_5/TKN > 4$ 可认为碳源充足，故不需投加外碳源。

本设计中 $BOD_5/TKN = 300/48 = 6.25$ ，反硝化过程中碳源基本可以满足生化需要故不需投加碳源。

(3) BOD_5/TP : 该指标是反映能否进行生物除磷的主要指标。一般认为 $BOD_5/TP > 17$ 可进行生物除磷。

本设计中 $BOD_5/TP = 300/6 = 50$ ，故可采用适当的生物处理方法来去除污水中的磷。

综上所述，本设计可采用生物处理工艺来同时对污水进行有机物的去除和取得脱氮除磷的效果。

3.4.2 生物脱氮除磷原理

本设计要求去除 BOD_5 等有机物的同时，进行脱氮除磷，污水中各成分的比值也满足污水生物处理的条件。以下简单描述了有机物去除，脱氮及除磷过程中的工艺过程，并对主要影响因素给予了部分说明。

3.4.2.1 有机物去除

在污水的处理过程中，部分有机物被转化成细菌或被细菌吸附最后通过污泥排出处理系统，绝大部分有机物可在微生物的作用下通过厌氧分解和好氧分解，进一步转换为 CO_2 和 H_2O 或 CH_4 和 H_2O 而从污水中去除。在工艺运行过程中，有机物的去除程度主要与污水可生化程度、反应池好氧停留时间有关，一般来说，污水可生化程度越高，污水中在反应池中好氧停留时间越充分，就能显著提高系统对总碳的去除率，最终出水的 BOD_5 排出量就越低。

根据本设计出水水质要求达到 $BOD_5 \leq 20 \text{ mg/L}$ 的排放要求，排放要求达到一级 B 的标准，故进行二级好氧生物处理就可达到排放要求。

3.4.2.2 脱氮

污水生物脱氮的基本原理：在好氧条件下氨化细菌和硝化细菌通过硝化反应将氨态氮氧化为硝酸盐氮，然后进入缺氧环境中，反硝化细菌通过反硝化反应将硝酸盐氮还原成氮气，最终氮气水中逸出而得到去除。下面主要讨论在硝化反应和反硝化反应的过程中，环境因素对它们发挥作用的影响。

(1) 溶解氧

硝化反应是在有氧的条件下进行的,一般来说应保证进水混合液的溶解氧浓度为 2-3 mg/L 之间。

反硝化反应是在缺氧环境中进行的,一般来说进行反硝化反应时需保证溶解氧浓度在 0.5 mg/L,溶解氧对反硝化过程的影响主要是由于氧的存在,会与硝酸盐一同竞争电子供体,并且会抑制硝酸盐还原酶的活性,因此溶解氧浓度对反硝化反应的正常进行也起到至关重要的影响。

(2) pH 值

硝化反应是消耗碱度的过程,其 pH 值最佳范围是 8.0-8.4, pH 值过高或过低均会导致硝化速率明显降低,因此最好保证硝化反应在适宜的 pH 条件下进行。

反硝化反应是产生碱度的过程,与硝化反应不同的是,其 pH 值最佳范围是 6.5-7.5。

(3) 碳源 (BOD₅)

硝化反应正常进行的有机负荷是在 0.1kgBOD₅/kgMLSS.d 以下,过高或过低的有机负荷均会影响硝化菌对氨的接收;

与硝化反应不同的是,反硝化反应需要提供足够的碳源,若 BOD₅/TKN > 4,可认为碳源满足,若 BOD₅/TKN < 4,则会产生内源反硝化反应,导致反硝化细菌数量减少,并伴有 NH₃ 的产生,影响正常反应的进行。

(4) 污泥龄

为使反应池内达到一定的脱氮效果,需保证一定量的硝化细菌和反硝化细菌,为达到以上效果,污泥龄一般应大于 10 天。

(5) 有毒有害物质

影响硝化反应的有毒有害物质主要包括重金属离子,高浓度的铵根离子,有毒物质和有机物等。其主要抑制作用为干扰细胞代谢和破坏细菌的氧化能力或出现亚硝酸盐的过多积累等。一般来说,同样毒物对硝酸菌的影响是小于硝酸菌的。而与反硝化细菌相比,硝化细菌更易受到有毒物质的影响,其敏感性要低得多。

3.4.2.3 除磷

在污水生物处理过程中,系统对磷的去除是通过某些细菌(如假单胞菌等)交替处于厌氧条件 and 好氧条件下,在无氧的条件下吸收低分子有机物,同时将聚合磷酸盐颗粒中的磷释放出来,并释放出微生物生命所需的能量,随后在好氧条件下,将吸收的有机物氧化并为其生命活动提供能量,同时从污水中吸收超过其生长所需的磷,并

以聚磷酸盐的形式储存起来。简单来说，就是好氧吸收磷，厌氧释放磷的过程，最后通过剩余污泥的排放，将体内摄取了大量磷的细菌排出系统，进而达到除磷效果。下面主要讨论生物除磷的过程中，环境因素对它们发挥作用的影响。

（1）溶解氧

在厌氧区必须严格控制厌氧条件，保证系统中既没有分子态氧，也没有化合态氧，使得系统内的细菌能吸收有机物，并释放磷。其次在好氧区中也要有充足的氧气，以便于细菌的好氧呼吸并有效吸收污水中的磷。

（2）BOD₅ 负荷

一般认为可进行生物除磷的范围是： $BOD_5/TP > 17$ ，且 BOD_5 越高，除磷效果越好。

（3）污泥龄

系统运行过程中是通过排放剩余污泥进而去除污水中的磷，故一般认为要达到好的除磷效果，需要在污泥龄越短的系统产生越多的剩余污泥。

综上所述，在污水处理工艺过程中要想达到脱氮除磷的效果，必须有一个好氧段供有机物的氧化和发生硝化反应，一个缺氧段发生反硝化反应，一个厌氧段供磷的释放。因此，污水处理工艺初步可定为具有缺氧、厌氧和好氧的生物处理工艺。

依靠单纯的生物处理工艺，往往很难达到出水磷酸盐值达标的要求，因此本设计中需在氧化沟内同步投加药剂进行化学除磷，具体计算见后面章节。

3.4.3 工艺类别及流程组成

（1）工艺类别

如前所述，污水生物处理部分为具有硝化和反硝化、除磷功能的二级处理工艺。

（2）流程组成

一般来说，城镇污水厂的工艺流程包括预处理、一级处理、二级生物处理和污泥处理。

预处理包括粗、细格栅、污水提升泵房和沉砂池，它们位于污水处理工艺的最前面，具有十分重要的作用，是必不可少的。不同的预处理构筑物和设备选择，可为一级处理去除不少大颗粒污染物，方便后续处理。

一级处理通常指初次沉淀池，污水经过初次沉淀池后，悬浮固体物 SS 的去除率为百分之七十到百分之八十，而 BOD_5 的去除率只有百分之三十左右，因此要到排放

标准还需进行二级生物处理。同时，在污水的二级处理中，所产生的污泥需进行合理的处理和处置，否则将会造成新的污染。

综上所述，根据本设计中的设计出水水质，污水厂总体工艺流程包括预处理、一级处理、二级生化处理和污泥处理。

3.4.4 工艺的选择

如 1.1.2 所述工艺中，从处理效果来看，均可满足处理要求。相对于大型城镇污水处理厂来说，本污水厂的设计规模为 $75000\text{m}^3/\text{d}$ ，特点是水量较小，考虑到占地面积少及运行管理方便，故需采用紧凑型、对较大冲击负荷耐受力强的污水处理工艺。根据近年来工程的实际运行情况，氧化沟是规模较小（ $< 20 \times 10^4 \text{m}^3/\text{d}$ ）的中小型城镇污水处理厂的首选工艺。其主要特点如下

- （1）水力停留时间较长，耐冲击负荷性能好；
- （2）简化工艺流程，节省占地面积，如可以省去初次沉淀池和污泥消化池；
- （3）出水水质好，运行稳定；
- （4）污泥龄较长，产生的剩余污泥性质较稳定，可直接浓缩脱水，省略了消化这一步骤，简化了运行管理；

经过各方面综合比较，将氧化沟工艺作为该污水处理厂的生物处理工艺。

3.4.5 工艺流程的确定

根据以上分析和思路，污水处理厂的生物处理工艺确定采用氧化沟工艺，对于污泥采用先浓缩后脱水的工艺，处理流程如下图。

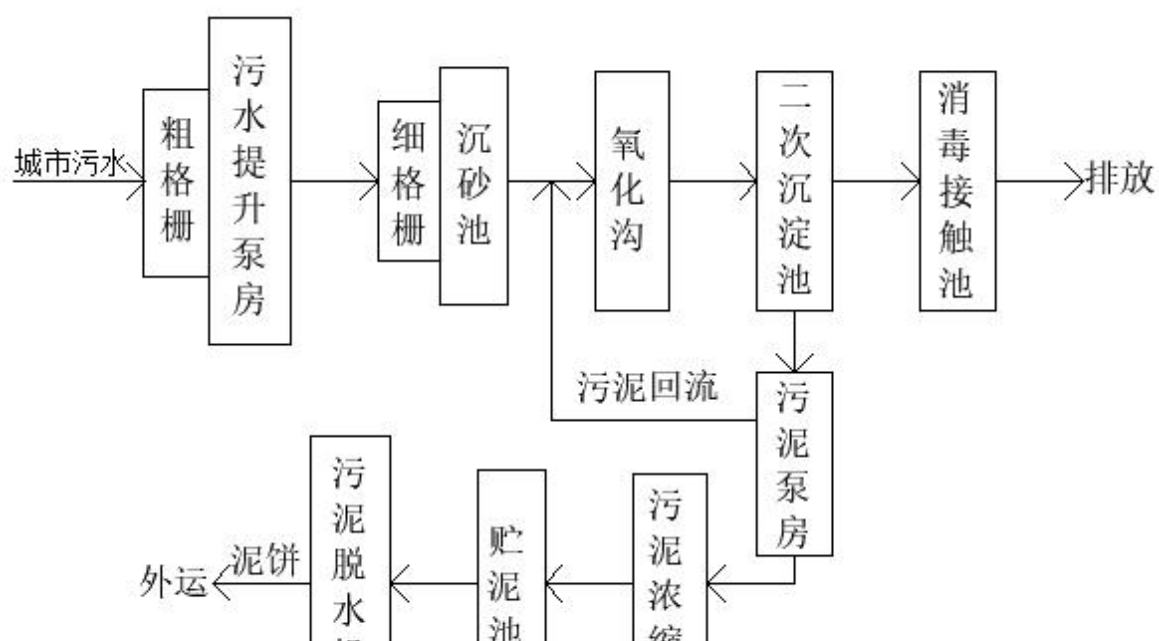


图 3.1 污水处理工艺流程图

第 IV 章 污水处理构筑物的设计计算

4.1 粗格栅

4.1.1 设计参数

- (1) 设计流量 $Q = 0.868 \text{ m}^3/\text{s} = 868 \text{ L/s}$;
- (2) 栅前流速 $V_1 = 0.7 \text{ m/s}$; 过栅流速 $V_2 = 0.9 \text{ m/s}$;
- (3) 栅前渠道超高 $h_2 = 0.3 \text{ m}$;
- (4) 格栅倾角 $\alpha = 60^\circ$;

(5) 栅条宽度 $S = 0.03m$; 栅条间隙 $b = 0.02m$;

(6) 单位栅渣量 $W_1 = 0.07 m^3/10^3 m^3$ 污水; 采用带式输送机输送栅渣;

4.1.2 设计计算

下图为格栅设计计算草图

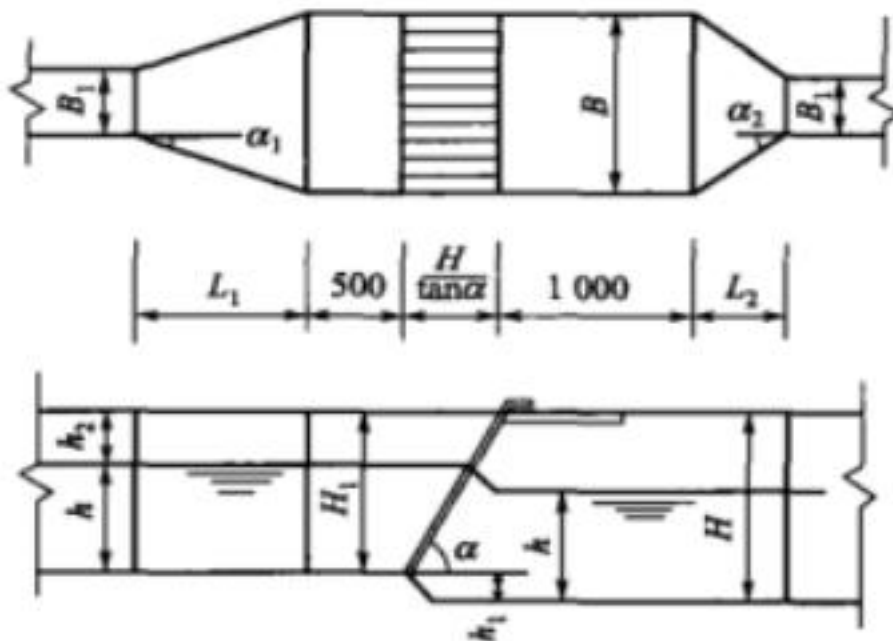


图 4.1 格栅计算草图

(1) 确定格栅前水深, 根据最优水力断面公式 $Q_1 = \frac{B_1^2 V_1}{2}$ 计算得
栅前槽宽

$$B_1 = \sqrt{\frac{2Q_1}{V_1}} = \sqrt{\frac{2 \times 0.868}{0.7}} = 1.57m \quad (4.1)$$

栅前水深

$$h = \frac{B_1}{2} = 0.785m \quad (4.2)$$

(2) 栅条间隙数

$$n = \frac{Q_{max} \sqrt{\sin \alpha}}{bhV_2} \quad (4.3)$$

式中: Q_{max} — 最大设计流量, m^3/s ;

α — 格栅倾角;

b — 栅条间隙, m ;

h — 栅条水深, m ;

V_2 — 过栅流速, m/s ;

n — 栅条间隙数, 个;

带入各值, 得:

$$n = \frac{0.868 \times \sqrt{\sin 60^\circ}}{0.02 \times 0.785 \times 0.9} = 57.17 \text{ 取 } n = 58$$

设计两组并列的格栅, 一组备用, 一组工作校核。则每组栅条间隔数 $n = 58$;

(3) 栅槽宽度

$$B_2 = s(n - 1) + bn \quad (4.4)$$

式中: B_2 — 每个栅槽宽度, m ;

s — 栅条宽度, m ;

n — 栅条间隙数, 个;

b — 格栅间隙, m ;

带入各值, 得:

$$B_2 = 0.03 \times (58 - 1) + 0.02 \times 58 = 2.87m$$

总槽宽 (考虑了隔墙厚)

$$B = 2.87 \times 2 + 0.2 = 5.94m$$

(4) 进水渠道至栅槽渐宽部分长

$$L_1 = \frac{B - B_1}{2 \tan \alpha_1} \quad (4.5)$$

式中: L — 进水渠道渐宽部分的长度, m ;

B — 栅槽宽度, m ;

B_1 — 栅前槽宽, m ;

α_1 — 渐宽部分展开角度, ($^\circ$);

其中栅前槽宽

$$B_1 = \frac{Q_{max}}{V_1 h} = \frac{0.868}{0.7 \times 0.785} = 1.57m$$

带入各值, 得:

$$L_1 = \frac{5.94 - 1.57}{2 \tan 20^\circ} = 6.00m$$

(5) 栅槽至出水渠间减缩部分长

$$L_2 = \frac{L_1}{2} = \frac{6.000}{2} = 3.00m$$

(6) 过栅水头损失

设栅条断面为锐边矩形断面，则通过格栅的水头损失：

$$h_1 = kh_0 = k\varepsilon \frac{v_2^2}{2g} \sin \alpha \quad (4.6)$$

$$\varepsilon = \beta \left(\frac{s}{b} \right)^{\frac{4}{3}} \quad (4.7)$$

式中： h_1 — 过栅水头损失， m ；

ε — 阻力系数，与栅条断面形状有关，当为矩形断面时， $\beta = 2.42$ ；

h_0 — 水头损失， m ；

k — 系数，格栅受污物堵塞后，水头损失增加倍数，取 $k = 3$ ；

带入各值，得：

$$\varepsilon = 2.42 \times \left(\frac{0.03}{0.02} \right)^{\frac{4}{3}} = 4.15$$

$$h_1 = 3 \times 4.15 \times \frac{0.9^2}{2 \times 9.8} \times \sin 60^\circ = 0.446m$$

(7) 栅后槽总高度

$$H = h + h_1 + h_2 \quad (4.8)$$

式中： H — 栅后槽总高度， m ；

h — 栅前水深， m ；

h_1 — 过栅水头损失， m ；

h_2 — 栅前渠道超高， m ；

带入各值，得：

$$H = 0.785 + 0.446 + 0.3 = 1.531m$$

栅前槽总高度

$$H_1 = h + h_2 = 0.785 + 0.3 = 1.085m$$

(8) 栅槽总长度

$$L = L_1 + L_2 + 0.5 + 1.0 + \frac{H_1}{\tan \alpha} = 6 + 3 + 0.5 + 1.0 + \frac{1.085}{\tan 60^\circ} = 11.13m$$

(9) 每日栅渣量

$$W = \frac{Q_{max}W_1 \cdot 86400}{K_Z \cdot 1000} \quad (4.9)$$

式中： W — 每日栅渣量， m^3/d ；

W_1 — 单位栅渣量， $m^3/10^3m^3$ ；

K_Z — 总变化系数；

带入各值，得：

$$W = \frac{0.868 \times 0.07 \times 86400}{1.43 \times 1000} = 3.67m^3 > 0.2m^3$$

所以宜采用机械清渣，由于污水流量和栅渣量都较大，宜采用 2 台钢丝绳牵引式格栅除污机，每台的过水流量为 $0.868/2 = 0.434 m^3/s$ 。^[3]

4.2 污水提升泵房

4.2.1 设计参数

设计流量 $Q = 75000 m^3/d = 0.868 m^3/s$ ；

4.2.2 泵房的设计计算

(1) 水泵设计流量为 $3125m^3/h$ ，近期采用 4 台（3 用 1 备）

每台泵设计流量为 $1200m^3/h$ 。

(2) 水泵扬程：

各构筑物的水面标高和池底埋深计算见第 7 章的高程计算。

污水提升前水位 $233.90m$ （即泵站吸水池最低水位），提升后水位 $238.73m$ （即进水泵房出水管高程）

① 提升净扬程 $Z = 240.62 - 233.90 = 6.72m$ ；

② 水泵水头损失取 $2.00m$ ，安全水头取 $2.00m$ ；

③ 水泵扬程 $H = 6.72 + 2.00 + 2.00 = 10.72m$ ，取 $11.00m$

故根据设计流量 $1200m^3/h$ ，属于低扬程大流量的情形，考虑选用 4 台 350YW1200-11-55-1 型立式污水泵（额定流量 $1200m^3/h$ ，额定扬程 $11m$ ，转速 $745 r/min$ ，电动机功率 $55kW$ ），三用一备。

(3) 集水池容积：

考虑小于一台泵 $5min$ 的流量：

$$W = \frac{Q}{60} \times 5 = \frac{1200}{60} \times 5 = 100m^3$$

取有效水深 $h = 1.2m$ ，则集水池面积为：

$$A = \frac{W}{h} = \frac{100}{1.2} = 83.33m^2$$

综上所述，泵站结构采用平面钢筋混凝土，形状为矩形，尺寸为 $16m \times 12m$ ，高 $15m$ ，地下埋深 $10m$ 。

4.3 细格栅

4.3.1 设计参数

- (1) 设计流量 $Q = 0.868 m^3/s = 868L/s$;
- (2) 栅前流速 $V_1 = 0.7 m/s$; 过栅流速 $V_2 = 0.9 m/s$;
- (3) 栅前渠道超高 $h_2 = 0.3m$;
- (4) 格栅倾角 $\alpha = 60^\circ$;
- (5) 栅条宽度 $S = 0.015m$; 栅条间隙 $b = 0.01m$;
- (6) 单位栅渣量 $W_1 = 0.05 m^3/10^3 m^3$ 污水; 采用螺旋输送机输送栅渣;

4.3.2 设计计算

下图为格栅设计计算草图

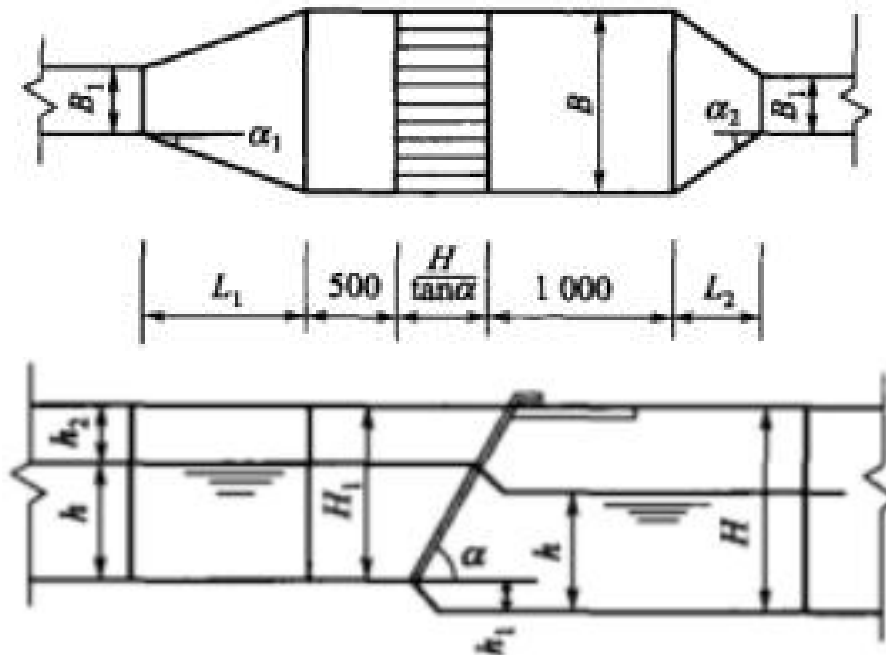


图 4.2 格栅计算草图

- (1) 确定格栅前水深，根据最优水力断面公式 $Q_1 = \frac{B_1^2 V_1}{2}$ 计算得

栅前槽宽

$$B_1 = \sqrt{\frac{2Q_1}{V_1}} = \sqrt{\frac{2 \times 0.868}{0.7}} = 1.57m \quad (4.10)$$

栅前水深

$$h = \frac{B_1}{2} = 0.785m \quad (4.11)$$

(2) 栅条间隙数

$$n = \frac{Q_{max} \sqrt{\sin \alpha}}{bhV_2} \quad (4.12)$$

式中： Q_{max} —最大设计流量， m^3/s ；

α —格栅倾角；

b —栅条间隙， m ；

h —栅条水深， m ；

V_2 —过栅流速， m/s ；

n —栅条间隙数，个；

带入各值，得：

$$n = \frac{0.868 \times \sqrt{\sin 60^\circ}}{0.01 \times 0.785 \times 0.9} = 114.33 \text{ 取 } n = 116$$

设计两组并列的格栅，则每组栅条间隔数 $n = 58$ ；

(3) 栅槽宽度

$$B_2 = s(n-1) + bn \quad (4.13)$$

式中： B_2 —每个栅槽宽度， m ；

s —栅条宽度， m ；

n —栅条间隙数，个；

b —格栅间隙， m ；

带入各值，得：

$$B_2 = 0.015 \times (58-1) + 0.01 \times 58 = 1.435m$$

总槽宽（考虑了隔墙厚）

$$B = 1.435 \times 2 + 0.2 = 3.07m$$

(4) 进水渠道至栅槽渐宽部分长

$$L_1 = \frac{B - B_1}{2 \tan \alpha_1} \quad (4.14)$$

式中: L — 进水渠道渐宽部分的长度, m ;

B — 栅槽宽度, m ;

B_1 — 栅前槽宽, m ;

α_1 — 渐宽部分展开角度, ($^\circ$);

其中栅前槽宽

$$B_1 = \frac{Q_{max}}{V_1 h} = \frac{0.868}{0.7 \times 0.785} = 1.57m$$

带入各值, 得:

$$L_1 = \frac{3.07 - 1.57}{2 \tan 20^\circ} = 2.06m$$

(5) 栅槽至出水渠间减缩部分长

$$L_2 = \frac{L_1}{2} = \frac{2.06}{2} = 1.03m$$

(6) 过栅水头损失

设栅条断面为锐边矩形断面, 则通过格栅的水头损失:

$$h_1 = k h_0 = k \varepsilon \frac{V_2^2}{2g} \sin \alpha \quad (4.15)$$

$$\varepsilon = \beta \left(\frac{S}{b} \right)^{\frac{4}{3}} \quad (4.16)$$

式中: h_1 — 过栅水头损失, m ;

ε — 阻力系数, 与栅条断面形状有关, 当为矩形断面时, $\beta = 2.42$;

h_0 — 水头损失, m ;

k — 系数, 格栅受污物堵塞后, 水头损失增加倍数, 取 $k = 3$;

带入各值, 得:

$$\varepsilon = 2.42 \times \left(\frac{0.015}{0.01} \right)^{\frac{4}{3}} = 4.16$$

$$h_1 = 3 \times 4.16 \times \frac{0.9^2}{2 \times 9.8} \times \sin 60^\circ = 0.447m$$

(7) 栅后槽总高度

$$H = h + h_1 + h_2 \quad (4.17)$$

式中： H — 栅后槽总高度， m ；

h — 栅前水深， m ；

h_1 — 过栅水头损失， m ；

h_2 — 栅前渠道超高， m ；

带入各值，得：

$$H = 0.785 + 0.447 + 0.3 = 1.532m$$

栅前槽总高度

$$H_1 = h + h_2 = 0.785 + 0.3 = 1.085m$$

(8) 栅槽总长度

$$L = L_1 + L_2 + 0.5 + 1.0 + \frac{H_1}{\tan \alpha} = 2.06 + 1.06 + 0.5 + 1.0 + \frac{1.085}{\tan 60^\circ} = 5.22m$$

(9) 每日栅渣量

$$W = \frac{Q_{max} W_1 \cdot 86400}{K_Z \cdot 1000} \quad (4.18)$$

式中： W — 每日栅渣量， m^3/d ；

W_1 — 单位栅渣量， $m^3/10^3m^3$ ；

K_Z — 总变化系数；

带入各值，得：

$$W = \frac{0.868 \times 0.05 \times 86400}{1.43 \times 1000} = 2.62m^3 > 0.2m^3$$

故宜采用机械清渣，由于污水流量和栅渣量都较大，安装 2 台旋转式齿耙格栅除污机，每台的过水流量为 $0.868/2 = 0.434 m^3/s$ 。^[3]

4.4 沉砂池

沉砂池的功能是利用物理原理来去除污水中那些密度较大的无机颗粒污染物，沉砂池池型有旋流式沉砂池、竖流式沉砂池、曝气沉砂池和平流式沉砂池。其主要特点见表 4.1 所示。

表 4.1 各沉砂池优缺点比较

池型	优点	缺点
平流式	适用范围广，构造简单，对无机颗粒沉淀	沉砂中含有 15%的有机物，

沉砂池	效果好；	提高后续处理难度；
曝气沉砂池	通过调整曝气量的方式稳定除砂效果，对来水流量变化的抵抗能力较强；对污水起预曝气作用以后续处理；	若按生物除磷设计的污水厂，除磷效果不太理想；
竖流式沉砂池	无机物颗粒借助重力沉于池底，处理方便	处理效果一般较差
旋流式沉砂池	泥砂分离效果好，占地少，布置灵活；投资和运行费用较低	沉砂效果不稳定，有待加强

综上所述，本设计采用应用最普遍、构造简单、处理效果理想的平流式沉砂池。

4.4.1 设计参数的选择

- (1) 设计流量 $Q = 0.868 \text{ m}^3/\text{s}$
- (2) 沉砂池个数 $n = 2$ ，每个池子含 2 个格，每个格分 2 个沉砂斗；
- (3) 入池流速 $V = 0.25 \text{ m/s}$ ，水力停留时间 $t = 30 \text{ s}$ ；

4.4.2 设计计算

平流式沉砂池计算图见图 4.3。

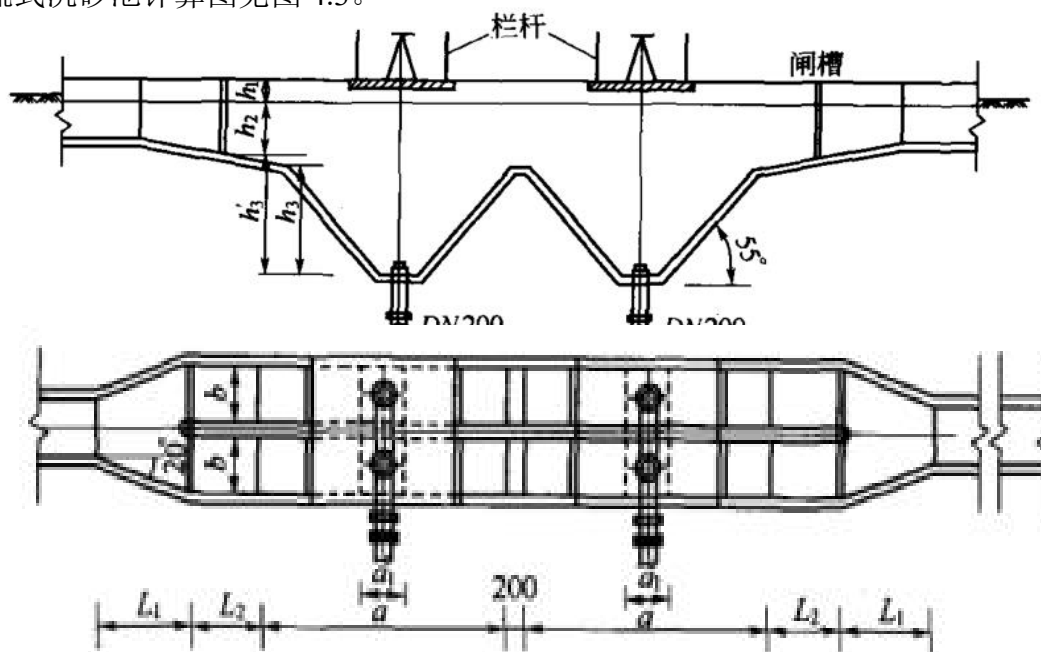


图 4.3 沉砂池计算草图

- (1) 沉砂池长度 $L(\text{m})$

$$L = vt \quad (4.19)$$

式中： v — 最大设计流量时的流速， m/s ，取 $v = 0.25 m/s$ ；

t — 最大设计流量时的流行时间， s ， $t = 30s$ ；

代入数据得

$$L = 0.25 \times 30 = 7.5m$$

(2) 每个沉砂池水流断面面积 $A(m^2)$

$$A = \frac{Q_{max}}{v} \quad (4.20)$$

式中： Q_{max} — 最大设计流量， m^3/s ；

代入数据得：

每个沉砂池流量：

$$\begin{aligned} \frac{0.868}{2} &= 0.434 m^3/s \\ A &= \frac{0.434}{0.25} = 1.736 m^2 \end{aligned}$$

(3) 每个沉砂池总宽度 $B(m)$

$$B = nb \quad (4.21)$$

取 $n = 2$ 格，每格宽 $b = 1.0m$ ，则

$$B = 2 \times 1.0 = 2.0m$$

(4) 有效水深 $h_2(m)$

$$h_2 = \frac{A}{b} = \frac{1.736}{2} = 0.868m < 1.2m \quad (4.22)$$

满足要求。

(5) 泥砂斗容积 $V(m^3)$

$$V = \frac{Q_{max}XT \times 86400}{K_z \times 10^6} \quad (4.23)$$

式中： X — 城镇污水沉砂量， $m^3/10^6 m^3$ 污水，取 $X = 30 m^3/10^6 m^3$ 污水；

T — 清除沉砂的间隔时间， d ，取 $T = 2d$ ；

K_z — 污水流量总变化系数，取 $K_z = 1.43$ ；

代入数据得：

$$V = \frac{0.434 \times 30 \times 2 \times 86400}{1.43 \times 10^6} = 1.57m^3$$

(6) 每个沉砂斗容积 $V_0(m^3)$

设每一分格有 2 个沉砂斗，共有 4 个沉砂斗，则

$$V_0 = \frac{1.57}{4} = 0.39m^3$$

(7) 沉砂斗尺寸及容积

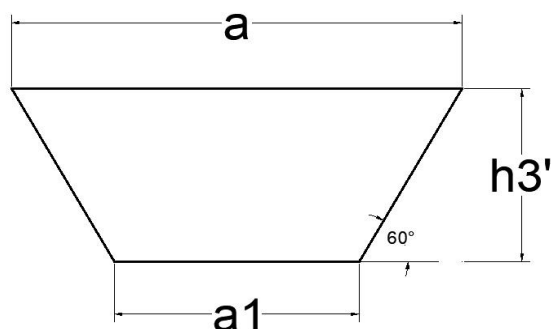


图 4.4 沉砂斗计算草图

设沉砂斗底宽 $a_1 = 0.50m$ ，斗高 $h_3' = 0.60m$ ，斗壁与水平面积的倾角为 60° ，则

① 沉砂斗上口宽 $a(m)$

$$a = \frac{2h_3'}{\tan 55^\circ} + a_1 \quad (4.24)$$

式中： h_3' — 斗高， m ，取 $h_3' = 0.60m$ ；

a_1 — 斗底宽， m ，取 $a_1 = 0.50m$ ；

代入数据得：

$$a = \frac{2 \times 0.60}{\tan 60^\circ} + 0.50 = 1.20m$$

② 沉砂斗容积 $V_0'(m^3)$

$$V_0' = \frac{h_3'}{6} (2a^2 + 2aa_1 + 2a_1^2) = \frac{0.60}{6} (2 \times 1.2^2 + 2 \times 1.2 \times 0.5 + 2 \times 0.5^2) = 0.458m^3$$

略大于 $V_0 = 0.39m^3$ ，符合要求。

(8) 沉砂室高度 $h_3(m)$

采用重力排砂，设池底坡度为 0.06，坡向砂斗。沉砂室由两部分组成，一部分为沉砂池坡向沉砂斗的过渡部分，另一部分为沉砂斗，沉砂池的宽度为 $[2(L_2 + a) + 0.2]$ 。

$$L_2 = \frac{L - 2a - 0.2}{2} = \frac{7.5 - 2 \times 1.2 - 0.2}{2} = 2.45m$$

其中 $0.2m$ 为二沉砂斗之间隔壁厚。

$$h_3 = h'_3 + 0.06L_2 = 0.60 + 0.06 \times 2.45 = 0.75m$$

(9) 沉砂池总高度 $H(m)$

取超高 $h_1 = 0.3m$, 则

$$H = h_1 + h_2 + h_3 = 0.868 + 0.3 + 0.75 = 1.92m$$

(10) 验算最小流速 $V_{min}(m/s)$

在最小流量时, 只用一格工作 ($n_1 = 1$)

$$V_{min} = \frac{Q_{min}}{n_1 W_{min}} \quad (4.25)$$

式中: Q_{min} — 最小流量, m^3/s ;

n_1 — 最小流量时工作的沉砂池数目, 个;

W_{min} — 最小流量时沉砂池中的水流断面面积, m^2 ;

则

$$V_{min} = \frac{0.868 \times 0.75}{1 \times 1.0 \times 0.868} = 0.75 m/s > 0.15 m/s$$

符合要求。

(11) 验算最大流速时的流行时间

在沉砂池中去除砂粒的最小粒径采用 $0.2mm$, 其中 $U_0 = 18.7 mm/s$

水流垂直分速度: 设 $V = 0.25 m/s$

$$W = 0.05V = 0.05 \times 250 = 12.5 mm/s \quad (4.26)$$

① 砂粒平均沉降速度

$$U = \sqrt{U_0^2 - W^2} = \sqrt{18.7^2 - 12.5^2} = 13.9 mm/s \quad (4.27)$$

② 水面面积

$$F = \frac{Q_{max}}{U} \times 1000 = \frac{0.434}{13.9} \times 1000 = 31.22 m^2 \quad (4.28)$$

③ 水流断面面积

$$A = \frac{Q_{max}}{U} = \frac{0.434}{0.25} = 1.736 m^2 \quad (4.29)$$

④ 池总宽度

设 $n = 2$, 每格宽 $b = 1.0m$

$$B = nb = 2 \times 1.0 = 2.0m \quad (4.30)$$

⑤ 有效水深

$$h_2 = \frac{A}{B} = \frac{1.736}{2.0} = 0.868m \quad (4.31)$$

⑥ 长度

名称	性能特点	结构形式	曝气设备	适用条件
帕斯维尔氧化沟	(1)出水水质好,脱氮效果较为明显 (2)构筑物简单,运行管理方便 (3)结构形式多样,可根据地形选择合适的构筑物形状 (4)单座构筑物处理能力有限,流量较大时,分组太多占地面积大,增加了管理的难度	单环路,有同心圆型、折流型和U型等形式,多为钢筋混凝土结构	转刷式转盘,水深较深时配置潜水推进器	出水水质要求高的小型污水处理厂
卡鲁塞尔氧化沟	(1)出水水质好,由于存在明显的富氧区和缺氧区,脱氮效率高 (2)曝气设施单机功率大,调节性能好,并且曝气设备数量少,既可节省投资,又可使运行管理简化 (3)有极强的混合搅拌与耐冲击负荷能力 (4)氧化沟沟深加大,使占地面积减少,土建费用降低 (5)用电量较大,设备效率一般 (6)设备安装较为复杂,维修和更换繁琐	多沟串联	立式低速表曝机,每组沟渠只在一端安设一个表面曝气机	大中型污水处理厂,特别是用地紧张的大型污水处理厂
奥贝尔氧化沟	(1)出水水质好,脱氧率高,同时硝化反硝化 (2)可以在未来负荷增加的情况下加以扩展 (3)易于适应多种进水情况和出水要求的变化 (4)容易维护 (5)节能,比其他任何氧化沟系统在运行时需要的动力都小 (6)受结构形式的限制,总图布置困难	三个或多个沟道,相互连通	水平轴曝气转盘(转碟),可进行多个组合	出水要求高的大中型污水处理厂
交替工作式氧化沟	(1)出水水质好 (2)不需单独设置二沉池,处理流程短,节省占地 (3)不需单独设置反硝化区,通过运行过程中设置停曝期进行反硝化,具有较高的氮去除率 (4)设备闲置率高 (5)自动化程度要求高,增加了运行管理难度	单沟(A型)双沟(B型)和三沟(T型),沟之间相互连通	水平轴曝气转盘	出水要求高的大中型污水处理厂
一体化氧化沟	(1)工艺流程短,构筑物和设备少 (2)不设置单独的二沉池,氧化沟系统占地面积较小 (3)沟内设置沉淀区,污泥自动回流,节省基建投资和运行费用 (4)造价低,建造快,设备事故率低,运行管理工作量少 (5)固液分离比一般二沉池高 (6)运行和启动存在一定问题 (7)技术尚处于研究开发阶段	单沟环型沟道,分为内置式固液分离和外置式分离式	水平轴曝气转盘	中小型污水处理厂

日
亥
卡

貳
叁
示

综上所述，本污水处理厂出水水质要求达到一级 B 标准，出水水质要求并不太高，结合投资费用和运行管理问题，本设计采用卡鲁赛尔氧化沟。

4.5.1 设计参数

(1) 设计流量 $Q = 75000 \text{ m}^3/\text{d} = 0.868 \text{ m}^3/\text{s}$;

(2) 设计进水水质 (单位: mg/L)

表 4.4 氧化沟设计进水水质

参数	COD _{cr}	BOD ₅ (S ₀)	TSS (X ₀)	NH ₃ -N	TN	碱度	TP
数值	500	225	176	40	48	280	6

(3) 设计出水水质 (单位: mg/L)

表 4.5 氧化沟设计出水水质

参数	COD _{cr}	BOD ₅ (S _e)	TSS (X _e)	NH ₃ -N	TN	碱度	TP
数值	60	20	20	15	20	7	1

(4) 考虑污泥稳定化: 污泥产率系数 $Y = 0.5 \text{ mgVSS}/\text{mgBOD}_5$; $f = \frac{MLVSS}{MLSS} = 0.7$; (5) 混合液浓度 $X = 4000 \text{ mgMLSS}/\text{L}$; 水力停留时间 $HRT = 20 \text{ h}$;

(6) 污泥龄 $\theta_c = 30d$; 衰减系数 $K_d = 0.05d^{-1}$;

(7) $20^\circ C$ 时反硝化速率常数 $q_{dn,20} = 0.035kg NO_3^-/(kgMLVSS \cdot d)$;

(8) 剩余碱度: $100mg/L$ (以 $CaCO_3$ 计);

所需碱度: $7.14mg \text{ 碱度}/mg NH_3-N$ 氧化;

产出碱度: $3.57mg \text{ 碱度}/mg NO_3^- - N$ 还原;

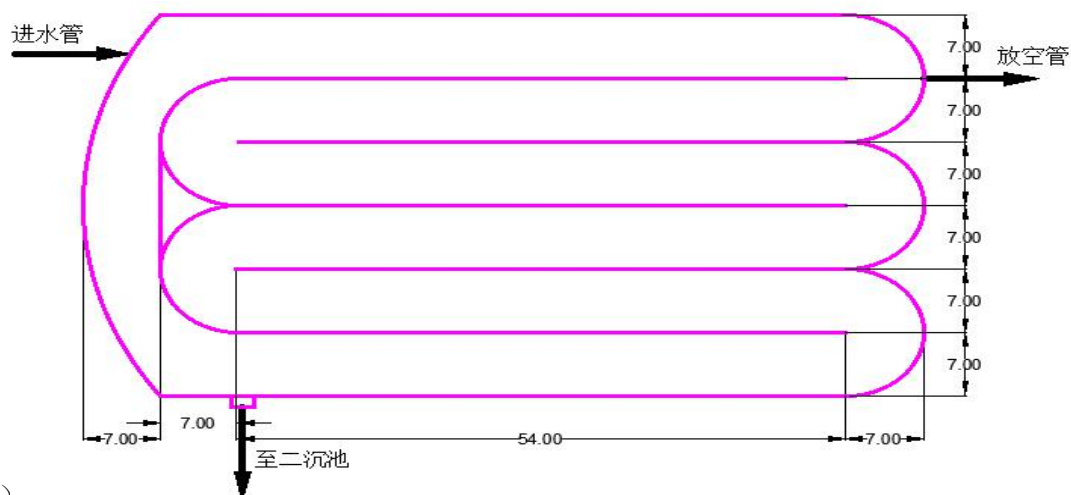
(1) 反硝化温度校正系数: 1.08; 反硝化可得到氧 $2.86 kg O_2/kg N_2$;

(2) 硝化反应安全系数 $K = 1.1$; 硝化所需氧为 $4.6 kg O_2/kg NH_3-N$;

(3) 污泥含氮率为 12.40%; $a' = 0.52$; $b' = 0.12$;

4.5.2 设计计算

图 4.5 所示为卡鲁赛尔氧化沟计算图



(1) 计算结果

①氧化沟出水溶解性 BOD_5 浓度 S

$$S = S_0 - 1.42 \left(\frac{V_{SS}}{TSS} \right) \times TSS \times (1 - e^{-0.23 \times 5}) = 20 - 1.42 \times 0.7 \times 20 \times (1 - e^{-1.15}) = 20 - 13.59 = 6.41 mg/L \quad (4.34)$$

②好氧区容积 V_1

$$V_1 = \frac{Y\theta_c Q(S_0 - S)}{X_v(1 + K_d\theta_c)} = \frac{0.5 \times 30 \times 75000 \times (0.225 - 0.00641)}{0.7 \times 4000 \times 10^{-3} \times (1 + 0.05 \times 30)} = 35131 m^3 \quad (4.35)$$

③好氧区水力停留时间 t_1

$$t_1 = \frac{V_1}{Q} = \frac{35131}{75000} = 0.468d = 11.23h \quad (4.36)$$

(2) 剩余污泥量 ΔX

$$\begin{aligned}
 \Delta X &= Q\Delta S \left(\frac{Y}{1 + K_d\theta_c} \right) + QX_1 - QX_e \\
 &= 75000 \times (0.225 - 0.00641) \times \left(\frac{0.5}{1 + 0.05 \times 30} \right) + 75000 \times (0.176 - 0.123) \\
 &\quad - 75000 \times 0.02 = 3278.85 + 3975 - 1500 = 5753.85 \text{ kg/d}
 \end{aligned}
 \tag{4.37}$$

每去除 1kgBOD_5 产生的干污泥量为

$$\frac{\Delta X}{Q(S_0 - S)} = \frac{5753.85}{75000(0.225 - 0.02)} = 0.374 \text{ kgDS/kgBOD}_5$$

污泥含水率为 99.4%，则剩余污泥量为

$$\frac{\Delta X}{(1 - P) \times 1000} = \frac{5753.85}{(1 - 0.994) \times 1000} = 958.98 \text{ m}^3/\text{d}$$

