

摘 要

城镇排水系统是削减水污染物的最重要的公用基础设施,但对于最终受纳水体而言,它也是一个重要的排污单位。排水系统的正常运行,对于保障水环境质量和人民的健康安全至关重要。

本设计是关于驻马店市某城镇的排水工程设计。主要包括污水、雨水管网系统的布置以及污水处理厂的设计。排水系统采用分流制排水体制,根据城市的地形特点,两个区的地势均坡向河流,实现顺坡排水,故 I 区、II 区均采用正交截流式布置方案。同时该设计区域进水水质的最大特点污废水体中含有高浓度的有机物,在污水处理过程中需要较高的供氧量,污水中还含有少量的 NH_4-N 及 P , 均属于去除目标。

该区域设计处理水量为 $74304m^3/d$,设计污水量较大,且考虑到远期发展。原污水中各项指标为: BOD 浓度为 $300mg/L$, COD 浓度为 $600mg/L$, SS 浓度为 $200mg/L$, NH_4-N 浓度为 $25mg/L$, P 浓度为 $6mg/L$, 要求处理后的水质必须达到国家一级 A 排放标准。

经分析知,该区域的水质属于容易发生生物降解但又不属于有毒废水。确定该污水可采用两级生物处理工艺以使出水达到国家一级 A 排放标准。一级处理采用物理法,主要是通过格栅拦截、沉砂池沉降泥砂去除污水中一系列的悬浮物质和无机物。二级处理采用生物法,主要是 CASS 工艺,可有效去除污水中的 BOD 、 COD 、 NH_4-N 以及 P 。污水处理工艺流程为:污水→格栅→污水提升泵房→沉砂池→调节池→二次提升泵房→初沉池→CASS 池→接触消毒池→达标排放。

该排水系统的设计具有节省投资,出水水质好,工艺简单,有效利用占地面积以及工艺运行稳定的优点。且二级生物处理选用 CASS 工艺运行灵活,能确保污水在系统内可通过延长曝气时间实现达标排放,抗冲击能力强,可实现不同的处理目标。

关键词: 城镇排水系统; 分流制; CASS 法; 污泥浓缩

Abstract

The urban drainage system is the most important public infrastructure to reduce water pollutants, but it is also an important sewage unit for the receiving water body. The normal operation of the drainage system is essential to ensure the quality of the water environment and the health and safety of the people