(3) 污泥回流量

氧化沟系统中，如果已知回流污泥的含量，就可以根据质量平衡式计算出维持 $MLSS$ 的回流污泥量，即

$$QX_0 + X_r = (Q + Q_r)X \tag{4.38}$$

式中： Q_r — 回流污泥量， m^3/d ；

Q — 污水流量， m^3/d ；

X — 进水 SS 含量， mg/L ； $_0$

X_r — 回流污泥含量， mg/L ，取 1000mg/L ；

则

$$18750 \times 176 + Q_r \times 10000 = (18750 + Q_r) \times 4000$$

$$Q_r = 11950 \text{ m}^3/\text{d}$$

氧化沟系统污泥回流量为： $11950 \times 4 = 47800 \text{ m}^3/\text{d}$

回流比

$$R = \frac{X}{X_r - X} = \frac{4}{10 - 4} = 66.7\%$$

实际取 75%

(4) 脱氮

①需氧化的氨氮量 N_1

氧化沟产生的剩余污泥中含氮率为 12.40%；则用于生物合成的总氮量

$$N_0 = \frac{0.124 \times 3278.85 \times 1000}{75000} = 5.42 \text{ mg/L}$$

需要氧化的 $NH_3 - N$ 量 $N_1 = \text{进水TKN} - \text{出水}NH_3 - N - \text{生物合成所需氮}N_0 = 48 - 15 - 5.42 = 27.58 \text{ mg/L}$;

②脱氮量 N_r

$N_r = \text{进水TKN} - \text{出水TN} - \text{生物合成所需氮}N_0 = 48 - 20 - 5.42 = 22.58 \text{ mg/L}$;

③碱度平衡

一般认为，剩余碱度达到 100mg/L (以 $CaCO_3$ 计)，即可保持 $pH \geq 7.2$ ，生物反应能够正常进行。每氧化 $1\text{mg } NH_3 - N$ 需要消耗 7.14mg 碱度，每氧化 $1\text{mg } BOD_5$ 产生 0.1mg 碱度；每还原 $1\text{mg } NO_3^- - N$ 产生 3.57mg 碱度。

$$\begin{aligned} \text{剩余碱度 } S_{ALK_1} &= \text{原水碱度} - \text{硝化消耗碱度} + \text{反硝化产生碱度} + \text{氧化}BOD_5\text{产生碱度} \\ &= 280 - 7.14 \times 27.58 + 3.57 \times 22.58 + 0.1 \times (225 - 6.41) \\ &= 280 - 196.92 + 80.61 + 21.859 = 185.55 \text{ mg/L} \end{aligned}$$

此值可保持 $pH \geq 7.2$ ，硝化反应和反硝化反应能够正常进行。

④脱氮所需的容积 V_2

$$\text{脱硝速率} \quad q_{dn(T)} = q_{dn(20)} \times 1.08^{T-20} \quad (4.39)$$

$$14^\circ\text{C时}, q_{dn} = 0.035 \times 1.08^{14-20} = 0.022\text{kg } NO_3^- / \text{kgMLVSS} \quad (4.40)$$

脱氮所需的容积

$$V_2 = \frac{QN_r}{q_{dn}X_V} = \frac{75000 \times 22.58}{0.022 \times 2800} = 27492\text{m}^3 \quad (4.41)$$

⑤脱氮水力停留时间 t_2

$$t_2 = \frac{V_2}{Q} = \frac{27492}{75000} = 0.367\text{d} = 8.808\text{h}$$

(5) 氧化沟总容积 V 及水力停留时间 t

$$V = V_1 + V_2 = 35131 + 27492 = 62623 \text{ m}^3$$

$$t = t_1 + t_2 = 11.23 + 8.808 = 20.04 \text{ h}$$

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{62623}{75000} = 0.835 \text{ d} = 20.04 \text{ h} \text{ 符合要求}$$

校核污泥负荷

$$N = \frac{QS_0}{X_v V} = \frac{75000 \times 0.225}{2.8 \times 62623} = 0.096 [\text{kgBOD}_5 / (\text{kgMLVSS} \cdot \text{d})]$$

符合要求；

(6) 需氧量

①实际需氧量AOR

$$AOR = \text{去除BOD}_5 \text{需氧量} - \text{剩余污泥中BOD}_u \text{的需氧量} + \text{去除NH}_3 - \text{N耗氧量} - \text{剩余污泥中NH}_3 - \text{N的耗氧量} - \text{脱氮产氧量} \quad (4.42)$$

去除BOD₅需氧量D₁为

$$\begin{aligned} D_1 &= a' Q(S_0 - S) + b' X_v V \\ &= 0.52 \times 75000 \times (0.225 - 0.00641) + 0.12 \times 2.8 \times 62623 \\ &= 8525.01 + 21041.328 = 29566.34 (\text{kg/d}) \end{aligned}$$

剩余污泥中BOD的需氧量D₂（用于生物合成的那部分BOD需氧量）为

$$D_2 = 1.42 \Delta X_1 = 1.42 \times 3278.85 = 4655.97 (\text{kg/d})$$

每硝化 1kg NH₃ - N需要消耗 4.6kg O₂，则去除NH₃ - N的需氧量D₃为

$$\begin{aligned} D_3 &= 4.6 \times (TKN - \text{出水NH}_3 - \text{N}) \times Q / 1000 = 4.6 \times (48 - 15) \times 75000 / 1000 \\ &= 11385 (\text{kg/d}) \end{aligned}$$

剩余污泥中NH₃ - N的耗氧量D₄为

$$\begin{aligned} D_4 &= 4.6 \times \text{污泥含氮率} \times \text{氧化沟剩余污泥} \Delta X_1 = 4.6 \times 0.124 \times 3278.85 \\ &= 1870.26 (\text{kg/d}) \end{aligned}$$

每还原 1kg N₂产生 2.86kg O₂，则脱氮产氧量D₅为

$$D_5 = 2.86 \times \text{脱氮量} = 2.86 \times 22.58 \times 75000 / 1000 = 4843.41 (\text{kg/d})$$

$$\begin{aligned} \text{总需氧量AOR} &= D_1 - D_2 + D_3 - D_4 - D_5 = 29566.34 - 4655.97 + 11385 - \\ &1870.26 - 4843.41 = 29581.70 (\text{kg/d}) \end{aligned}$$

考虑安全系数 1.1，则

$$AOR = 1.1 \times 29581.70 = 32539.87 (\text{kg/d})$$

每去除 1kg BOD₅的需氧量

$$\frac{AOR}{Q(S_0 - S)} = \frac{32539.87}{75000 \times (0.225 - 0.00641)} = 1.98(kg/d)$$

符合要求

②标准状态下需氧量SOR

$$SOR = \frac{AOR \times C_{s(20)}}{\alpha(\beta \rho C_{s(T)} - C) \times 1.024^{T-20}} \quad (4.43)$$

式中： $C_{s(20)}$ 取 $9.17 mg/L$ ， T 取 $25^\circ C$ ， $C_{s(T)}$ 取 $8.38 mg/L$ ， C 取 $2 mg/L$ ， α 取 0.85 ， β 取 0.95 ，

$$\rho = \frac{\text{所在地区实际气压}}{1.013 \times 10^5} = \frac{1.020 \times 10^5}{1.013 \times 10^5} = 1.007$$

$$SOR = \frac{32539.87 \times 9.17}{0.85(0.95 \times 1.007 \times 8.38 - 2) \times 1.024^{25-20}} = \frac{298390.61}{5.758} = 51821.92(kg/d)$$

每去除 $1kgBOD_5$ 的标准需氧量为

$$\frac{SOR}{Q(S_0 - S)} = \frac{51821.92}{75000 \times (0.225 - 0.00641)} = 3.16(kgO_2/kgBOD_5)$$

(7) 氧化沟尺寸

设氧化沟 4 座，单座氧化沟有效容积

$$V_{\text{单}} = \frac{V}{4} = \frac{62623}{4} = 15655.75 (m^3)$$

本设计中采用 6 廊道式卡鲁赛尔氧化沟，其中厌氧区采用 1 格，进水和回流污泥处为缺氧区采用 2 格，出水处为好氧区采用 3 格，最终取池深（有效水深） $H = 4.5m$ ，超高为 $0.5m$ ，氧化沟深度 $h = 4.5 + 0.5 = 5.0m$ ，中间分隔墙厚度 $0.25m$ 。

氧化沟面积

$$A = \frac{V_{\text{单}}}{h} = \frac{15655.75}{5} = 3131.15(m^2)$$

单沟道宽度 $b = 7m$ ，则弯道部分的面积

$$\begin{aligned} A_1 &= \frac{(2 \times 7 + 0.25/2)^2}{2} \times 3.14 \times 5 + 3.14 \times \frac{5 \times 0.25 + 4 \times 7}{2} \times 7 + 3.14 \\ &\quad \times \frac{(5 \times 0.25 + 4 \times 7/2)^2}{2} - 3.14 \times \left(\frac{2 \times 7 + 0.25}{2} \right)^2 \\ &= 398.51 + 321.46 + 335.81 - 159.40 = 896.38 (m^2) \end{aligned}$$

直线段部分面积

$$A_2 = A - A_1 = 3131.15 - 896.38 = 2234.87 (m^2)$$

单沟直线段长度

$$L = \frac{A_2}{6b} = \frac{2234.87}{6 \times 7} = 53.21m \text{ 取 } 54m$$

故氧化沟总池长： $54 + 7 + 14 = 75m$

氧化沟总宽度： $6 \times 7 = 42m$ 。

(8) 进水管和出水管

污泥回流比 $R = 75\%$, 进出水管流量

$$Q_1 = (1 + R) \times \frac{Q}{4} = 1.75 \times \frac{75000}{4} = 0.380 m^3/s$$

管道流速 $V = 1.23 m/s$, 则

管道过水断面

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0.380}{1.23} = 0.309(m^2)$$

管径

$$d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.309}{\pi}} = 0.627m$$

取 $0.8m$

校核管道流速：

$$V = \frac{Q}{A} = 0.75 (m/s)$$

(9) 出水堰及出水竖井

初步估算 $\delta/H < 0.67$, 因此按薄壁堰来计算

①出水堰

$$Q = 1.86bH^{3/2} \quad (4.44)$$

式中, H 取 $0.3m$, 则

$$b = \frac{Q}{1.86H^{3/2}} = \frac{0.434}{1.86 \times 0.3^{3/2}} = 1.42m$$

故堰宽 $b = 1.4m$, 校核堰上水头 H

$$H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{1.86b}\right)^2} = \sqrt[3]{\left(\frac{0.434}{1.86 \times 1.4}\right)^2} = 0.298m$$

②出水竖井

考虑可调堰安装要求，堰两边各留 $0.3m$ 的操作距离

出水竖井长 $L = 0.3 \times 2 + b = 0.6 + 1.4 = 2.0m$

出水竖井宽 $B = 1.4m$ ，则出水竖井平面尺寸为 $L \times B = 2.0 \times 1.4 m$

氧化沟出水孔尺寸为 $b \times h = 1.4 \times 0.5 m$

(10) 曝气设备选择

单座氧化沟需氧量 $SOR_1 = SOR/n$

式中， n 为氧化沟个数

$$SOR_1 = \frac{51821.92}{4} = 12955.48 \text{ kgO}_2/d = 539.81 \text{ kgO}_2/h$$

由于转刷曝气机具有如下优点：

- ① 结构简单，组装灵活，安装维护方便；
- ② 防腐性能好，使用寿命长；
- ③ 搅拌能力强，促使混合液处于不断循环的状态；
- ④ 工作水深大，充氧能力强，动力效率高；

因此每座氧化沟采用转刷曝气机曝气设备，兼有充氧、混合、推进等功能，其性能如下表

表 4.6 转刷曝气机性能参数表

转刷曝气机		电动机		减 速 机 型 号	输 出 转 速 r/min	叶 片 浸 深 cm	充氧能力 $[kg/(m \cdot h)]$	动力效率 $[kgO_2/(KW \cdot h)]$
直 径 mm	有 效 长 度 mm	型 号	功 率 KW					
1000	6000	Y200L — 4	30	WG30 — 20	72	25-30	6.5-8.5	2.0-3.0

生产商：江苏一环集团公司

设计叶片浸深 $300mm$ ，转速 $72 r/min$ ，充氧能力 $8.5 kgO_2/(m \cdot h)$ ，设计有效深度 $6m$ ，

已知每小时需氧量 $539.81kg$ ，则有：

转刷长度： $539.81 \div 8.5 = 63.51m$ ；

转刷数： $63.51 \div 6 = 11$ 个；

转刷间距： $\frac{15655.75}{4.5 \times 7 \times 11} = 40.66m$ ；

功率： $539.81/3 = 179.94(KW)$ ；

处理 $1.0m^3$ 污水所需功率为：

$$\frac{179.94 \times 4}{75000} = 0.0096(KW)$$

4.6 二次沉淀池

二次沉淀池的作用是将污水中的活性污泥混合液进行泥水分离和污泥浓缩，使得污水和污泥进一步分离，与二次沉淀池不同的是，初沉池主要去除的是污水中的悬浮物。二次沉淀池的主要特点如表 4.7 所示。^[3]

表 4.7 各沉淀池优缺点比较

池型	优点	缺点	适用条件
平流式	对污水的冲击负荷和温度变化具有较强的适应能力； 施工方便，沉淀效果好；	配水不够均匀	大、中、小型污水厂
竖流式	占地面积较小； 排泥方便，不需机械刮泥设备； 维护管理方便	池深大，给施工带来困难 对污水的温度变化和冲击负荷变化的适应能力较差；	处理水量不大的小型污水厂
辐流式	结构受力条件好； 机械刮泥设备较成熟，运行管理方便；	占地面积大； 机械排泥设备复杂，增大施工要求	大、中型污水厂
斜板（管）	占地面积小； 停留时间短，沉淀效率高；	排泥困难； 污泥会粘附于斜板上，影响沉淀效果；	城镇污水

综上所述特点，又考虑到普通辐流式沉淀池存在中心流速较大，容积利用率低等缺点，故最终采用周边进水，周边出水的向心流辐流式二沉池，机械刮泥设备采用刮泥机。

4.6.1 设计参数

- (1) 设计流量 $Q_{max} = 75000 \text{ m}^3/\text{d}$, 沉淀池个数 $n = 2$;
- (2) 沉淀时间 $t = 2.5\text{h}$, 污泥停留时间 $T = 2\text{h}$;
- (3) 表面水力负荷 $q = 1.2 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$;
- (4) 污泥含水率 98.5%, ;
- (5) 二沉池底流浓度 $X_r = 8500 \text{ mg/L}$
- (6) 曝气池悬浮固体浓度 $X = 2800 \text{ mg/L}$
- (7) 污泥回流比 $R = 75\%$;

4.6.2 设计计算

向心流辐流式二沉池计算草图如下

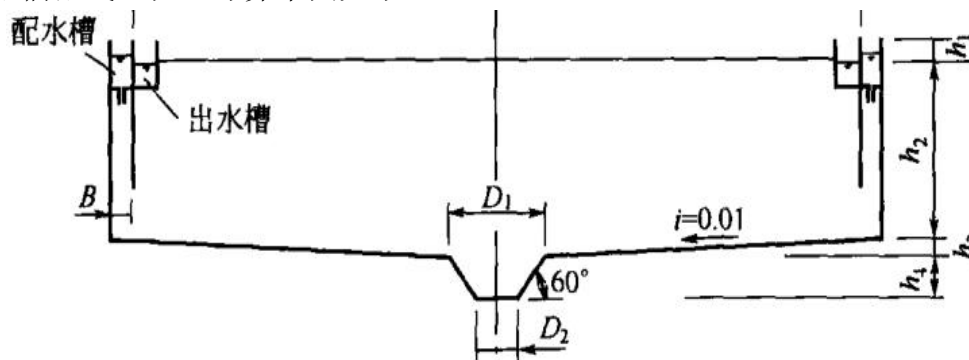


图 4.6 向心流辐流式二沉池计算草图

- (1) 沉淀池部分水面面积 F

$$F = \frac{Q_{max}}{nq} = \frac{3125}{2 \times 1.2} = 1302.08(\text{m}^2) \quad (4.45)$$

- (2) 池子直径 D

$$D = \sqrt{\frac{4F}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 1302.08}{\pi}} = 40.72\text{m} \quad (4.46)$$

取 $D = 41\text{m}$;

- (3) 校核堰口负荷 q'

$$Q_0 = \frac{Q_{max}}{2} = \frac{3125}{2} = 1562.5 \text{ m}^3/\text{h} = 0.434 \text{ m}^3/\text{s} \quad (4.47)$$

$$q' = \frac{Q_0}{2 \times 3.6 \times \pi \times D} = \frac{1562.5}{2 \times 3.6 \times \pi \times 41} = 1.68 \text{ L}/(\text{s} \cdot \text{m}) < 1.7 \text{ L}/(\text{s} \cdot \text{m})$$

符合要求

- (4) 校核固体负荷 G

$$G = \frac{24(1+R)Q_0X}{F} = \frac{24 \times 1.75 \times 1562.5 \times 2.8}{1302.08} = 141.12 < 150 \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{d}) \quad (4.48)$$

满足要求

(5) 澄清区高度 h_2'

设沉淀池沉淀时间 $t = 2.5h$, 则

$$h_2' = \frac{Q_0 t}{F} = \frac{1562.5 \times 2.5}{1302.08} = 3.00 \text{ (m)} \quad (4.49)$$

(6) 污泥区高度 h_2''

设污泥停留时间 $2h$, 则

$$h_2'' = \frac{2T(1+R)QX}{24(X+X_r)F} = \frac{2 \times 2 \times (1+0.75) \times 75000 \times 2.8}{1.43 \times 24 \times (2.8+8.5) \times 1302.08} = 2.91 \text{ (m)} \quad (4.50)$$

(7) 池边水深 h_2

$$h_2 = h_2' + h_2'' + 0.3 = 3.00 + 2.91 + 0.3 = 6.21 \text{ (m)} \quad (4.51)$$

(8) 污泥斗高 h_4

设污泥斗底直径 $D_2 = 1.0m$, 上口直径 $D_1 = 2.0m$, 斗壁与水平夹角 60° , 则

$$h_4 = \left(\frac{D_2}{2} - \frac{D_1}{2} \right) \times \tan 60^\circ = \left(\frac{2}{2} - \frac{1}{2} \right) \times \tan 60^\circ = 0.87 \text{ m} \quad (4.53)$$

(9) 池总高 H

二次沉淀池拟采用单管吸泥机排泥, 池底坡度取 0.06 , 排泥设备中心立柱的直径为 $1.5m$, 池中心与池边落差

$$h_3 = \frac{41-2}{2} = 1.17 \text{ (m)} \quad (4.54)$$

超高 $h_1 = 0.3m$, 故池总高

$$H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 = 0.3 + 6.21 + 1.17 + 0.87 = 8.55 \text{ (m)}$$

(10) 进水管的设计

$$Q_1 = Q_0 + RQ_0' = 0.434 + \frac{0.607}{2} \times 0.75 = 0.662 \text{ m}^3/\text{s}$$

设计中单池设计流量取 $Q_0 = 0.434 \text{ m}^3/\text{s}$, 单池污水平均流量 $Q'_0 = 0.607/2 = 0.304 \text{ m}^3/\text{s}$, 污泥回流比 $R = 75\%$;

进水管管径取 $D_1 = 900 \text{ mm}$, 流速

$$V = \frac{Q_1}{A} = \frac{4 \times 0.662}{\pi \times 0.90^2} = 1.04 \text{ m/s}$$

(11) 流入槽设计

采用环形平底槽, 等距设布水孔, 孔径 60 mm , 并加 100 mm 长短管

① 流入槽

设流入槽宽 $B = 0.9 \text{ m}$, 槽中流速 $V = 1.4 \text{ m/s}$

槽中水深

$$h = \frac{Q_0(1+R)}{3600VB} = \frac{1562.5(1+0.75)}{3600 \times 1.4 \times 0.9} = 0.60 \text{ m}$$

② 布水孔数 n

布水孔平均流速计算公式为

$$V_n = \sqrt{2t\gamma G_m} \quad (4.55)$$

式中: V_n -布水孔平均流速, m/s , 一般为 $0.3 - 0.8 \text{ m/s}$;

t -导流絮凝区平均停留时间, s , 池周有效水深为 $2 - 4 \text{ m}$ 时, 取 $360 - 720 \text{ s}$;

γ -污水的运动粘度, m^2/s , 与水温有关;

G_m -导流絮凝区的平均流速梯度, 一般可取 $10 - 30 \text{ s}^{-1}$;

取 $t = 700 \text{ s}$, $G_m = 20 \text{ s}^{-1}$, 水温为 20°C 时, $\gamma = 1.06 \times 10^{-6}$, 故

$$V_n = \sqrt{2 \times 700 \times 1.06 \times 10^{-6} \times 20} = 0.77 \text{ m/s}$$

布水孔数

$$n = \frac{Q_0(1+R)}{3600V_n S} = \frac{1562.5(1+0.75)}{3600 \times 0.77 \times \frac{\pi}{4} \times 0.06^2} = 349 (\text{个})$$

③ 孔距 l

$$l = \frac{\pi(D+B)}{n} = \frac{\pi(41+0.9)}{349} = 0.377 \text{ m}$$

④ 校核 G_m

$$G_m = \left(\frac{V_1^2 - V_2^2}{2t\gamma} \right)^{1/2} \quad (4.56)$$

式中: V_1 — 布水孔水流收缩断面的流速, m/s , $V_1 = V_n/\varepsilon$, 因设有短管, 取 $\varepsilon = 1$;

V_2 — 导流絮凝区平均向下流速, m/s , $V_2 = Q/f$;

f — 导流絮凝区环形面积, m^2 ;

设导流絮凝区的宽度与配水槽同宽, 则

$$V_2 = \frac{Q_0(1+R)}{3600\pi(D+B)B} = \frac{1562.5(1+0.75)}{3600 \times \pi \times (41+0.9) \times 0.9} = 0.0064 m/s$$

$$G_m = \sqrt{\frac{0.77^2 - 0.0064^2}{2 \times 700 \times 1.06 \times 10^{-6}}} = 20.0 s^{-1}$$

G_m 在 $10 - 30 s^{-1}$ 之间, 符合要求。

(12) 出水溢流堰设计

沉淀池出水通过设置在环形出水槽上的三角堰自由跌落在环形集水槽内, 采用堰口角度 θ 为 60° 的自由流锯齿形三角堰出水槽出水, 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

$$Q = \frac{0.868}{4} = 0.217 m^3/s$$

给水槽中流速 $V = 0.6 m/s$, 给水槽宽 $0.7m$,

$$\text{槽内重点水深 } h_2 = Q/VB = 0.217/0.6 \times 0.7 = 0.52m;$$

当沿槽长溢入流量均匀, 且为自由跌水出流, 集水槽出口处临界水深 h_k , 可用下式计算:

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}} \quad (4.57)$$

式中: Q — 槽出流处流量, m^3/s ;

B — 槽宽, m , $B = 0.9Q^{0.4}$;

故

$$Q = 1.3 \times \frac{1562.5}{3600} = 0.56 m^3/s$$

$$B = 0.9 \times 0.56^{0.4} = 0.7m$$

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{0.56^2}{9.8 \times 0.7^2}} = 0.26m$$

故槽内起点水深

$$h_1 = \sqrt{\frac{2h_k^3}{h_2} + 0.52^2} = 0.58m$$

设计中取出水堰后自由跌落 $0.1m$ ，集水槽高度 $0.1 + 0.58 = 0.68m$ ，取 $0.7m$ ，集水槽断面水深为 $0.7m \times 0.7m$ 。

(13) 出水管计算

设计出水管管径为 $D = 800mm$ ，流速

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{4 \times 0.434}{\pi \times 0.80^2} = 0.86 m/s$$

符合要求

(14) 排泥装置

沉淀池采用周边传动刮泥机，刮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，沿排泥管将污泥排出池外

本设计采用ZBG型周边传动刮泥机刮泥，其性能参数如下：

表 4.8 周边传动刮泥机参数表

型号	池径 (m)	功率 (KW)	周边线速 (m/min)	推荐池深 (mm)	周边轮压 (KN)	周边轮中心 (m)
ZBG-20	20	1.5	2.34	3000-5000	25	20.36

生产厂：江苏宜兴市新纪元环保有限公司

排泥管管径 $400mm$ ，回流污泥量为 $11950 m^3/d$

(15) 集配水井的设计计算

①配水井中心管直径

$$D_2 = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V_2}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.868}{\pi \times 0.7}} = 1.26m \quad (4.58)$$

式中： Q —进水流量， m^3/s ；

V_2 —中心管内污水流速， m/s ；

设计中取 $D_2 = 1.4m$

②配水井直径

$$D_3 = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V_3} + D_2^2} = \sqrt{\frac{4 \times 0.868}{\pi \times 0.3} + 1.4^2} = 2.38m \quad (4.59)$$

式中： V_3 —配水井内污水流速， m/s ，一般采用 $0.2 - 0.4 m/s$ ，取 $0.3 m/s$ ；

设计中取 $D_3 = 2.4m$

③集水井直径

$$D_1 = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V_1} + D_3^2} = \sqrt{\frac{4 \times 0.868}{\pi \times 0.25} + 2.4^2} = 3.19m \quad (4.60)$$

式中： V_1 —集水井内污水流速， m/s ，一般采用 $0.2 - 0.4 m/s$ ，取 $0.25 m/s$ ；

设计中取 $D_1 = 3.2m$

④进水管直径

取进入二沉池的管径 $DN = 600mm$ ，校核流速

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0.868}{2 \times \pi \times 0.6^2} = 1.53 m/s > 0.7 m/s$$

符合要求。

⑤出水管直径

有前面结果可知， $DN = 800mm$

⑥总出水管

取出水管管径 $DN = 1100mm$ ，集配水井内设有超越阀门以便超越。^[3]

4.7 加氯间

4.7.1 设计参数

本污水处理厂日处理污水量为 7.5 万吨，二级处理后采用液氯进行消毒，液氯的投加量一般规定为 $5 - 10 mg/L$ ，本设计中投氯量按 $7 mg/L$ 计，加氯间与氯库采用合建的方式，仓库储量按 15 天进行计算。

4.7.2 设计计算

(1) 加氯量 G

$$G = 0.001 \times 7 \times \frac{75000}{24} = 21.9(kg/h)$$

(2) 储氯量 W

$$W = 15 \times 24G = 15 \times 24 \times 21.9 = 7884(kg)$$

(3) 加氯机和氯瓶

液氯由真空转子加氯机加入，加氯机设计 3 台，采用 2 用 1 备，每小时加氯量 $21.9kg$ ，设计中采用投加量为 $0 - 20 kg/h$ 加氯机，并轮换使用。

液氯的贮存选用容量为 $1000kg$ 的钢瓶，共 10 只。

(4) 加氯间与氯库

加氯间与氯库合建，加氯间内布置 3 台加氯机（2 用 1 备）及其配套投加设备（两台水加压泵）。氯库中布置 10 只氯瓶，分两排布置，并设 5 台用来称量氯瓶质量的液压磅秤，为使氯瓶的搬运方便，氯库内设 $CD_1 2 - 9D$ 单轨电动葫芦一个，轨道设置在氯瓶上方，并通到氯库大门外。

氯库外设事故池，池中长期贮水，水深 $1.5m$ 。值班控制室内安装有加氯系统的控制柜，自动控制系统，为方便观察巡视，值班室与加氯间内设连通的门及大型观察窗。加氯间，氯库平面布置图如图 4.7 所示。

(5) 加氯间和氯库的通风设备

根据加氯间，氯库工艺设计，加氯间总容积 $V_1 = 4.5 \times 8.5 \times 3.6 = 137.7m^3$ ，氯库容积 $V_2 = 9.6 \times 8.5 \times 4.5 = 367.2m^3$ ，为保证安全每小时换气 8-12 次，

加氯间每小时换气量 $G_1 = 137.7 \times 12 = 1652.4(m^3)$

氯库每小时换气量 $G_2 = 367.2 \times 12 = 4406.4(m^3)$

故加氯间选用一台 $T35 - 11$ 型轴流通风机，风量 $1905 m^3/h$ ，配套电动机型号 $YSF - 5024$ ，功率为 $0.04KW$ ；氯库选用一台 $T35 - 11$ 型轴流通风机，风量 $4545 m^3/h$ ，配套电动机型号 $YSF - 7122$ ，功率为 $0.55KW$ 。

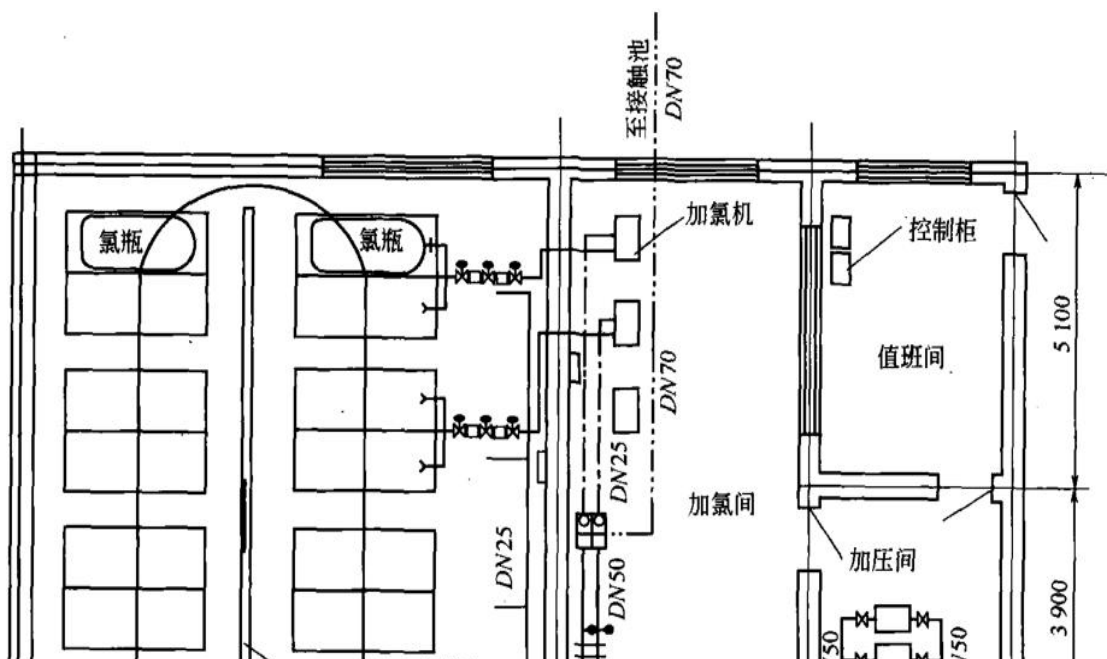


图 4.7 加氯间与氯库平面布置图

4.8 平流式消毒接触池

4.8.1 已知条件

- (1) 最大设计流量 $Q_{max} = 75000 m^3/d = 3125 m^3/h$;
- (2) 采用氯消毒工艺, 接触时间 $t = 30min$;
- (3) 有效水深 $h = 2.5m$;

4.8.2 设计计算

平流式消毒接触池计算草图如下

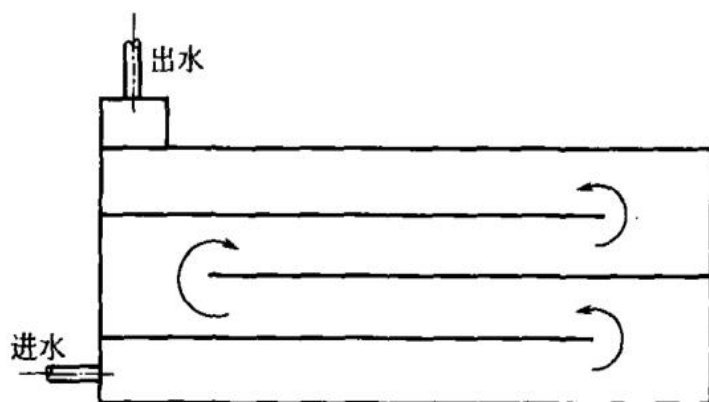


图 4.8 平流式消毒接触池计算草图

- (1) 接触池容积 V

$$V = Q_{max}t = 3125 \times 0.5 = 1562.5(m^3) \quad (4.61)$$

- (2) 采用矩形隔板式接触池两座 ($n = 2$), 每座池容积

$$V_1 = \frac{1562.5}{2} = 781.25(m^3)$$

(3) 取消毒接触池水深 $h = 2.5m$ (其中超高 $0.3m$)，单格宽 $b = 2m$ ，则

$$\text{池长 } L = 20 \times 2 = 40m$$

$$\text{水流长度 } L' = 80 \times 2 = 160m$$

$$\text{每座接触池的分格数为 } 160/40 = 4 \text{ (格)}$$

(4) 复核池容

由以上计算，接触池池宽 $B = 2 \times 4 = 8m$ ，长 $L = 40m$ ，水深 $h = 2.5m$ ，

$$\text{所以 } V_1 = 40 \times 8 \times 2.5 = 800m^3 > 781.25m^3$$

接触池出水设溢流堰。

(5) 进水部分

每个消毒接触池的进水管管径 $D = 800mm$ ，速度 $V = 0.86 m/s$ ；

(6) 出水部分

接触池出水设溢流堰，则堰上水头

$$H = \frac{Q}{nmb\sqrt{2g}} = \frac{0.868}{2 \times 0.42 \times 5 \times \sqrt{2 \times 9.8}} = 0.05m \quad (4.62)$$

式中： H —堰上水头， m ；

n —消毒接触池个数，取 $n = 2$ ；

m —流量系数，取 $m = 0.42$ ；

b —堰宽，等于池宽 $5.0m$ ；

4.9 化学除磷

化学除磷可采用生物反应池的后置投加，同步投加和前置投加，考虑化学除磷过程中产生较少的污泥量，本设计采用氧化沟内同步投加药剂进行化学除磷。^[8]

4.9.1 已知条件

(1) 设计处理规模 $75000 m^3/d$ ；

(2) 二级处理采用卡鲁赛尔氧化沟工艺，预计SS中含磷量(k_p)约为 7%；

(3) 氧化沟工艺处理后出水 $pH = 7.2 - 7.4$ ， $SS(X_2) = 20 mg/L$ ，总磷 $P_2 = 3 mg/L$

(4) 投加聚合氯化铝作为药剂处理后出水要求达到 $SS(X_3) = 5 mg/L$ ，总磷 $P_3 = 1 mg/L$ ；

4.9.2 设计计算

(1) 二级处理出水中悬浮态磷: $P_{x2} = X_2 k_P = 20 \times 0.07 = 1.4 (mg/L)$

溶解磷含量: $P_{s2} = P_2 - P_{x2} = 3 - 1.4 = 1.6 (mg/L)$

(2) 投加药剂处理后出水悬浮态磷: $P_{x3} = X_3 k_P = 5 \times 0.07 = 0.35 (mg/L)$

投加药剂处理后出水溶解性磷: $P_{s3} = P_3 - P_{x3} = 1 - 0.35 = 0.65 (mg/L)$

(3) 日用药量估算

投加聚合氯化铝药剂处理后出水呈中性, 投加量按 $2mol/molP$ 计算。磷的相对分子质量为 31, 铝的相对分子质量为 27, 摩尔比折算成质量比 $Al/P = 1.74$

查阅资料得: 液态 PAC 密度 $1.19 kg/L$, Al_2O_3 含量 10%, 盐基度 70% (盐基度为 PAC 中 OH^- 与 Al^{3+} 的当量百分比)。 Al_2O_3 的相对分子质量为 102, 其中铝为 54, 因此, PAC 中铝含量为

$$\frac{54}{102} \times 10\% = 5.3\%$$

① PAC 与去除溶解性磷的比例:

$$K_{PAC} = \frac{1.74}{0.053} = 32.83 (mg/mgP)$$

② PAC 的投加量

$$q = K_{PAC}(P_3 - P_{s3}) = 32.83 \times (1 - 0.65) = 11.49 (mg/L)$$

③ 日用药量

$$G = qQ = 11.49 \times \frac{75000}{1000} = 864.75 kg/d$$

第 V 章 污泥处理构筑物的设计计算

5.1 污泥泵房

该污泥泵房的特点是提升和回流粘稠度比污水大的污泥，设置污泥泵房时，应使污泥输送管道尽量缩短，集泥池可与污泥泵房分开。

5.1.1 设计参数

- (1) 回流污泥总流量为 $1991.67\text{ m}^3/\text{h}$ ，泵的数量采用 2 用 1 备，单泵流量 $996\text{ m}^3/\text{h}$ ；
- (2) 剩余污泥总流量为 $39.96\text{ m}^3/\text{h}$ ，采用 1 用 1 备，间歇抽泥，单泵流量 $40.00\text{ m}^3/\text{h}$ 。

5.1.2 设计计算

- (1) 回流污泥泵，提升静扬程为 $240.90 - 240.43 = 0.47\text{ m}$ ；

剩余污泥泵，提升静扬程为 $240.90 - 233.26 = 7.64m$;

(2) 污泥泵水头损失取 $2m$ ，自由水头取 $1m$;

(3) 污泥泵站至氧化沟配水井水头损失为 $0.58m$;

污泥泵站至污泥浓缩池水头损失为 $1.40m$;

(4) 回流污泥泵扬程 $H = 0.47 + 2 + 1 + 0.58 = 4.05m$;

剩余污泥泵扬程 $H = 7.64 + 2 + 1 + 1.40 = 12.04m$;

5.1.3 设备选型

由于输送的污泥均属于低粘度污泥，可用离心污水泵（*PW*型和*PWL*型）和潜水泵输送，故根据相关参数选型如下：

回流污泥泵：2台型号为 *KWPK350-400*（2用1备），流量 $460 - 1050 m^3/h$ ，扬程 $3.8 - 9.4m$;

剩余污泥泵：1台型号为 *KWPK80-250*（1用1备），流量 $22 - 113 m^3/h$ ，扬程 $4 - 20m$ 。

5.2 污泥浓缩池

污泥浓缩的目的是通过去除污泥颗粒中的间隙水来减少污泥体积，从而缩小后续输送污泥的管道及各类构筑物的尺寸。综合水量及污泥特点，本设计采用两座竖流式重力浓缩池，只对来自二次沉淀池的剩余污泥进行浓缩。

5.2.1 设计参数

(1) 剩余污泥量 $958.98 m^3/d$ ，单个浓缩池流量 $Q = 958.98/2 = 0.0055 m^3/s$;

(2) 浓缩前污泥含水率 $P_1 = 99.4\%$;

(3) 浓缩后污泥含水率 $P_2 = 97\%$;

(4) 浓缩时间 $T = 12h$;

(5) 污泥在浓缩池内的上升流速 $V = 0.00008 m/s$;

5.2.2 设计计算

(1) 中心进泥管面积

$$f = \frac{Q}{V_0} = \frac{0.0055}{0.03} = 0.18 m^2 \quad (5.1)$$

$$d_0 = \sqrt{\frac{4f}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.18}{\pi}} = 0.48m \quad (5.2)$$

式中: Q — 中心进泥管设计流量, m^3/s ;

f — 浓缩池中心管面积, m^2 ;

V_0 — 中心进泥管流速, m/s , 取 $V_0 = 0.03 m/s$;

d_0 — 中心进泥管直径, m ;

(2) 中心进泥管与反射板之间的高度

$$h_3 = \frac{Q}{v_1 \pi d_1} = \frac{0.0055}{0.02 \times \pi \times 0.648} = 0.14m \quad (5.3)$$

式中: V_1 — 泥管流出速度, m/s , 取 $V_1 = 0.02 m/s$;

d_1 — 喇叭口直径, m , 取 $d_1 = 1.35d_0$;

(3) 浓缩后分离出的污水量

$$q = Q \times \frac{P_1 - P_2}{100 - P_2} = 0.0055 \times \frac{99.4 - 97}{100 - 97} = 0.0044 m^3/s \quad (5.4)$$

式中: P — 浓缩前污泥含水率, %;

P_2 — 浓缩后污泥含水率, %;

Q — 进入污泥池的污泥量, m^3/s ;

(4) 浓缩池水流部分面积

$$F = \frac{q}{v} = \frac{0.0044}{0.00008} = 55m^2$$

式中: v — 污泥在浓缩池内的上升流速, m/s , 取 $v = 0.00008 m/s$;

(5) 浓缩池直径

$$D = \sqrt{\frac{4(F+f)}{\pi}} = \sqrt{\frac{4(55+0.18)}{\pi}} = 8.38m \quad (5.5)$$

取 $D = 9m$;

(6) 有效水深

$$h_2 = vt = 0.00008 \times 12 \times 3600 = 3.456m \quad (5.6)$$

式中: t — 浓缩时间, s , 取 $t = 12h$;

(7) 浓缩后剩余污泥量

$$Q_1 = Q \frac{100 - P_1}{100 - P_2} = 0.0055 \times \frac{100 - 99.4}{100 - 97} = 0.0011 m^3/s = 95.04 m^3/d$$

(8) 污泥池污泥斗容积

设污泥斗夹角 $\alpha = 55^\circ$ ，斗底 $r_1 = 0.5m$ ， $R = 4.5m$

$$h_5 = (R - r_1) \tan \alpha = (4.5 - 0.5) \times \tan 55^\circ = 5.71m \quad (5.7)$$

$$V = \frac{\pi}{3} h_5 (R^2 + Rr_1 + r_1^2) = \frac{\pi}{3} \times 5.71 \times (4.5^2 + 4.5 \times 0.5 \times 0.5^2) = 136.03m^3$$

(9) 污泥在泥斗中的停留时间

$$T = \frac{V}{Q_1} = \frac{136.03}{0.0011 \times 3600} = 34.4h \quad (5.8)$$

(10) 浓缩池总高度

$$H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 = 0.3 + 3.456 + 0.14 + 0.3 + 5.71 = 9.91m$$

式中： h_1 —超高， m ，取 $h_1 = 0.3m$ ；

h_4 —缓冲层高度， m ，取 $h_4 = 0.3m$ ；

(11) 溢流管

溢流量为 $0.0044 m^3/s$ ，设溢流管径 $DN200mm$ ，管内流速为 $0.14 m/s$ ；

(12) 排泥管

浓缩后剩余污泥量为 $0.0011 m^3/s$ ，污泥管径 $DN50mm$ ，污泥浓缩后排入贮泥池。

5.3 贮泥池

本设计采用一个贮泥池，用来贮存来自浓缩池的污泥。

5.3.1 设计参数

(1) 贮泥量 $Q = 0.0011 \times 2 = 0.0022 m^3/s = 190.08 m^3/d$ ；

(2) 贮泥时间 $t = 10h$ ；

5.3.2 设计计算

(1) 贮泥池表面积 F

$$F = \frac{Qt}{h_2} = \frac{190.08 \times 10}{2.5 \times 24} = 31.68m^2 \quad (5.9)$$

式中： h_2 —贮泥池池高， m ；

(2) 贮泥池池长 L

设贮泥池池宽 $B = 5.0m$ ，

$$L = \frac{F}{B} = \frac{31.68}{5.0} = 6.34m \quad (5.10)$$

取 $L = 7.0m$;

(3) 贮泥池污泥斗容积

设污泥斗夹角 $\alpha = 55^\circ$, 斗底 $r_1 = 0.20m$, $R = 1.5m$, 则

$$h_3 = \tan 55^\circ \times (1.5 - 0.20) = 1.86m \quad (5.11)$$

$$V = \frac{\pi}{3} h_3 (R^2 + Rr_1 + r_1^2) = \frac{\pi}{3} \times 1.86 \times (1.5^2 + 1.5 \times 0.2 + 0.2^2) = 5.04m^3$$

(4) 污泥在泥斗中的停留时间

$$T = \frac{V}{Q_1} = \frac{5.04}{0.0022 \times 3600} = 0.64h \quad (5.12)$$

(5) 贮泥池总高度

$$H = h_1 + h_2 + h_3 = 0.3 + 2.5 + 1.86 = 4.66m$$

式中: h_1 — 超高, m , 取 $h_1 = 0.3m$;

(6) 管道部分

贮泥池中设 $DN100mm$ 的吸泥管一根, 共有两根来自污泥浓缩池的进泥管, 管径均为 $50mm$ 。

5.4 污泥脱水机房

浓缩后的污泥需进一步脱水来去除污泥颗粒间的游离水和部分毛细水, 本设计中采用厢式压滤机对污泥进行脱水。

(1) 污泥产量

由于本工艺未设初沉池及污泥消化工艺, 故污泥量为来自浓缩池的剩余污泥量 $190.08 m^3/d$, 污泥含水率为 97% , 则

$$Q = 190.08 \times 1000 \times (1 - 0.97) = 5702.4 kg/d = 237.6 kg/h$$

(2) 由于带式压滤脱水机具有出泥含水率较低, 工作平稳, 运行管理控制较容易, 能耗较少等特点, 故选用 $DYA1000$ 带式压滤机脱水, 其规格性能如下,

表 5.1 带式压滤机性能参数表

滤带宽 度(mm)	有效滤 带面积 (m^2)	湿泥处 理量 (m^3/h)	泥饼 含水 率($\%$)	主机 功率 (KW)	清洗水 流量 (m^3/h)	设备 质量 (Kg)	外形尺寸 (mm) ($L \times W \times H$)
------------------	-------------------------	--------------------------	-----------------------	----------------------	--------------------------	----------------------	--

1000	26.9	3-6	66-81	1.1	6-8	3600	5150 × 1826 × 2650
------	------	-----	-------	-----	-----	------	-----------------------

故需 $n = Q/4 = 7.92/4 = 1.98$, 设置 3 台压滤机, 两用一备。

(3) 配置

污泥脱水车间内置 3 台带式压滤机, 污泥压入压滤机采用高压污泥泵直接压入, 故每台压滤机应单独配备一台污泥泵, 应设置 3 台型号为 50ZZB-15 的自吸式污水泵, 此外脱水车间内应设置一个贮泥池, 用来暂时贮存脱水后的污泥。

第 VI 章 附属设备的设计与计算

6.1 配水井

该污水处理厂设计处理水量 $75000 \text{ m}^3/\text{d}$, 总变化系数 $K_Z = 1.43$, 平流式沉砂池出水经配水井至氧化沟生物反应池。

配水井计算图如下:

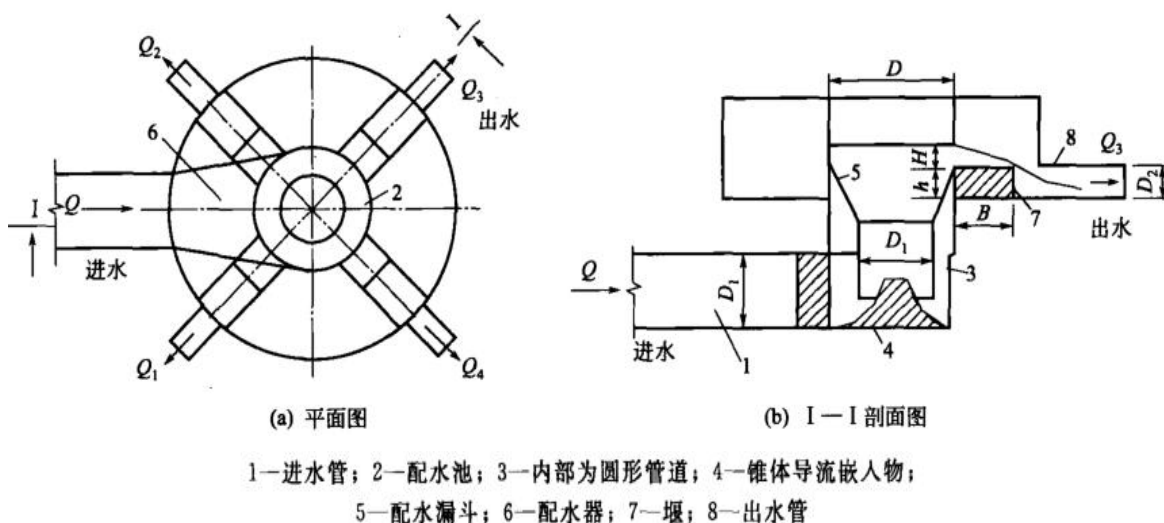


图 6.1 配水井计算图

(1) 进水管管径 D_1

配水井进水管的设计流量

$$Q = 1.43 \times \frac{75000}{24} = 4468.75 \text{ m}^3/\text{h} = 1241.32 \text{ L/s}$$

当进水管管径 $D_1 = 1350\text{mm}$, 查水力计算表, 得知 $V = 0.96 \text{ m/s}$, $Q' = 1250.69 \text{ m}^3/\text{s}$, $h/D = 0.85$, 满足设计要求。

(2) 矩形宽顶堰

进水从配水井底中心进入, 经等宽度堰流入 4 个水斗再由管道接入 4 座氧化沟内, 每个氧化沟内的分配水量为 $q = 4468.75/4 = 1117.19 \text{ m}^3/\text{h}$, 配水渠采用矩形宽顶溢流堰至配水管。

①. 堰上水头 H

因单个出水溢流堰的流量为 $q = 1117.19 \text{ m}^3/\text{h} = 310.33 \text{ L/s} > 100 \text{ L/s}$, 故本设计采用矩形堰 (堰高 h 取 0.5m)

矩形堰的流量 q

$$q = m_0 b H \sqrt{2gH} \quad (6.1)$$

式中: H — 堰上水头, m ;

b — 堰宽, m ; 取 $b = 1.5\text{m}$;

m_0 — 流量系数, 通常采用 $0.317 - 0.332$, 取 $m_0 = 0.33$;

则堰上水头

$$H = \sqrt[3]{\frac{q^2}{m_0^2 b^2 2g}} = \sqrt[3]{\frac{0.3103^2}{0.33^2 \times 1.5^2 \times 2 \times 9.8}} = 0.27\text{m}$$

②. 堰顶厚度 B

查相关资料得, 当 $2.5 < B/H < 10$ 时, 属于矩形宽顶堰, 取 $B = 0.8\text{m}$, 此时 $B/H = 2.96$ (在 $2.5 - 10$ 范围内), 故该堰属于矩形宽顶堰。

(3) 配水管管径 D_2

设配水管管径 $D_2 = 650\text{mm}$, 流量 $q = 1117.19 \text{ m}^3/\text{h} = 310.33 \text{ L/s}$, 查水力计算表, 得 $V = 0.96 \text{ m/s}$, 符合要求。

(4) 配水漏斗上口口径 D

按配水井内径的 1.5 倍设计, $D = 1.5D_1 = 1.5 \times 1350 = 2025\text{mm}$

6.2 计量设备

污水处理厂常用的计量设备有巴式计量槽，薄壁堰，电磁流量计，超声波流量计等。本设计中出水拟采用巴氏槽计量，设置在污水厂的总出水管道上，这种计量设备的优点是水头损失小，不易发生沉淀，精确度可达 95%-98%，缺点是施工技术要求较高，尺寸如不准确，就会影响测量精度。

6.2.1 设计参数

- (1) 最高时污水量 $Q_{max} = 0.868 \text{ m}^3/\text{s}$;
- (2) 总变化系数 $K_Z = 1.43$;

6.2.2 设计计算

巴氏槽各部分尺寸示意图如下：

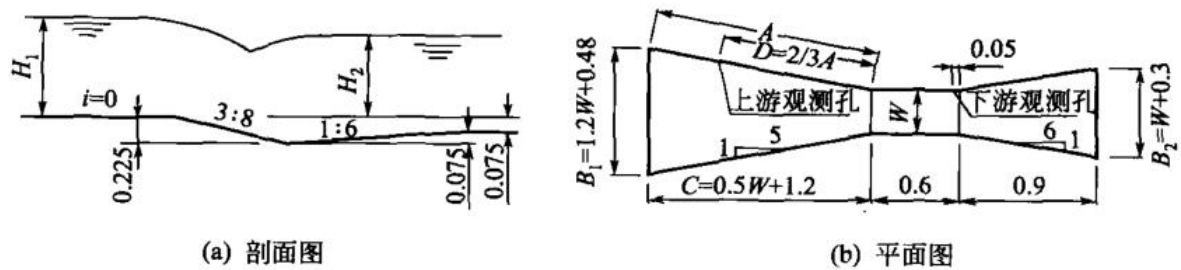


图 6.2 巴氏槽计算图

(1) 上游渠道

上游渠道流速 $V_1 = 0.7 \text{ m/s}$ ，水深 $H_1 = 1.5 \text{ m}$ ，则上游渠道宽度

$$B_1 = \frac{Q_{max}}{v_1 H_1} = \frac{0.868}{0.7 \times 1.5} = 0.83 \text{ m} \quad (6.2)$$

上游渠道宽度 $L_1 = 2.5B_1 = 2.5 \times 0.83 = 2.1 \text{ m}$

(2) 计量槽基本尺寸

- ①. 咽喉宽度 W 。计量槽咽喉宽度取渠道宽度的 0.35 倍，则

$$W = 0.35B_1 = 0.35 \times 0.83 = 0.29 \text{ m} \quad (6.3)$$

- ②. 校核上游渠道宽度 B_1

$$B_1 = 1.2W + 0.48 = 1.2 \times 0.29 + 0.48 = 0.83m \quad (6.4)$$

③. 渐扩段出口宽度 B_2

$$B_2 = W + 0.3 = 0.29 + 0.3 = 0.59m \quad (6.5)$$

④. 下游渠道水深。下游与上游的水深比取 0.6，则下游渠道水深

$$H_2 = 0.6H_1 = 0.6 \times 1.5 = 0.9m \quad (6.6)$$

⑤. 上游渐缩段长度 C

$$C = 0.5W + 1.2 = 0.5 \times 0.29 + 1.2 = 1.35m \quad (6.7)$$

⑥. 上游水位观测孔位置。上游渐缩段渠道壁长为

$$A = \sqrt{\left(\frac{B_1 - W}{2}\right)^2 + C^2} = \sqrt{\left(\frac{0.83 - 0.29}{2}\right)^2 + 1.35^2} = 1.38m \quad (6.8)$$

水位观测孔位置：

$$D = \frac{2}{3}A = \frac{2}{3} \times 1.38 = 0.92m$$

⑦. 巴氏槽长度

咽喉段长度 0.7m，下游渐扩段长度 1.0m，巴氏槽总长度 L_2 为

$$L_2 = C + 0.7 + 1.0 = 1.35 + 0.7 + 1.0 = 3.05m \quad (6.9)$$

(3) 下游渠道长度

$$L_3 = 5B_1 = 5 \times 0.83 = 4.15m \quad (6.10)$$

(4) 上下游渠道及巴氏槽总长度

$$L = L_1 + L_2 + L_3 = 2.1 + 3.05 + 4.15 = 9.3m$$

(5) 水厂出水管

采用重力流铸铁管，流量为 $Q = 0.868 m^3/s$ ， $DN = 1100mm$ ， $V = 0.91 m/s$ 。

6.3 混合设备

由二次沉淀池处理过的污水进入接触池前，采用管道混合的方式，加氯管线直接接入消毒接触池进水管，为增强混合效果，加氯点后接 $D = 800mm$ 的JT型管道混合器，其性能参数如下：

表 6.1 管道混合器性能参数表

公称直径 DN (mm)	管外径 D_1 (mm)	法兰盘 外径 D_2 (mm)	长度 L (mm)	技术性能	重量 (kg)	生产厂
800	820	1015	3060	水压: $0.1MP_a$ 平均流速: $0.9 - 1.2m/s$ 材质:玻璃钢	237	宜兴市杞 亭静堂玻 璃钢制品 厂

外形尺寸如下图

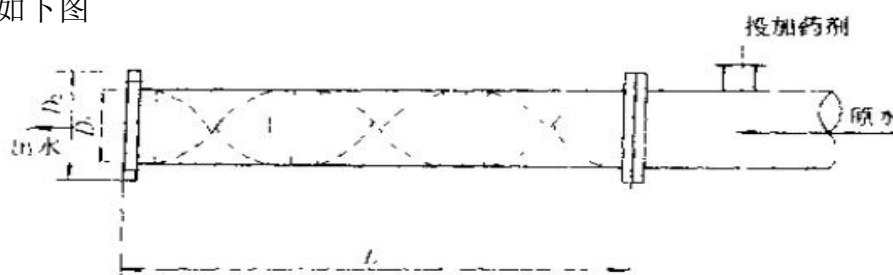


图 6.3 管道混合器外形示意图

第 VII 章 城市污水处理厂的布置

7.1 污水厂的平面布置

污水处理厂的平面布置包括以下内容：处理单元构筑物和办公室、食堂等其他附属建筑物，以及各种管道，绿化带，道路等的综合布置。在进行污水厂的平面布置时，要遵循以下原则：

- (1) 应从考虑占地、造价、水力条件、浮渣清除及设备维护等方面来综合选择各处理构筑物的池型，使其布置紧凑，减少占地面积；
- (2) 在按流程顺序布置各处理构筑物的基础上，应充分利用地形，以避免管道迂回和增加土方量；
- (3) 在布置办公楼，化验室等辅助构筑物时应布置在夏季主风向的上风一方，并考虑朝阳方面；
- (4) 在布置总图时，除了要考虑近远期结合外，还应考虑绿化及预留用地占地面积；
- (5) 污泥处理构筑物每一单元过程的最小池数为 2 座，且各处理构筑物之间应留有一定距离，一般为 $5 - 10m$ ；

(6) 污水处理厂内应设超越管，以便发生事故时，污水可超越一个或全部构筑物进入下一级构筑物或溢流；

(7) 污水处理厂通道的设计应符合相关设计规范，一般单车道为 $3.5 - 4.0m$ ，双车道为 $6.0 - 7.0m$ ；

(8) 当工程管线交叉敷设时，自地表面向下的排列顺序宜为：电力管线、热力管线、燃气管线、给水管线、雨水排水管线、污水排水管线。

(9) 污水厂内有污水、污泥、空气、超越、厂区给水、厂区排水、上清液回流、放空等多种管道，应考虑综合布置，以免发生矛盾，污水和污泥管道应尽可能考虑重力自流。

具体平面布置见城市污水处理厂总平面图。

7.2 污水厂的高程布置

7.2.1 污水的高程布置

污水处理厂高程布置的主要任务是：确定各处理构筑物、泵房的水面及泥面标高，处理构筑物之间连接管渠的尺寸和标高，并通过倒推法计算得出各处理构筑物的水面标高，使得污水在处理构筑物之间能够依靠重力通畅的流动，保障污水处理厂的正常运行。因此，要选择一条距离最长，水头损失最大的流程进行水力计算。

7.2.1.1 水头损失计算

(1) 污水流经各种处理构筑物时的水头损失，包括进出水渠的水头损失和流经处理构筑物本身的水头损失，如表 7.1；

表 7.1 处理构筑物水头损失估算值

构筑物名称	水头损失 (cm)	构筑物名称	水头损失 (cm)
格 栅	10~25	生物滤池(工作高度为 2m 时):	
沉砂池	10~25		
沉淀池:平 流	20~40	1) 装有旋转式布水器	270~280
竖 流	40~50	2) 装有固定喷洒布水器	450~475
辐 流	50~60	混合池或接触池	10~30
双层沉淀池	10~20	污泥干化场	200~350
曝气池:污水流入池	25~50		
污水跌水入池	50~150		

(2) 污水在流经连接前后两处理构筑物管渠的过程中产生的水头损失，包括沿程水头损失和局部水头损失；

①沿程水头损失 h_f ：

$$h_f = il \quad (7.1)$$

式中： i —管道坡度；

l —管道长度， m ；

②局部水头损失：

$$h_m = \xi \frac{v^2}{2g} \quad (7.2)$$

式中： ξ —局部阻力系数；

V —水流速度， m/s ；

g —重力加速度， m^2/s ；

本设计中污水连接管渠局部水头损失以沿程水头损失的 30%来进行计算。

各处理构筑物连接管渠的水力计算见表

表 7.2 污水处理构筑物之间连接管渠水力计算表

管渠名称	设计 流量 (m^3/s)	尺寸 $D(mm)$	$\frac{h}{D}$	水深 $h(m)$	i	流速 $v(m/s)$	长度 $l(m)$	沿程 水头 损失 (m)	总水 头损 失 (m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
出厂管	0.868	1100	0.70	0.77	0.0014	1.27	800	1.12	1.46
集水井至 消毒接触 池	0.868	1100	0.65	0.72	0.0016	1.33	67	0.11	0.14
二沉池至 集水井	0.434	800	0.60	0.48	0.0028	1.39	14	0.04	0.05
配水井 2 至二沉池	0.662	900	0.70	0.63	0.0023	1.42	29	0.07	0.09

氧化沟至 配水井 2	0.380	800	0.60	0.48	0.0022	1.23	189	0.42	0.55
配水井 1 至氧化沟	0.380	800	0.65	0.52	0.0017	1.11	102	0.17	0.22
沉砂池至 配水井 1	0.868	1100	0.70	0.77	0.0014	1.27	118	0.17	0.22
污水提升 泵房至细 格栅	0.289	700	0.60	0.42	0.0026	1.22	23	0.05	0.07

(3) 污水流经量水设备的水头损失。

7.2.1.2 污水处理构筑物高程计算

污水处理厂地面标高 $242.00m$ ，其中粗格栅与污水提升泵房合建，细格栅与平流式沉砂池合建，进水提升泵房与细格栅间进水总渠通过溢流出水；

	高程(m)
河道设计水位	238.00
平流式消毒接触池出水井水位	
出水管自由水头 $0.5m$ ，安全水头 $0.5m$ ，水损 $1.46m$	240.46
污水处理厂地面标高	242.00
平流式消毒接触池水位（半地下式）	
跌水 $0.35m$	240.81
平流式消毒接触池池底标高	
有效水深 $2.50m$	238.31
平流式消毒接触池进水管高程	
通过接触池水损 $0.2m$	240.66
二次沉淀池集水井水位	
水损 $0.14m$ ，安全水头 $0.5m$	241.30
二次沉淀池出水槽水位	
水损 $0.05m$ ，跌差 $0.35m$	241.70
二次沉淀池水位	

跌差 0.35m	242.05
二次沉淀池进水管高程	
通过二次沉淀池水损 0.5m	242.55
二次沉淀池出泥管高程	
二次沉淀池池高 8.55m	234.20
氧化沟至二沉池配水井 2 水位	
水损 0.09m	242.14
氧化沟出水竖井水位	
水损 0.55m, 安全水头 0.3m	242.99
氧化沟水位	
跌差 0.35m	243.34
沉砂池至氧化沟间配水井 1 水位	
水损 0.22m, 安全水头 0.3m	243.86
平流式沉砂池出水井水位	
水损 0.22m	244.08
平流式沉砂池水位	
跌差 0.35m	244.43
细格栅栅后水位	244.43
细格栅栅前水位	
过栅水头损失 0.45m	244.88
进水泵房出水井水位	
跌差 0.35m	245.23
进水泵房出水管高程	238.73
进水泵房底部标高	
地下埋深 9.2m	232.80
集水池最低水位	233.90
集水池常水位	
有效水深 2.0m	235.90
粗格栅栅后水位	235.90
粗格栅栅前水位	

过栅水头损失 0.45m	236.35
进水井水位	
水损 0.05m	236.40

7.2.2 污泥的高程布置

7.2.2.1 污泥管道水头损失

(1) 管道沿程损失

按哈森-威廉姆斯紊流公式计算

$$h_f = 6.82 \left(\frac{L}{D^{1.17}} \right) \left(\frac{v}{C_H} \right)^{1.85} \quad (7.3)$$

式中： h_f —输泥管沿程水头损失；

C_H —污泥浓度系数；

D —污泥管管径， m ；

L —管道长度， m ；

v —管道流速， m/s ；

查计算表可知污泥含水率为 99.4%，污泥浓度系数 $C_H = 94$ ；污泥含水率为 97%，污泥浓度系数 $C_H = 71$

(2) 管道局部损失

$$h_j = \xi \frac{v^2}{2g} \quad (7.4)$$

式中： ξ —局部阻力系数；

v —管道流速， m/s ；

本污水厂中各连接管采用铸铁管，其局部水头损失按沿程水头损失的 30%计算，各污泥处理构筑物连接管渠水力计算见下表

表 7.3 污泥处理构筑物之间连接管渠水力计算表

管渠名称	设计流量 (m^3/s)	尺寸 $D(mm)$	流速 $v(m/s)$	长度 $l(m)$	沿程水头损失 (m)	总水头损失 (m)
1	2	3	4	5	6	7
二沉池 至污泥泵房	0.564	800	1.12	150	0.37	0.48
污泥泵房	0.0055	75	1.24	21	0.98	1.28

上海市松江区某区域排水工程设计

至污泥浓缩池						
污泥浓缩池至贮泥池	0.0011	75	1.22	19	0.59	0.77
贮泥池至脱水机房	0.0022	50	1.33	10	1.14	1.48
污泥泵房至配水井 1	0.553	800	1.10	188	0.44	0.58

7.2.2.2 污泥处理构筑物高程计算

污水处理厂地面标高为 242.00m, 考虑土方平衡确定污泥脱水机房室内地面标高为 242.50m, 浓缩池泥面标高为 244.50m, 泥路高程计算结果见表

表 7.4 泥路部分高程计算表

管道及构筑物名称	管道水头损失 (m)	构筑物水头损失 (m)	构筑物及管道 泥面标高(m)
二沉池出泥管	-	0.55	234.20
二沉池至污泥泵房	0.48	-	-
污泥泵房	-	-	240.90
污泥泵房至浓缩池	1.28	-	-
浓缩池	-	1.50	244.50
浓缩池至贮泥池	0.77	-	-
贮泥池	-	-	242.23
贮泥池到脱水机房	1.48	-	-

参考文献

- [1] 刘振江, 崔玉川. 城市污水厂处理设施设计计算. 北京: 化学工业出版社, 2018.
- [2] 中国市政工程西南设计研究院. 给水排水设计手册第一册《常用资料》(第二版). 北京: 中国建筑工程出版社, 2003.
- [3] 北京市市政工程设计研究总院主编. 给水排水设计手册第五册《城镇排水》(第三版). 北京: 中国建筑工程出版社, 2017.
- [4] 李亚峰, 尹士君. 给水排水工程专业毕业设计指南. 北京: 化学工业出版社、环境科学与工程出版中心, 2003 .
- [5] 中国市政工程西北设计研究院. 给水排水设计手册第 11 册《常用资料》(第二版). 北京: 中国建筑工程出版社, 2013.
- [6] 兰文艺等主编: 《实用环境工程手册水处理材料与药剂》. 化学工业出版社, 2002 年.
- [7] 北京市环境保护科学研究院等主编: 《三废处理工程技术手册废水卷》. 化学工业出版社, 2000 年.
- [8] 孙力平等编著: 《污水处理新工艺与设计计算实例》. 中国科学出版社, 2001 年.
- [9] 周玉文等著: 《排水管网理论与计算》. 中国建筑工程出版社, 2000 年.
- [10] Syed R. Qasim: Wastewater Treatment and Reuse, Theory and Design Examples,

Volume 1: Principles and Basic Treatment (English Edition) CRC Press, 2017.

[11]Xiao lei Zhang, Jia xin Chen, Ji Li. The removal of microplastics in the wastewater treatment process and their potential impact on anaerobic digestion due to pollutants association[J]. Chemosphere, 2020,251.

外文翻译原文

Hybrid green-blue-gray decentralized urban drainage systems design, a Simulation-optimization framework

Keywords:

Urban drainage systems; Hybrid green-blue-gray infrastructures; Decentralization; Optimization; Layout; Resiliency and sustainability

ABSTRACT

Recent studies suggested hybrid green-blue-gray infrastructures (HGBGI) as the most promising urban drainage systems that can simultaneously combine reliability, resilience, and acceptability of gray infrastructures (net-works of pipes) with multi-functionality, sustainability, and adaptability of green-blue infrastructures (GBI). Combining GBI and gray measures for designing new urban drainage systems forms a nonlinear multimodal mixed integer-real optimization problem that is highly constrained and intractable. For this purpose, this study presents a simulation-optimization framework to optimize urban drainage systems considering HGBGI alternatives and different degrees of centralization.

The proposed framework begins with the characterization of the site under design and drawing the base graph. Then, different layouts with different degrees of centralization are generated and hydraulically designed using a recent algorithm called hanging gardens algorithm. After introducing the feasible GBI to the model, we now perform second optimization to find the optimum distribution of GBIs in a way that minimizes total life cycle costs of GBIs and pipe networks. Finally, resiliency and sustainability of different scenarios are evaluated using several design storms that provide material for final assessment and decision-making. The performance of the proposed framework is evaluated using a real large-scale case study, a part of the city of Ahvaz in Iran. Finally, results are presented and discussed with recommendations for future studies.

1. Introduction

Recent research castigates the performance of traditional urban drainage systems (UDS) that are based on only gray infrastructures (e.g. pipe networks, storage tanks, and centralized WWTPs) in coping with upcoming challenges such as climate change, urban growth and providing long-term sustainability (Alves et al., 2016; Vojinovic et al., 2016). Traditionally, different gray infrastructures are chosen based on economic efficiency and local conditions for urban water management. This approach is based on the collection and fast transfer of runoff, which results in many adverse impacts on the environment. Hydrological disruption, groundwater depletion, downstream flooding, pollution in water bodies, and stream ecosystem damage are a sample of degrading legacies of gray infrastructures (Barron et al., 2017; Goncalves et al., 2018).

Nowadays, it is becoming a well-accepted fact that other objectives such as socio-ecological sustainability, resilience, and adaptability needs to be considered in the planning or rehabilitation phase of urban water infrastructures (Alves et al., 2018, 2019; Damodaram and Zechman, 2013; Wang et al., 2017). Therefore, various sustainable stormwater management measures have been recommended to mitigate aforementioned problems in more environmentally-friendly ways (Hoang and Fenner, 2016; Young et al., 2014; Zhang and Chui, 2018; Zhou, 2014).

These multi-functional and decentralized (distributed) measures are generally referred to as low-impact development, best management practices, green infrastructures, green-blue infrastructures (GBI), water sensitive urban design etc. (Fletcher et al., 2014; Haghighatafshar et al., 2018; Zhang and Chui, 2018). Notwithstanding, the distinct terminologies differ lightly in their meanings due to their histories (Fletcher et al., 2014). In this paper, we use the term GBI. Some common GBI practices are bio-retention cells, infiltration trenches, stormwater wet-lands, wet ponds, permeable pavements, swales, green roofs, filter strips, sand and gravel filters and rain barrels (Brunetti et al., 2017; Goncalves et al., 2018; Zhang and Chui, 2018).

For the optimal selection of type, location and size of GBIs, numerous optimization and decision-making tools and methods, as reviewed in the next section, have been developed so far in the literature.

The focus of methods to optimize GBIs is mainly finding optimum retrofitting strategies through combining GBIs with existing gray infrastructures (Alves et al., 2018). Although the advantages of including GBIs for retrofitting purposes GBI have been widely discussed and acknowledged, mainly in the developed countries, they cannot fully replace conventional gray infrastructures especially in developing countries and for planning new infrastructures (Silveira, 2002). The reasons are lack of space in highly urbanized area, socio-economic factors, the lack of environmental awareness and public acceptance, and GBI's inability to control extreme events (Alves et al., 2016; Goncalves et al., 2018). To conclude, gray measures are largely tested systems that show more resilience to cope with intense rainfall while GBIs offer multiple benefits such as adaptability and sustainability (Alves et al., 2018; Jia et al., 2015).

Many authors and studies so far have suggested hybrid green-blue-gray infrastructures (HGBGIs) as most promising urban water management approach that can simultaneously combine reliability, resilience and acceptability of conventional pipe networks with multi-functionality, sustainability and adaptability of green (Alves et al., 2018; Damodaram et al., 2010; Damodaram and Zechman, 2013). Combining GBIs and gray measures makes the procedure of designing urban water infrastructures more complicated, as there are many feasible combination scenarios. Therefore, there is a need for developing new

methodologies and tools to facilitate the combined optimization process. The aim of this study is to present a simulation-optimization framework to optimize UDSs considering HGBGIs and different degrees of centralization. The review of previous studies in the upcoming section will reveal that there is no tool or methodology for identifying the effects of the interaction between gray and green-blue infrastructures in the design phase of UDSs.

The remainder of this manuscript is structured as follows: in the next section, the state of the literature on HGBGI optimization is recapitulated and the research gaps in the field are identified. In the material and methods section, first, the case study is introduced then; the proposed framework is presented in details. To demonstrate the performance of the proposed framework, it is applied against the case study. The case study features the city of Ahvaz in Iran. The results are presented and scrutinized in the results and discussion section. The last section concludes the study and provides recommendations for further investigations.

1.1 Literature review

Optimization of sewer networks, only the gray infrastructures, forms a hard-class mixed integer-real combinatorial optimization problem that is highly constrained and multimodal (Haghighi and Bakhshipour, 2015a). Two sub-problems of (1) generating the layout and (2) dimensioning the sewers need to be solved in a way that satisfies all hydraulic and technical restrictions. For this purpose, various optimization tools and algorithms have been so far developed. Literature review on the existing approaches for optimization of sewer networks can be found in (Ahmadi et al., 2018; Haghighi and Bakhshipour, 2015a; Karovic and Mays, 2014).

The optimal planning and design of GBIs is also a complex task as their design is bounded with various purposes and objectives, choosing among different types, design parameters and considering their spatial allocation (Dandy et al., 2018; Eckart et al., 2017; Liu et al., 2015; Zhang and Chui, 2018).

Among many hydro-environmental objectives of using GBIs are: water quality improvement, water quantity reduction, flood mitigation, recharging groundwater, water harvesting, restoring the hydrologic characteristics of the site, increasing urban amenity and alleviating the urban heat island effect (Cano and Barkdoll, 2017; Dandy et al., 2018; Eckart et al., 2017; Goncalves et al., 2018; Jackisch and Weiler, 2017; Liet al., 2017). The design decisions include the size, type, number and location of components and how they are connected. This issue needs to satisfy a number of practical constraints including cost, space availability and site characteristics, including soil type, topography, infiltration rate, contributing connected impervious area and restrictions due to regional plans or legal regulations (Dandy et al., 2018; Di Matteo et al., 2017; Giacomoni and Joseph, 2017).

Some studies combined hydrologic and hydraulic simulations with optimization techniques to identify the optimal or near-optimal selection, sizing and location of GBIs. A few works have combined the hydrodynamic models with multi-objective optimization to evaluate and compare different configuration of green-blue-gray practices and their effects (Alves et al., 2016). Table 1 summarizes some studies that used optimization techniques for designing GBIs or HGBGI. The criteria specified in the table for each study are (1) whether they considered gray practices (layout of the network or hydraulic specification), (2) whether they are aimed at selection, sizing or determining the location of GBIs, and (3) the type of objective(s) considered (e.g., cost, peak flow reduction, water quality improvement, other performance indices like reliability and resilience).

Among the methods presented in Table 1, only four cases comprise of a combination of GBIs and gray practices (i.e., HGBGI). Damodaram and Zechman (2013) developed a simulation-optimization framework to identify and explore watershed management plans that utilize green strategies (permeable pavement and rainwater harvesting) and gray strategies (detention ponds) to reduce the impacts of peak flow by a range of design storms for

varying budget levels. They found that LID/ BMP hybrids performed the best, but that the peak flow metrics might not be the best for judging sustainability. Alves et al. (2016) presented a multi-objective optimization framework to select, evaluate, and place different green-gray practices for retrofitting UDSs. The proposed approach was applied to a highly urbanized watershed to evaluate the effects of green-gray infrastructure (green roof, infiltration trench, permeable pavement and storage tank) on reducing the quantity of combined sewer overflow. They concluded that the lack of space faced in highly urbanized area, where drainage systems have to be enlarged, can be confronted if centralized and distributed practices are combined. Duan et al. (2016) studied a multi-objective optimal design of gray practices (detention tanks) and green practices (bio-detention tank, rain garden, permeable pavement and green roof). They reported that both total investment costs and flooding risk could be significantly reduced by optimally designed detention tanks and GBI measures.

All of the approaches reviewed above, only comprised storage/detention tanks as gray practices to couple with GBIs. To the best of our knowledge, no study so far has investigated the effect of coupling GBIs with conventional pipe networks in the planning phase of stormwater management networks. Therefore, the main aim of this study is to develop a simulation-optimization framework to design hybrid green-blue-gray stormwater management systems to answer the following questions:

- 1 Can HGBGIs compete with conventional gray infrastructures economically?
- 2 How do the layout configuration of pipe networks and the degree of centralization affect economic efficiency of HGBGIs?
- 3 How do HGBGIs compare with gray systems in terms of resilience and sustainability?

2. Materials and methods

2.1. Problem formulation

The aim of this study is to investigate the performance of HGBGIs considering different degrees of centralization. In general, the mathematical least-cost optimization of sewer networks is formulated as follows.

Where $\mathbf{d}_{opt}$ the optimal choice for the decision variable $\mathbf{d}$ in the feasible space D that defines the sewer system. It includes the degree of centralization, layout configuration and hydraulic specifications. By adding the GBIs as new variables to the problem, $\mathbf{d}$ could be extended as the following.

Where DC (degree of centralization) implicitly explains how the system as a whole is distributed as defined in the layout generation section. Layout parameters express the connectivity between different components (sewers and pumping stations) connected to one outlet each in a way that satisfies all layout constraints. Hydraulic parameters determine pipe diameters, pipe slopes and pump stations to satisfy all hydraulic and technical constraints. GBI parameters involve the type, size and location of GBIs. GBIs can help to reduce the size and consequently the cost of pipe network in two main ways:

- 1 By peak flow reduction due to capturing stormwater and altering concentration time, the size of the pipe network can be reduced.
- 2 By replacing the pipes in the upstream branches, GBIs might capture all stormwater for the designed rainstorm. Also, removing pipes in the upstream branches reduces the installation depth of pipes further downstream and would lead to a cost reduction. However, construction and maintenance of GBIs have costs. Therefore, the optimization will find the optimum mixture of HGBGIs.

Considering all variables declared in Eq. (2) for Eq. (1) forms a nonlinear multimodal mixed integer-real optimization problem that is highly constrained and large-scale in most of real cases. To solve this hard-class combinatorial optimization problem and finding a near-optimum solution in a reasonable time, this study presents a simulation-optimization framework. To keep computation costs at a plausible level, and to obtain directly pairwise comparable results between gray and hybrid systems, we split the joint optimization into two steps. First, different sewer layouts with different DCs from fully centralized to fully

decentralized are generated and hydraulically designed for least cost using the hanging gardens algorithm (Bakhshipouret al., 2018). Then, the feasible GBIs are introduced to the model and a second optimization is performed on each of the layouts to find the optimum distribution of GBIs in a way that minimize total life cycle costs (LCC) of GBIs and the pipe network. Finally, to choose between the optimal solutions with different DC, the resilience and sustainability of different scenarios are evaluated using several design storms that provide material for decision-making.

The proposed framework is shown schematically in Fig. 1. The details of all sub-processes and algorithms are given in the following sections. It must be noticed that none of the obtained designs using the proposed framework are global optimum, though the results can be used for rough comparison and decision-making.

2.2. Step 1: site characterization

2.2.1. Case study

To show how the proposed framework works, we consider a real case study already introduced by Bakhshipour et al. (2018). The case study is a part of the city of Ahvaz located in the southwest of Iran. It has a semi-desert climate with long and very hot summers and short and mild winters. Annually, urban flooding due to lack of a stormwater management system causes public inconvenience, economic and environmental destruction. The area under design is located in a highly urbanized area with a flat topography and relatively high groundwater level. Technically, the aforementioned issues make constructing a conventional pipe network with large pipe diameters and deep excavations too expensive and almost impossible in practice. The case study has about 500-ha area that is divided into 181 sub-catchments (loops in the base graph) including 530 pipes (about 75 km length) and 10 candidate outlets as shown in Fig. 2.

In the present study, the EPA's SWMM version 5.1 software is used (Rossman, 2010) for the hydrologic-hydraulic simulation of pipe network and

GBIs. The dynamic wave method is selected as the routing method because of its ability to account for channel storage, backwater effects, flow reversal, and pressurized flow (Rossman, 2010). The main parameters for each sub-catchment, e.g. area, impervious area, width, slope, infiltration parameters, Manning's roughness, are estimated using the Google Earth and engineering judgment.

2.2.2. GBI selection

Possible GBI options include green roofs, rain gardens, swales, permeable pavements, infiltration trenches, ponds, and rain barrels. The main factors to select candidate options for the upcoming optimization include (1) the design objectives such as runoff/peak flow reductions and quality control, (2) site characteristics such as topography, degree of urbanization, climate and social concerns, and (3) costs (Eckart et al., 2017). Through the following paragraphs, literature in this area is reviewed. Based on these suggestions, we will choose appropriate GBI candidates and their specifications to be added during optimization.

First, we review the influence of design objectives. Damodaram et al. (2010) reported that infiltration-based GBI measures are more effective than storage-based measures for smaller storms (18 mm, 45 mm) but that storage-based measures are more effective for larger storms (114mm, 185mm, 279 mm). Baek et al. (2015) found that bio-retention and rain barrels are most effective for reducing the first flush effect of suspended solids. Li et al. (2017) concluded that the preferential order of GBI single measures is: bio-retention > rain barrels > low-elevation greenbelts > green roofs > permeable pavement. Zhang and Chui (2018) suggested that combining diverse GBI practices can improve system functionality. As an example, they reported that infiltration-based GBIs like infiltration trenches combined with storage-based ones such as bio-retention cells and rain barrels can lead to better

stormwater management by providing different approaches for rainfall-runoff control.

Second, we review how GBI solutions for stormwater management depend on location characteristics like soil type, rainfall patterns and land use types as they generally rely on infiltration and evapotranspiration (Zhang and Chui, 2018). The design of GBI stormwater strategies and controls must take such site-specific conditions into consideration in order to be successful (Eckart et al., 2017). Bloom (2006) suggested some detention-based management methods for flat areas.

Third, we consider costs. Stovin and Swan (2007) ranked LID measures based on their costs from the least to the most expensive as follow: infiltration basins, soakaways, ponds, infiltration trenches and porous pavement. Joksimovic and Alam (2014) showed that infiltration trenches and a combination of infiltration trenches with green roofs are the most cost-efficient solutions for runoff reduction. Another important decision variable that influences the cost-effectiveness is the size of the GBI measure. Zhang and Chui (2018) recommended that the area of the bio-retention cells should be 8%–25% of the drainage area and that one have an area-to-depth ratio for bio-retention cell, of 50 cm–120cm. Chui et al. (2016) recommended to expand bio-retention cells and porous pavements in area instead of increasing in depth, whereas green roofs are recommended to increase in depth instead of expanding in the area.

As discussed earlier, the current case study is located in a highly urbanized and flat terrain, and the design storm is about 31 mm. Based on the above recommendations, and according to the main objective of the problem (cost optimization), we select rain barrels and infiltration trenches as GBI options. Rain barrels are micro-scale GBIs that are used as temporary storage and for rainwater harvesting (Mannina, 2018). Infiltration trenches are buried storage units filled with drain rock that have a significant amount of underground storage. Therefore, infiltration trenches are useful for areas with

limited space (Eckart, 2015). After rainfall, runoff from the roofs is diverted into rain barrels to supply water for toilet flushing and household irrigation. A percent of the impervious area from roads and parking lots, and roof runoff overflowing the rain barrels are diverted to infiltration trenches. It is supposed that each apartment can be equipped with a 2 m³ rain barrel that is available in the local market. The infiltration trenches are installed along streetscapes and can cover on average up to 5% of the impervious area in each sub-catchment. Each Infiltration trench unit is supposed to have 2 m width, 5 m length and a berm height of 250 mm. Other design parameters are assigned or estimated according to the literature as follows: vegetation volume fraction 0.1, storage (gravel) layer thickness of 1500 mm, a void ratio of 0.75, seepage rate of 0.56 mm/h, drain flow exponent of 0.5, and an offset height of 100 mm (Cano and Barkdoll, 2017; Chui et al., 2016; Eckart, 2015). This specification removes the selection of GBI type and size from the optimization, and only the locations for GBIs remain to be decided.

2.2.3. Life cycle costs (LCC)

As the objective function in Eq. (1), we use life cycle costs (LCC). The LCC evaluates the capital costs, and the operation and maintenance (O&M) costs of the pipe network and implemented GBIs over a typical service period of 30 years (Chui et al., 2016). The LCC of each alternative is calculated by compiling all the capital and O&M costs using Eqs. (3) and (4) to present day (Chui et al., 2016). The inflation rate of O&M cost in Iran is 12% and the discount rate of the total LCC is 15%. The construction cost of the pipe network is adopted from (Bakhshipouret al., 2019), 10% of capital costs, from Iranian manual, are considered for annual O&M. To estimate the construction costs of infiltration trenches, cost of excavation, removal, dewatering, grading, geotextile fabric, underdrain pipe, and drain rock has been considered (Eckart, 2015). The initial construction cost of each infiltration unit is calculated as 113.4 M. Rials and 5% of capital costs (Zhang et al., 2013) are considered for

annual O&M. The price for each rain barrel in the local market is 19.423 M. Rials.

2.3. Step 2: decentralized gray optimization

To design a conventional gray sewer system as first step, a feasible layout considering street alignments, topology, barriers, watercourses and locations of the outlets is designed. Second, the hydraulic specifications of the generated layout are designed. In this work, to generate a sewer layout with an arbitrary DC, the hanging garden algorithm (Bakhshipour et al., 2019) is adopted. For this purpose, several outlet candidates are nominated in the area and a centralized layout with an arbitrary outlet is generated. Then, other arbitrary outlets from the candidates are added to the generated layout considering the desired DC. The hanging gardens algorithm uses a graph-theory based approach to assign parts of the layout to different outlets and generate a decentralized layout. Fig. 3 summarizes this procedure. For the generated layout, pipe diameters and invert elevation are designed in a way that satisfies all hydraulic and technical constraints. To satisfy technical constraints like the telescopic pattern, minimum cover depth, maximum excavation depth, and minimum and maximum slope, the adaptive approach introduced in (Bakhshipour et al., 2019) is used. The hydraulic constraints of maximum velocity and no flooding are handled using a penalty function during optimization. The detailed information about the optimization of UDSs with different DCs are found in (Bakhshipour et al., 2019).

2.4. Step 3: hybrid green-blue-gray optimization

This section introduces the proposed simulation-optimization framework to consider HGBGIs for urban water management with arbitrary DC. After generating and optimizing UDSs with different DCs as explained in section 3-3, a list of feasible GBIs is added to the optimization problem, selected according to section 3-2-2.

The locations of GBIs are considered as optimization variables. Therefore, for each sub-catchment, there is a binary variable so that 1 means the sub-catchment is equipped with GBI and 0 means the sub-catchment has no GBI. By adding a GBI, the size of pipes could be reduced by optimization. To consider this effect and to lighten the search space to perform the optimization in a reasonable time, 4 alternatives for each pipe are considered here: The diameter of a pipe can remain the same as the optimum gray design or it can be reduced down to three smaller sizes from the available commercial pipe sizes. For example, a pipe with 1.50 m diameter in an optimized gray design can have 1.5, 1.2, 1.0 and 0.8 m diameter and a pipe that already has 0.35 m diameter can have 0.35, 0.25, 0.20 m diameter or be removed from the network as there is no smaller pipe in the list. To meet the telescopic pattern constraint, the minimum diameter that can be assigned to a pipe is restricted by the diameter of its upstream pipe.

For the optimization, a simple binary genetic algorithm (GA) is developed. In a binary GA, real decision variables are encoded with binary 0–1 values (bits). Each chromosome represents a design alternative. Here, there are $NP+NS$ variables including NP pipe diameters, and NS -GBI indicators in each sub-catchment. To get the least-cost design, these variables need to be calibrated by the GA to minimize the LCC in Eq. (3). Considering two binary bits to represent each pipe diameter parameter and one bit for GBI in each sub-catchment parameter, a design chromosome is consisting of $2NP+NS$ genes (0–1 values) as shown in Fig. 4. For each chromosome, sewer diameters $[D]$ and GBI indicators are decoded as shown in Eqs. (5) And (6). Fig. 5 presents this approach schematically. This optimization is performed for each optimal gray-only system corresponding to the different degrees of centralization.

2.5. Step 4: final assessment

To help the process of decision making among the remaining alternative DCs, at the final step, other crucial criteria not considered during the

optimization are taken into account. For the case study, two simple indices as indicators for resilience and sustainability are defined. By definition adopted from (Butler et al., 2014) the resilience is “the degree to which the system minimizes the level of service failure magnitude and duration over its design life subject to exceptional conditions”. The resilience of each optimized scheme with different degrees of centralization is evaluated with the hydraulic performance indicator (HPI) using equation (7) (Zischg et al., 2018).

Although a simple index for the environmental sustainability is considered here, other criteria that influence sustainability such as pollution control, energy consumption and maintaining the natural hydrological cycle can be evaluated in this stage. By increasing the number of the criteria and indicators, Multi-criteria decision analysis methods such as AHP/ANP and TOPSIS can be applied (Wang et al., 2017) to the decision-making process.

3. Results and discussion

3.1. Cost

The proposed framework has been applied to the case study for four different DCs of 100%, 66%, 33%, and 0% respectively for layouts with one, four, seven and ten outlet(s). DC is defined using Eq. (9) (Bakhshipour et al., 2019).

Where N_{so} the number of selected outlets from a list of candidates, and NPO is the total number of possible candidate outlets. Table 2 summarizes the results of this analysis and provides a comparison between HGBGIs found in the current study and gray designs found for the exact same case study in Bakhshipour et al. (2019). Therefore, there are eight designs for four DC with and without GBIs. Figs. 6–9 presents the four designs with GBIs. It is recognized that GBIs can significantly diminish the LCC of the totally centralized (DC = 100%) design. The LCC of HGBGI for the design with DC = 66% is roughly equal to its gray design. However, for more decentralized alternatives (DC = 33% and 0%) the gray designs are 11 and 7 percent cheaper

than designs with GBIs respectively. Table 2 reveals that the GBIs have more impact on the more centralized network of pipes. The LCC of HGBGI for the design with $DC = 100\%$ is 22% cheaper than the gray only design. Moreover, the reduction in average diameter (D) and average invert depth (E) is higher in more centralized scenarios. The reason could be capturing stormwater in each sub-catchment reduces the flow in the all downstream parts of it while, in the more decentralized network this only has effects on the part of the pipe network that is equipped with that GBI. For the same reason, more centralized layouts tend to use a higher number of GBIs than more decentralized layouts as can be seen in Table 2. Likewise, Figs. 8 and 9 show that in the decentralized scenarios, the larger sub-systems tend to use proportionately more GBIs and follow the similar pattern that we observed in the whole system. Maximum and average pipe diameter and invert depth have been decreased in all scenarios using GBIs. Most surprisingly, in the design with $DC = 66\%$, adding GBIs reduced the maximum pipe diameter from 2 m to 0.8 m. This scenario has used more GBIs than all other scenarios.

3.2. Resilience

To evaluate the resilience of each design using Eq. (7), four design storms with the return periods of 10, 20, 25 and 50 years (6 h duration) and total depths of 38.3, 46.7, 49.5 and 58.5 mm, respectively, are used. Fig. 10 shows the results of this analysis. As can be interpreted from Fig. 10, for all flood scenarios gray networks without GBIs perform much better. The best performance is provided by $DC = 66\%$, followed by $DC = 33\%$ and 0% that show similar performance. The totally centralized design ($DC = 100\%$) has the lowest performance in spite of its larger gray storage capacity (bigger average pipe diameter), because its performance completely depends on its single main collector (the pipes with $D = 2$ m at upstream of outlet number 4). As soon as that main collector encounters its maximum capacity, all the upstream areas start to be flooded. On the other hand, the decentralized systems give diverse

options for drainage, and the performance of each part does not disturb other parts (Bakhshipour et al., 2019). Here, the scenario with $DC = 66\%$ has the most resilience plausibly because it takes the advantages of both having several drainage alternatives and more storage capacity. As expected, GBIs do not perform as well as gray practices in facing severe rain-storms. The resilience of all HGBGIs is significantly diminished for all the flood scenarios. The more a scenario has used GBIs, the more it is vulnerable. The average reduction of resilience for all designs from $DC = 100\%$ to $DC = 0\%$ in sequence is 5.9%, 17.3%, 5.9% and 4.9%. Interestingly, the design with $DC = 66\%$ that had the highest resilience, shows the lowest resilience when it combines with GBIs.

3.3. Environmental sustainability

Fig. 11 shows the environmental sustainability of each design assessed using Eq. (8). As can be interpreted, the environmental sustainability of all 4 Gy designs is the same, because pipe configuration does not affect the imperviousness in the area. The environmental sustainability is enhanced in the HGBGIs by extending the storage and infiltrating capacity provided by rain barrels and infiltration trenches. Fig. 12 displays the flow in the outlet number 4 in all designs. This outlet is chosen because it is the only common outlet between all four design scenarios. This figure shows how decentralizing through gray and green-blue measures leads to a reduction in the peak flow. Decreasing the DC in the pipe network only reduces the amount of peak flow, but adding GBIs alters both the amount and timing of the peak flow. The maximum captured stormwater and peak flow reduction is obtained in design with $DC = 66\% + \text{GBI}$. The other two decentralized designs ($DC = 33\% + \text{GBI}$) also show a satisfying performance in this regard.

3.4. Discussion

Although lack of capital is the main obstacle to construct new stormwater management system, in many areas, designing these systems to be resilient and sustainable is also vital. Changing rain patterns due to climate change, rapid

land use change due to urban development and changing regulations due to public awareness and demand for prosperity are among the most important threats that force new systems to be more resilient and adaptable. Sustainability of new infrastructures is also very crucial in a country and must not anymore be sacrificed for the thirst for development that has left behind many long-term degrading environmental impacts (Madani et al., 2016). Iran and especially the Khuzestan province, where the study case is located, is currently experiencing severe water problems. Frequent droughts coupled with over-abstraction of surface and groundwater are leading to drying lakes, rivers and wetlands, declining groundwater levels (Madani et al., 2016), land subsidence (Dehghani et al., 2013), deteriorating water quality, soil erosion, desertification and more frequent dust storms (Madani et al., 2016; Madani, 2014). Therefore, there is a need for a paradigm shift from a structural-based approach for development to a more sustainable and environmental friendly approach to alleviate these issues and prevent more tragic conditions in the future.

The results of this study show that HGBGIs of stormwater management systems can economically compete with conventional gray-only pipe networks for the test case. GBIs are more effective on more centralized networks; however, the hybrid solutions are only marginally more expensive than traditional solutions for more decentralized alternatives. They are more sustainable and environmental-friendly however, resiliency is sacrificed for this gain. Therefore, the optimal degree of centralization depends on the objectives and it differs for cost, resilience and sustainability. This fact indicates that better decisions can be made only using a multi-objective optimization framework. As an example, a tiny increase in pipe diameters might lead to significant gains in resiliency by a reasonable increase of costs and a small decrease of sustainability. Although In this study the layout sub-problem is solved only for the cost minimization, the layout of pipes has also significant effect on the system resilience (Haghighi and Bakhshipour, 2015b). For that reason, upcoming researches should focus the

combined green-gray optimization in a joint approach, and directly use multi-objective optimization to find globally optimal trade-off solutions between cost, resilience, sustainability and possible other objectives.

4. Conclusion

A simulation-optimization framework to optimize urban drainage systems (UDSs) considering hybrid green-blue-gray infrastructures (HGBGIs) and different degrees of centralization (DCs) has been developed and tested using a real case study, a part of the city of Ahvaz in Iran. The following conclusions can be derived from the results of the case study:

- HGBGIs can economically compete with traditional gray-only pipe networks.
- GBIs are more effective on more centralized networks for cost reduction.
- The optimal DC depends on the objectives and it differs for cost, resilience and sustainability.
- The more an UDS uses green-blue infrastructures (GBIs) to reduce the size of pipes, the more vulnerable it is for rainstorms that are more severe from the design storm.
- Using GBIs can alleviate ecological-environmental water-related problems in the area by reducing the peak flow, storing the water and recharging the groundwater surfaces.
- The results of this study are case dependent and cannot be directly transferred to another area with different specifications, however the proposed framework can be applied for the design of any new UDS.
- More expensive GBIs like green roofs and permeable pavements can be considered in the proposed framework if the long-term benefits of them (e.g. energy reduction, pollution removal, alleviate the urban heat) are assessed.
- Optimization of new green-blue-gray UDSs should be done in a joint multi-objective framework for better decision making. This, however, will significantly increase the required computational effort. Therefore, some

modifications will be needed to reduce the search space and make the problem solvable in a reasonable time.

Acknowledgements

This study was supported by BMBF-DAAD Sustainable Water Management: Study Scholarships and Research Grants 2015(57156376).

外文翻译译文

绿蓝灰混合分散式城市排水系统设计仿真优化结构

关键字：城市排水系统 混合绿蓝灰基础设施 分散 优化 布局 弹性和持续性

摘要：最近的研究表明，混合绿蓝灰基础设施（HGBGI）是最有前途的城市排水系统，它可以同时将灰色基础设施（管网）的可靠性、弹性和可接受性与绿-蓝基础设施（GBI）的多功能性、可持续性和适应性结合起来。结合 GBI 和灰色测度设计城市排水新系统，形成了一个约束条件强、求解难度大的非线性多模态混合整数实优化问题。为此，本研究提出一个仿真优化结构，以期在考虑 HGBGI 替代方案及不同集中度的情况下，优化城市排水系统。提出的结构首先对设计中的场地进行特征描述，并绘

制基础图。然后，使用最新的算法“空中花园算法”生成不同集中度的不同布局并进行液压设计。在将可行的 GBI 引入到模型中之后，我们现在执行第二次优化，以最小化 GBI 和管网的总生命周期成本的方式找到 GBI 的最佳分配。最后，使用几个设计风暴评估不同场景的弹性和可持续性，为最终评估和决策提供材料。利用伊朗阿瓦兹市的一个实际的大规模案例研究，对该结构的性能进行了评估。最后，对研究结果进行了讨论，并对今后的研究提出了建议。

1. 介绍

最近的研究谴责了传统城市排水系统（UDS）的性能，这些系统仅基于灰色基础设施（如管网、储罐和集中污水处理厂），以应对即将到来的挑战，如气候变化、城市增长提供长期可持续性（Alves 等人，2016；Vojinovic 等人，2016）。传统上，城市水资源管理是根据经济效益和当地条件选择不同的灰色基础设施。这种方法以径流的收集和快速转移为基础，对环境造成了许多不利影响。水文破坏、地下水枯竭、下游洪水、水体污染和河流生态系统破坏是灰色基础设施退化遗产的一个样本（Barron 等人，2017 年；Goncalves 等人，2018 年）。

如今，在城市水基础设施的规划或修复阶段，需要考虑社会生态可持续性、恢复力和适应性等其他目标，这已成为一个公认的事实（Alves 等人，2018、2019；Damodaram 和 Zechman，2013；Wang 等人，2017）。因此，建议采取各种可持续的雨水管理措施，以更环保的方式缓解上述问题（Hoang and Fenner，2016；Young 等人，2014；Zhang and Chui，2018；Zhou，2014）。

这些多功能分散（分布式）措施通常被称为低影响开发、最佳管理实践、绿色基础设施、绿蓝色基础设施（GBI）、水敏感城市设计等（Fletcher 等人，2014；Haghigatafshar 等人，2018；Zhang 和 Chui，2018）。尽管如此，由于历史原因，不同的术语在含义上略有不同（Fletcher 等人，2014）。在本文中，我们使用术语 GBI。一些常见的 GBI 实践包括生物滞留池、渗水沟、雨水湿地、湿塘、透水路面、洼地、绿色屋顶、滤带、砂砾石过滤器和雨水桶（Brunetti 等人，2017；Goncalves 等人，2018 年；Zhang 和 Chui，2018 年）。

对于 GBI 的类型、位置和大小优化选择，文献中已经开发了许多优化和决策工具和方法，如下一节所述。

优化 GBI 的方法重点是通过将 GBI 与现有的灰色基础设施相结合，寻找最佳的改造策略（Alves 等人，2018）。尽管主要是在发达国家，人们广泛讨论和承认了将 GBI 用于改造的好处，但它们无法完全取代传统的灰色基础设施，特别是在发展中国家和规划新的基础设施（Silveira, 2002 年）。原因是高度城市化地区缺乏空间、社会经济因素、缺乏环境意识和公众接受度，以及 GBI 无法控制极端事件（Alves et al., 2016; Goncalves et al., 2018）。综上所述，灰色测量基本上是经过测试的系统，显示出更强的应变能力以应对强降雨，而 GBI 提供了多种好处，如适应性和可持续性（Alves 等人，2018 年；Jia 等人，2015 年）。

迄今为止，许多作者和研究表明，混合绿蓝灰色基础设施（HGBGIs）是最有前途的城市水管理方法，它可以同时将传统管网的可靠性、弹性和可接受性与绿色的多功能性、可持续性和适应性结合起来（Alves 等人，2018；Damodaram 等人，2010 年；Damodaram 和 Zechman，2013 年）。将 GBI 与灰色测度相结合，使得城市水资源基础设施的设计过程更加复杂，因为有许多可行的组合方案。因此，需要开发新的方法和工具来促进组合优化过程。本研究的目的是提出一个模拟优化架构，以优化涉及 HGBGIs 和不同集中度的 UDS。在下一节中对先前研究的回顾将揭示，在 UDSs 的设计阶段，没有任何工具或方法来确定灰绿蓝基础设施之间相互作用的影响。

本手稿的其余部分结构如下：在下一节中，概述了关于 HGBGI 优化的文献状况，并指出了该领域的研究空白。在材料与方法部分，首先介绍了案例研究；详细介绍了该结构。为了证明所提结构的性能，将其应用于案例研究。案例研究以伊朗阿瓦兹市为特色。结果将在“结果和讨论”部分中显示和检查。最后一部分对研究进行了总结，并提出了进一步研究的建议。

1.1 文献回顾

污水管网优化，仅灰色基础设施，形成一类具有高度约束和多模态的难分类混合整数组合优化问题（Haghhiki 和 Bakhshipour, 2015a）。（1）生成布局和（2）确定下水道尺寸的两个次要问题需要以满足所有液压和技术

限制的方式解决。为此，迄今为止，各种优化工具和算法都得到了发展。现有污水管网优化方法的文献综述见（Ahmadi 等人，2018；Haghighi 和 Bakhshipour，2015a；Karovic 和 Mays，2014）。

GBIs 的优化规划和设计也是一项复杂的任务，因为其设计受到各种目的和目标的限制，在不同类型、设计参数之间进行选择，并考虑其空间分配（Dandy 等人，2018；Eckart 等人，2017；Liu 等人，2015；Zhang 和 Chui，2018）。

使用 GBIs 的众多水环境目标包括：水质改善、水量减少、防洪、地下水回灌、集水、恢复场地水文特征、增加城市舒适性和缓解城市热岛效应（Cano and Barkdoll，2017；Dandy et al.，2018；Eckart 等人，2017 年；Goncalves 等人，2018 年；Jackisch 和 Weiler，2017 年；Li 等人，2017 年）。设计决策包括组件的大小、类型、数量和位置以及它们的连接方式。该问题需要满足许多实际约束条件，包括成本、空间可用性和场地特征，包括土壤类型、地形、渗透率、促成连通的不透水区域以及区域规划或法律法规的限制（Dandy 等人，2018；Di Matteo 等人，2017；Giacomoni 和 Joseph，2017）。

一些研究将水文和水力模拟与优化技术相结合来确定 GBIs 的最佳或接近最佳选择、尺寸和位置。一些工作将水力模型与多目标优化相结合，以评估和比较绿蓝灰实践的不同配置及其效果（Alves 等人，2016）。表 1 总结了使用优化技术设计 GBIs 或 HGBGI 的一些研究。表中规定的每项研究的标准是（1）是否考虑了灰色实践（管网布局或水力规范），（2）是否旨在选择、确定 GBI 的大小或位置，以及（3）考虑的目标类型（如成本、洪峰流量减少、水质改善，其他性能指标，如可靠性和弹性）。

在表 1 所示的方法中，只有四种情况包含 GBIs 和灰色实践（即 HGBGI）的组合。Damodaram 和 Zechman（2013）开发了一个模拟优化结构，以确定和探索利用绿色策略（透水路面和雨水收集）和灰色策略（滞留池）的流域管理计划来减少不同预算水平的一系列设计暴雨对洪峰流量的影响。他们发现，LID/BMP 混合体表现最好，但峰值流量指标可能不是判断可持续性的最佳指标。阿尔维斯等人。（2016）提出了一个多目标优化结构，用于选择、评估和放置不同的绿灰色实践，以改进 UDS。将该方法应用于一个高度城市

化的流域，评价了绿灰色基础设施（绿色屋顶、渗水沟、透水路面和蓄水池）对减少合流管溢流量的效果。他们的结论是，在高度城市化的地区，如果集中和分散的做法相结合，就可能面临排水系统必须扩大的空间不足问题。Duan 等人。（2016）研究了灰色实践（滞留池）和绿色实践（生物滞留池、雨水花园、透水路面和绿色屋顶）的多目标优化设计。他们报告说，通过优化设计的滞留池和 GBI 措施，可以大大降低总投资成本和洪水风险。

表格1
分散式雨水管理系统优化研究分析

	灰色措施		蓝绿措施		目标				
	布局	水力条件	类型	位置	尺寸	成本	质量	数量	性能
Present Work	✓	✓	✓	✓	×	✓	×	×	✓ ^a
Giacomoni and Joseph (2017)	×	×	✓	✓	×	✓	×	✓	✓ ^b
Di Matteo et al. (2017)	×	×	✓	✓	✓	✓	✓	✓	×
Chui et al. (2016)	×	×	✓	×	✓	✓	×	✓	×
Lee et al. (2012)	×	×	✓	✓	×	✓	✓	✓	×
Jia et al. (2015)	×	×	×	×	✓	✓	✓	✓	×
Duan et al. (2016)	×	✓	✓	×	✓	✓	×	✓	×
Back et al. (2015)	×	×	✓	×	✓	×	✓	×	×
Cano and Barkdoll (2017)	×	×	✓	✓	×	✓	✓	×	✓ ^c
Liu et al. (2015)	×	×	✓	✓	×	✓	✓	✓	×
Sebti et al. (2016)	×	×	✓	✓	×	✓	✓	✓	×
Li et al. (2017)	×	×	✓	✓	×	✓	✓	✓	×
Alves et al. (2016)	×	✓	✓	✓	×	✓	×	✓	×
Stafford et al. (2015)	×	✓	×	×	✓	✓	×	×	×
Oraci Zare et al. (2012)	×	×	×	✓	✓	✓	✓	✓	×
Jayasooriya et al. (2016)	×	×	×	×	✓	✓	✓	×	×
Dandy et al. (2018)	×	×	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓ ^d
Kaini et al. (2012)	×	×	✓	✓	✓	✓	✓	×	×
Damodaram and Zechman (2013)	×	✓	×	✓	×	✓	✓	×	×
Zhang et al. (2013)	×	×	✓	✓	✓	✓	✓	×	×

^a 弹性和可持续性。

^b 水文足迹住宅。

^c 维修概率系数。

^d 体积可靠性。

本研究的目的是探究不同集中度的 HGBGIs 的性能。一般来说，污水管网的数学最小成本优化公式如下：

$$\mathbf{d}_{\text{opt}} = \arg \min_{\mathbf{d} \in D} [f_{\text{cost}}] \quad (1)$$

其中 $\mathbf{d}_{\text{opt}}$ 是定义污水系统的可行空间 D 中决策变量 $\mathbf{d}$ 的最优选择。它包括集中度、布置形式和水力规格。通过将 GBIs 作为新变量添加到问题中，可以将 $\mathbf{d}$ 扩展为以下内容。

$$\mathbf{d} = [\text{DC}, \text{layout parameters}, \text{hydraulic parameters}, \text{GIB parameters}] \quad (2)$$

其中 DC（集中度）含蓄的解释了如何按照布局生成部分中的定义将系统作为一个整体进行分布。布局参数表示以满足所有布局约束的方式连接到每个出口的不同组件（下水道和泵站）之间的联结。水力参数确定管道直径、管道坡度和泵站，以满足所有水力和技术限制。GIB 参数涉及 GIB 的类型、大小和位置。GBIs 可通过两种主要方式帮助减小管网的尺寸和成本：

1. 通过截留雨水、改变集中时间等措施减少峰值流量，减小管网规模。
2. 通过更换上游支流的管道，GBIs 可能会捕获设计暴雨的所有雨水。此外，拆除上游支流的管道会进一步降低下游管道的安装深度，从而降低成本。然而，GBIs 的建设和维护是有成本的。因此，通过优化，可以找到 HGBGIs 的最佳配比。

考虑式（2）中所述的所有变量，对于式（1），形成一个非线性多模态混合整数实优化问题，该问题在大多数实际情况下具有高度约束性和大规模性。为了解决这类难处理的组合优化问题并在合理的时间内找到一个近似最优解，本文提出了一个模拟优化结构。为了使计算费用保持在合理的水平，并直接获得灰色系统和混合系统的成对可比结果，我们将联合优化分为两步。首先，采用空中花园算法，以最低成本生成和液压设计出具有从完全集中到完全分散的不同分散控制系统的不同污水布局（Bakhshipour 等人，2018）。然后，在模型中引入可行的 GBIs，并对每个布局进行二次优化，以使 GBIs 和管网的总生命周期成本最小，从而找到 GBIs 的最优分布。最后，为了在具有不同 DC 的最优解之间进行选择，使用为决策提供材料的多个设计风暴评估不同场景的恢复力和可持续性。

图 1 示意性的展示出了所提出的结构。所有子进程和算法的详细信息将在以下各节中给出。必须注意的是，使用该结构得到的设计方案都不是全局

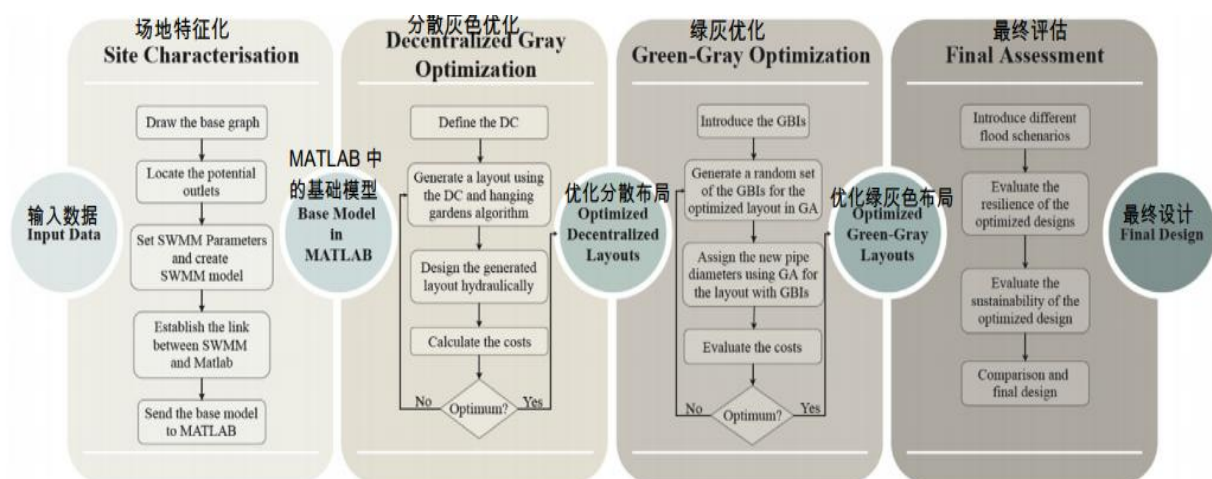


图1 拟议的框架.

术上讲，上述问题使得传统的大口径深基坑管网建设成本太高，在实际中几乎不可能实现。该案例研究有约 500 公顷的面积，分为 181 个子流域（基础图中的回路），包括 530 个管道（约 75 公里长）和 10 个候选出口，如图 2 所示。

在本研究中，使用 EPA 的 SWMM 5.1 版软件（Rossman, 2010）对管网和 GBIs 进行水文水力模拟。路由选择动力波法，因为它能够考虑河道蓄水、回水效应、水流逆转和压力流（Rossman, 2010）。各子流域的主要参数，如面积、不透水面积、宽度、坡度、渗透参数、曼宁粗糙度，均采用谷歌地球和工程判断进行估算。

2.2.2. GBI 选择

可能的 GBI 选择包括绿色屋顶、雨水花园、洼地、透水路面、渗水沟、池塘和雨桶。为即将到来的优化选择候选方案的主要因素包括（1）设计目标，如径流/洪峰流量减少和质量控制，（2）场地特征，如地形、城市化程度、气候和社会关注点，以及（3）成本（Eckart 等人，2017）。通过以下段落，回顾这方面的文献。基于这些建议，我们将选择合适的 GBI 候选项及其在优化过程中要添加的规范。

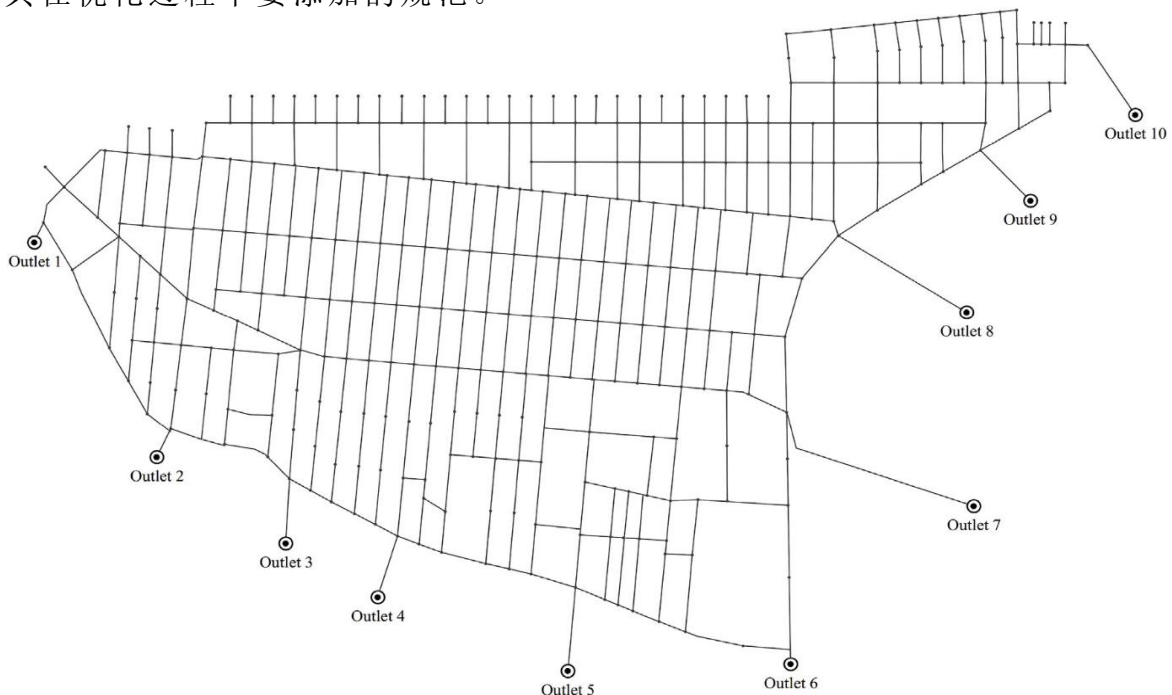


图 2. 案例研究的基础图

首先，我们回顾了设计目标的影响。Damodaram 等人（2010）报告说，基于渗透的 GBI 措施比基于储存的措施对较小风暴（18 mm，45 mm）更有效，但基于储存的措施对较大风暴（114 mm，185 mm，279 mm）更有效。Baek 等人（2015）发现生物滞留和雨水桶对于减少悬浮固体的第一次冲洗效果最为有效。Li 等人（2017）得出 GBI 单项措施的优先顺序为：生物滞留>雨桶>低海拔绿地>屋顶绿化>透水路面。Zhang 和 Chui（2018）建议，结合不同的 GBI 实践可以提高系统功能。例如，他们报告说，基于渗透的 GBIs 像渗透沟与基于储存的渗透沟（如生物滞留池和雨桶）相结合，通过提供不同的降雨径流控制方法，可以更好地管理雨水。

其次，我们回顾了雨水管理的 GBI 解决方案如何依赖于土壤类型、降雨模式和土地利用类型等位置特征，因为它们通常依赖于渗透和蒸散（Zhang and Chui，2018）。为了取得成功，GBI 雨水策略和控制的设计必须考虑到

现场的特定条件 (Eckart 等人, 2017)。Bloom (2006) 提出了一些基于拘留的平坦地区管理方法。

第三, 我们考虑成本。Stovin 和 Swan (2007) 根据成本从最低到最贵对 LID 措施进行了排名, 如下: 渗透池、渗水坑、池塘、渗水沟和多孔路面。Joksimovic 和 Alam (2014) 表明, 渗水沟和带有绿色屋顶的渗水沟组合是减少径流的最合算的解决方案。影响成本效益的另一个重要决策变量是 GBI 度量的大小。Zhang 和 Chui (2018) 建议生物滞留池的面积应为排水面积的 8%-25%, 生物滞留池的面积深度比应为 50 cm-120 cm。Chui 等人 (2016) 建议扩大生物滞留细胞和多孔路面的面积, 而不是增加深度, 而建议增加绿色屋顶的面积, 而不是扩大深度。

如前所述, 当前的案例研究位于高度城市化和平坦的地形上, 设计暴雨约为 31 毫米。基于上述建议, 并根据问题的主要目标 (成本优化), 我们选择了雨水桶和渗水沟作为 GBI 方案。雨水桶是用于临时储存和雨水收集的微型 GBIs (Mannina, 2018)。渗水沟是由排水岩石填充的地下储存单元, 具有大量的地下储存。因此, 渗水沟对于空间有限的区域非常有用 (Eckart, 2015)。降雨后, 雨水从屋顶流入雨桶, 为冲厕和家庭灌溉供水。道路和停车场的不透水区域以及雨水桶溢出的屋顶径流的百分之一被转移到渗水沟。据推测, 每套公寓都可以配备一个 2m^3 的雨水桶, 可以在当地市场买到。渗水沟沿街道景观安装, 平均可覆盖每个次级集水区不透水面积的 5%。每个渗水沟单元的宽度为 2m, 长度为 5m, 护道高度为 250 mm。其他设计参数根据文献分配或估算如下: 植被体积分数 0.1, 蓄水 (砾石) 层厚度 1500 mm, 空隙率 0.75, 渗透速率 0.56 mm/h, 排水流量指数 0.5, 偏移高度 100 mm (Cano and Barkdoll, 2017; Chui et al., 2016; Eckart, 2015)。此规范从优化中删除了对 GBI 类型和大小的选择, 仅 GBI 的位置仍有待确定。

2.2.3. 生命周期成本

作为等式 (1) 中的目标函数, 我们使用生命周期成本 (LCC)。LCC 评估了在 30 年的典型服务期内, 管网和实施 GBIs 的资本成本和运营维护 (O&M) 成本 (Chui 等人, 2016 年)。每个备选方案的 LCC 是通过使用等式汇编所有资本和 O&M 成本来计算的。(3) (4) 至今 (Chui 等人, 2016)。伊朗

的运营维护成本通货膨胀率为 12%，总成本折现率为 15%。管网的施工成本从（Bakhshipour 等人，2019 年）开始计算，每年的运行和维护成本为伊朗手册中资本成本的 10%。用于估算渗水沟的施工成本、开挖、移除、排水、分级、土工织物、地下排水管的成本，考虑排水岩在内（Eckart，2015），每个渗透单元的初始建设成本按 113.4 里亚尔计算，每年的运营和维护费用考虑 5% 的资本成本（Zhang 等人，2013 年）。当地市场上每个雨水桶的价格为 19423 里亚尔。

$$LCC = Capital_{green-blue} + PV_{O\&M\ green-blue} + Capital_{gray} + PV_{O\&M\ gray} \quad (3)$$

$$PV_{O\&M} = \sum_{n=1}^{30} \text{Annual } O\&M \frac{(1+r)^n}{(1+i)^n} \quad (4)$$

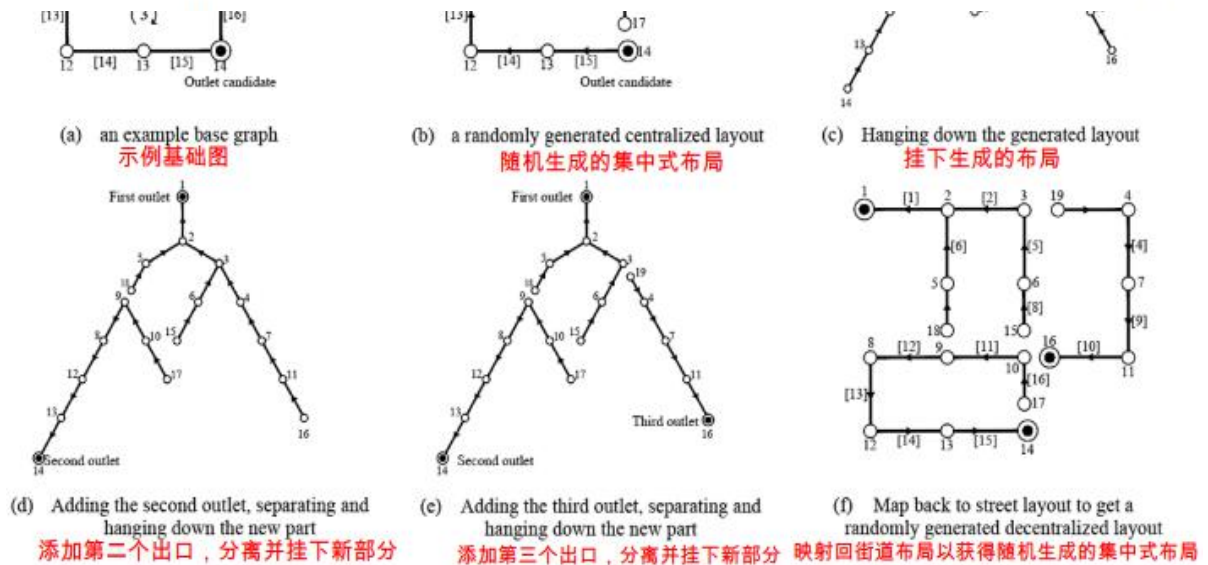


图3. 空中花园算法

满足所有液压和技术约束。为了满足技术限制，如伸缩模式、最小覆盖深度、最大开挖深度、最小和最大坡度，采用了（Bakhshipour 等人，2019）中介绍的自适应方法。在优化过程中，利用罚函数处理最大流速和无溢流的水力约束。有关使用不同 DC 优化 UDS 的详细信息，请参阅（Bakhshipour 等人，2019）。

2.4.步骤三：混合绿蓝灰优化

本节介绍了所提出的模拟优化结构，以考虑 HGBIs 在城市水资源管理中的应用。按照第 3-3 节的说明，在用不同的 DCs 生成和优化 UDS 之后，根据第 3-2-2 节选择的优化问题添加一个可行的 GBIs 列表。

将 GBIs 的位置作为优化变量。因此，对于每个子流域，都有一个二进制变量，因此 1 表示子流域配备了 GBI，0 表示子流域没有 GBI。通过添加 GBI，可以通过优化来减小管道的尺寸。为了考虑这一影响并在合理的时间内减少搜索空间以执行优化，这里考虑了每根管道的 4 个备选方案：管道直径可以保持与最优灰色设计相同，或者可以从可用的商用管道尺寸减少到 3 个较小的尺寸。例如，在优化的灰色设计中，直径为 1.50 m 的管道可以具有 1.5、1.2、1.0 和 0.8 m 的直径，而直径已为 0.35 m 的管道可以具有 0.35、0.25、0.20 m 的直径，或者由于列表中没有较小的管道而从网络中删除。为了满足伸缩模式约束，分配给管道的最小直径受其上游管道直径的限制。

针对优化问题，提出了一种简单的二元遗传算法。在二进制遗传算法中，实数决策变量用二进制 0-1 值（位）编码。每个染色体代表一个设计方案。这里，每个子流域都有 NP+NS 变量，包括 NP 管道直径和 NS-GBI 指标。为了得到最小的成本设计，这些变量需要用遗传算法进行校准，以最小化等式(3)中的 LCC。考虑到在每个子流域参数中，两个二进制位代表每个管径参数，一个二进制位代表 GBI，设计染色体由 $2NP+NS$ 基因（0-1 个值）组成，如图 4 所示。对于每个染色体，下水道直径 [D] 和 GBI 指标被解码，如等式 (5)

和（6）所示。图 5 示意性地表示出了该方法。针对不同的集中度，对每个最优的纯灰色系统进行优化。

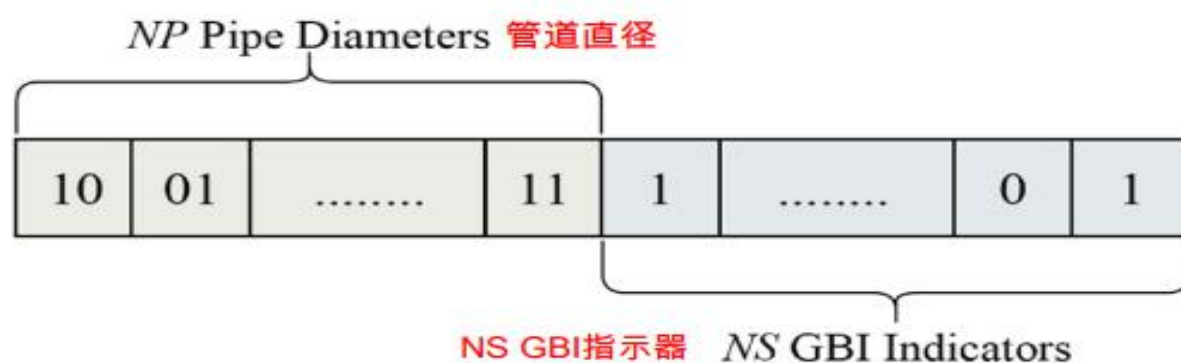
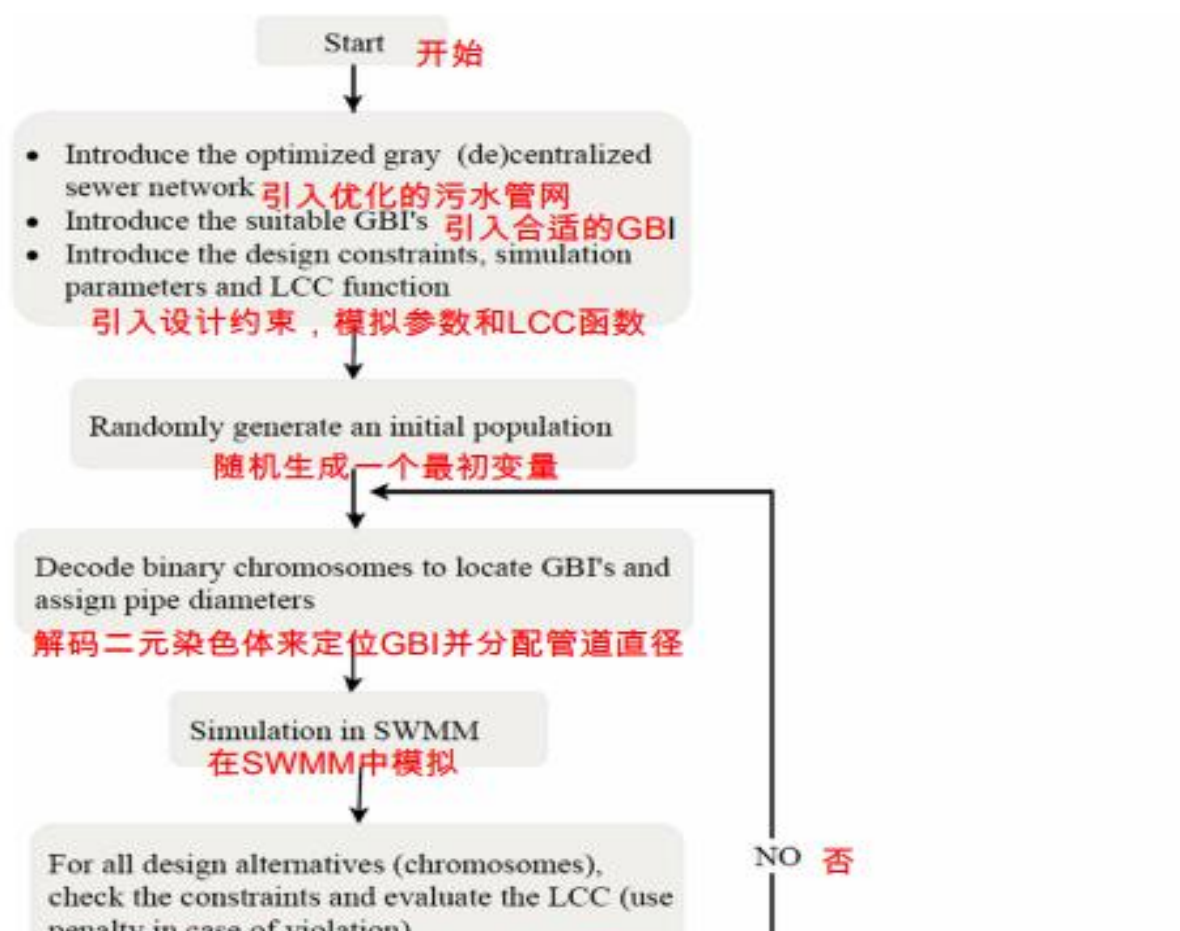


图4.随机产生的设计方案的二元染色体

$$d = \begin{cases} 11 \rightarrow D = \text{Same as in the gray design} \\ 10 \rightarrow D = \text{One size smaller than in the gray design} \\ 01 \rightarrow D = \text{two size smaller than in the gray design} \\ 00 \rightarrow D = \text{three size smaller than in the gray design} \end{cases} \quad (5)$$

$$GBI = \begin{cases} 1 \rightarrow \text{Subcatchment has GBI} \\ 0 \rightarrow \text{Subcatchment has no GBI} \end{cases} \quad \text{子窗口有/无GBI} \quad (6)$$



2.5.步骤四：最终评估

为了有助于剩余备选分散控制系统之间的决策过程，在最后一步，考虑了优化过程中未考虑的其他关键标准。在案例研究中，定义了两个简单的指标作为弹性和可持续性的指标。根据采用的定义（Butler 等人，2014 年），弹性是“在特殊条件下，系统在其设计寿命内将服务故障程度和持续时间最小化的程度”。用水力性能指标（HPI）通过方程式（7）评估不同集中度的每个优化方案的弹性（Zischg 等人，2018）。

$$HPI = 100 \times \left(1 - \frac{V_{\text{flooding}}}{V_{\text{runoff}}} \right) \quad (\%) \quad (7)$$

$$SUS_{Env} = \frac{\text{infiltration volume} + \text{final GBI storage}}{\text{Total Precipitation}} \quad (8)$$

虽然这里考虑了环境可持续性的一个简单指标，但在这一阶段可以评估影响可持续性的其他标准，如污染控制、能源消耗和维持自然水文循环。通过增加准则和指标的数量，可以应用多准则决策分析方法，如 AHP/ANP 和 TOPSIS（Wang 等人，2017），以辅助决策过程。

3.结果和讨论

3.1.成本

该结构已应用于 1、4、7 和 10 个出口布局的 4 个不同分散控制系统（分别为 100%、66%、33%和 0%）的案例研究。使用式（9）定义 DC（Bakhshipour 等人，2019）。

$$DC = 100 \times \left(1 - \frac{N_{SO} - 1}{N_{PO} - 1} \right) \quad (\%) \quad (9)$$

表2.不同场景之间的 N_{SO} .

设计方案	生命周期成本 ^a	Cap.GBI	Cap.Gray	运营维护 GBI	灰色系统运营维护	平均值 D (m)	平均值 E (m)	最大值 D (m)	最大值 E (m)
100	422700	0	138860	0	283840	0.88	2.57	2	6.78
100 + GBI	329672	86833	60780	57819	124240	0.43	1.69	1.5	6.39
66	310170	0	101900	0	208270	0.68	2.01	2	5.22
66 + GBI	295964	97339	43957	64819	89849	0.37	1.57	0.8	4.91
33	250953	0	82433	0	168520	0.64	2.13	1.5	4.72
33 + GBI	276370	76841	48737	51171	99621	0.35	1.64	1	4.3
0	253197	0	83177	0	170020	0.63	2.16	1.5	4.98
0 + GBI	269510	59731	55849	39770	114160	0.40	1.67	1	4.52

^a 所有的费用以百万里亚尔计。

的设计，HGBGI 的 LCC 比纯灰色设计便宜 22%。此外，在更集中的情况下，平均直径（D）和平均仰拱深度（E）的减小幅度更大。原因可能是在每个子集水区捕获雨水会减少其所有下游部分的流量，而在更分散的管网中，这只会对配备 GBI 的管网部分产生影响。出于同样的原因，更集中的布局比更分散的布局倾向于使用更多的 GBIs，正如表 2 中所示，同样，图 8 和 9 表明，在分散场景中，较大的子系统倾向于按比例使用更多的 GBIs，并遵循我们在整个系统中观察到的类似模式。在所有使用 GBIs 的情况下，最大和平均管道直径以及管道内底深度都减小了。最令人惊讶的是，在 DC=66%的设计中，添加 GBIs 会将最大管道直径从 2 m 减少到 0.8 m。此方案使用的 GBIs 比所有其他方案都多。



图7.集中度为66%与GBI结合时



图8. 集中度为33%与GBI结合时



图9. 集中度为0%与GBI结合时

3.2.弹性

使用式(7)评估每个设计的弹性，四个设计风暴的重现期分别为10年、20年、25年和50年（持续时间为6小时），总深度分别为38.3、46.7、49.5和58.5毫米。图10显示出了该分析的结果。如图10所示，对于所有洪水情况，没有GBIs的灰色网络表现得更好。最佳性能由DC=66%提供，其次是DC=33%和0%，显示出相似的性能。全集中设计（DC=100%）的性能最低，尽管其灰色存储容量较大（平均管径较大），因为其性能完全取决于其单个主集热器（出口4上游D=2m的管道）。一旦主收集器达到其最大容量，所有上游区域开始被淹没。另一方面，分散式系统为排水提供了多种选择，并且每个部分的性能不会干扰其他部分（Bakhsipour等人，2019年）。在这里，DC=66%的方案具有最合理的弹性，因为它同时利用了具有多个排水替代方案和更多存储容量的优点。正如预期的那样，GBIs在面对暴雨时的表现不如灰色实践。在所有洪水情况下，所有HGBGI的恢复力都显著降低。场景使用GBIs的次数越多，它就越容易受到攻击。从DC=100%到DC=0%的所有设计的平均回弹率依次为5.9%、17.3%、5.9%和4.9%。有趣的是，DC=66%的设计具有最高的弹性，当与GBIs结合时，显示出最低的弹性。

3.3.环境可持续性

图 11 显示出了使用式 (8) 评估的每个设计的环境可持续性。可以发现的是,所有 4Gy 设计的环境可持续性是不同的,因为管道配置会影响该区域的不渗透性。通过扩大雨水桶和渗水沟的储存和渗透能力,提高了 HGBGIs 的环境可持续性。图 12 显示了所有设计中 4 号出口的流量。之所以选择此出口,是因为它是所有四种设计方案之间唯一的通用出口。此图显示了通过灰蓝色和绿蓝色措施进行分散是如何导致峰值流量减少。降低管网中的直流电只会降低峰值流量,而增加 GBIs 会改变峰值流量的大小和时间。在设计中,在 DC=66%+GBI 的情况下,可获得最大捕获雨水和峰值流量减少。另外两个分散设计(DC=33%+GBI)在这方面也显示出令人满意的性能。

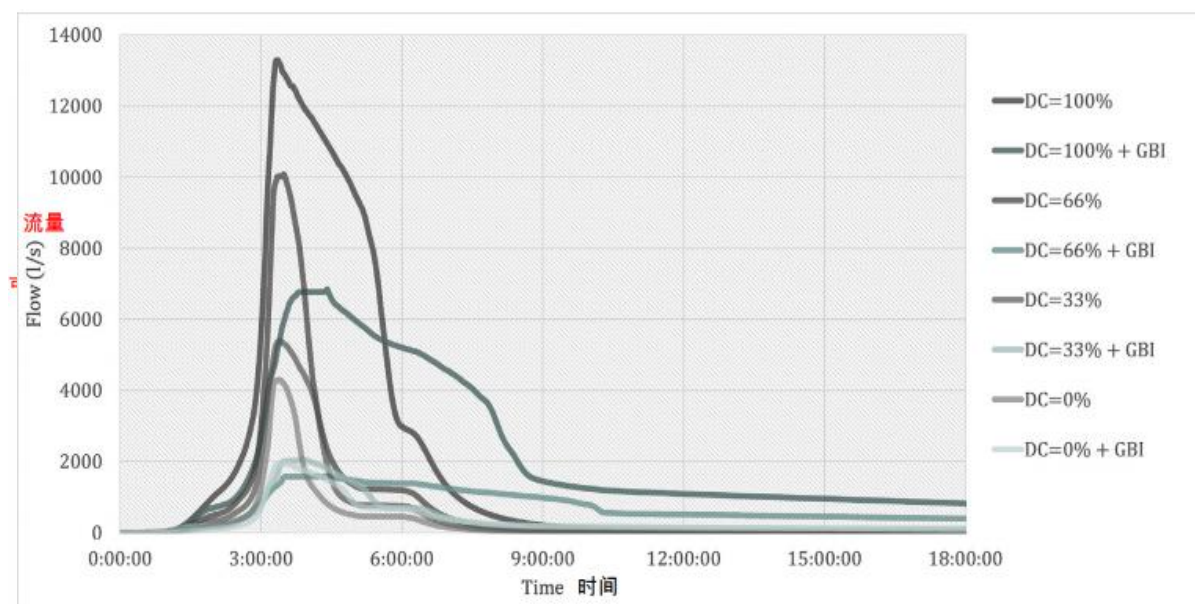


图12. 不同设计方案出口4的流量.

图11. 不同设计方案的环境可持续性

3.4.讨论

虽然缺乏资金是建设新的雨水管理系统的主要障碍，但在许多地区，设计这些系统的弹性和可持续性也是至关重要的。气候变化导致的降雨模式变化、城市发展导致的土地利用快速变化以及公众意识和繁荣需求导致的法规变化，是迫使新系统更具弹性和适应性的最重要威胁。对于一个国家来说，新基础设施的可持续性也是非常关键的，不能再为了发展的渴望而牺牲，因为发展的渴望留下了许多长期退化的环境影响（Madani 等人，2016 年）。伊朗，特别是研究案例所在的胡兹坦省，目前正面临严重的水问题。频繁的干旱加上地表和地下水的过度开采，导致湖泊、河流和湿地干涸，地下水位下降（Madani 等人，2016 年），地面沉降（Dehghani 等人，2013 年），水质恶化，土壤侵蚀，荒漠化和更频繁的沙尘暴（Madani 等人，2016 年；Madani，2014 年）。因此，有必要从以结构为基础的发展方法向更可持续和环境友好的方法转变，以缓解这些问题，防止今后出现更悲惨的情况。

研究结果表明，雨水管理系统的 HGBGIs 在经济上可以与传统的灰色管网相媲美。GBIs 在更集中的网络上更有效；但是，对于更分散的网络，混合解决方案只比传统解决方案稍微贵一些。它们更具可持续性和环境友好性，然而，弹性是为这一利益而牺牲的。因此，最优的集中程度取决于目标，并且在成本、弹性和可持续性方面有所不同。这一事实表明，只有使用多目标优化结构才能做出更好的决策。例如，管道直径的微小增加可能会导致成本的合理增加和可持续性的小幅下降，从而显著提高弹性。尽管在本研究中，布局子问题仅为成本最小化而得到解决，但管道布局对系统弹性也有显著影响（Haghei 和 Bakhshipour，2015b）。因此，未来的研究应以联合方法中的绿灰色组合优化为重点，直接利用多目标优化方法在成本、弹性、可持续性和可能的其他目标之间寻找全局最优折衷方案。

4.讨论

以伊朗阿瓦兹市为例，建立了考虑绿蓝灰混合基础设施（HGBGIs）和不同集中度（DCs）的城市排水系统（UDSs）仿真优化结构，并进行了实例检验。从案例研究的结果可以得出以下结论：

- HGBGIs 可以在经济上与传统的灰色管网竞争。

- 为了降低成本，GBIs 在更集中的官网上更有效。
- 最佳集中度取决于目标，且其成本、弹性和可持续性各不相同。

城市排水系统越是使用绿-蓝基础设施（GBIs）来减小管道的尺寸，就越容易受到设计风暴带来的更严重暴雨的影响。

采用 GBIs 可以通过降低洪峰流量、蓄水和补给地下水面等措施，缓解该地区的生态环境用水问题。

本研究的结果是依情况而定的，不能直接转移到另一个不同情况的地区，但是所提出的结构可以应用于任何新的城市排水系统设计。

如果评估绿色屋顶和渗透路面的长期效益（如减少能源、消除污染、缓解城市热量），则建议的结构中可以考虑更昂贵的绿色屋顶和渗透路面。

为了更好地进行决策，新的绿蓝灰城市排水系统的优化应该在一个联合的多目标结构中进行。然而，这将显著增加所需的计算工作量。因此，需要进行一些修改来减少搜索空间，使问题在合理的时间内得以解决。

感谢

本研究得到 BMBF-DAAD 可持续水管理：2015 年学习奖学金和研究补助金（57156376）的支持。

参考文献：

- [1].Ahmadi, A., Zolfagharipoor, M.A., Nafisi, M., 2018. Development of a hybrid algorithm for the optimal design of sewer networks. *J. Water Resour. Plan. Manag.* 144 (8), 4018045.
- [2].Alves, A., Sanchez, A., Vojinovic, Z., Seyoum, S., Babel, M., Brdjanovic, D., 2016. Evolutionary and holistic assessment of green-grey infrastructure for cso reduction. *Water* 8 (9), 402.
- [3].Alves, A., Gersonius, B., Sanchez, A., Vojinovic, Z., Kapelan, Z., 2018. Multi-criteria approach for selection of green and grey infrastructure to reduce flood risk and increase co-benefits. *Water Resour. Manag.* 32 (7), 2505–2522.
- [4].Alves, A., Gersonius, B., Kapelan, Z., Vojinovic, Z., Sanchez, A., 2019. Assessing the co-benefits of green-blue-grey infrastructure for sustainable urban flood risk management. *J. Environ. Manag.* 239, 244–254.

- [5].Baek, S.-S., Choi, D.-H., Jung, J.-W., Lee, H.-J., Lee, H., Yoon, K.-S., Cho, K.H., 2015.Optimizing low impact development (LID) for stormwater runoff treatment in urban area, Korea: experimental and modeling approach. *Water Res.* 86, 122–131.
- [6]. Bakhshipour, A.E., Bakhshizadeh, M., Dittmer, U., Nowak, W., Haghighi, A., 2018. A graph-theory based algorithm to generate decentralized urban drainage layouts. In: Mannina, G. (Ed.), *New Trends in Urban Drainage Modelling*, vol. 139. Springer Berlin Heidelberg, New York NY, pp. 633–637.
- [7].Bakhshipour, A.E., Bakhshizadeh, M., Dittmer, U., Haghighi, A., Nowak, W., 2019.Hanging gardens algorithm to generate decentralized layouts for the optimization of urban drainage systems. *J. Water Resour. Plan. Manag.* 145 (9), 04019034.
- [8].Barron, N.J., Kuller, M., Yasmin, T., Castonguay, A.C., Copa, V., Duncan-Horner, E., Gimelli, F.M., Jamali, B., Nielsen, J.S., Ng, K., Novalia, W., Shen, P.F., Conn, R.J., Brown, R.R., Deletic, A., 2017. Towards water sensitive cities in Asia: an interdisciplinary journey. *Water Sci. Technol.* 76 (5), 1150–1157.
- [9].Bloom, M.F., 2006. Greening stormwater management in Ontario: an analysis of challenges and operation. *Water Wastewater Int.* 21 (4).
- [10].Brunetti, G., Šimůnek, J., Turco, M., Piro, P., 2017. On the use of surrogate-based modeling for the numerical analysis of Low Impact Development techniques. *J. Hydrol.* 548, 263–277.
<https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2017.03.013>.
- [11].Butler, D., Farmani, R., Fu, G., Ward, S., Diao, K., Astaraie-Imani, M., 2014. A new approach to urban water management: safe and sure. *Procedia Engineering* 89,347–354. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.11.198>.
- [12].Cano, O.M., Barkdoll, B.D., 2017. Multiobjective, socioeconomic, boundary-emanating, nearest distance algorithm for stormwater low-impact bmp selection and placement.*J. Water Resour. Plan. Manag.* 143 (1), 5016013.

- [13].Chui, T.F.M., Liu, X., Zhan, W., 2016. Assessing cost-effectiveness of specific LID practice designs in response to large storm events. *J. Hydrol.* 533, 353–364.
- [14].Damodaram, C., Zechman, E.M., 2013. Simulation-optimization approach to design low impact development for managing peak flow alterations in urbanizing watersheds. *J. Water Resour. Plan. Manag.* 139 (3), 290–298.
- [15].Damodaram, C., Giacomoni, M.H., Prakash Khedun, C., Holmes, H., Ryan, A., Saour, W., Zechman, E.M., 2010. Simulation of combined best management practices and low impact development for sustainable stormwater management. *J. Am. Water Resour.Assoc.* 46 (5), 907–918.
- [16]. Dandy, G.C., Di Matteo, M., Maier, H.R., 2018. Optimization of WSUD systems. In: Sharma, A.K., Gardner, T., Begbie, D. (Eds.), *Approaches to Water Sensitive Urban Design. Potential, Design, Ecological Health, Economics, Policies and Community Perceptions*/Edited by Ashok Sharma, Ted Gardner, Don Begbie. Woodhead Publishing, Oxford, pp. 303–328.
- [17].Dehghani, M., Valadan Zoej, M.J., Hooper, A., Hanssen, R.F., Entezam, I., Saatchi, S., 2013. Hybrid conventional and Persistent Scatterer SAR interferometry for land subsidence monitoring in the Tehran Basin, Iran. *ISPRS J. Photogrammetry Remote Sens.* 79, 157–170.
- [18]. Di Matteo, M., Dandy, G.C., Maier, H.R., 2017. Multiobjective optimization of distributed stormwater harvesting systems. *J. Water Resour. Plan. Manag.* 143 (6), 4017010.
- [19].Duan, H.-F., Li, F., Yan, H., 2016. Multi-objective optimal design of detention tanks in the urban stormwater drainage system: lid implementation and analysis. *Water Resour. Manag.* 30 (13), 4635–4648.
- [20].Eckart, K., 2015. Multiobjective Optimization of Low Impact Development Stormwater Controls under Climate Change Conditions. *Electronic Theses and Dissertations*, pp.439.
- [21].Eckart, K., McPhee, Z., Bolisetti, T., 2017. Performance and implementation of low impact development – a review. *Sci. Total Environ.*

- 607–608, 413–432. [22].Fletcher, T.D., Shuster, W., Hunt, W.F., Ashley, R.M., Butler, D., Arthur, S., Trowsdale, S.,Barraud, S., Semadeni-Davies, A., Bertrand-Krajewski, J.-L., Mikkelsen, P.S., Rivard, G., Uhl, M., Dagenais, D., Viklander, M., 2014. SUDS, LID, BMPs, WSUD and more—the evolution and application of terminology surrounding urban drainage. *Urban Water J.* 12 (7), 525–542.
- [23].Giacomoni, M.H., Joseph, J., 2017. Multi-objective evolutionary optimization and Monte Carlo simulation for placement of low impact development in the catchment scale. *J. Water Resour. Plan. Manag.* 143 (9), 4017053.
- [24].Goncalves, M.L.R., Zischg, J., Rau, S., Sitzmann, M., Rauch, W., Kleidorfer, M., 2018. Modeling the effects of introducing low impact development in a tropical city: a case study from Joinville, Brazil. *Sustainability* 10 (3), 728.
- [25].Haghighatafshar, S., Nordlöf, B., Roldin, M., Gustafsson, L.-G., La Cour Jansen, J., Jönsson, K., 2018. Efficiency of blue-green stormwater retrofits for flood mitigation -conclusions drawn from a case study in Malmö, Sweden. *J. Environ. Manag.* 207,60–69.
- [26]. Haghighi, A., Bakhshipour, A.E., 2015a. Deterministic integrated optimization model for sewage collection networks using tabu search. *J. Water Resour. Plan. Manag.* 141 (1),4014045.
- [27]. Haghighi, A., Bakhshipour, A.E., 2015b. Reliability-based layout design of sewage collection systems in flat areas. *Urban Water J.* 13 (8), 790–802.
- [28].Hoang, L., Fenner, R.A., 2016. System interactions of stormwater management using sustainable urban drainage systems and green infrastructure. *Urban Water J.* 13 (7),739–758.
- [29]. Jackisch, N., Weiler, M., 2017. The hydrologic outcome of a Low Impact Development (LID) site including superposition with streamflow peaks. *Urban Water J.* 14 (2),143–159.

- [30].Jayasooriya, V.M., Ng, A.W.M., Muthukumaran, S., Perera, B.J.C., 2016. Optimal sizing of green infrastructure treatment trains for stormwater management. *Water Resour. Manag.* 30 (14), 5407–5420.
- [31]. Jia, H., Yao, H., Tang, Y., Yu, S.L., Field, R., Tafuri, A.N., 2015. LID-BMPs planning for urban runoff control and the case study in China. *J. Environ. Manag.* 149, 65–76.
- [32].Joksimovic, D., Alam, Z., 2014. Cost efficiency of low impact development (lid) stormwater management practices. *Procedia Engineering* 89, 734–741.
- [33].Kaini, P., Artita, K., Nicklow, J.W., 2012. Optimizing structural best management practices using swat and genetic algorithm to improve water quality goals. *Water Resour.Manag.* 26 (7), 1827–1845.
- [34].Karovic, O., Mays, L.W., 2014. Sewer system design using simulated annealing in excel. *Water Resour. Manag.* 28 (13), 4551–4565.
- [35].Lee, J.G., Selvakumar, A., Alvi, K., Riverson, J., Zhen, J.X., Shoemaker, L., Lai, F.-h., 2012. A watershed-scale design optimization model for stormwater best management practices. *Environ. Model. Softw* 37, 6–18.
- [36].Li, J., Deng, C., Li, Y., Li, Y., Song, J., 2017. Comprehensive benefit evaluation system for low-impact development of urban stormwater management measures. *Water Resour. Manag.* 31 (15), 4745–4758.
- [37].Liu, Y., Ahiablame, L.M., Bralts, V.F., Engel, B.A., 2015. Enhancing a rainfall-runoff model to assess the impacts of BMPs and LID practices on storm runoff. *J. Environ. Manag.* 147, 12–23.
- [38].Madani, K., 2014. Water management in Iran: what is causing the looming crisis? *J. Environ. Soc. Sci.* 4 (4), 315–328.
<https://doi.org/10.1007/s13412-014-0182-z>. Madani, K., AghaKouchak, A., Mirchi, A., 2016. Iran's socio-economic drought: challenges of a water-bankrupt nation. *Iran. Stud.* 49 (6), 997–1016.

- [39].Oraei Zare, S., Saghafian, B., Shamsai, A., 2012. Multi-objective optimization for combined quality–quantity urban runoff control. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 16 (12),4531–4542.
- [40].Rossman, L.A., 2010. Storm Water Management Model User's Manual, Version 5.0. Water Supply and Water Resources Division National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati, OH.
- [41].Sebti, A., Fuamba, M., Bennis, S., 2016. Optimization model for bmp selection and placement in a combined sewer. *J. Water Resour. Plan. Manag.* 142 (3), 4015068.
- [42].Silveira, A.L.L., 2002. Problems of modern urban drainage in developing countries. *Water Sci. Technol.* 45 (7), 31–40.
- [43].Stafford, N., Che, D., Mays, L.W., 2015. Optimization model for the design of infiltration basins. *Water Resour. Manag.* 29 (8), 2789–2804.
- [44].Stovin, V.R., Swan, A.D., 2007. Retrofit SuDS—cost estimates and decision-support tools. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Water Management* 160 (4),207–214.
- [45]. Vojinovic, Z., Hammond, M., Golub, D., Hirunsalee, S., Weesakul, S., Meesuk, V., Medina, N., Sanchez, A., Kumara, S., Abbott, M., 2016. Holistic approach to flood risk assessment in areas with cultural heritage: a practical application in Ayutthaya, Thailand. *Nat. Hazards* 81 (1), 589–616.
- [46].Wang, M., Sweetapple, C., Fu, G., Farmani, R., Butler, D., 2017. A framework to support decision making in the selection of sustainable drainage system design alternatives. *J. Environ. Manag.* 201, 145–152.
- [47].Young, R., Zanders, J., Lieberknecht, K., Fassman-Beck, E., 2014. A comprehensive typology for mainstreaming urban green infrastructure. *J. Hydrol.* 519, 2571–2583.
- [48].Zhang, K., Chui, T.F.M., 2018. A comprehensive review of spatial allocation of LID-BMP-GI practices: strategies and optimization tools. *Sci. Total Environ.* 621, 915–929.

- [49].Zhang, G., Hamlett, J.M., Reed, P., Tang, Y., 2013. Multi-objective optimization of low impact development designs in an urbanizing watershed. *OJOp* 02 (04), 95–108.
- [50].Zhou, Q., 2014. A review of sustainable urban drainage systems considering the climate change and urbanization impacts. *Water* 6 (4), 976–992.
- [51].Zischg, J., Rogers, B., Gunn, A., Rauch, W., Sitzenfrei, R., 2018. Future trajectories of urban drainage systems: a simple exploratory modeling approach for assessing socio-technical transitions. *Sci. Total Environ.* 651 (Pt 2), 1709–1719.

致 谢

大学四年美好的学习时光已经接近尾声，在此我想对我的父母，我的母校，我的老师和同学们表达我由衷的谢意。首先要感谢我的父母在大学期间一直给予我不断的支持和鼓励；其次要感谢我的母校给我提供了优秀的学习平台，敦促我在大学四年不断奋斗；感谢老师在课堂上激情洋溢的讲解，让我能够了解到广泛的专业知识；最后要感谢在学习生活中给予我帮助的同学们，所有这些都让我的大学三年充满了感动。在本次毕业设计中，杨亚红老师给予了我们耐心且细致的指导。杨老师能够按时督导我们的设计进度，并对存在的疑问和错误及时做出了指导，这对我能够按时完成毕业设计给予了莫大的帮助。同时，因疫情影响不能返校的情况下，杨老师为我们提供了

各种参考书籍和规范的电子版，分享了令人受益匪浅的网络资源，让我在毕业设计过程中节省了很多时间，在这里非常感谢老师给予的指导和帮助，并致以诚挚的谢意。

为期三个月的毕业设计是我对大学四年学习的验收与总结，通过毕业设计，我能够把所学的知识与实践真正的结合起来，为我以后的学习与工作奠定了良好的基础。另外，系里的领导和老师也给予了我们必要的指导，在这里我也要向年级的领导们表示衷心的感谢！最后感谢兰州理工大学土木工程学院对我的培养，我会做好充分的准备，迎接人生中的下一站！

附录A 污水街区面积（I区）

街区编号	1	2	3	18	19	20	21	22	39	40	41	42	49	50	51	59	60	67
街区面积(ha)	7.45	6.47	5.71	5.88	6.2	3.96	4.87	4.42	4.5	2.66	3.36	3.73	2	2.6	2.3	2.44	2.27	2.67

污水街区面积（II区）

街区编号	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	23	24	25	26	27
街区面积(ha)	5.9	9.31	2.96	5.54	12.61	5.64	13.24	2.54	5.27	18.35	2.61	4.46	4.03	6.27	3.71	2.29	4.41	2.85	2.17
街区编号	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	43	44	45	46	47	48	52	53
街区面积(ha)	4.42	3.88	2.8	4.1	5.29	3.4	2.31	3.01	4.17	3.17	3.81	3.99	2.32	2.91	1.9	1.29	2.7	1.45	2.12
街区编号	54	55	56	57	58	61	62	63	64	65	66	68	69	70	71	72	73	74	75
街区面积(ha)	2.56	1.69	1.25	1.69	12.17	1.66	2.09	2.49	1.63	1.06	0.99	2.84	2.49	1.31	1.49	5.36	10.42	8.73	3.92
街区编号	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94
街区面积(ha)	6.22	12.18	4.68	7.59	3.68	1.79	2.83	4.77	4.02	2.32	1.74	2.3	3.5	9.13	3.05	3.62	3.83	2.42	4.87
街区编号	95	96	97	98	99	100	101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111	112	113
街区面积(ha)	1.75	3.38	1.94	2.51	4.99	6.27	2.02	1.84	2.07	1.28	2.04	3.04	3.7	2.92	2.04	0.53	3.11	3.3	2.06
街区编号	114	115	116	117	118	119	120	121	122	123	124	125	126	127	128	129	130	131	132
街区面积(ha)	1.12	1.73	2.9	3.44	5.08	1.44	2.78	1.55	2.94	2.76	4.31	5.14	5.99	1.7	4.67	4.97	2.61	1.99	1.38
街区编号	133	134	135	136	137	138	139	140	141	142	143	144	145	146	147	148	149	150	151
街区面积(ha)	2.11	2.54	1.48	2.34	2.46	2.4	3.95	4.48	2.55	3.65	4.07	1.17	1.89	1.8	3.05	5.79	2.16	3.17	8.8
街区编号	152	153	154	155	156	157	158	159	160	161	162	163	164	165	166	167	168	169	170
街区面积(ha)	20.46	15.84	0.86	3.67	3.48	0.98	3.17	4.47	4.46	2.46	3.29	4.91	2.12	3.71	5.75	9.72	8.07	1.51	2.42
街区编号	171	172	173	174	175	176	177	178	179	180	181	182	183	184	185	186	187	188	189
街区面积(ha)	3.16	2.43	3.3	3.03	1.12	2.13	3.72	4.71	2.32	4.01	4.1	3.33	2.69	5.75	3.27	4.36	5.1	5.24	12.87
街区编号	189'	190	191	192	193	194	195	196	197	197'	198	199	200	201					
街区面积(ha)	12.62	6.50	7.19	3.53	3.73	3.17	5.02	7.30	8.44	6.78	3.76	12.57	0.64	0.38					

污水街区面积（III区）

街区编号	202	203	204	205	206	207	220	221	222	223	233	234	235	236	237	247	248	249	272
街区面积(ha)	5.53	4.07	3.01	5.16	3.6	4.01	3.08	1.8	3.14	2.24	3.65	2.68	1.75	3	3.6	3.16	5.7	3.35	5.21
街区编号	273	274	297	298	299	300	301	302	303	304	305	306	307	308					
街区面积(ha)	3.82	4.29	6.47	5.37	5.78	4.28	4.99	4.68	3.93	3.53	2.72	3.68	3.19	2.43					

污水街区面积（IV区）

街区编号	208	209	210	211	212	213	214	215	216	217	218	219	224	225	226	227	228	229	230
街区面积(ha)	1.24	1	2.86	1.59	2.11	0.97	1.32	2.46	1.36	1.43	1.52	1.88	2.39	3.46	1.88	2.38	1.95	1.75	3.33
街区编号	231	232	238	239	240	241	242	243	244	245	246	250	251	252	253	254	255	256	257
街区面积(ha)	1.87	4.45	2.59	2.37	3.44	1.81	2.38	2	1.76	3.35	1.94	2.5	3.69	1.9	2.64	2.31	2.02	3.85	2.98
街区编号	258	259	260	261	262	263	264	265	266	267	268	269	270	271	275	276	277	278	279
街区面积(ha)	2.38	4.04	3.08	2.45	3.38	1.59	2.18	1.85	1.57	2.83	2.32	1.7	3.05	7.72	2.66	3.8	1.78	2.6	2.27
街区编号	280	281	282	283	284	285	286	287	288	289	290	291	292	293	294	295	296	309	310
街区面积(ha)	2.04	3.71	4.24	2.61	4.63	3.79	8.22	3.47	2.37	2.22	1.6	1.41	3.71	6.18	5.91	3.35	3.62	2.65	2.63
街区编号	311	312	313	314	315	316	317	318	319	320	321	322	323	324	325	326	327	328	329
街区面积(ha)	0.94	1.9	1.88	3.41	1.68	1.63	1.38	2.2	2.18	1.85	2.14	2.15	1.84	2.48	2.22	5.59	2.35	2.89	3.57
街区编号	330	331	332	333	334	335	336	337	338	339	339'	340	341	341'					
街区面积(ha)	3.41	3.64	2.26	2.22	4.03	5.01	6.41	3.81	6.44	14.20	7.83	9.68	10.93	9.35					

附录B I区污水管道设计流量计算表

管段编号	居民区生活污水量								集中流量			管段设计 流量 /(L/s)
	街区编号	街区面积/ (ha)	比流量 /(L/s. ha)	本段流量 /(L/s)	转输流量 /(L/s)	合计平均流 量/(L/s)	总变化系数	设计流量 /(L/s)	本段流量 /(L/s)	转输流量 /(L/s)	设计流量 /(L/s)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1-2	1	7.45	0.25	1.86	0.00	1.86	2.30	4.28	0.00	0.00	0.00	4.28
2-3	2, 3	12.18	0.25	3.05	1.86	4.91	2.30	11.28	0.00	0.00	0.00	11.28
26-27	18	5.88	0.25	1.47	0.00	1.47	2.30	3.38	0.00	0.00	0.00	3.38
27-3	19	3.96	0.25	0.99	1.47	2.46	2.30	5.66	0.00	0.00	0.00	5.66
28-3	22	4.42	0.25	1.11	0.00	1.11	2.30	2.54	0.00	0.00	0.00	2.54
3-4	20, 21	8.83	0.25	2.21	8.48	10.69	2.11	22.55	0.00	0.00	0.00	22.55
29-4	39	4.5	0.25	1.13	0.00	1.13	2.30	2.59	0.00	0.00	0.00	2.59
30-4	42	3.73	0.25	0.93	0.00	0.93	2.30	2.14	0.00	0.00	0.00	2.14
4-5	40, 41	6.02	0.25	1.51	12.75	14.26	2.04	29.08	0.00	0.00	0.00	29.08
31-5	51	2.3	0.25	0.58	0.00	0.58	2.30	1.32	0.00	0.00	0.00	1.32
5-6	49, 50	4.6	0.25	1.15	14.84	15.99	2.02	32.30	0.00	0.00	0.00	32.30
32-6	60	2.27	0.25	0.57	0.00	0.57	2.30	1.31	0.00	0.00	0.00	1.31
6-7	59	2.44	0.25	0.61	16.56	17.17	2.00	34.34	0.00	0.00	0.00	34.34
7-8	67	2.67	0.25	0.67	17.17	17.84	1.99	35.50	0.00	0.00	0.00	35.50

II区污水管道设计流量计算表

管段编号	居民区生活污水量								集中流量			管段设计 流量 /(L/s)
	街区编号	街区面积/ (ha)	比流量 /(L/s. ha)	本段流量 /(L/s)	转输流量 /(L/s)	合计平均流 量/(L/s)	总变化系数	设计流量 /(L/s)	本段流量 /(L/s)	转输流量 /(L/s)	设计流量 /(L/s)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
42-34	25	4.41	0.31	1.37	0.00	1.37	2.30	3.14	0.00	0.00	0.00	3.14
34-35	23, 24	6	0.31	1.86	8.72	10.58	2.11	22.32	0.00	0.00	0.00	22.32
35-36	30	2.8	0.31	0.87	10.58	11.45	2.09	23.93	0.00	0.00	0.00	23.93
43-36	32	5.29	0.31	1.64	0.00	1.64	2.30	3.77	0.00	0.00	0.00	3.77
36-37	31	4.1	0.31	1.27	13.09	14.36	2.04	29.30	0.00	0.00	0.00	29.30
44-37	45	2.91	0.31	0.90	0.00	0.90	2.30	2.07	0.00	0.00	0.00	2.07
37-38	43, 44	6.31	0.31	1.96	15.26	17.22	2.00	34.43	0.00	0.00	0.00	34.43
45-38	54	2.56	0.31	0.79	0.00	0.79	2.30	1.83	0.00	0.00	0.00	1.83
38-39	52, 53	3.57	0.31	1.11	18.01	19.12	1.98	37.85	0.00	0.00	0.00	37.85
46-39	63	2.49	0.31	0.77	0.00	0.77	2.30	1.78	0.00	0.00	0.00	1.78
39-8	61, 62	3.75	0.31	1.16	19.89	21.05	1.96	41.26	0.00	0.00	0.00	41.26
8-9	68	2.84	0.31	0.88	21.05	21.93	1.95	42.76	0.00	0.00	0.00	42.76
9-10	69	2.49	0.31	0.77	21.93	22.70	1.94	44.04	0.00	0.00	0.00	44.04
10-11	70	1.31	0.31	0.41	22.70	23.11	1.94	44.83	0.00	0.00	0.00	44.83

管段编号	居民区生活污水量								集中流量			管段设计 流量 /(L/s)
	街区编号	街区面积/ (ha)	比流量 /(L/s. ha)	本段流量 /(L/s)	转输流量 /(L/s)	合计平均流 量/(L/s)	总变化系数	设计流量 /(L/s)	本段流量 /(L/s)	转输流量 /(L/s)	设计流量 /(L/s)	
47-48	8, 12	12.61	0.31	3.91	0.00	3.91	2.30	8.99	0.00	0.00	0.00	8.99
48-49	11, 15	5.27	0.31	1.63	3.91	5.54	2.26	12.53	0.00	0.00	0.00	12.53
49-50	26, 27	5.02	0.31	1.56	5.54	7.10	2.20	15.61	0.00	0.00	0.00	15.61
54-55	28	4.42	0.31	1.37	0.00	1.37	2.30	3.15	0.00	0.00	0.00	3.15
55-56	35	3.01	0.31	0.93	1.37	2.30	2.30	5.30	0.00	0.00	0.00	5.30
56-50	37	3.17	0.31	0.98	2.30	3.28	2.30	7.55	0.00	0.00	0.00	7.55
50-51	33, 34	5.71	0.31	1.77	10.38	12.15	2.08	25.27	0.00	0.00	0.00	25.27
57-51	48	2.7	0.31	0.84	0.00	0.84	2.30	1.93	0.00	0.00	0.00	1.93
51-52	46, 47	3.19	0.31	0.99	12.99	13.98	2.05	28.66	0.00	0.00	0.00	28.66
58-52	57	1.69	0.31	0.52	0.00	0.52	2.30	1.20	0.00	0.00	0.00	1.20
52-53	55, 56	2.94	0.31	0.91	14.50	15.41	2.02	31.13	0.00	0.00	0.00	31.13
59-53	66	0.99	0.31	0.31	0.00	0.31	2.30	0.71	0.00	0.00	0.00	0.71
53-11	64, 65	2.69	0.31	0.83	15.72	16.55	2.01	33.27	0.00	0.00	0.00	33.27
11-12	71	1.49	0.31	0.46	39.66	40.12	1.83	73.42	0.00	0.00	0.00	73.42
12-13	72	5.36	0.31	1.66	40.12	41.78	1.82	76.04	0.00	0.00	0.00	76.04
13-14	140	4.48	0.31	1.39	41.78	43.17	1.81	78.14	0.00	0.00	0.00	78.14
60-61	73	10.42	0.31	3.23	0.00	3.23	2.30	7.43	0.00	0.00	0.00	7.43
76-61	75	3.92	0.31	1.22	0.00	1.22	2.30	2.79	0.00	0.00	0.00	2.79
61-62	74	8.73	0.31	2.71	4.45	7.16	2.20	15.74	0.00	0.00	0.00	15.74
77-62	81	1.79	0.31	0.55	0.00	0.55	2.30	1.28	0.00	0.00	0.00	1.28
62-63	80	3.68	0.31	1.14	7.71	8.85	2.15	19.03	0.00	0.00	0.00	19.03
73-63	9	5.64	0.31	1.75	0.00	1.75	2.30	4.02	0.00	0.00	0.00	4.02
63-64	10	13.24	0.31	4.10	10.60	14.70	2.03	29.85	0.00	0.00	0.00	29.85
74-64	13	18.35	0.31	5.69	0.00	5.69	2.25	12.80	0.00	0.00	0.00	12.80
78-64	90	3.05	0.31	0.95	0.00	0.95	2.30	2.17	0.00	0.00	0.00	2.17
64-65	89	9.13	0.31	2.83	21.34	24.17	1.93	46.65	0.00	0.00	0.00	46.65
75-65	16	4.03	0.31	1.25	0.00	1.25	2.30	2.87	0.00	0.00	0.00	2.87
79-65	101	2.02	0.31	0.63	0.00	0.63	2.30	1.44	0.00	0.00	0.00	1.44
65-66	17, 100	12.54	0.31	3.89	26.05	29.94	1.88	56.28	0.00	0.00	0.00	56.28
66-67	29	3.88	0.31	1.20	29.94	31.14	1.88	58.55	0.00	0.00	0.00	58.55
80-67	107	3.7	0.31	1.15	0.00	1.15	2.30	2.64	0.00	0.00	0.00	2.64
67-68	36, 106	7.21	0.31	2.24	32.29	34.53	1.86	64.22	0.00	0.00	0.00	64.22
68-69	38, 111	6.92	0.31	2.15	34.53	36.68	1.84	67.48	0.00	0.00	0.00	67.48
69-70	200	0.64	0.31	0.20	36.68	36.88	1.84	67.86	0.00	0.00	0.00	67.86
81-70	116	2.9	0.31	0.90	0.00	0.90	2.30	2.07	0.00	0.00	0.00	2.07

管段编号	居民区生活污水量								集中流量			管段设计 流量 /(L/s)
	街区编号	街区面积/ (ha)	比流量 /(L/s. ha)	本段流量 /(L/s)	转输流量 /(L/s)	合计平均流 量/(L/s)	总变化系数	设计流量 /(L/s)	本段流量 /(L/s)	转输流量 /(L/s)	设计流量 /(L/s)	
70-71	114, 115	2. 85	0. 31	0. 88	37. 78	38. 66	1. 83	70. 75	0. 00	0. 00	0. 00	70. 75
84-71	58	12. 17	0. 31	3. 77	0. 00	3. 77	2. 30	8. 68	0. 00	0. 00	0. 00	8. 68
82-71	124	4. 31	0. 31	1. 34	0. 00	1. 34	2. 30	3. 07	0. 00	0. 00	0. 00	3. 07
71-72	122, 123	5. 7	0. 31	1. 77	43. 77	45. 54	1. 80	81. 97	0. 00	0. 00	0. 00	81. 97
83-72	133	2. 11	0. 31	0. 65	0. 00	0. 65	2. 30	1. 50	0. 00	0. 00	0. 00	1. 50
72-14	131, 132	3. 37	0. 31	1. 04	46. 19	47. 23	1. 79	84. 55	0. 00	0. 00	0. 00	84. 55
14-15	141	2. 55	0. 31	0. 79	90. 40	91. 19	1. 67	152. 29	0. 00	0. 00	0. 00	152. 29
15-16	142	3. 65	0. 31	1. 13	91. 19	92. 32	1. 67	154. 18	0. 00	0. 00	0. 00	154. 18
16-17	143	4. 07	0. 31	1. 26	92. 32	93. 58	1. 67	156. 28	0. 00	0. 00	0. 00	156. 28
104-85	99	4. 99	0. 31	1. 55	0. 00	1. 55	2. 30	3. 56	0. 00	0. 00	0. 00	3. 56
85-86	88	3. 5	0. 31	1. 09	1. 55	2. 64	2. 30	6. 06	0. 00	0. 00	0. 00	6. 06
105-86	98	2. 51	0. 31	0. 78	0. 00	0. 78	2. 30	1. 79	0. 00	0. 00	0. 00	1. 79
86-87	79, 87	9. 89	0. 31	3. 07	3. 42	6. 49	2. 22	14. 40	0. 00	0. 00	0. 00	14. 40
106-87	97	1. 94	0. 31	0. 60	0. 00	0. 60	2. 30	1. 38	0. 00	0. 00	0. 00	1. 38
87-88	86	1. 74	0. 31	0. 54	7. 09	7. 63	2. 18	16. 63	0. 00	0. 00	0. 00	16. 63
88-89	78	4. 68	0. 31	1. 45	7. 63	9. 08	2. 14	19. 43	0. 00	0. 00	0. 00	19. 43
107-89	96	3. 38	0. 31	1. 05	0. 00	1. 05	2. 30	2. 41	0. 00	0. 00	0. 00	2. 41
89-90	85	2. 32	0. 31	0. 72	10. 13	10. 85	2. 10	22. 78	0. 00	0. 00	0. 00	22. 78
99-90	76	6. 22	0. 31	1. 93	0. 00	1. 93	2. 30	4. 43	0. 00	0. 00	0. 00	4. 43
90-91	77	12. 18	0. 31	3. 78	12. 78	16. 56	2. 01	33. 28	0. 00	0. 00	0. 00	33. 28
100-91	82	2. 83	0. 31	0. 88	0. 00	0. 88	2. 30	2. 02	0. 00	0. 00	0. 00	2. 02
108-91	95	1. 75	0. 31	0. 54	0. 00	0. 54	2. 30	1. 25	0. 00	0. 00	0. 00	1. 25
91-92	83, 84	8. 79	0. 31	2. 72	17. 98	20. 70	1. 96	40. 58	0. 00	0. 00	0. 00	40. 58
101-92	91	3. 62	0. 31	1. 12	0. 00	1. 12	2. 30	2. 58	0. 00	0. 00	0. 00	2. 58
109-92	94	4. 87	0. 31	1. 51	0. 00	1. 51	2. 30	3. 47	0. 00	0. 00	0. 00	3. 47
92-93	92, 93	6. 25	0. 31	1. 94	23. 33	25. 27	1. 92	48. 51	0. 00	0. 00	0. 00	48. 51
102-93	102	1. 84	0. 31	0. 57	0. 00	0. 57	2. 30	1. 31	0. 00	0. 00	0. 00	1. 31
110-93	105	2. 04	0. 31	0. 63	0. 00	0. 63	2. 30	1. 45	0. 00	0. 00	0. 00	1. 45
93-94	103, 104	3. 35	0. 31	1. 04	26. 47	27. 51	1. 90	52. 27	0. 00	0. 00	0. 00	52. 27
94-95	108, 109	4. 96	0. 31	1. 54	27. 51	29. 05	1. 89	54. 90	0. 00	0. 00	0. 00	54. 90
103-95	112	3. 3	0. 31	1. 02	0. 00	1. 02	2. 30	2. 35	0. 00	0. 00	0. 00	2. 35
111-95	110	0. 53	0. 31	0. 16	0. 00	0. 16	2. 30	0. 38	0. 00	0. 00	0. 00	0. 38
95-96	113	2. 06	0. 31	0. 64	30. 23	30. 87	1. 88	58. 03	0. 00	0. 00	0. 00	58. 03
112-96	119	1. 44	0. 31	0. 45	0. 00	0. 45	2. 30	1. 03	0. 00	0. 00	0. 00	1. 03
96-97	117, 118	8. 52	0. 31	2. 64	31. 32	33. 96	1. 86	63. 17	0. 00	0. 00	0. 00	63. 17

管段编号	居民区生活污水量								集中流量			管段设计 流量 /(L/s)
	街区编号	街区面积/ (ha)	比流量 /(L/s. ha)	本段流量 /(L/s)	转输流量 /(L/s)	合计平均流 量/(L/s)	总变化系数	设计流量 /(L/s)	本段流量 /(L/s)	转输流量 /(L/s)	设计流量 /(L/s)	
113-97	127	1.7	0.31	0.53	0.00	0.53	2.30	1.21	0.00	0.00	0.00	1.21
97-98	125, 126	11.13	0.31	3.45	34.49	37.94	1.84	69.81	0.00	0.00	0.00	69.81
114-98	136	2.34	0.31	0.73	0.00	0.73	2.30	1.67	0.00	0.00	0.00	1.67
98-17	134, 135	4.02	0.31	1.25	38.67	39.92	1.83	73.05	0.00	0.00	0.00	73.05
17-18	144	1.17	0.31	0.36	133.50	133.86	1.60	214.18	0.00	0.00	0.00	214.18
18-19	145	1.89	0.31	0.59	133.86	134.45	1.60	215.11	0.00	0.00	0.00	215.11
19-20	146	1.8	0.31	0.56	134.45	135.01	1.60	216.01	0.00	0.00	0.00	216.01
20-21	147	3.05	0.31	0.95	135.01	135.96	1.60	217.53	0.00	0.00	0.00	217.53
115-116	150	3.17	0.31	0.98	0.00	0.98	2.30	2.26	0.00	0.00	0.00	2.26
121-116	154	0.86	0.31	0.27	0.00	0.27	2.30	0.61	0.00	0.00	0.00	0.61
129-116	151	8.8	0.31	2.73	0.00	2.73	2.30	6.27	0.00	0.00	0.00	6.27
116-117	155, 156	7.15	0.31	2.22	3.98	6.20	2.23	13.82	0.00	0.00	0.00	13.82
122-123	157	0.98	0.31	0.30	0.00	0.30	2.30	0.70	0.00	0.00	0.00	0.70
123-117	158	3.17	0.31	0.98	0.30	1.28	2.30	2.95	0.00	0.00	0.00	2.95
130-117	162	3.29	0.31	1.02	0.00	1.02	2.30	2.35	0.00	0.00	0.00	2.35
117-118	159, 160	8.93	0.31	2.77	8.50	11.27	2.09	23.55	0.00	0.00	0.00	23.55
124-125	169, 201	1.89	0.31	0.59	0.00	0.59	2.30	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35
125-118	170	2.42	0.31	0.75	0.59	1.34	2.30	3.08	0.00	0.00	0.00	3.08
131-118	173	3.3	0.31	1.02	0.00	1.02	2.30	2.35	0.00	0.00	0.00	2.35
126-118	120, 121	4.33	0.31	1.34	0.00	1.34	2.30	3.09	0.00	0.00	0.00	3.09
118-119	171, 172	5.59	0.31	1.73	14.97	16.70	2.01	33.57	0.00	0.00	0.00	33.57
127-119	128	4.67	0.31	1.45	0.00	1.45	2.30	3.33	0.00	0.00	0.00	3.33
119-120	129, 130	7.58	0.31	2.35	18.15	20.50	1.96	40.18	0.00	0.00	0.00	40.18
128-120	137	2.46	0.31	0.76	0.00	0.76	2.30	1.75	0.00	0.00	0.00	1.75
120-21	138, 139	6.35	0.31	1.97	21.26	23.23	1.94	45.06	0.00	0.00	0.00	45.06
21-22	148	5.79	0.31	1.79	159.19	160.98	1.57	252.75	0.00	0.00	0.00	252.75
22-23	190	6.5	0.31	2.02	160.98	163.00	1.57	255.90	0.00	0.00	0.00	255.90
132-133	161	2.46	0.31	0.76	0.00	0.76	2.30	1.75	0.00	0.00	0.00	1.75
133-134	152, 153	36.3	0.31	11.25	0.76	12.01	2.08	24.99	0.00	0.00	0.00	24.99
139-134	163	4.91	0.31	1.52	0.00	1.52	2.30	3.50	0.00	0.00	0.00	3.50
143-134	166	5.75	0.31	1.78	0.00	1.78	2.30	4.10	0.00	0.00	0.00	4.10
134-135	164, 165	5.83	0.31	1.81	15.31	17.12	2.00	34.23	0.00	0.00	0.00	34.23
140-141	174	3.03	0.31	0.94	0.00	0.94	2.30	2.16	0.00	0.00	0.00	2.16
141-135	175	1.12	0.31	0.35	0.94	1.29	2.30	2.96	0.00	0.00	0.00	2.96
135-136	176, 177	5.85	0.31	1.81	18.41	20.22	1.97	39.84	0.00	0.00	0.00	39.84

管段编号	居民区生活污水量								集中流量			管段设计 流量 (L/s)
	街区编号	街区面积/ (ha)	比流量 (L/s. ha)	本段流量 (L/s)	转输流量 (L/s)	合计平均流 量(L/s)	总变化系数	设计流量 (L/s)	本段流量 (L/s)	转输流量 (L/s)	设计流量 (L/s)	
142-136	142	3.65	0.31	1.13	0.00	1.13	2.30	2.60	0.00	0.00	0.00	2.60
136-137	179, 180	6.33	0.31	1.96	21.35	23.31	1.94	45.23	0.00	0.00	0.00	45.23
137-138	185, 186	7.63	0.31	2.37	23.31	25.68	1.92	49.30	0.00	0.00	0.00	49.30
144-138	194	3.17	0.31	0.98	0.00	0.98	2.30	2.26	0.00	0.00	0.00	2.26
138-23	191	7.19	0.31	2.23	26.66	28.89	1.89	54.60	0.00	0.00	0.00	54.60
23-24	196	7.3	0.31	2.26	191.89	194.15	1.54	299.00	0.00	0.00	0.00	299.00
24-25	197	8.44	0.31	2.62	194.15	196.77	1.54	303.02	0.00	0.00	0.00	303.02
152-145	178	4.71	0.31	1.46	0.00	1.46	2.30	3.36	0.00	0.00	0.00	3.36
156-145	184	5.75	0.31	1.78	0.00	1.78	2.30	4.10	0.00	0.00	0.00	4.10
145-146	167, 168	17.79	0.31	5.51	3.24	8.75	2.15	18.82	0.00	0.00	0.00	18.82
153-146	181	4.1	0.31	1.27	0.00	1.27	2.30	2.92	0.00	0.00	0.00	2.92
146-147	182, 183	6.02	0.31	1.87	10.02	11.89	2.08	24.72	0.00	0.00	0.00	24.72
154-147	187	5.1	0.31	1.58	0.00	1.58	2.30	3.64	0.00	0.00	0.00	3.64
147-148	188, 189	18.11	0.31	5.61	13.47	19.08	1.98	37.79	0.00	0.00	0.00	37.79
155-148	192	3.53	0.31	1.09	0.00	1.09	2.30	2.52	0.00	0.00	0.00	2.52
148-149	193	3.73	0.31	1.16	20.17	21.33	1.95	41.59	0.00	0.00	0.00	41.59
149-150	189'	12.62	0.31	3.91	21.33	25.24	1.92	48.47	0.00	0.00	0.00	48.47
150-151	195	5.02	0.31	1.56	25.24	26.80	1.91	51.18	0.00	0.00	0.00	51.18
151-25	198, 199	16.33	0.31	5.06	26.80	31.86	1.87	59.58	0.00	0.00	0.00	59.58
25-180	197'	6.78	0.31	2.10	228.63	230.73	1.51	348.41	0.00	0.00	0.00	348.41

III区污水管道设计流量计算表

管段编号	居民区生活污水量								集中流量			管段设计流量 /(L/s)
	街区编号	街区面积/ (ha)	比流量 /(L/s.ha)	本段流量 /(L/s)	转输流量 /(L/s)	合计平均流量/ (L/s)	总变化系数	设计流量 /(L/s)	本段流量 /(L/s)	转输流量 /(L/s)	设计流量 /(L/s)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
159-160	303, 306	7. 61	0. 23	1. 75	2. 73	4. 48	2. 30	10. 30	0. 00	0. 00	0. 00	10. 30
160-161	302	4. 68	0. 23	1. 08	4. 48	5. 56	2. 26	12. 56	0. 00	0. 00	0. 00	12. 56
183-161	301	4. 99	0. 23	1. 15	0. 00	1. 15	2. 30	2. 64	0. 00	0. 00	0. 00	2. 64
161-162	/	/	0. 23	/	6. 71	6. 71	2. 21	14. 83	0. 00	0. 00	0. 00	14. 83
162-163	300	4. 28	0. 23	0. 98	6. 71	7. 69	2. 18	16. 77	0. 00	0. 00	0. 00	16. 77
184-163	297	6. 47	0. 23	1. 49	0. 00	1. 49	2. 30	3. 42	0. 00	0. 00	0. 00	3. 42
163-164	298, 299	11. 15	0. 23	2. 56	9. 18	11. 74	2. 08	24. 43	0. 00	0. 00	0. 00	24. 43
185-164	272	5. 21	0. 23	1. 20	0. 00	1. 20	2. 30	2. 76	0. 00	0. 00	0. 00	2. 76
164-165	273, 274	8. 11	0. 23	1. 87	12. 94	14. 81	2. 03	30. 05	0. 00	0. 00	0. 00	30. 05
186-165	247	3. 16	0. 23	0. 73	0. 00	0. 73	2. 30	1. 67	0. 00	0. 00	0. 00	1. 67
165-166	248, 249	9. 05	0. 23	2. 08	15. 54	17. 62	2. 00	35. 24	0. 00	0. 00	0. 00	35. 24
187-188	233	3. 65	0. 23	0. 84	0. 00	0. 84	2. 30	1. 93	0. 00	0. 00	0. 00	1. 93
188-166	234	2. 68	0. 23	0. 62	0. 84	1. 46	2. 30	3. 35	0. 00	0. 00	0. 00	3. 35
193-166	237	3. 6	0. 23	0. 83	0. 00	0. 83	2. 30	1. 90	0. 00	0. 00	0. 00	1. 90
166-167	235, 236	4. 75	0. 23	1. 09	19. 91	21. 00	1. 96	41. 16	0. 00	0. 00	0. 00	41. 16
189-167	220	3. 08	0. 23	0. 71	0. 00	0. 71	2. 30	1. 63	0. 00	0. 00	0. 00	1. 63
194-167	223	2. 24	0. 23	0. 52	0. 00	0. 52	2. 30	1. 18	0. 00	0. 00	0. 00	1. 18
167-168	221, 222	4. 94	0. 23	1. 14	22. 23	23. 37	1. 94	45. 33	0. 00	0. 00	0. 00	45. 33
190-191	202	5. 53	0. 23	1. 27	0. 00	1. 27	2. 30	2. 93	0. 00	0. 00	0. 00	2. 93
191-192	203	4. 07	0. 23	0. 94	1. 27	2. 21	2. 30	5. 07	0. 00	0. 00	0. 00	5. 07
192-168	204	3. 01	0. 23	0. 69	2. 21	2. 90	2. 30	6. 68	0. 00	0. 00	0. 00	6. 68
168-169	205	5. 16	0. 23	1. 19	26. 27	27. 46	1. 90	52. 17	0. 00	0. 00	0. 00	52. 17
169-170	206	3. 6	0. 23	0. 83	27. 46	28. 29	1. 90	53. 75	0. 00	0. 00	0. 00	53. 75
170-171	207	4. 01	0. 23	0. 92	28. 29	29. 21	1. 89	55. 21	0. 00	0. 00	0. 00	55. 21

IV区污水管道设计流量计算表

管段编号	居民区生活污水量								集中流量			管段设计流量 /(L/s)
	街区编号	街区面积/ (ha)	比流量 /(L/s.ha)	本段流量 /(L/s)	转输流量 /(L/s)	合计平均流量/ (L/s)	总变化系数	设计流量 /(L/s)	本段流量 /(L/s)	转输流量 /(L/s)	设计流量 /(L/s)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
195-196	333	2. 22	0. 34	0. 75	0. 00	0. 75	2. 30	1. 74	0. 00	0. 00	0. 00	1. 74
211-196	327	2. 35	0. 34	0. 80	0. 00	0. 80	2. 30	1. 84	0. 00	0. 00	0. 00	1. 84
212-196	336	6. 41	0. 34	2. 18	0. 00	2. 18	2. 30	5. 01	0. 00	0. 00	0. 00	5. 01
196-197	332, 335	7. 27	0. 34	2. 47	3. 73	6. 20	2. 23	13. 83	0. 00	0. 00	0. 00	13. 83
213-197	334	4. 03	0. 34	1. 37	0. 00	1. 37	2. 30	3. 15	0. 00	0. 00	0. 00	3. 15

管段编号	居民区生活污水量								集中流量			管段设计流量 /(L/s)
	街区编号	街区面积/ (ha)	比流量 /(L/s. ha)	本段流量 /(L/s)	转输流量 /(L/s)	合计平均流量/(L/s)	总变化系数	设计流量 /(L/s)	本段流量 /(L/s)	转输流量 /(L/s)	设计流量 /(L/s)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
197-198	326, 331	9. 23	0. 34	3. 14	7. 57	10. 71	2. 11	22. 59	0. 00	0. 00	0. 00	22. 59
214-198	328, 330	6. 3	0. 34	2. 14	0. 00	2. 14	2. 30	4. 93	0. 00	0. 00	0. 00	4. 93
198-199	325, 329	5. 79	0. 34	1. 97	12. 85	14. 82	2. 03	30. 08	0. 00	0. 00	0. 00	30. 08
199-200	324	2. 48	0. 34	0. 84	14. 82	15. 66	2. 02	31. 64	0. 00	0. 00	0. 00	31. 64
215-200	323	1. 84	0. 34	0. 63	0. 00	0. 63	2. 30	1. 44	0. 00	0. 00	0. 00	1. 44
200-201	322, 321	4. 29	0. 34	1. 46	16. 29	17. 75	1. 99	35. 32	0. 00	0. 00	0. 00	35. 32
216-201	320	1. 85	0. 34	0. 63	0. 00	0. 63	2. 30	1. 45	0. 00	0. 00	0. 00	1. 45
201-202	318, 319	4. 38	0. 34	1. 49	18. 38	19. 87	1. 97	39. 14	0. 00	0. 00	0. 00	39. 14
217-202	317	1. 38	0. 34	0. 47	0. 00	0. 47	2. 30	1. 08	0. 00	0. 00	0. 00	1. 08
202-203	315, 316	3. 31	0. 34	1. 13	20. 34	21. 47	1. 95	41. 86	0. 00	0. 00	0. 00	41. 86
218-203	314	3. 41	0. 34	1. 16	0. 00	1. 16	2. 30	2. 67	0. 00	0. 00	0. 00	2. 67
203-204	312, 313	3. 78	0. 34	1. 29	22. 63	23. 92	1. 93	46. 16	0. 00	0. 00	0. 00	46. 16
219-204	311	0. 94	0. 34	0. 32	0. 00	0. 32	2. 30	0. 74	0. 00	0. 00	0. 00	0. 74
204-205	309, 310	5. 28	0. 34	1. 80	24. 24	26. 04	1. 91	49. 73	0. 00	0. 00	0. 00	49. 73
220-205	火车站	/	0. 34	/	/	/	/	/	46. 30	0. 00	46. 30	46. 30
205-206	285	3. 79	0. 34	1. 29	26. 04	27. 33	1. 90	51. 92	0. 00	46. 30	46. 30	98. 22
206-207	275	2. 66	0. 34	0. 90	27. 33	28. 23	1. 90	53. 65	0. 00	46. 30	46. 30	99. 95
207-208	261	2. 45	0. 34	0. 83	28. 23	29. 06	1. 89	54. 93	0. 00	46. 30	46. 30	101. 23
208-209	250	2. 5	0. 34	0. 85	29. 06	29. 91	1. 88	56. 23	0. 00	46. 30	46. 30	102. 53
209-210	238, 239	4. 96	0. 34	1. 69	29. 91	31. 60	1. 87	59. 09	0. 00	46. 30	46. 30	105. 39
210-171	224	2. 39	0. 34	0. 81	31. 60	32. 41	1. 87	60. 61	0. 00	46. 30	46. 30	106. 91
171-172	209	1	0. 34	0. 34	61. 62	61. 96	1. 74	107. 81	0. 00	46. 30	46. 30	154. 11
172-173	208	1. 24	0. 34	0. 42	61. 96	62. 38	1. 74	108. 54	0. 00	46. 30	46. 30	154. 84
221-222	苗圃	/	0. 34	/	/	/	/		34. 72	0. 00	34. 72	34. 72
237-222	291	1. 41	0. 34	0. 48	0. 00	0. 48	2. 30	1. 10	0. 00	0. 00	0. 00	1. 10
222-223	290	1. 6	0. 34	0. 54	0. 48	1. 02	2. 30	2. 36	0. 00	34. 72	34. 72	37. 08
238-223	289	2. 22	0. 34	0. 75	0. 00	0. 75	2. 30	1. 74	0. 00	0. 00	0. 00	1. 74
230-223	286	8. 22	0. 34	2. 79	0. 00	2. 79	2. 30	6. 43	0. 00	0. 00	0. 00	6. 43
223-224	287, 288	5. 84	0. 34	1. 99	4. 56	6. 55	2. 22	14. 53	0. 00	34. 72	34. 72	49. 25
231-224	276	3. 8	0. 34	1. 29	0. 00	1. 29	2. 30	2. 97	0. 00	0. 00	0. 00	2. 97
239-224	279	2. 27	0. 34	0. 77	0. 00	0. 77	2. 30	1. 78	0. 00	0. 00	0. 00	1. 78
224-225	277, 278	4. 38	0. 34	1. 49	8. 61	10. 10	2. 12	21. 41	0. 00	34. 72	34. 72	56. 13
232-225	262	3. 38	0. 34	1. 15	0. 00	1. 15	2. 30	2. 64	0. 00	0. 00	0. 00	2. 64
240-225	265	1. 85	0. 34	0. 63	0. 00	0. 63	2. 30	1. 45	0. 00	0. 00	0. 00	1. 45

管段编号	居民区生活污水量								集中流量			管段设计 流量 /(L/s)
	街区编号	街区面积/ (ha)	比流量 /(L/s. ha)	本段流量 /(L/s)	转输流量 /(L/s)	合计平均流 量/(L/s)	总变化系数	设计流量 /(L/s)	本段流量 /(L/s)	转输流量 /(L/s)	设计流量 /(L/s)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
225-226	263, 264	3. 77	0. 34	1. 28	11. 88	13. 16	2. 06	27. 11	0. 00	34. 72	34. 72	61. 83
233-226	251	3. 69	0. 34	1. 25	0. 00	1. 25	2. 30	2. 89	0. 00	0. 00	0. 00	2. 89
241-226	254	2. 31	0. 34	0. 79	0. 00	0. 79	2. 30	1. 81	0. 00	0. 00	0. 00	1. 81
226-227	252, 253	4. 54	0. 34	1. 54	15. 20	16. 74	2. 00	33. 49	0. 00	34. 72	34. 72	68. 21
234-227	240	3. 44	0. 34	1. 17	0. 00	1. 17	2. 30	2. 69	0. 00	0. 00	0. 00	2. 69
242-227	243	2	0. 34	0. 68	0. 00	0. 68	2. 30	1. 56	0. 00	0. 00	0. 00	1. 56
227-228	241, 242	4. 19	0. 34	1. 42	18. 59	20. 01	1. 97	39. 43	0. 00	34. 72	34. 72	74. 15
235-228	225	3. 46	0. 34	1. 18	0. 00	1. 18	2. 30	2. 71	0. 00	0. 00	0. 00	2. 71
243-228	228	1. 95	0. 34	0. 66	0. 00	0. 66	2. 30	1. 52	0. 00	0. 00	0. 00	1. 52
228-229	226, 227	4. 26	0. 34	1. 45	21. 85	23. 30	1. 94	45. 20	0. 00	34. 72	34. 72	79. 92
236-229	210	2. 86	0. 34	0. 97	0. 00	0. 97	2. 30	2. 24	0. 00	0. 00	0. 00	2. 24
244-229	213	0. 97	0. 34	0. 33	0. 00	0. 33	2. 30	0. 76	0. 00	0. 00	0. 00	0. 76
229-173	211, 212	3. 7	0. 34	1. 26	24. 60	25. 86	1. 91	49. 39	0. 00	34. 72	34. 72	84. 11
173-174	儿童乐园	/	0. 34	/	25. 86	25. 86	1. 91	49. 39	28. 94	81. 02	109. 96	159. 35
245-246	339	14. 2	0. 34	4. 83	0. 00	4. 83	2. 30	11. 10	0. 00	0. 00	0. 00	11. 10
246-247	339'	7. 83	0. 34	2. 66	4. 83	7. 49	2. 19	16. 41	0. 00	0. 00	0. 00	16. 41
255-247	337	3. 81	0. 34	1. 30	0. 00	1. 30	2. 30	2. 98	0. 00	0. 00	0. 00	2. 98
247-248	338, 340	16. 12	0. 34	5. 48	8. 79	14. 27	2. 04	29. 11	0. 00	0. 00	0. 00	29. 11
256-248	292	3. 71	0. 34	1. 26	0. 00	1. 26	2. 30	2. 90	0. 00	0. 00	0. 00	2. 90
248-249	293, 294	12. 09	0. 34	4. 11	15. 53	19. 64	1. 97	38. 69	0. 00	0. 00	0. 00	38. 69
257-249	280	2. 04	0. 34	0. 69	0. 00	0. 69	2. 30	1. 60	0. 00	0. 00	0. 00	1. 60
249-250	281, 282	7. 95	0. 34	2. 70	20. 63	23. 33	1. 94	45. 27	0. 00	0. 00	0. 00	45. 27
258-250	266	1. 57	0. 34	0. 53	0. 00	0. 53	2. 30	1. 23	0. 00	0. 00	0. 00	1. 23
250-251	267, 268	5. 15	0. 34	1. 75	23. 86	25. 61	1. 92	49. 17	0. 00	0. 00	0. 00	49. 17
259-251	255	2. 02	0. 34	0. 69	0. 00	0. 69	2. 30	1. 58	0. 00	0. 00	0. 00	1. 58
251-252	256, 257	6. 83	0. 34	2. 32	26. 30	28. 62	1. 89	54. 10	0. 00	0. 00	0. 00	54. 10
260-252	244	1. 76	0. 34	0. 60	0. 00	0. 60	2. 30	1. 38	0. 00	0. 00	0. 00	1. 38
252-253	245, 246	5. 29	0. 34	1. 80	29. 22	31. 02	1. 88	58. 31	0. 00	0. 00	0. 00	58. 31
261-253	229	1. 75	0. 34	0. 60	0. 00	0. 60	2. 30	1. 37	0. 00	0. 00	0. 00	1. 37
253-254	230, 231	5. 2	0. 34	1. 77	31. 62	33. 39	1. 86	62. 10	0. 00	0. 00	0. 00	62. 10
262-254	214	1. 32	0. 34	0. 45	0. 00	0. 45	2. 30	1. 03	0. 00	0. 00	0. 00	1. 03
254-174	215, 218	3. 98	0. 34	1. 35	33. 84	35. 19	1. 85	65. 11	0. 00	0. 00	0. 00	65. 11
174-175	216	1. 36	0. 34	0. 46	61. 05	61. 51	1. 74	107. 03	0. 00	109. 96	109. 96	216. 99
175-176	217	1. 43	0. 34	0. 49	61. 51	62. 00	1. 74	107. 87	0. 00	109. 96	109. 96	217. 83

管段编号	居民区生活污水量								集中流量			管段设计 流量 (L/s)
	街区编号	街区面积/ (ha)	比流量 (L/s. ha)	本段流量 (L/s)	转输流量 (L/s)	合计平均流 量(L/s)	总变化系数	设计流量 (L/s)	本段流量 (L/s)	转输流量 (L/s)	设计流量 (L/s)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
263-264	341	10.93	0.34	3.72	0.00	3.72	2.30	8.55	0.00	0.00	0.00	8.55
264-265	341'	9.35	0.34	3.18	3.72	6.90	2.21	15.25	0.00	0.00	0.00	15.25
265-266	295, 296	6.97	0.34	2.37	6.90	9.27	2.14	19.84	0.00	0.00	0.00	19.84
266-267	283, 284	7.24	0.34	2.46	9.27	11.73	2.08	24.40	0.00	0.00	0.00	24.40
267-268	269, 270	4.75	0.34	1.62	11.73	13.35	2.06	27.49	0.00	0.00	0.00	27.49
268-269	258, 259	6.42	0.34	2.18	13.35	15.53	2.02	31.38	0.00	0.00	0.00	31.38
269-270	232	4.45	0.34	1.51	15.53	17.04	2.00	34.09	0.00	0.00	0.00	34.09
270-176	219	1.88	0.34	0.64	17.04	17.68	1.99	35.18	0.00	0.00	0.00	35.18
176-177	人民公园	/	0.34	/	79.68	79.68	1.70	135.46	34.72	109.96	144.68	280.14
177-178	260	3.08	0.34	1.05	79.68	80.73	1.69	136.43	0.00	144.68	144.68	281.11
178-179	271	7.72	0.34	2.62	80.73	83.35	1.69	140.87	0.00	144.68	144.68	285.55
179-180	工厂甲	/	0.34	/	83.35	83.35	1.69	140.86	28.94	144.68	173.62	314.48
180-181	/	/	0.34	/	314.08	314.08	1.46	458.56	0.00	173.62	173.62	632.18
181-182	工厂乙	/	0.34	/	314.08	314.08	1.46	458.56	23.15	173.62	196.77	655.33

附录C 污水干管水力计算

管道编号	管长L /（m）	设计流量 /（L/s）	管径D /mm	管道坡度i	管内流速 v/ （m/s）	水流断面 A/（m2）	水力半 径 /（m）	实际流量 Q/（L/s）	水深h/m	地面标高/（m）		水面标高/（m）		管内底标高/（m）		埋设深度/（m）	
										起端	终端	起端	终端	起端	终端	起端	终端
1	2	3	4	6	7	8	9	10	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1-2	425	4.28	300	0.0030	0.61	0.025	0.06	15.08	0.114	240.58	240.86	239.69	238.70	239.58	238.59	1.00	2.28
2-3	376	11.28	300	0.0030	0.63	0.026	0.06	16.57	0.120	240.86	240.54	238.70	237.57	238.40	237.27	2.46	3.27
3-4	261	22.55	350	0.0020	0.66	0.051	0.09	33.42	0.182	240.54	240.31	237.40	236.88	237.22	236.70	3.32	3.61
4-5	159	29.08	350	0.0020	0.71	0.054	0.11	38.57	0.193	240.31	240.17	236.88	236.56	236.69	236.37	3.62	3.80
5-6	136	32.30	350	0.0020	0.73	0.055	0.11	40.40	0.196	240.17	240.06	236.56	236.29	236.36	236.09	3.81	3.97
6-7	421	34.34	350	0.0020	0.76	0.058	0.12	44.22	0.203	240.06	240.11	236.29	235.45	236.09	235.25	3.97	4.87
33-34	203	16.10	300	0.0030	0.63	0.026	0.06	16.57	0.120	241.29	241.12	240.41	239.63	240.29	239.51	1.00	1.61
34-35	165	22.32	300	0.0030	0.68	0.034	0.07	22.93	0.144	241.12	240.96	239.63	239.14	239.49	238.99	1.63	1.97
35-36	104	23.93	350	0.0020	0.70	0.053	0.10	36.80	0.189	240.96	240.85	237.31	237.10	237.12	236.91	3.84	3.94
36-37	179	29.30	350	0.0020	0.73	0.055	0.11	40.40	0.196	240.85	240.67	237.10	236.74	236.90	236.55	3.95	4.12
37-38	154	34.43	350	0.0020	0.76	0.058	0.12	44.22	0.203	240.67	240.51	236.74	236.43	236.54	236.23	4.13	4.28
38-39	162	37.85	350	0.0020	0.80	0.060	0.13	48.26	0.210	240.51	240.34	236.43	236.11	236.22	235.90	4.29	4.44
39-8	272	41.26	400	0.0018	0.89	0.083	0.16	74.21	0.252	240.34	239.90	236.10	235.61	235.85	235.36	4.49	4.54
47-48	153	8.99	300	0.0030	0.61	0.025	0.06	15.08	0.114	241.63	241.50	240.74	240.16	240.63	240.04	1.00	1.46
48-49	266	12.53	300	0.0030	0.63	0.026	0.06	16.57	0.120	241.50	241.25	240.16	239.36	240.04	239.24	1.46	2.01
49-50	266	15.61	300	0.0020	0.64	0.040	0.09	25.57	0.165	241.25	240.97	239.36	238.83	239.20	238.66	2.05	2.31
50-51	191	25.27	350	0.0020	0.66	0.051	0.09	33.42	0.182	240.97	240.67	238.79	238.41	238.61	238.23	2.36	2.44
51-52	163	28.66	350	0.0020	0.68	0.052	0.10	35.08	0.186	240.67	240.43	238.41	238.08	238.22	237.90	2.45	2.53
52-53	158	31.13	350	0.0020	0.71	0.054	0.11	38.57	0.193	240.43	240.19	238.08	237.76	237.89	237.57	2.54	2.62
53-11	103	33.27	350	0.0020	0.80	0.060	0.13	48.26	0.210	240.19	240.04	237.76	237.55	237.55	237.34	2.64	2.70
60-61	283	7.43	300	0.0030	0.61	0.025	0.06	15.08	0.114	242.66	242.43	241.77	240.70	241.66	240.58	1.00	1.85
61-62	165	15.74	300	0.0030	0.65	0.029	0.07	18.89	0.129	242.43	242.30	240.70	240.21	240.57	240.08	1.86	2.22
62-63	257	19.03	300	0.0030	0.70	0.035	0.08	24.59	0.150	242.30	242.09	240.21	239.44	240.06	239.29	2.24	2.80
63-64	163	29.85	350	0.0020	0.71	0.054	0.11	38.57	0.193	242.09	241.95	239.43	239.11	239.24	238.91	2.85	3.04
64-65	377	46.65	400	0.0018	0.74	0.071	0.12	52.25	0.220	241.95	241.60	239.08	238.40	238.86	238.18	3.09	3.42
65-66	144	56.28	400	0.0020	0.80	0.072	0.12	57.68	0.224	241.60	241.46	238.40	238.11	238.18	237.89	3.42	3.57
66-67	53	58.55	400	0.0020	0.84	0.076	0.13	63.13	0.232	241.46	241.41	238.11	238.00	237.88	237.77	3.58	3.64
67-68	217	64.22	400	0.0020	0.88	0.079	0.14	68.90	0.240	241.41	241.21	238.00	237.57	237.76	237.33	3.65	3.88
68-69	132	67.48	450	0.0015	0.90	0.107	0.19	96.64	0.288	241.21	241.09	237.57	237.37	237.28	237.08	3.93	4.01
69-70	132	67.86	450	0.0015	0.92	0.109	0.19	100.66	0.293	241.09	240.95	237.37	237.17	237.08	236.88	4.01	4.07
70-71	286	70.75	450	0.0016	0.93	0.107	0.19	99.81	0.288	240.95	240.57	237.17	236.71	236.88	236.42	4.07	4.15
71-72	185	81.97	500	0.0014	0.95	0.135	0.21	128.79	0.325	240.57	240.31	236.70	236.44	236.37	236.11	4.20	4.20
72-14	319	84.55	500	0.0014	0.98	0.137	0.22	134.08	0.330	240.31	239.71	236.44	235.99	236.11	235.66	4.20	4.05

管道编号	管长L /（m）	设计流量 /（L/s）	管径D /mm	管道坡度i	管内流速 v/ （m/s）	水流断面 A/（m2）	水力半 径 /（m）	实际流量 Q/（L/s）	水深h/m	地面标高/（m）		水面标高/（m）		管内底标高/（m）		埋设深度/（m）	
										起端	终端	起端	终端	起端	终端	起端	终端
1	2	3	4	6	7	8	9	10	12	13	14	15	16	17	18	19	20
85-86	171	6.06	300	0.0030	0.63	0.026	0.06	16.57	0.120	242.49	242.38	241.61	240.99	241.49	240.87	1.00	1.51
86-87	150	14.40	300	0.0030	0.66	0.031	0.07	20.49	0.135	242.38	242.29	240.99	240.54	240.86	240.41	1.52	1.88
87-88	84	16.63	300	0.0030	0.70	0.035	0.08	24.59	0.150	242.29	242.24	240.54	240.29	240.39	240.14	1.90	2.10
88-89	106	19.43	300	0.0030	0.73	0.037	0.08	27.13	0.156	242.24	242.17	240.29	239.97	240.13	239.82	2.11	2.35
89-90	59	22.78	350	0.0022	0.75	0.054	0.11	40.46	0.193	242.17	242.13	239.96	239.83	239.77	239.64	2.40	2.49
90-91	318	33.28	350	0.0020	0.76	0.058	0.12	44.22	0.203	242.13	241.93	239.83	239.19	239.63	238.99	2.50	2.94
91-92	258	40.58	400	0.0015	0.79	0.082	0.15	64.98	0.248	241.93	241.67	239.19	238.80	238.94	238.55	2.99	3.12
92-93	175	48.51	400	0.0015	0.83	0.085	0.16	70.59	0.256	241.67	241.49	238.80	238.54	238.54	238.28	3.13	3.21
93-94	201	52.27	400	0.0016	0.86	0.085	0.16	72.91	0.256	241.49	241.28	238.54	238.22	238.28	237.96	3.21	3.32
94-95	95	54.90	400	0.0016	0.88	0.086	0.17	75.94	0.260	241.28	241.18	238.22	238.07	237.96	237.81	3.32	3.37
95-96	216	58.03	450	0.0016	0.89	0.104	0.17	91.87	0.279	241.18	240.97	238.04	237.69	237.76	237.41	3.42	3.56
96-97	278	63.17	450	0.0016	0.91	0.105	0.18	95.78	0.284	240.97	240.55	237.69	237.25	237.41	236.96	3.56	3.59
97-98	169	69.81	450	0.0016	0.93	0.107	0.19	99.81	0.288	240.55	240.29	237.25	236.98	236.96	236.69	3.59	3.60
98-17	195	73.05	450	0.0016	0.95	0.109	0.19	103.96	0.293	240.29	240.00	236.98	236.67	236.69	236.38	3.60	3.63
115-116	309	2.26	300	0.0030	0.61	0.025	0.06	15.08	0.114	242.32	242.02	241.43	240.21	241.32	240.09	1.00	1.93
116-117	388	13.82	300	0.0030	0.63	0.026	0.06	16.57	0.120	242.02	241.44	240.21	239.05	240.09	238.93	1.93	2.51
117-118	268	23.55	350	0.0020	0.66	0.051	0.09	33.42	0.182	241.44	241.03	239.05	238.51	238.87	238.33	2.57	2.70
118-119	265	33.57	350	0.0020	0.71	0.054	0.11	38.57	0.193	241.03	240.62	238.51	237.98	238.32	237.79	2.71	2.83
119-120	167	40.18	350	0.0020	0.73	0.055	0.11	40.40	0.196	240.62	240.36	237.98	237.65	237.78	237.45	2.84	2.91
120-21	218	45.06	350	0.0020	0.80	0.060	0.13	48.26	0.210	240.36	240.02	237.65	237.21	237.44	237.00	2.92	3.02
132-133	472	1.75	300	0.0030	0.61	0.025	0.06	15.08	0.114	241.81	241.61	240.92	239.31	240.81	239.19	1.00	2.42
133-134	248	3.50	300	0.0030	0.63	0.026	0.06	16.57	0.120	241.61	241.26	239.31	238.57	239.19	238.45	2.42	2.81
134-135	262	34.23	350	0.0020	0.71	0.054	0.11	38.57	0.193	241.26	240.90	238.57	238.05	238.38	237.85	2.88	3.05
135-136	258	39.84	350	0.0020	0.76	0.058	0.12	44.22	0.203	240.90	240.52	238.05	237.53	237.85	237.33	3.05	3.19
136-137	275	45.23	350	0.0020	0.80	0.060	0.13	48.26	0.210	240.52	240.28	237.53	236.98	237.32	236.77	3.20	3.51
137-138	408	49.30	350	0.0020	0.84	0.063	0.13	52.55	0.217	240.28	240.14	236.98	236.16	236.76	235.95	3.52	4.19
138-23	430	54.60	350	0.0020	0.90	0.066	0.15	59.47	0.228	240.14	239.88	236.16	235.30	235.93	235.07	4.21	4.81
145-146	204	18.82	350	0.0020	0.61	0.043	0.08	26.23	0.161	241.11	241.66	240.22	240.36	240.06	240.20	1.05	1.46
146-147	294	24.72	350	0.0020	0.63	0.048	0.09	30.29	0.175	241.66	241.34	240.36	239.77	240.19	239.60	1.47	1.74
147-148	219	37.79	350	0.0020	0.71	0.054	0.11	38.57	0.193	241.34	241.11	239.77	239.33	239.58	239.14	1.76	1.97
148-149	110	41.59	350	0.0020	0.75	0.057	0.11	42.28	0.200	241.11	241.00	239.33	239.11	239.13	238.91	1.98	2.09
149-150	173	48.47	350	0.0020	0.82	0.061	0.13	50.37	0.213	241.00	240.74	239.11	238.76	238.90	238.55	2.10	2.19
150-151	239	51.18	350	0.0020	0.84	0.063	0.13	52.55	0.217	240.74	240.39	238.76	238.28	238.54	238.07	2.20	2.33
151-25	292	59.58	400	0.0015	0.85	0.086	0.17	73.53	0.260	240.39	239.95	238.28	237.84	238.02	237.58	2.37	2.37
157-158	178	2.97	300	0.0030	0.61	0.025	0.06	15.08	0.114	242.75	242.66	241.86	241.24	241.75	241.13	1.00	1.53

管道编号	管长L /（m）	设计流量 /（L/s）	管径D /mm	管道坡度i	管内流速 v/ （m/s）	水流断面 A/（m2）	水力半 径 /（m）	实际流量 Q/（L/s）	水深h/m	地面标高/（m）		水面标高/（m）		管内底标高/（m）		埋设深度/（m）	
										起端	终端	起端	终端	起端	终端	起端	终端
1	2	3	4	6	7	8	9	10	12	13	14	15	16	17	18	19	20
158-159	247	6.27	300	0.0030	0.63	0.026	0.06	16.57	0.120	242.66	242.53	241.24	240.50	241.12	240.38	1.54	2.15
159-160	382	10.30	300	0.0030	0.66	0.031	0.07	20.49	0.135	242.53	242.31	240.50	239.35	240.37	239.22	2.16	3.09
160-161	138	12.56	300	0.0030	0.70	0.035	0.08	24.59	0.150	242.31	242.23	239.35	238.94	239.20	238.79	3.11	3.44
161-162	595	14.83	300	0.0030	0.73	0.037	0.08	27.13	0.156	242.23	241.63	238.94	237.16	238.78	237.00	3.45	4.63
162-163	214	16.77	300	0.0030	0.75	0.038	0.08	28.49	0.159	241.63	241.39	240.29	239.41	240.13	239.25	1.50	2.14
163-164	203	24.43	350	0.0020	0.80	0.060	0.13	48.26	0.210	241.39	241.16	239.41	239.00	239.20	238.79	2.19	2.37
164-165	197	30.05	350	0.0020	0.76	0.058	0.12	44.22	0.203	241.16	240.93	239.00	238.61	238.80	238.40	2.36	2.53
165-166	197	35.24	350	0.0020	0.80	0.060	0.13	48.26	0.210	240.93	240.68	238.61	238.22	238.40	238.01	2.53	2.67
166-167	200	41.16	350	0.0020	0.84	0.063	0.13	52.55	0.217	240.68	240.42	238.22	237.82	238.00	237.60	2.68	2.82
167-168	278	45.33	350	0.0020	0.88	0.065	0.14	57.09	0.224	240.42	240.06	237.82	237.26	237.60	237.04	2.82	3.02
195-196	264	1.74	300	0.0030	0.61	0.025	0.06	15.08	0.114	242.94	242.86	242.05	241.18	241.94	241.07	1.00	1.79
196-197	264	13.83	300	0.0030	0.63	0.026	0.06	16.57	0.120	242.86	242.78	241.18	240.39	241.06	240.27	1.80	2.51
197-198	251	22.59	350	0.0021	0.65	0.048	0.09	31.03	0.175	242.78	242.71	240.39	239.86	240.22	239.69	2.57	3.02
198-199	81	30.08	350	0.0020	0.66	0.051	0.09	33.42	0.182	242.71	242.68	239.86	239.70	239.68	239.52	3.03	3.16
199-200	202	31.64	350	0.0020	0.70	0.053	0.10	36.80	0.189	242.68	242.43	239.70	239.30	239.51	239.11	3.17	3.32
200-201	202	35.32	350	0.0020	0.73	0.055	0.11	40.40	0.196	242.43	242.25	239.30	238.90	239.10	238.70	3.33	3.55
201-202	161	39.14	400	0.0016	0.75	0.076	0.13	56.46	0.232	242.25	242.08	238.83	238.57	238.60	238.34	3.65	3.74
202-203	183	41.86	400	0.0015	0.76	0.079	0.14	59.67	0.240	242.08	241.89	238.57	238.30	238.33	238.06	3.75	3.83
203-204	244	46.16	400	0.0015	0.79	0.082	0.15	64.98	0.248	241.89	241.69	238.30	237.93	238.05	237.69	3.84	4.00
204-205	376	49.73	400	0.0015	0.85	0.086	0.17	73.53	0.260	241.69	241.27	237.93	237.37	237.67	237.11	4.02	4.16
205-206	211	98.22	500	0.0012	0.86	0.133	0.21	114.48	0.320	241.27	241.04	237.33	237.08	237.01	236.76	4.26	4.28
206-207	152	99.95	500	0.0012	0.88	0.135	0.21	119.24	0.325	241.04	240.85	237.08	236.90	236.76	236.57	4.28	4.28
207-208	158	101.23	500	0.0012	0.90	0.137	0.22	124.14	0.330	240.85	240.67	236.90	236.71	236.57	236.38	4.28	4.29
208-209	197	102.53	500	0.0012	0.92	0.140	0.23	129.18	0.335	240.67	240.44	236.71	236.47	236.38	236.14	4.29	4.30
209-210	166	105.39	500	0.0012	0.95	0.142	0.24	134.38	0.340	240.44	240.25	236.47	236.27	236.13	235.93	4.31	4.32
210-171	123	106.91	500	0.0012	0.99	0.147	0.25	145.25	0.350	240.25	240.12	236.27	236.12	235.92	235.77	4.33	4.35
221-222	159	34.72	350	0.0020	0.70	0.053	0.10	36.80	0.189	241.77	241.58	240.91	240.40	240.72	240.21	1.05	1.37
222-223	180	37.08	350	0.0020	0.80	0.060	0.13	48.26	0.210	241.58	241.38	240.40	240.04	240.19	239.83	1.39	1.55
223-224	184	49.25	400	0.0016	0.82	0.082	0.15	67.11	0.248	241.38	241.18	240.03	239.73	239.78	239.49	1.60	1.69
224-225	158	56.13	400	0.0016	0.84	0.083	0.16	69.97	0.252	241.18	240.98	239.73	239.48	239.48	239.23	1.70	1.75
225-226	182	61.83	400	0.0016	0.88	0.086	0.17	75.94	0.260	240.98	240.80	239.48	239.19	239.22	238.93	1.76	1.87
226-227	184	68.21	450	0.0014	0.89	0.109	0.19	97.25	0.293	240.80	240.61	239.17	238.92	238.88	238.62	1.92	1.99
227-228	178	74.15	500	0.0012	0.90	0.137	0.22	124.14	0.330	240.61	240.43	238.90	238.69	238.57	238.36	2.04	2.07
228-229	158	79.92	500	0.0012	0.95	0.142	0.24	134.38	0.340	240.43	240.27	238.69	238.50	238.35	238.16	2.08	2.11
229-173	235	84.11	500	0.0012	0.97	0.144	0.24	139.73	0.345	240.27	240.03	238.50	238.22	238.16	237.87	2.12	2.16

管道编号	管长L /（m）	设计流量 /（L/s）	管径D /mm	管道坡度i	管内流速 v/ （m/s）	水流断面 A/（m2）	水力半 径 /（m）	实际流量 Q/（L/s）	水深h/m	地面标高/（m）		水面标高/（m）		管内底标高/（m）		埋设深度/（m）	
										起端	终端	起端	终端	起端	终端	起端	终端
1	2	3	4	6	7	8	9	10	12	13	14	15	16	17	18	19	20
245-246	308	11.10	300	0.0030	0.63	0.026	0.06	16.57	0.120	242.34	242.21	240.54	240.41	240.42	240.29	1.00	1.92
246-247	280	16.41	300	0.0030	0.65	0.029	0.07	18.89	0.129	242.21	241.86	240.41	239.57	240.28	239.44	1.93	2.42
247-248	280	29.11	350	0.0020	0.66	0.051	0.09	33.42	0.182	241.86	241.52	239.57	239.01	239.39	238.83	2.47	2.69
248-249	191	38.69	350	0.0025	0.80	0.054	0.11	43.13	0.193	241.52	241.29	239.01	238.53	238.82	238.34	2.70	2.95
249-250	171	45.27	400	0.0016	0.82	0.082	0.15	67.11	0.248	241.29	241.09	238.53	238.26	238.28	238.01	3.01	3.08
250-251	196	49.17	400	0.0015	0.83	0.085	0.16	70.59	0.256	241.09	240.86	238.26	237.97	238.00	237.71	3.09	3.15
251-252	169	54.10	400	0.0015	0.85	0.086	0.17	73.53	0.260	240.86	240.67	237.97	237.72	237.71	237.46	3.15	3.21
252-253	180	58.31	400	0.0016	0.88	0.086	0.17	75.94	0.260	240.67	240.46	237.72	237.43	237.46	237.17	3.21	3.29
253-254	160	62.10	450	0.0015	0.92	0.109	0.19	100.66	0.293	240.46	240.28	237.41	237.17	237.12	236.88	3.34	3.40
254-174	172	65.11	450	0.0016	0.95	0.109	0.19	103.96	0.293	240.28	240.08	237.17	236.89	236.88	236.60	3.40	3.48
263-264	276	8.55	300	0.0030	0.61	0.025	0.06	15.08	0.114	241.11	241.37	240.22	239.66	240.11	239.54	1.00	1.83
264-265	271	15.25	300	0.0030	0.70	0.035	0.08	24.59	0.150	241.37	241.17	239.66	238.85	239.51	238.70	1.86	2.47
265-266	203	19.84	300	0.0031	0.71	0.035	0.08	25.00	0.150	241.17	241.00	238.85	238.22	238.70	238.07	2.47	2.93
266-267	144	24.40	350	0.0022	0.73	0.053	0.10	38.60	0.189	241.00	240.88	238.21	237.89	238.02	237.70	2.98	3.18
267-268	184	27.49	350	0.0024	0.78	0.054	0.11	42.26	0.193	240.88	240.69	237.89	237.45	237.70	237.26	3.18	3.43
268-269	313	31.38	350	0.0026	0.81	0.054	0.11	43.98	0.193	240.69	240.37	237.45	236.64	237.26	236.44	3.43	3.93
269-270	161	34.09	350	0.0027	0.83	0.054	0.11	44.82	0.193	240.37	240.21	236.64	236.21	236.45	236.01	3.92	4.20
270-176	235	35.18	350	0.0028	0.84	0.054	0.11	45.64	0.193	240.21	239.98	236.21	235.55	236.02	235.36	4.19	4.62

污水主干管水力计算

管道编号	管长L /（m）	设计流量 /（L/s）	管径D /mm	管道坡度i	管内流速 v/ （m/s）	水流断面 A/（m2）	水力半 径 /（m）	实际流量 Q/（L/s）	水深h/m	地面标高/（m）		水面标高/（m）		管内底标高/（m）		埋设深度/（m）	
										起端	终端	起端	终端	起端	终端	起端	终端
1	2	3	4	6	7	8	9	10	12	13	14	15	16	17	18	19	20
7-8	474	35.50	350	0.0020	0.70	0.053	0.10	36.80	0.189	240.11	239.90	239.25	238.60	239.06	238.41	1.05	1.49
8-9	256	42.76	400	0.0017	0.72	0.071	0.12	50.77	0.220	239.90	240.00	238.58	238.14	238.36	237.92	1.54	2.08
9-10	262	44.04	400	0.0018	0.76	0.072	0.12	54.72	0.224	240.00	240.02	238.14	237.67	237.92	237.44	2.08	2.58
10-11	230	44.83	400	0.0018	0.76	0.072	0.12	54.72	0.224	240.02	240.04	237.67	237.26	237.45	237.03	2.57	3.01
11-12	329	73.42	450	0.0015	0.78	0.096	0.15	74.84	0.261	240.04	240.02	237.24	236.75	236.98	236.49	3.06	3.53
12-13	383	76.04	450	0.0014	0.79	0.100	0.16	78.92	0.270	240.02	239.90	236.75	236.21	236.48	235.94	3.54	3.96
13-14	309	78.14	450	0.0014	0.83	0.104	0.17	85.94	0.279	239.90	239.71	236.21	235.78	235.93	235.50	3.97	4.21
14-15	192	152.29	600	0.0010	0.85	0.184	0.23	156.42	0.372	239.71	240.00	235.72	235.53	235.35	235.16	4.36	4.84
15-16	226	154.18	600	0.0011	0.89	0.184	0.23	164.05	0.372	240.00	240.01	235.53	235.28	235.16	234.91	4.84	5.10
16-17	303	156.28	600	0.0011	0.91	0.187	0.24	171.04	0.378	240.01	240.00	239.09	238.74	238.71	238.37	1.30	1.63
17-18	153	214.18	600	0.0015	1.12	0.194	0.26	216.78	0.390	240.00	239.98	238.74	238.51	238.35	238.12	1.65	1.86
18-19	306	215.11	600	0.0015	1.14	0.198	0.26	225.69	0.396	239.98	240.08	238.51	238.05	238.11	237.66	1.87	2.43

管道编号	管长L /（m）	设计流量 /（L/s）	管径D /mm	管道坡度i	管内流速 v/ （m/s）	水流断面 A/（m2）	水力半 径 /（m）	实际流量 Q/（L/s）	水深h/m	地面标高/（m）		水面标高/（m）		管内底标高/（m）		埋设深度/（m）	
										起端	终端	起端	终端	起端	终端	起端	终端
1	2	3	4	6	7	8	9	10	12	13	14	15	16	17	18	19	20
19-20	260	216.01	600	0.0016	1.18	0.198	0.26	233.09	0.396	240.08	240.00	238.05	237.63	237.65	237.24	2.43	2.76
20-21	275	217.53	600	0.0015	1.19	0.205	0.28	244.30	0.408	240.00	240.02	237.63	237.22	237.22	236.81	2.78	3.21
21-22	712	252.75	600	0.0017	1.27	0.205	0.28	260.08	0.408	240.02	239.92	237.22	236.01	236.81	235.60	3.21	4.32
22-23	367	255.90	700	0.0018	1.29	0.255	0.28	330.04	0.441	239.92	239.88	235.94	235.28	235.50	234.84	4.42	5.04
23-24	285	299.00	700	0.0018	1.32	0.260	0.29	343.92	0.448	239.88	240.05	238.33	237.99	237.88	237.54	2.00	2.51
24-25	501	303.02	700	0.0018	1.38	0.269	0.31	372.93	0.462	240.05	239.95	237.99	237.09	237.53	236.63	2.52	3.32
25-180	572	348.41	700	0.0018	1.38	0.269	0.31	372.93	0.462	239.95	240.07	237.09	236.06	236.63	235.60	3.32	4.47
168-169	289	52.17	450	0.0014	0.70	0.090	0.14	63.08	0.248	240.06	240.08	239.16	238.77	238.91	238.53	1.15	1.55
169-170	239	53.75	450	0.0014	0.72	0.092	0.14	66.06	0.252	240.08	240.10	238.77	238.44	238.52	238.18	1.56	1.92
170-171	573	55.21	450	0.0014	0.74	0.094	0.15	69.14	0.257	240.10	240.12	238.44	237.64	238.18	237.38	1.92	2.74
171-172	200	154.11	600	0.0014	1.01	0.184	0.23	185.07	0.372	240.12	240.09	237.60	237.32	237.23	236.95	2.89	3.14
172-173	570	154.84	600	0.0015	1.04	0.184	0.23	191.57	0.372	240.09	240.03	237.32	236.47	236.95	236.09	3.14	3.94
173-174	895	159.35	600	0.0016	1.08	0.184	0.23	197.85	0.372	240.03	240.08	236.47	235.04	236.10	234.67	3.93	5.41
174-175	138	216.99	600	0.0015	1.17	0.201	0.27	234.86	0.402	240.08	240.10	239.18	239.00	238.78	238.59	1.30	1.51
175-176	241	217.83	600	0.0016	1.23	0.205	0.28	252.32	0.408	240.10	239.98	239.00	238.61	238.59	238.21	1.51	1.77
176-177	1457	280.14	700	0.0016	1.37	0.278	0.33	380.60	0.476	239.98	239.95	238.59	236.25	238.11	235.78	1.87	4.17
177-178	186	281.11	700	0.0017	1.41	0.278	0.33	392.31	0.476	239.95	239.97	236.25	235.93	235.77	235.46	4.18	4.51
178-179	522	285.55	700	0.0019	1.52	0.283	0.34	431.27	0.483	239.97	240.12	239.05	238.21	238.57	237.73	1.40	2.39

【水力计算表使用说明】

- ①填写已知量，即1-3和12-13绿色列。
 - ②7-11和14-19的紫色列为公式自动计算列，计算机自动完成。
 - ③根据设计流量选择管径D，充满度t，管道坡度I, 其中不同管径有不同的最大充满度和最小坡度。
 - ④如果在限制内的数据输入情况下出现“流速过小”或“实际流量过小”的情况，请参考G列。
 - ⑤红色单元格P5为初试管段起点埋深，为紫色列中唯一需要手工输入的变量。
- 如果计算阶段埋深列出现“埋深太小”，请调整P5数值或者做跌水处理。

卜设计坡度限制，数据应在这些范围内。

5与J5单元格的提示进行修正，当黄色列均为数字时，则各数据满足规范要求。

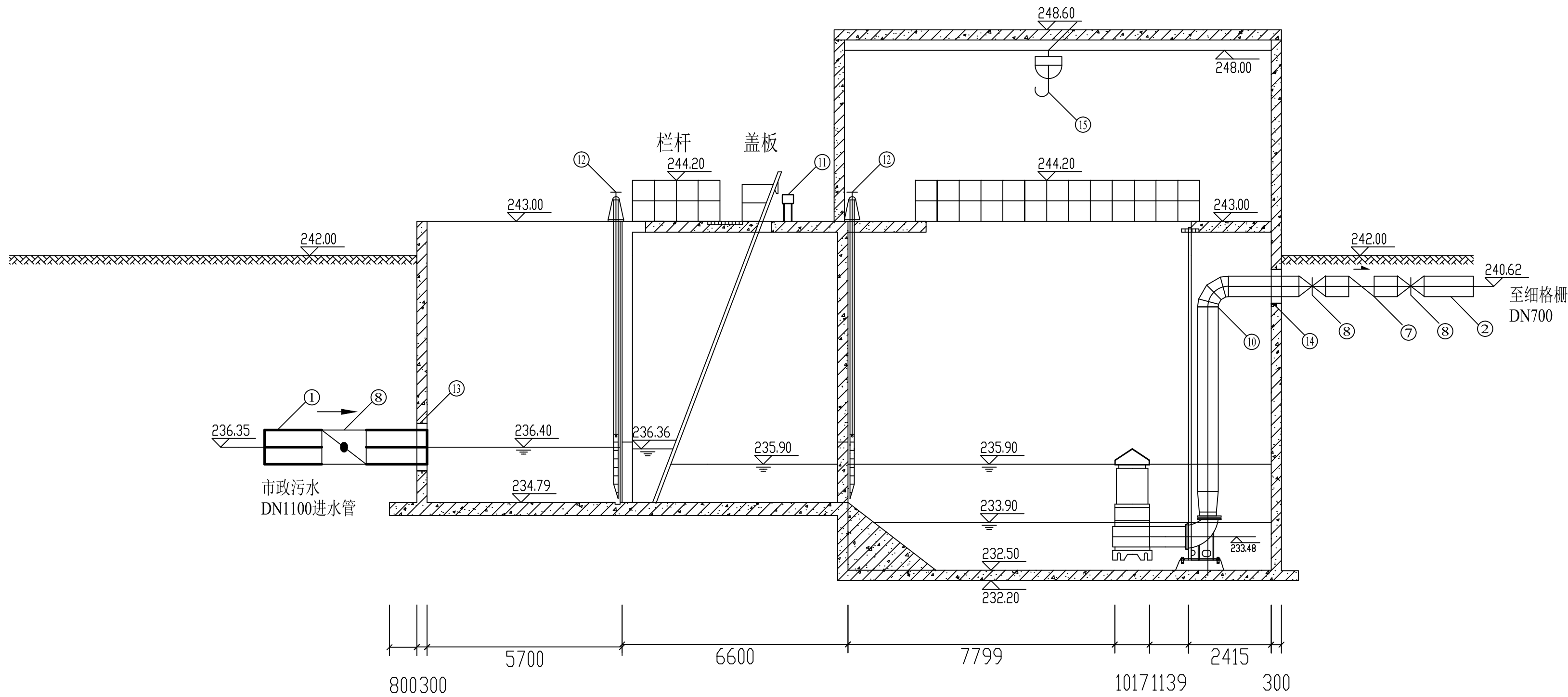
附录D 雨水干管设计管段长度及汇水面积汇总表

管道编号	管长/m	本段汇水面积编号	本段汇水面积/ hm^2	转输汇水面积/ hm^2	总汇水面积/ hm^2
1-2	205	73	3.38	0.00	3.38
2-3	234	73'	7.04	3.38	10.42
3-4	321	74	8.73	10.42	19.15
4-5	196	80	3.68	35.57	39.25
5-6	344	89	9.13	43.87	53.00
6-7	277	100	6.27	59.67	65.94
7-8	201	106	3.04	69.80	72.84
8-9	263	111	3.11	76.54	79.65
9-10	208	116	2.90	82.95	85.85
10-11	287	124	4.31	92.80	97.11
11-12	174	133	2.11	102.81	104.92
12-13	268	142	3.65	108.29	111.94
13-14	90	/	0.00	118.97	118.97
15-16	198	77	6.28	0.00	6.28
16-17	254	76	6.22	6.28	12.50
17-4	190	75	3.92	12.50	16.42
18-19	151	82	2.83	0.00	2.83
19-5	182	81	1.79	2.83	4.62
20-21	143	91	3.62	0.00	3.62
21-6	150	90	3.05	3.62	6.67
23-22	120	102	1.84	0.00	1.84
22-7	149	101	2.02	1.84	3.86
24-8	165	107	3.70	0.00	3.70
25-9	196	112	3.30	0.00	3.30
26-27	149	58、114	5.22	0.00	5.22
27-10	186	115	1.73	5.22	6.95
28-29	141	122	2.94	0.00	2.94
29-11	186	123	2.76	2.94	5.70
30-31	190	131	1.99	0.00	1.99
31-12	183	132	1.38	1.99	3.37
32-33	164	140	4.48	0.00	4.48
33-13	182	141	2.55	4.48	7.03

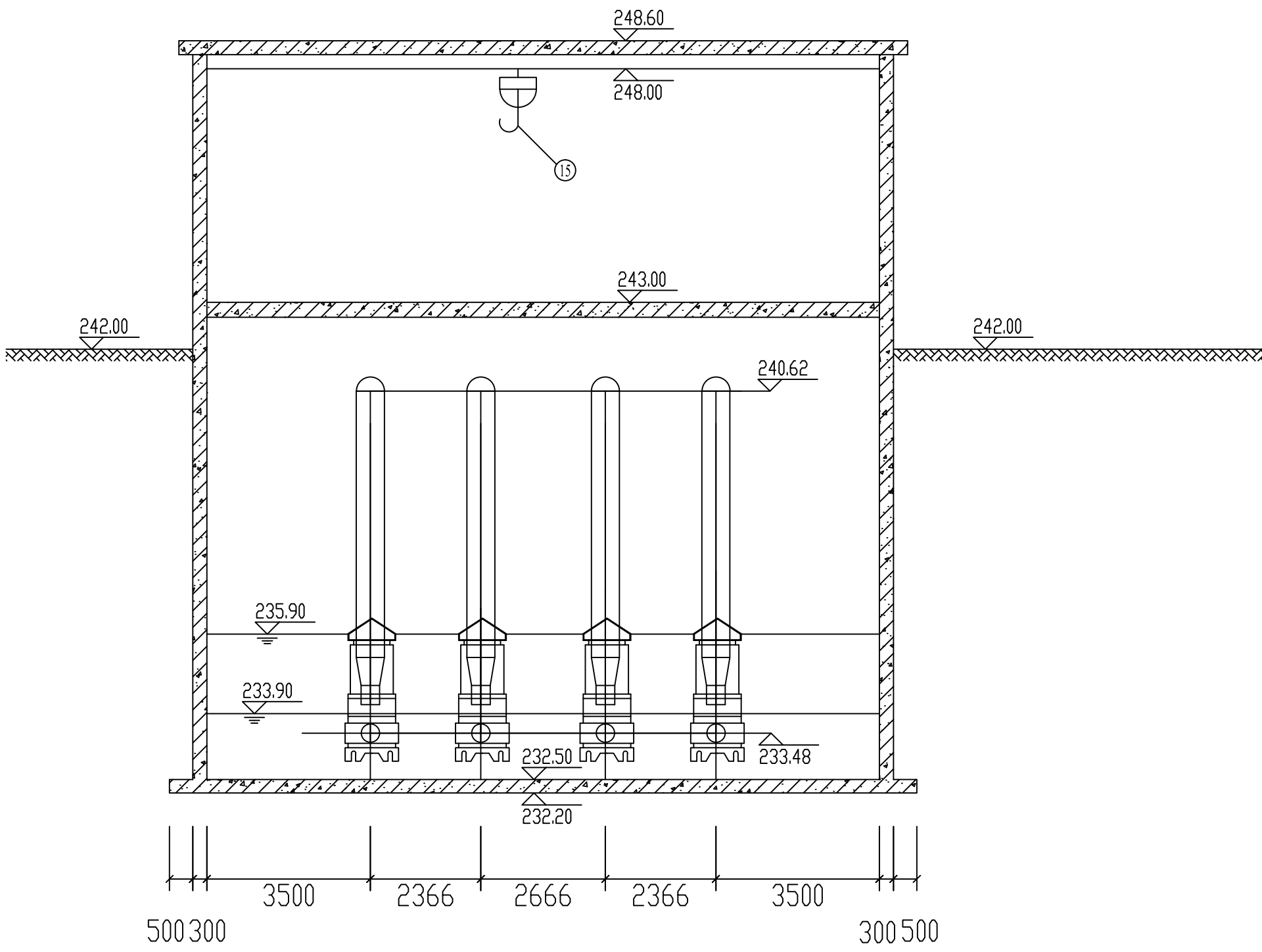
附录E 雨水干管水力计算表

管道编号	管长 L/m	汇水面积 F/ha	管内雨水流行时间/min		单位面积径流量 q ₀ / (L/s. ha)	设计流量 Q/ (L/s)	管径 D/mm	坡度I	流速 v/ (m/s)	实际流量 Q/ (L/s)	设计地面标高/m		设计管内底标高/m		埋深/m	
			Σ t ₂ =Σ (L/60v)	t ₂ =L/60v							起端	终端	起端	终端	起端	终端
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	13	15	16	17	18	19	20
1-2	205	3.38	0.00	3.78	102.87	347.71	700	0.00164	0.91	348.29	242.82	242.78	241.42	241.08	1.40	1.70
2-3	234	10.42	3.78	3.45	84.89	884.53	1000	0.00159	1.13	887.74	242.78	242.59	240.78	240.41	2.00	2.18
3-4	321	19.15	7.23	4.29	73.47	1407.00	1200	0.00152	1.25	1411.43	242.59	242.33	240.21	239.72	2.38	2.61
4-5	196	39.25	11.51	2.33	63.18	2479.69	1500	0.00143	1.40	2482.18	242.33	242.17	239.42	239.14	2.91	3.03
5-6	344	53.00	13.84	3.89	58.79	3115.84	1640	0.00140	1.47	3115.80	242.17	241.88	239.00	238.52	3.17	3.36
6-7	277	65.94	17.73	3.36	52.76	3478.90	1800	0.00107	1.37	3491.46	241.88	241.61	238.36	238.07	3.52	3.54
7-8	201	72.84	21.09	2.41	48.52	3534.11	1800	0.00110	1.39	3540.07	241.61	241.42	238.07	237.84	3.54	3.58
8-9	263	79.65	23.50	3.04	45.91	3656.65	1800	0.00118	1.44	3666.54	241.42	241.18	237.84	237.53	3.58	3.65
9-10	208	85.85	26.54	2.39	43.02	3692.87	1800	0.00120	1.45	3697.48	241.18	241.00	237.53	237.28	3.65	3.72
10-11	287	97.11	28.93	3.05	41.01	3982.23	1800	0.00140	1.57	3993.73	241.00	240.60	237.28	236.88	3.72	3.72
11-12	174	104.92	31.97	1.82	38.72	4062.40	1800	0.00145	1.60	4064.43	240.60	240.36	236.88	236.63	3.72	3.73
12-13	268	111.94	33.79	3.33	37.48	4195.76	2000	0.00089	1.34	4217.26	240.36	240.00	236.43	236.19	3.93	3.81
13-14	90	118.97	37.12	1.12	35.42	4214.41	2000	0.00089	1.34	4217.26	240.00	239.55	236.19	236.11	3.81	3.44
15-16	198	6.28	0.00	2.56	102.87	646.04	800	0.00278	1.29	647.42	242.48	242.63	240.98	240.43	1.50	2.20
16-17	254	12.50	2.56	4.25	89.89	1123.65	1200	0.00097	1.00	1127.52	242.63	242.28	240.03	239.78	2.60	2.50
17-4	190	16.42	6.81	2.92	74.68	1226.25	1200	0.00115	1.09	1227.69	242.28	242.33	239.78	239.56	2.50	2.77
18-19	151	2.83	0.00	3.32	102.87	291.13	700	0.00115	0.76	291.65	242.07	242.11	240.67	240.50	1.40	1.61
19-5	182	4.62	3.32	2.91	86.69	400.49	700	0.00217	1.04	400.63	242.11	242.17	240.50	240.10	1.61	2.07
20-21	143	3.62	0.00	2.46	102.87	372.40	700	0.00188	0.97	372.90	241.80	241.84	240.40	240.13	1.40	1.71
21-6	150	6.67	2.46	2.07	90.33	602.52	800	0.00245	1.21	607.78	241.84	241.88	240.03	239.66	1.81	2.22
23-22	120	1.84	0.00	2.64	102.87	189.29	600	0.00141	0.76	214.09	241.64	241.63	240.24	240.07	1.40	1.56
22-7	149	3.86	2.64	2.74	89.54	345.63	700	0.00164	0.91	348.29	241.63	241.61	239.97	239.73	1.66	1.88
24-8	165	3.70	0.00	2.78	102.87	380.63	700	0.00196	0.99	380.75	241.44	241.42	240.04	239.72	1.40	1.70
25-9	196	3.30	0.00	3.70	102.87	339.48	700	0.00156	0.88	339.69	241.21	241.18	239.81	239.50	1.40	1.68
26-27	149	5.22	0.00	2.32	102.87	536.99	800	0.00192	1.07	538.04	240.99	240.89	239.49	239.20	1.50	1.69
27-10	186	6.95	2.32	3.11	90.96	632.15	900	0.00142	1.00	633.45	240.89	241.00	239.10	238.84	1.79	2.16

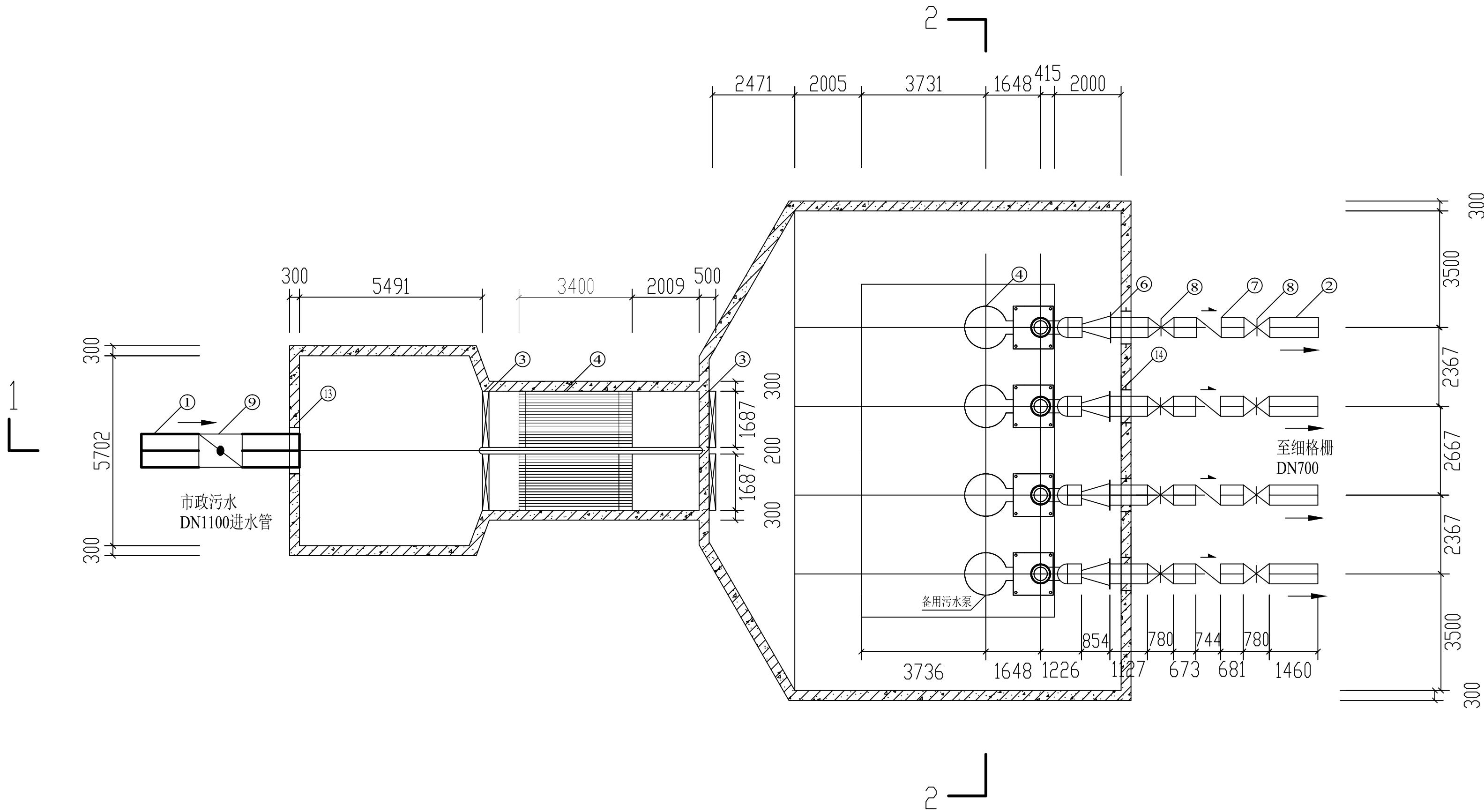
管道编号	管长 L/m	汇水面积 F/ha	管内雨水流行时间/min		单位面积径流量 q ₀ / (L/s. ha)	设计流量 Q/ (L/s)	管径 D/mm	坡度I	流速 v/ (m/s)	实际流量 Q/ (L/s)	设计地面标高/m		设计管内底标高/m		埋深/m	
			Σ t ₂ = Σ (L/60v)	t ₂ =L/60v							起端	终端	起端	终端	起端	终端
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	13	15	16	17	18	19	20
28-29	141	2.94	0.00	2.99	102.87	302.44	700	0.00124	0.79	302.85	240.60	240.59	239.20	239.03	1.40	1.56
29-11	186	5.70	2.99	3.10	88.07	501.97	800	0.00168	1.00	503.29	240.59	240.60	238.93	238.61	1.66	1.99
30-31	190	1.99	0.00	3.94	102.87	204.72	600	0.00159	0.80	227.35	240.36	240.35	238.96	238.66	1.40	1.69
31-12	183	3.37	3.94	3.03	84.26	283.96	600	0.00249	1.01	284.51	240.35	240.36	238.66	238.20	1.69	2.16
32-33	164	4.48	0.00	2.28	102.87	460.87	700	0.00288	1.20	461.54	239.86	239.92	238.46	237.99	1.40	1.93
33-13	182	7.03	2.28	3.00	91.14	640.72	900	0.00146	1.01	642.31	239.92	240.00	237.79	237.52	2.13	2.48



粗格栅及污水提升泵站1-1剖面图



粗格栅及污水提升泵站2-2剖面图



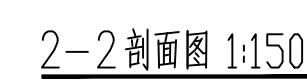
粗格栅及污水提升泵站平面图 1:100

主要设备一览表

序号	名 称	规格型号	单位	数量	备注
①	进水管	DN1100	米	1	钢制
②	出水管	DN700	米	1	钢制
③	电动铸铁镶铜闸门	MZF900×1000, N=0.75Kw	台	2	配套启闭机
④	立式污水泵	350YW1200-11-55-1	台	4	三用一备
⑤	粗格栅	安装角度60°, 栅条间隙20mm	组	2	采用旋转式排污机
⑥	同心异径管	DN700	个	4	钢制
⑦	止回阀	DN700	个	4	钢制
⑧	闸阀	DN700	个	4	钢制
⑨	蝶阀	DN1100	个	1	钢制
⑩	90°弯头	DN700	只	4	钢制
⑪	螺旋输送机	H=9m,N=1.2Kw	台	1	不锈钢
⑫	手电两用启闭机	启闭力T=3.0吨	台	2	单向受力
⑬	刚性防水套管	DN1100	个	1	钢制
⑭	刚性防水套管	DN700	个	1	钢制
⑮	电动葫芦	CD1,起重量2吨, 起升高度12.0m	米	1	钢制

说明:
1、尺寸单位: 高程以米计, 其余均以毫米计,图中标高为绝对标高;
2、粗格栅及污水提升泵站设计规模Q=7.5万m³/d,总变化系数Kz=1.43;
3、泵房土建一次性建成, 配置四台泵, 三用一备;

给排水科学与工程16级1班		学 校	兰州理工大学土木工程学院
		设计题目	上海市松江区某区域排水工程设计
审 核		粗格栅及污水提升泵站三剖图	比 例 1:100
指导老师	杨亚红		图 号 08
学生姓名	杨玉珠		日 期 2020.06.05



序 号	名 称	规 格 型 号	单 位	数 量	备 注
①	进水铸铁管	DN900	米	1	钢 制
②	出水铸铁管	DN800	米	1	钢 制
③	放空管	DN400	米	1	钢 制
④	污泥钢管	DN300	米	1	钢 制
⑤	进水导流管	DN300	米	2	钢 制
⑥	90°弯头	DN300	个	1	钢 制
⑦	90°弯头	DN300	个	1	钢 制
⑧	蝶阀	DN800,PN0.8MPa,FM	个	1	钢 制
⑨	蝶阀	DN400,PN0.8MPa,FM	个	1	钢 制
⑩	蝶阀	DN900,PN0.8MPa,FM	个	1	钢 制
⑪	蝶阀	DN300,PN0.8MPa,FM	个	1	钢 制
⑫	刚性防水套管	DN900	个	1	钢 制
⑬	刚性防水套管	DN800	个	1	钢 制
⑭	刚性防水套管	DN400	个	1	钢 制
⑮	周边传动刮泥机	ZBG-20,φ=500	套	1	配 套
⑯	出水堰板	B=300mm,L=4000mm	块	55	钢 制

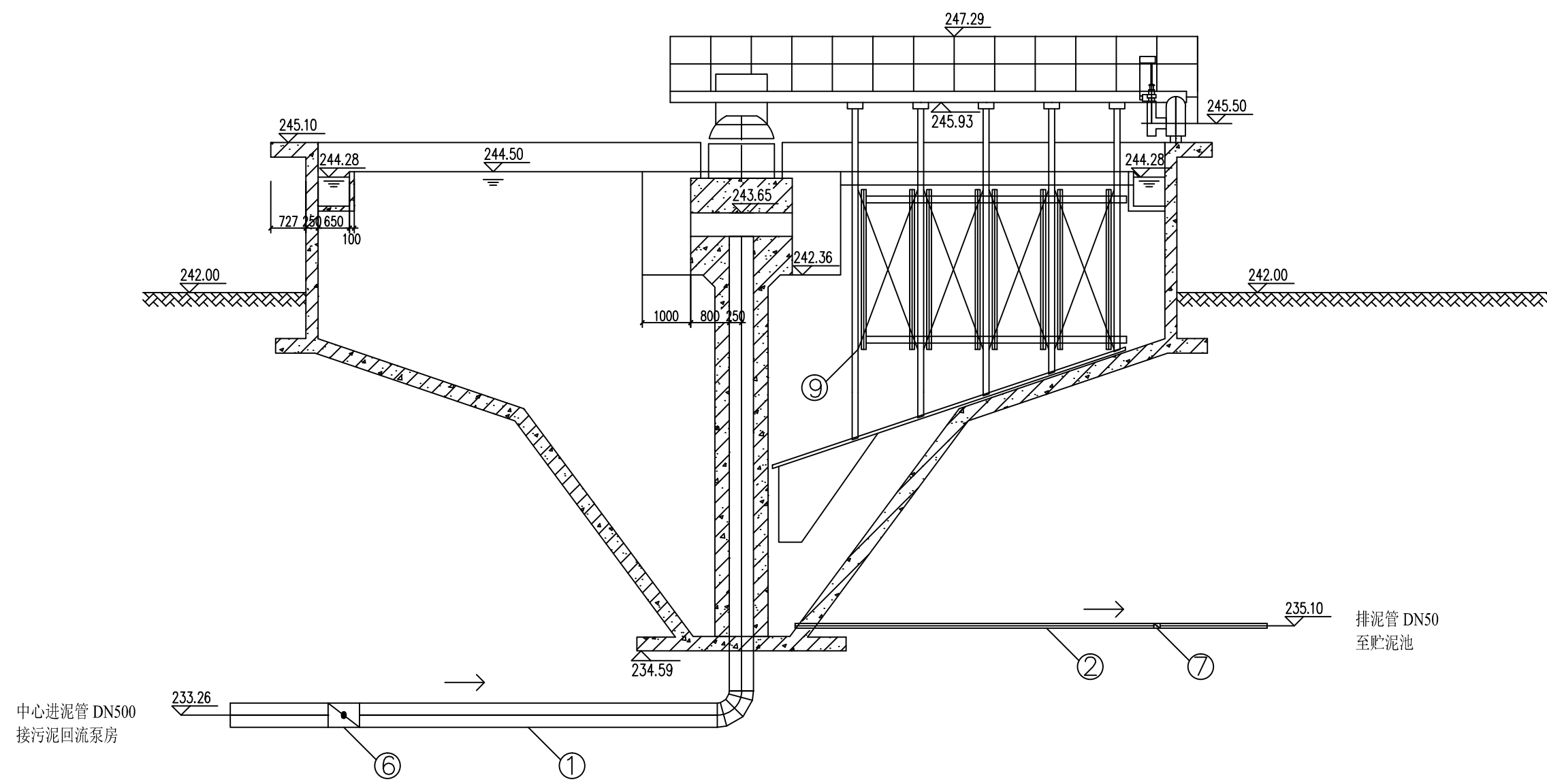
说明：

1、单位：标高以米计，尺寸以毫米计，图中标高均为绝对标高；

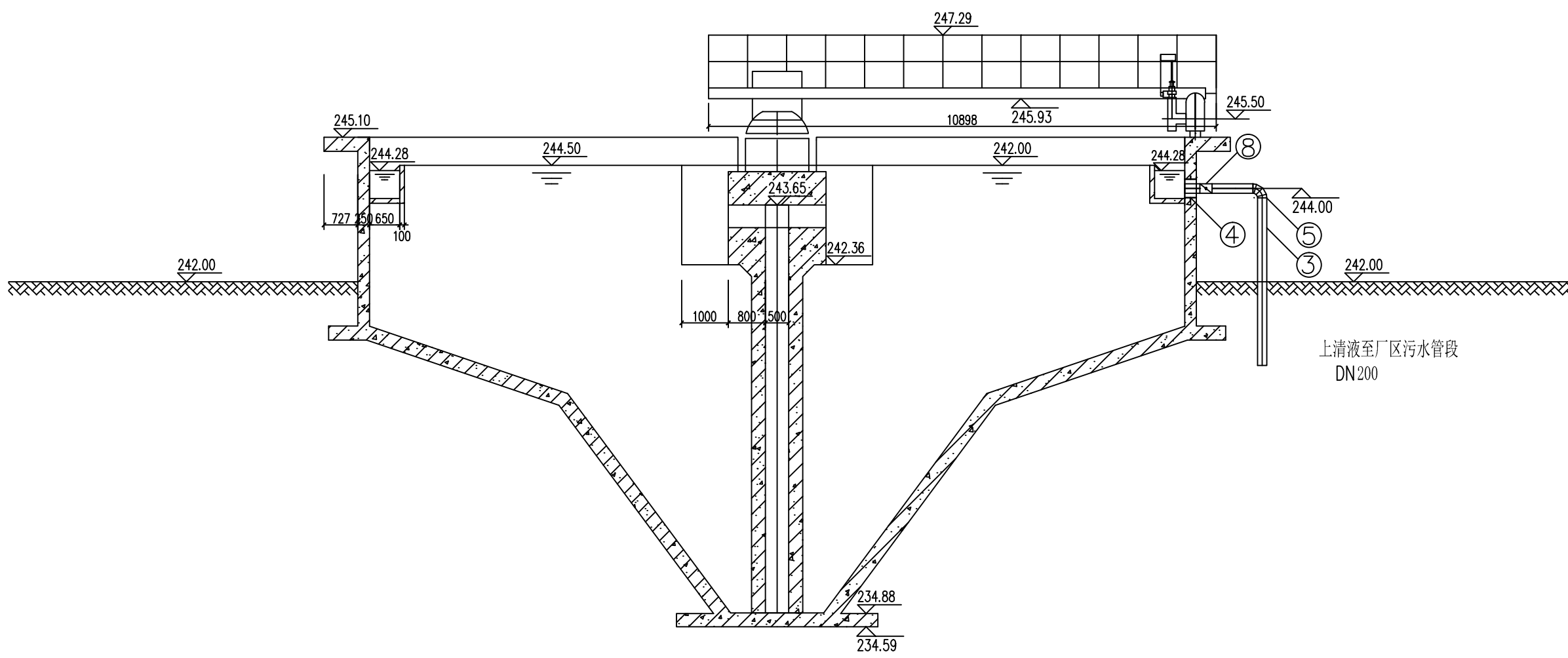
2、单个二沉池设计水量为3.75万立方米每天，材料表统计的仅为单个二沉池的用量；

3、共2座二沉池,平行布置,周边进水,周边出水,中心出泥,各种管材统计至相应处理构筑物;

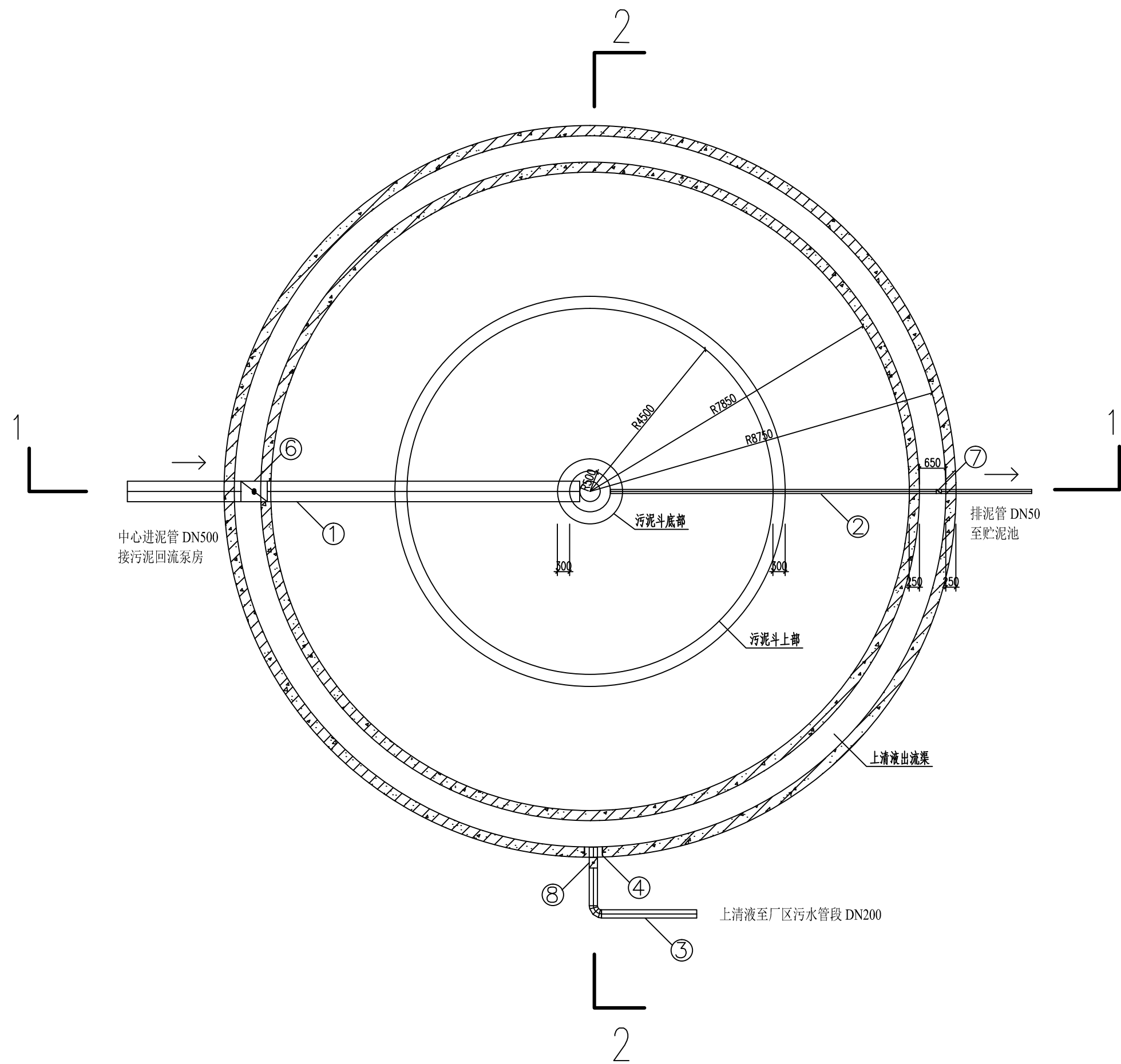
给排水科学与工程16级1班		学 校	兰州理工大学土木工程学院	
		设计题目	上海市松江区某区域排水工程设计	
审 核			比 例	1:150
指导老师	杨亚红	二沉池三剖图	图 号	13
学生姓名	杨玉珠		日 期	2020.06.14



污泥浓缩池1-1剖面图 1:100



污泥浓缩池2-2剖面图 1:100

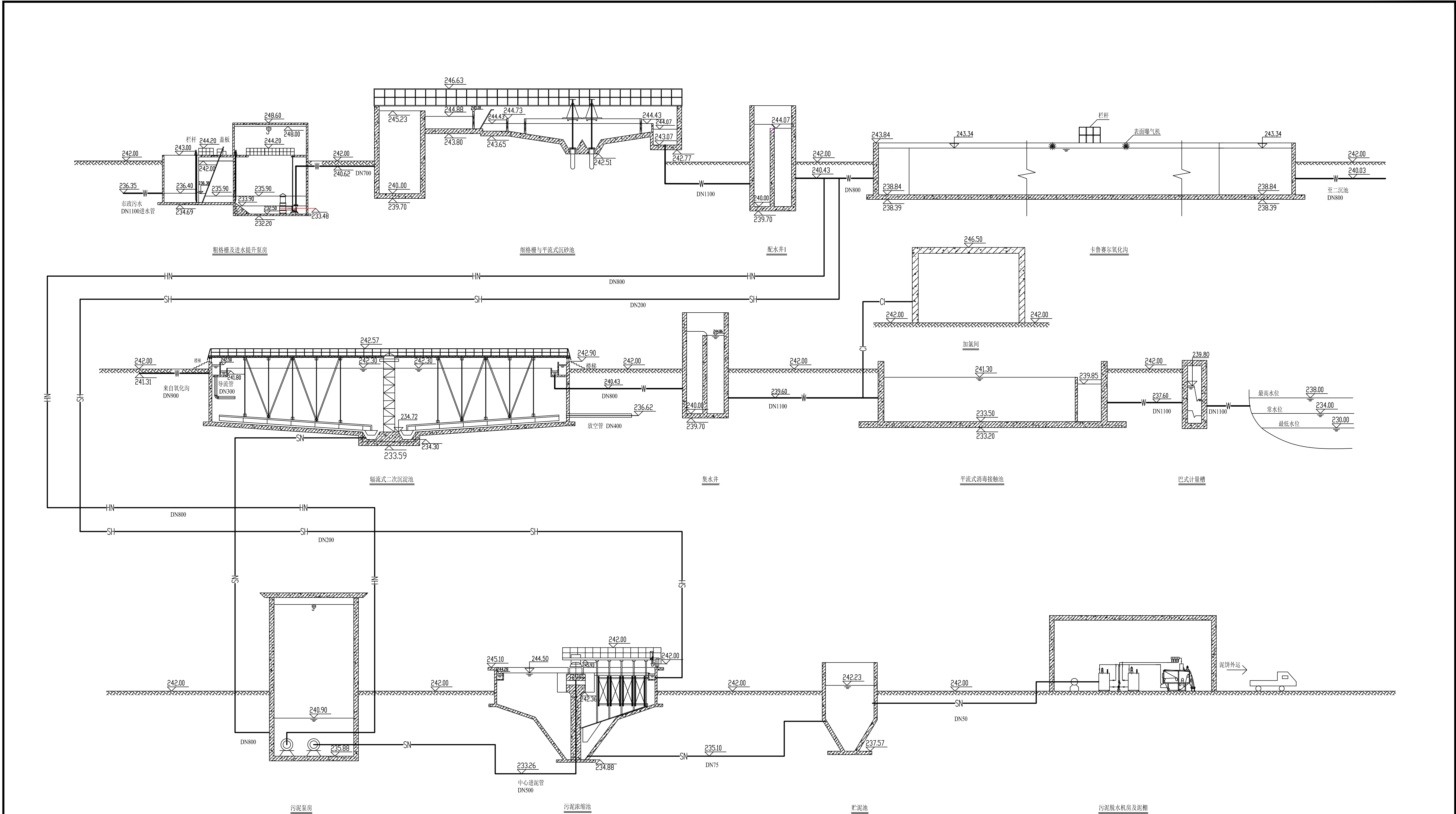


污泥浓缩池平面图 1:100

主要设备一览表						
序号	名称	规格型号	单位	数量	备注	
①	中心进泥管	DN500	米	1	铸铁	
②	排泥管	DN50	米	1	铸铁	
③	上清液出水管	DN200	米	1	铸铁	
④	刚性防水套管	DN200	米	1	钢制	
⑤	90°弯头	DN200	米	1	钢制	
⑥	蝶阀	DN500,PN0.8MPa,FM	个	1	钢制	
⑦	蝶阀	DN50,PN0.8MPa,FM	个	1	钢制	
⑧	蝶阀	DN200,PN0.8MPa,FM	个	1	钢制	
⑨	周边转动刮泥机	CG10C,φ=9m	个	1	钢制	

说明：
1.单位：标高以米计，尺寸以毫米计，图中标高为绝对标高；
2、单个二沉池设计水量为479.49m³/d，浓缩时间为12小时；
3、共2座污泥浓缩池，平行布置，采用中心进泥，底部出泥，经集水槽周边排水；

给排水科学与工程16级1班		学 校	兰州理工大学土木工程学院	
		设计题目	上海市松江区某区域排水工程设计	
审 核		污泥浓缩池三剖图		比 例 1:100
指导老师	杨亚红			图 号 14
学生姓名	杨玉珠			日 期 2020.06.16



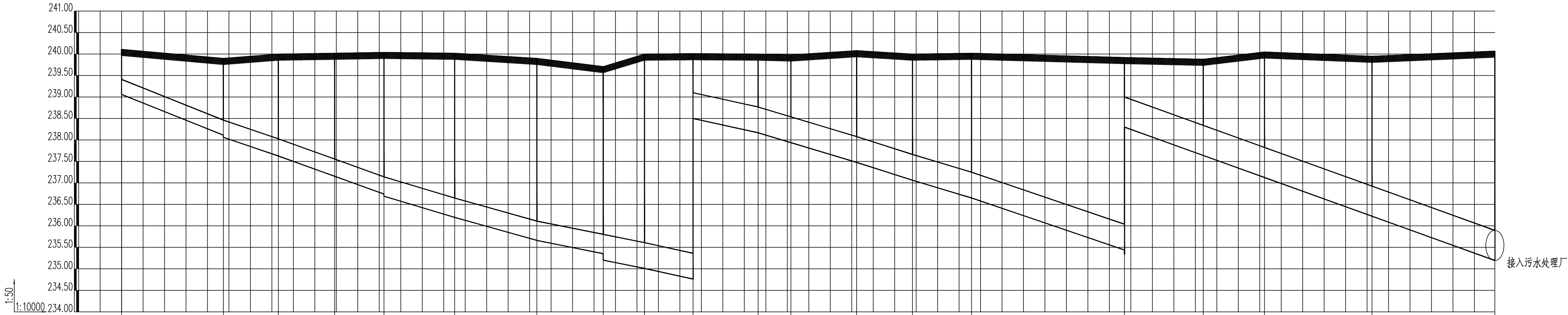
污水处理厂高程图

图例

管线样式	管线名称
W	污水工艺管线
SN	剩余污泥管线
HN	回流污泥管线
CI	加药管线
SH	上清液回流管线

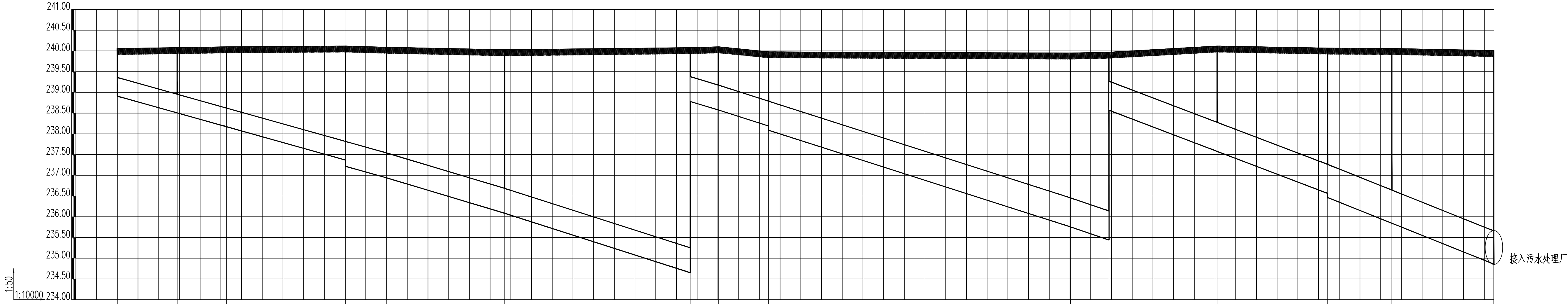
说明:
1.本设计图高程单位: 米;
2.地面标高: 242.00米;
3.厂内地势平坦, 无起伏;

给排水科学与工程16级1班		学 校	兰州理工大学土木工程学院	
		设计题目	上海市松江区某区域排水工程设计	
审 核		污 水 处 理 厂 高 程 图		比 例
指导老师	杨亚红			图 号
学生姓名	杨玉珠			日 期
				2020.06.02



井编号	W7	W8	W9	W10	W11	W12	W13	W14	W15	W16	W17	W18	W19	W20	W21	W22	W23	W24	W25	W180
设计地面标高 (m)	240.110	239.900	240.000	240.020	240.040	240.020	239.900	239.710	240.000	240.010	240.000	239.980	240.080	240.000	240.020	239.920	239.880	240.050	239.950	240.070
埋设深度 (m)	1.050	1.838	2.373	2.865	3.349	3.822	4.239	4.508	4.990	5.248	1.833	2.043	2.602	2.938	3.370	4.481	2.241	2.924	3.725	4.875
覆土厚度 (m)	0.700	1.403	1.938	2.430	2.899	3.372	3.789	3.858	4.340	4.598	1.183	1.393	1.952	2.288	2.720	3.831	1.486	2.169	2.970	4.120
管内底标高 (m)	239.060	238.117	237.627	237.155	236.741	236.198	235.661	235.352	235.010	234.762	238.167	237.937	237.478	237.062	236.650	235.439	237.639	237.126	236.225	235.195
管道长度 (m)	474.00	256.00	262.00	230.00	329.00	383.00	309.00	192.00	226.00	303.00	153.00	306.00	260.00	275.00	712.00	367.00	285.00	501.00	572.00	
管径 (mm)	DN350	DN400	DN400	DN400	DN450	DN450	DN450	DN600	DN600	DN600	DN600	DN600	DN600	DN600	DN600	DN700	DN700	DN700	DN700	
管道坡度	0.002	0.0017	0.0018	0.0018	0.0015	0.0014	0.001	0.001	0.0011	0.0011	0.0015	0.0015	0.0016	0.0015	0.0017	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	
备注										跌深3.74米						跌深2.86米				

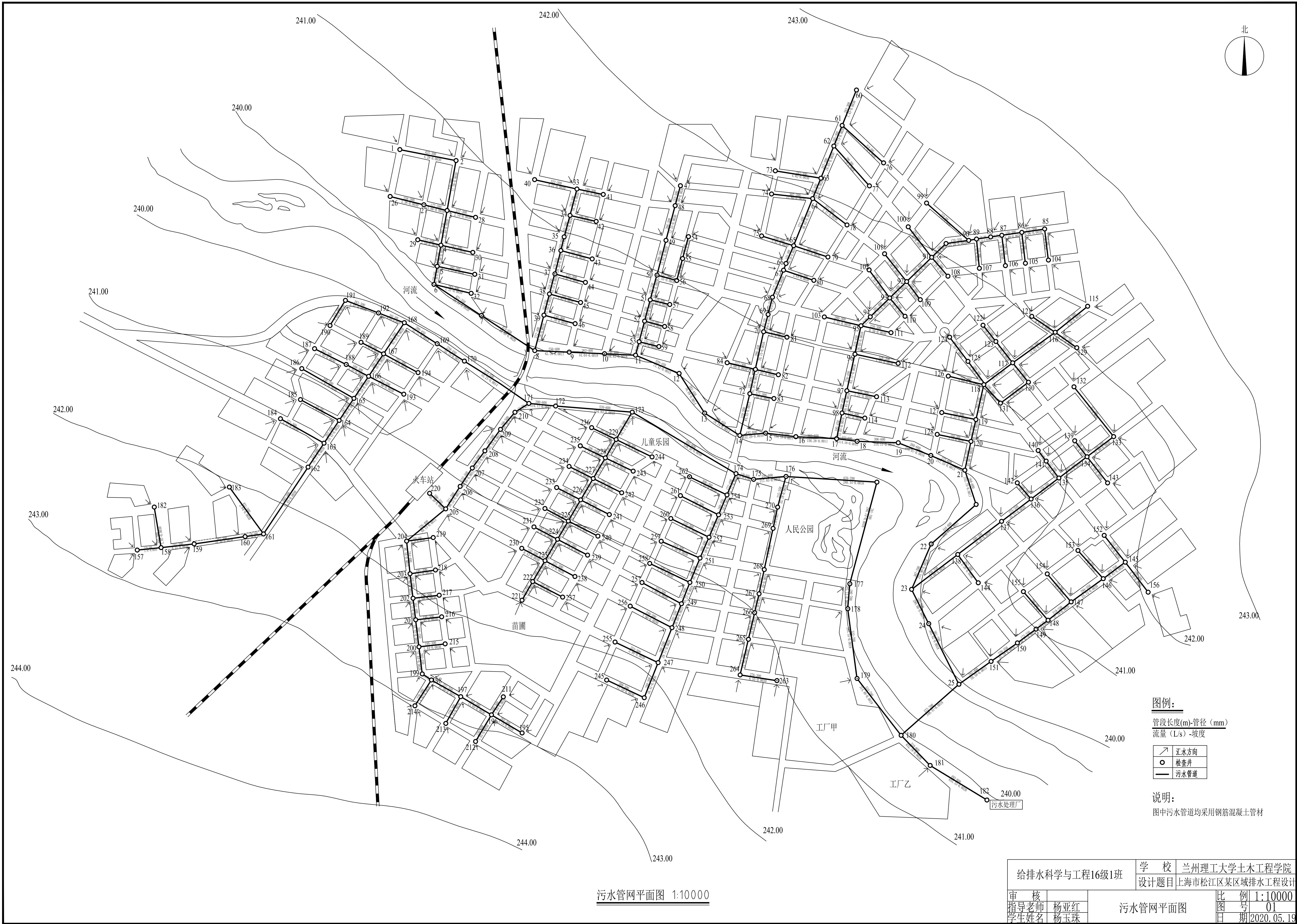
污水主干管1纵剖面图



井编号	W168	W169	W170	W171	W172	W173	W174	W175	W176	W177	W178	W179	W180	W181	W182
设计地面标高 (m)	240.060	240.080	240.100	240.120	240.090	240.030	240.080	240.100	239.980	239.950	239.970	240.120	240.070	240.060	240.010
埋设深度 (m)	1.150	1.575	1.929	2.901	3.151	3.946	5.428	1.527	1.893	4.194	4.530	2.542	3.606	4.216	5.150
覆土厚度 (m)	0.700	1.125	1.479	2.251	2.501	3.296	4.778	0.877	1.138	3.439	3.775	1.787	2.741	3.351	4.285
管内底标高 (m)	238.910	238.505	238.171	237.869	236.939	236.084	234.652	238.573	238.187	235.756	235.440	237.578	236.564	235.844	234.860
管道长度 (m)	289.00	239.00	573.00	200.00	570.00		138.00	241.00		1457.00	186.00	522.00	534.00	310.00	492.00
管径 (mm)	450	450	450	600	600		600	600		700	700	700	700	800	800
管道坡度	0.0014	0.0014	0.0014	0.0014	0.0015		0.0015	0.0016		0.0016	0.0017	0.0019	0.0019	0.002	0.002
备注							跌深4.13米				跌深3.13米				

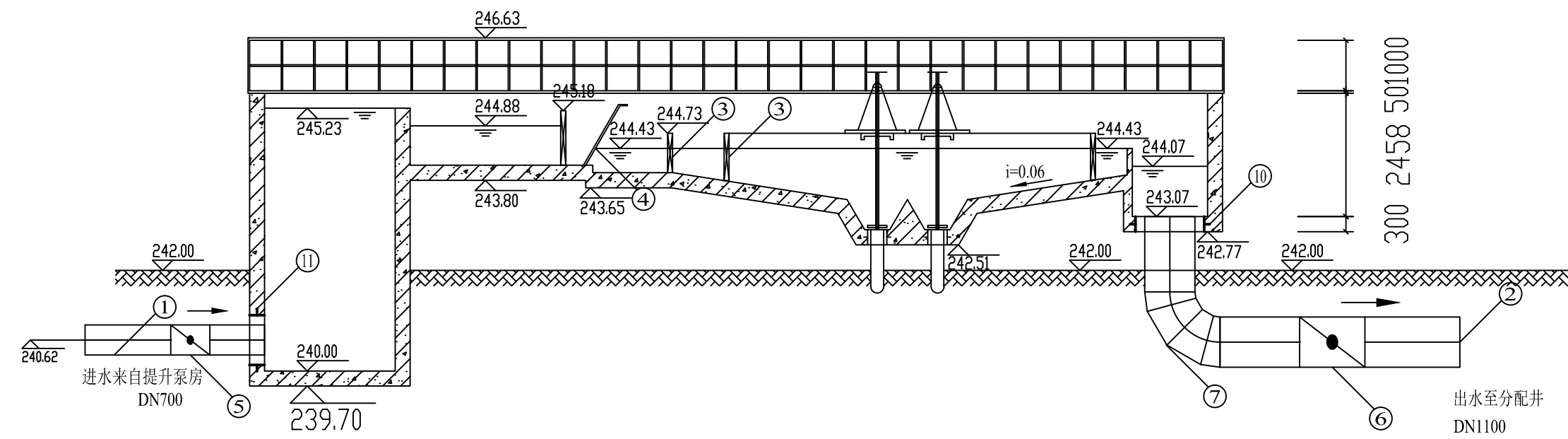
污水主干管2纵剖面图

给排水科学与工程16级1班		学 校	兰州理工大学土木工程学院
		设计题目	上海市松江区某区域排水工程设计
审 核		污水主干管纵剖面图	比 例 1:1000
指导老师	杨亚红		图 号 03
学生姓名	杨玉珠		日 期 2020.05.25

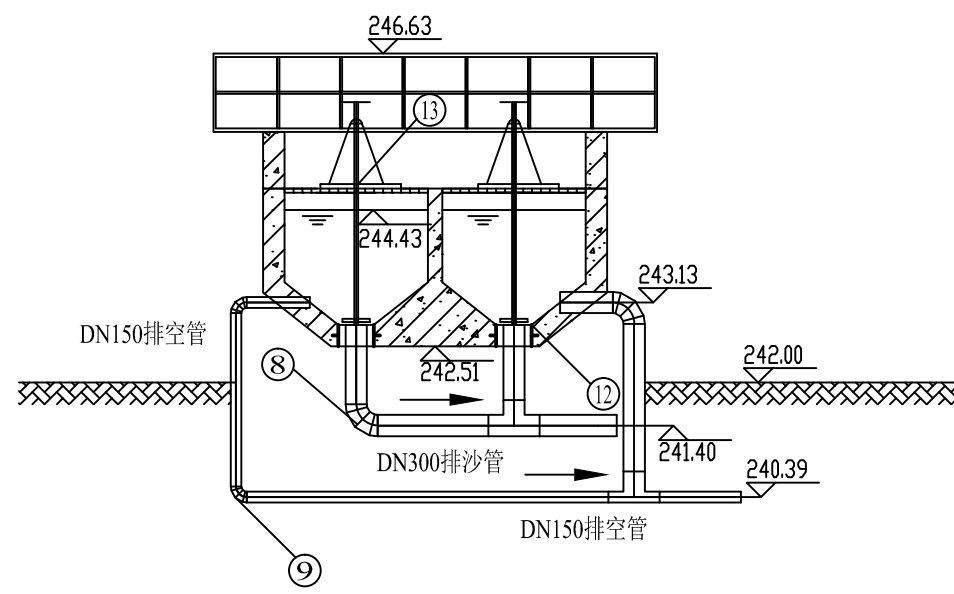


污水管网平面图 1:10000

给排水科学与工程16级1班		学 校	兰州理工大学土木工程学院
		设计题目	上海市松江区某区域排水工程设计
审 核		污 水 管 网 平 面 图	比 例 1:10000
指导老师	杨亚红		图 号 01
学生姓名	杨玉珠		日 期 2020.05.19



细格栅及平流沉砂池1-1剖面图

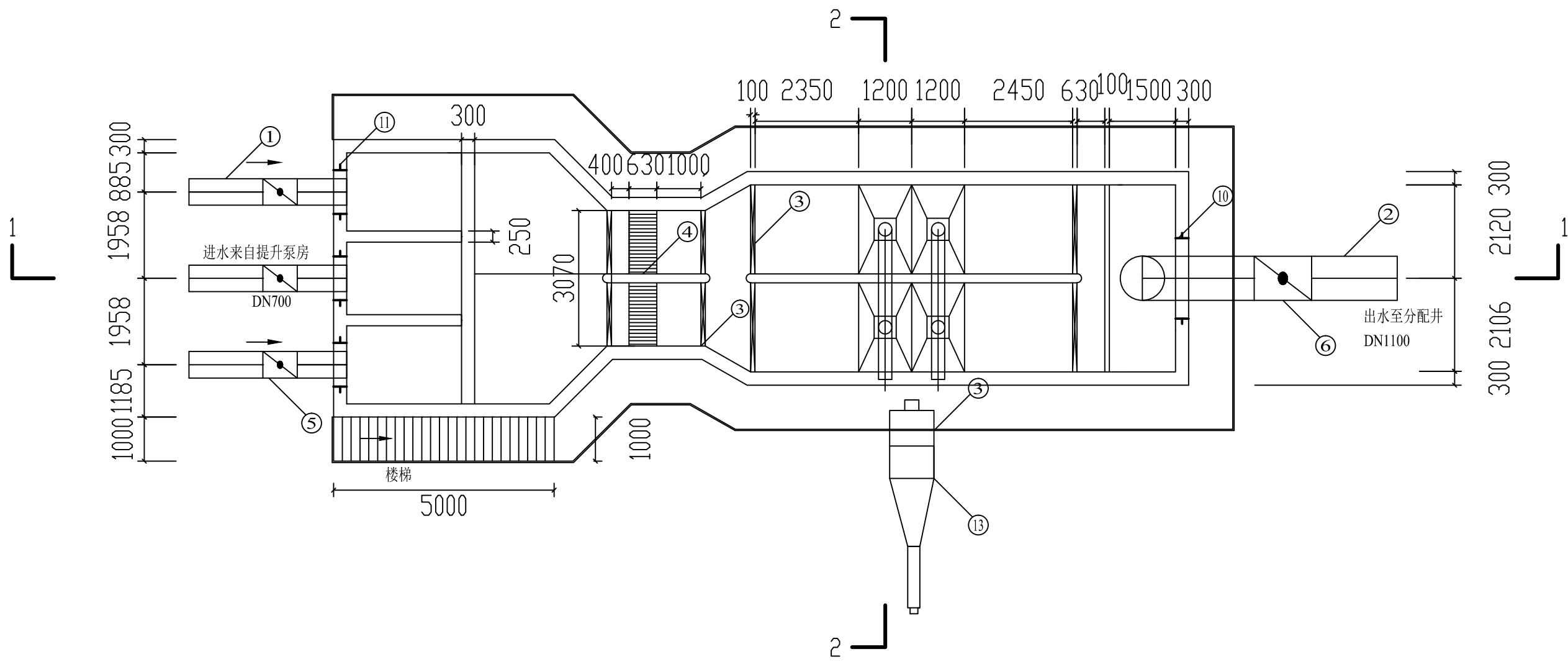


细格栅及平流式沉砂池2-2剖面图

主要设备一览表

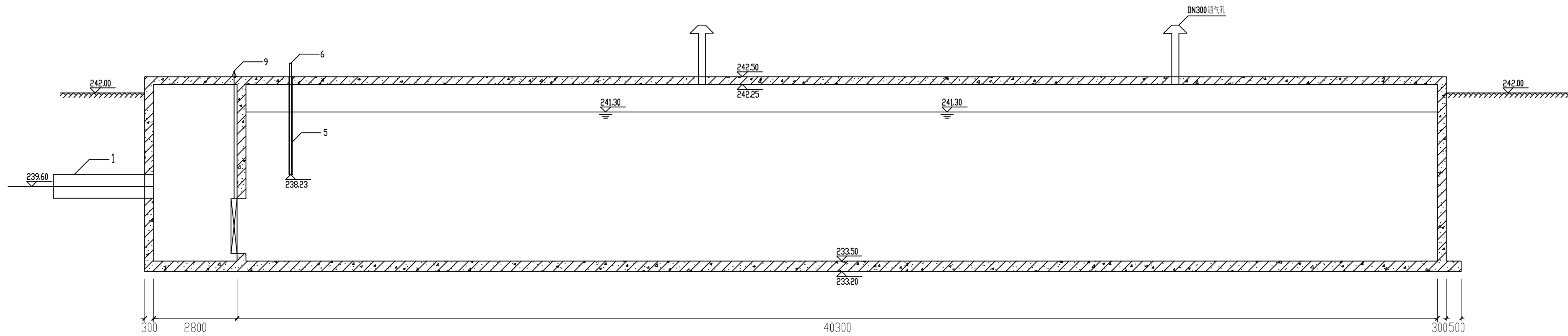
序号	名 称	规格型号	单位	数量	备注
①	进水管	DN700	米	1	钢制
②	出水管	DN1100	米	1	钢制
③	电动铸铁镶铜方闸门	MZF900×1000，N=0.75Kw	台	2	配套启闭机
④	细格栅	安装角度60°，栅条间隙10mm	组	2	采用旋转式排污机
⑤	蝶阀	DN700	个	1	钢制
⑥	蝶阀	DN1100	个	1	钢制
⑦	90°弯头	DN1100	只	4	钢制
⑧	90°弯头	DN300	只	4	钢制
⑨	90°弯头	DN150	只	4	钢制
⑩	刚性防水套管	DN1100	个	1	钢制
⑪	刚性防水套管	DN700	个	1	钢制
⑫	刚性防水套管	DN300	个	1	钢制
⑬	螺旋砂水分离器	Q=12-20L/S,N=0.37Kw	台	1	钢制

说明：
1、尺寸单位：高程以米计，其余均以毫米计,图中标高为绝对标高；
2、细格栅及平流式沉砂池设计规模Q=7.5万m³/d,总变化系数Kz=1.43；
3.平流式沉砂池分为两组，每组分成两格，依靠重力排砂。

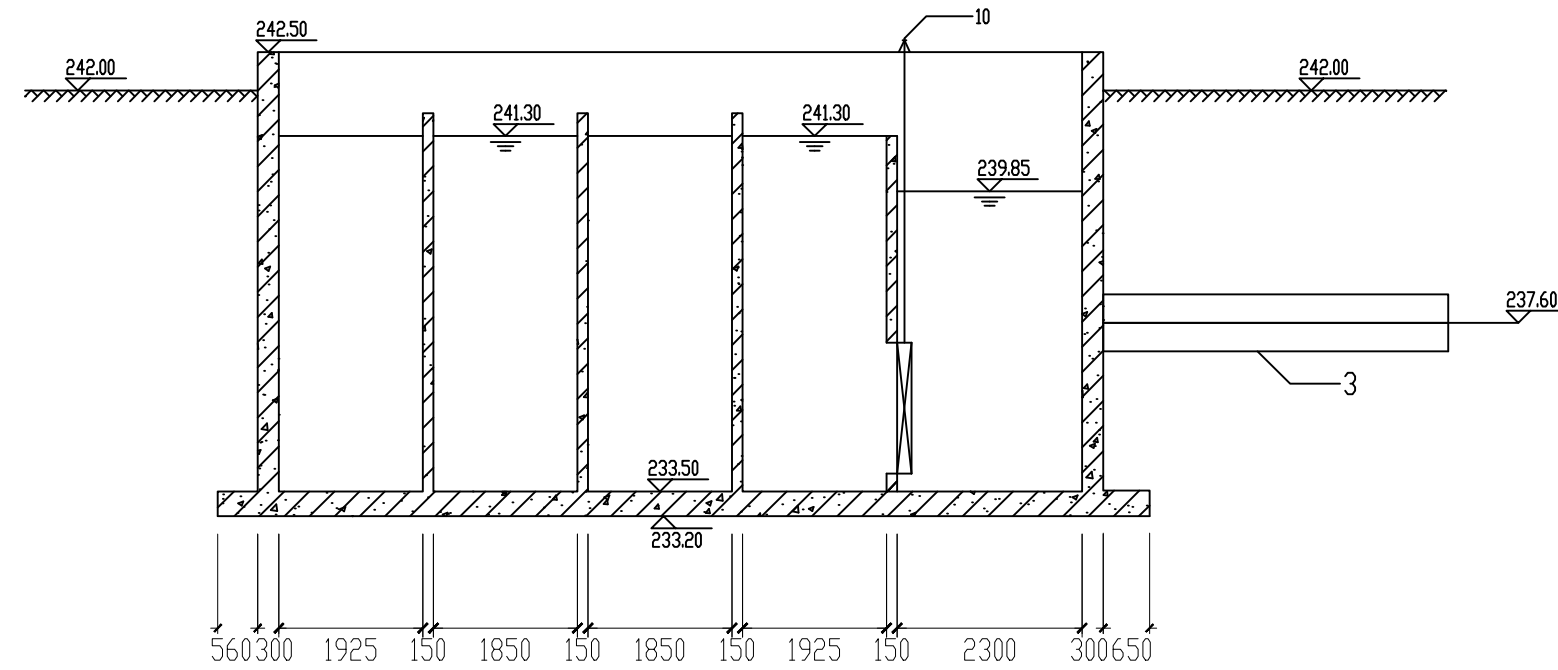


细格栅及平流沉砂池平面图 1:100

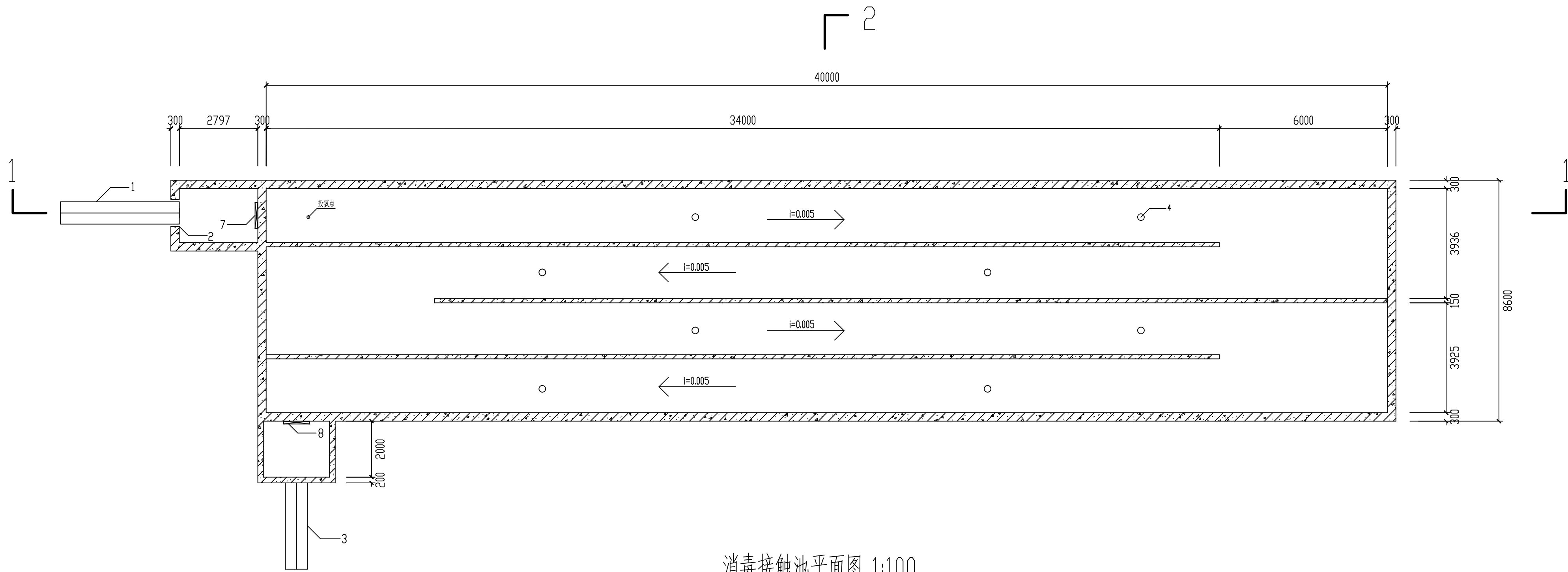
给排水科学与工程16级1班		学 校	兰州理工大学土木工程学院
		设计题目	上海市松江区某区域排水工程设计
审 核		细格栅及平流沉砂池三剖图	比 例 1:100
指导老师	杨亚红		图 号 09
学生姓名	杨玉珠		日 期 2020.06.07



1-1 剖面图 1:100



2-2 剖面图 1:100



消毒接触池平面图 1:100

材料设备一览表

编号	名 称	规 格	材 料	单 位	数 量
1	进水管	DN800	铸铁管	根	1
2	穿墙套管	DN800	钢管	根	1
3	出水管	DN800	铸铁管	根	1
4	通风管	DN300	PAC	套	8
5	加药套管	DN100 L=1800	ABS	根	1
6	加药管	DN32 L=2000	ABS	根	1
7	HZFN型矩形闸门	B×H=1000×1000	铸铁	根	2
8	HZYN型矩形闸门	B×H=1000×1000	铸铁	根	2
9	LQS启闭机	3t	铁	个	2
10	LQS启闭机	3t	铁	个	2

说明:

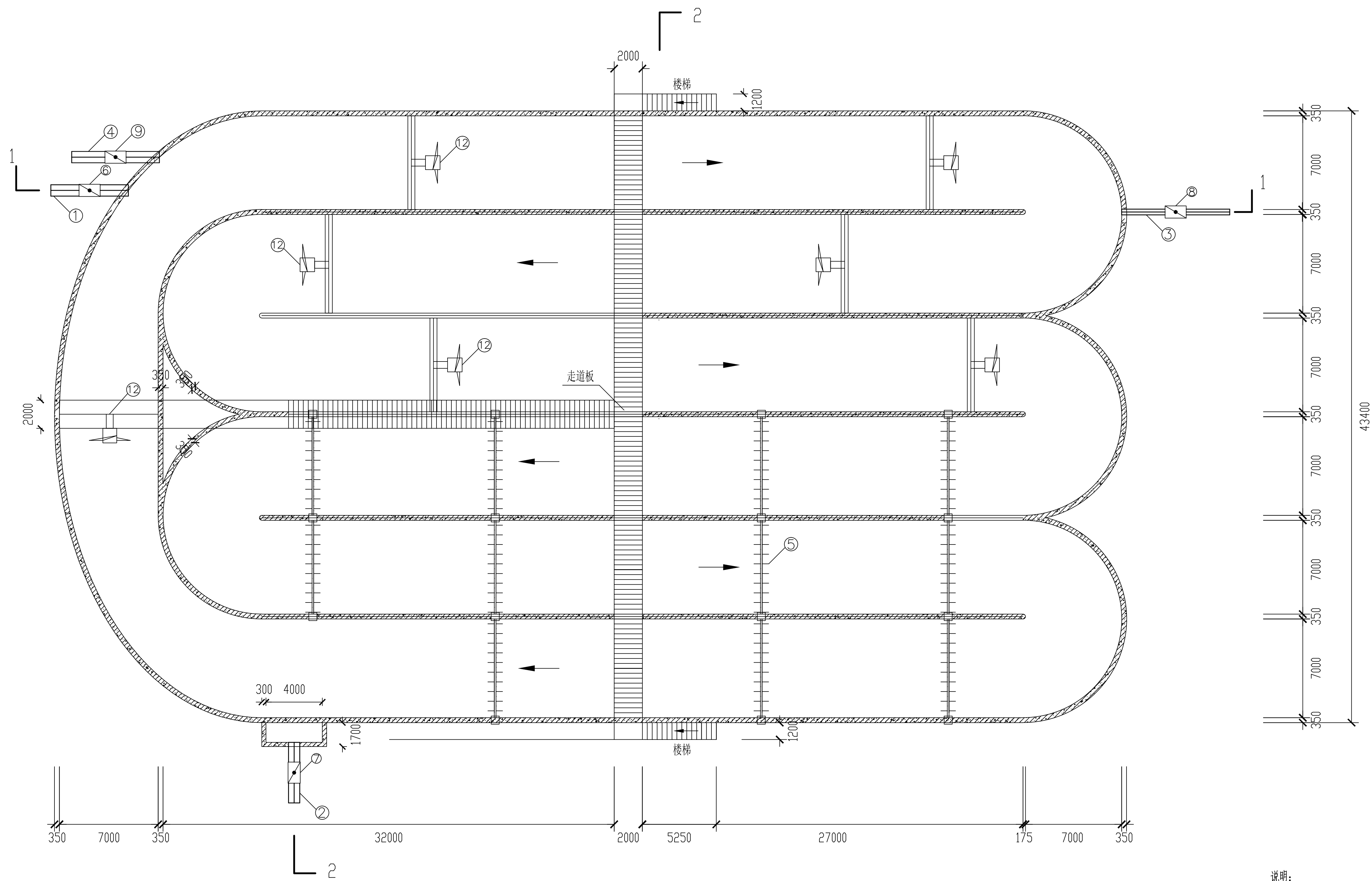
1.图中尺寸标注单位为 mm;

2.图中标高单位为 m;

3.池壁结构为钢筋混凝土结构;

4.池内壁均做防腐处理;

给排水科学与工程16级1班		学 校	兰州理工大学土木工程学院	
		设计题目	上海市松江区某区域排水工程设计	
审 核	指导老师 杨亚红 学生姓名 杨玉珠	平流式消毒接触池三视图	比 例	1:100
指导老师			图 号	12
学生姓名			日 期	2020.06.12

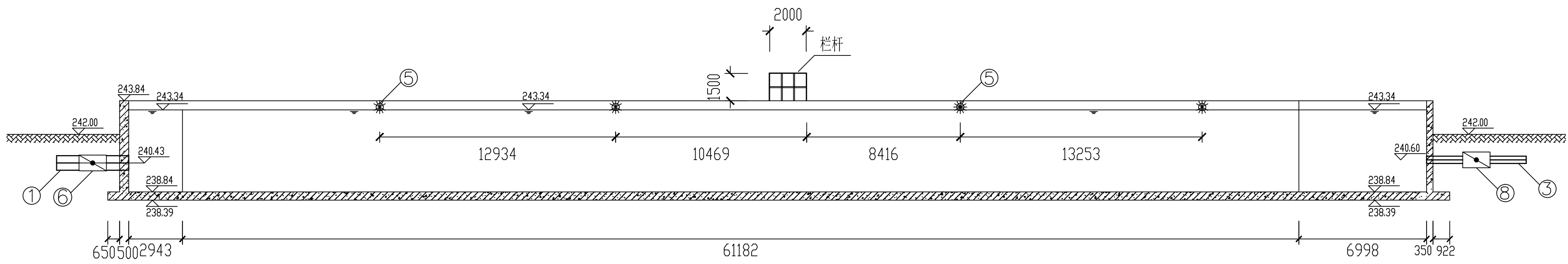


卡鲁赛尔氧化沟平面图 1:150

说明:

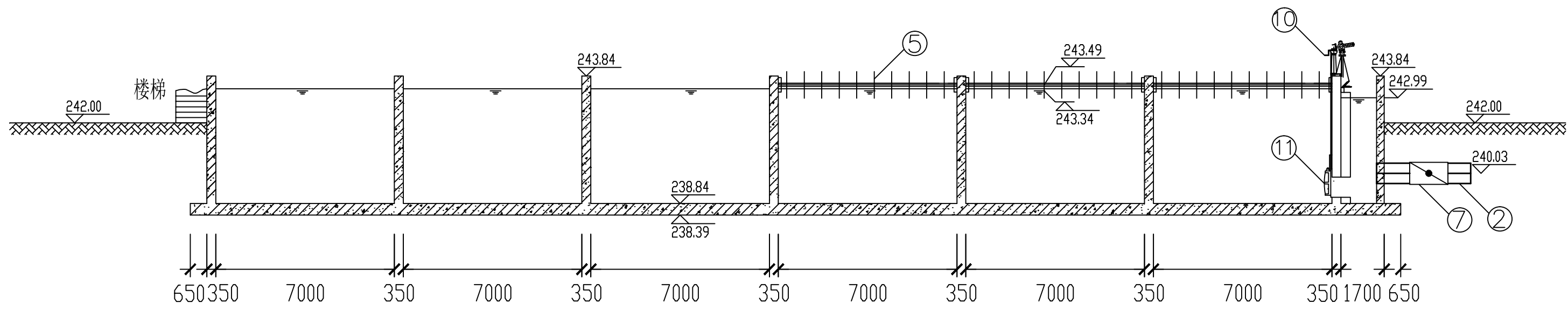
- 1、单位: 标高以米计, 尺寸以毫米计;
- 2、氧化沟设计水量为7.5万立方米每天; 各种管材统计至相邻构筑物;
- 3、本设计采用六廊道式卡鲁赛尔氧化沟, 四组氧化沟平行布置;
- 4、材料表统计的仅为单个氧化沟的用量; 设备安装见厂家要求与说明。

给排水科学与工程16级1班		学 校	兰州理工大学土木工程学院
		设计题目	上海市松江区某区域排水工程设计
审 核		卡鲁赛尔氧化沟平面图	比 例 1: 150
指导老师	杨亚红		图 号 10
学生姓名	杨玉珠		日 期 2020.06.09



卡鲁赛尔氧化沟1-1剖面图 1:150

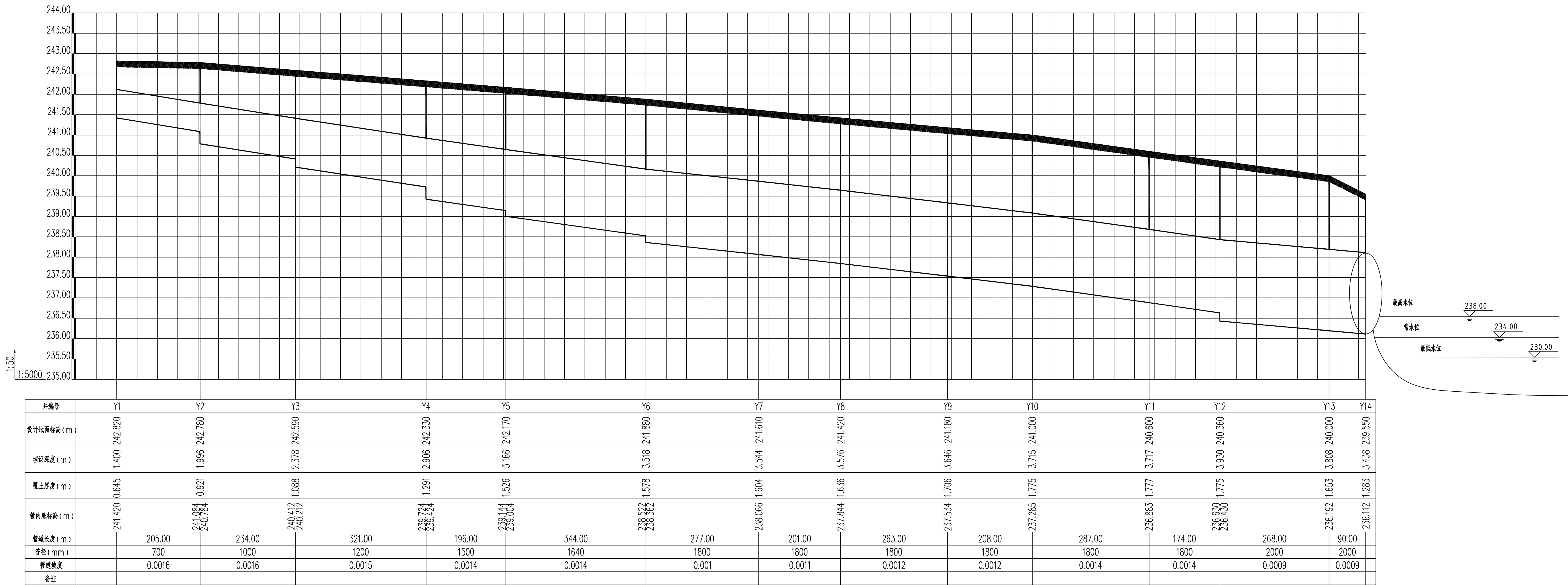
主要设备一览表					
序号	名称	规格型号	单位	数量	备注
①	进水铸铁管	DN800	米	1	钢制
②	出水铸铁管	DN800	米	1	钢制
③	放空管	DN400	米	1	钢制
④	回流污泥管	DN800	米	1	钢制
⑤	曝气转刷	进水管	个	11	钢制
⑥	蝶阀	DN800,PN0.8MPa,FM	个	1	钢制
⑦	蝶阀	DN800,PN0.8MPa,FM	个	1	钢制
⑧	蝶阀	DN400,PN0.8MPa,FM	个	1	钢制
⑨	蝶阀	DN800,PN0.8MPa,FM	个	1	钢制
⑩	手摇式启闭器	启闭力T=1.5吨	台	1	钢制
⑪	钢闸门	φ=500	个	1	钢制
⑫	水流推进器	D=1800mm,N=2.5kw	个	7	钢制



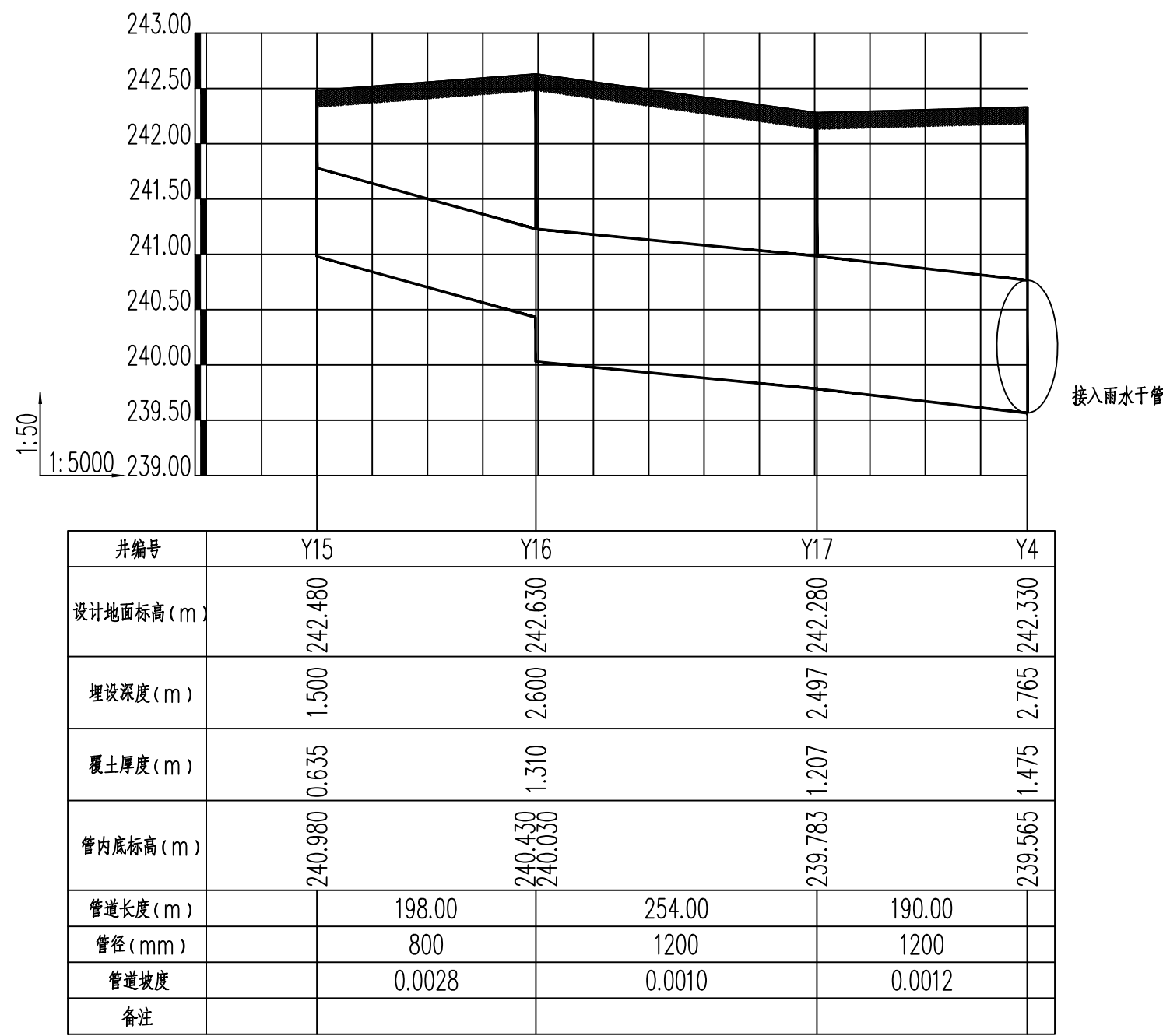
卡鲁赛尔氧化沟2-2剖面图 1:150

说明：
1、单位：标高以米计，尺寸以毫米计；
2、氧化沟设计水量为7.5万立方米每天；各种管材统计至相邻构筑物；
3、本设计采用六廊道式卡鲁塞尔氧化沟，四组氧化沟平行布置；
4、材料表统计的仅为单个氧化沟的用量；设备安装见厂家要求与说明。

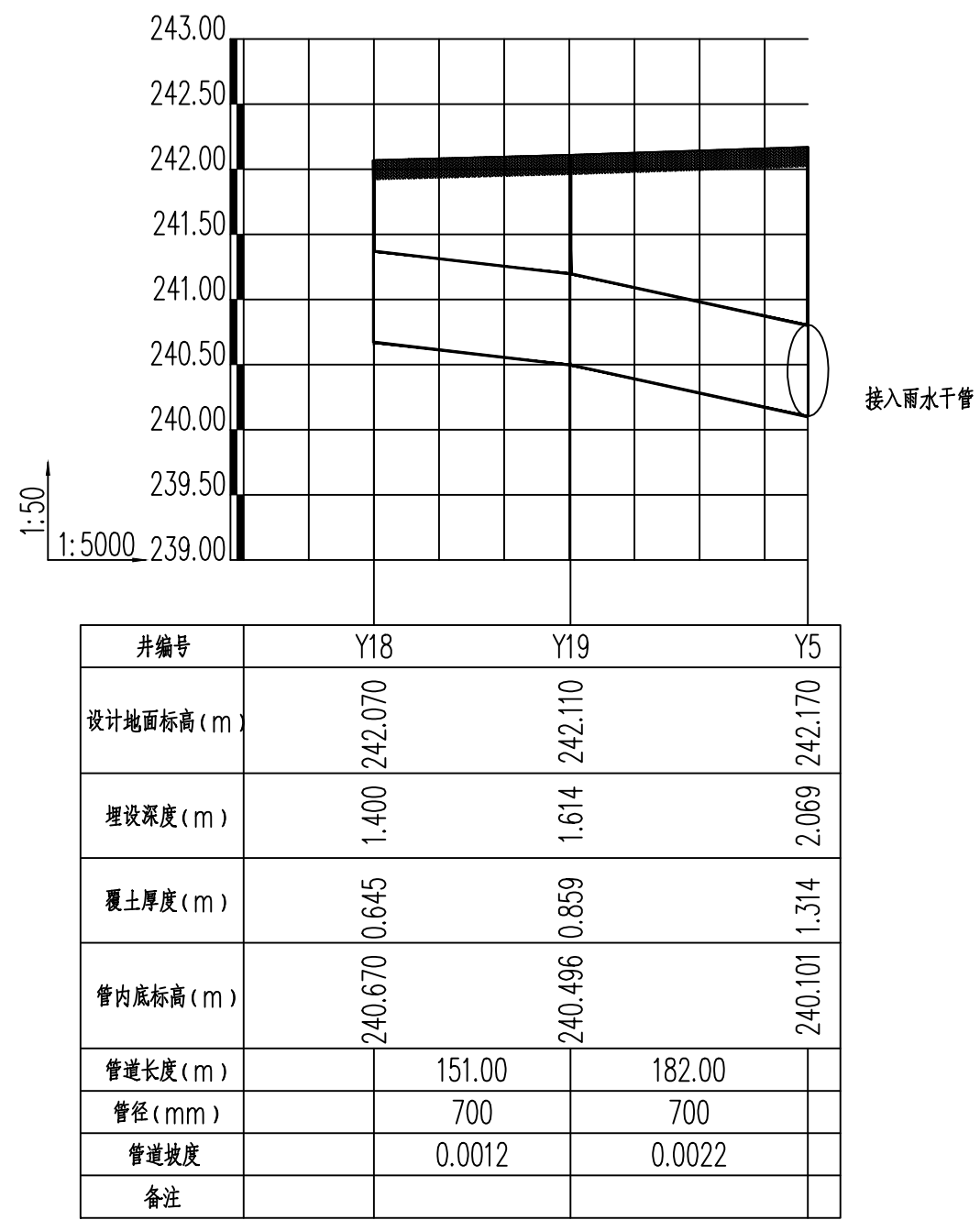
给排水科学与工程16级1班		学 校	兰州理工大学土木工程学院	
		设计题目	上海市松江区某区域排水工程设计	
审 核		卡鲁赛尔氧化沟剖面图	比 例	1: 150
指导老师	杨亚红		图 号	11
学生姓名	杨玉珠		日 期	2020.06.10



雨水干管纵剖面图



雨水支管1纵剖面图



雨水支管2纵剖面图

给排水科学与工程16级1班		学 校	兰州理工大学土木工程学院	
		设计题目	上海市松江区某区域排水工程设计	
审 核	指导老师 杨亚红 学生姓名 杨玉珠	雨水管道纵剖面图	比 例	1:1000
日 期			图 号	04
			日 期	2020.05.26

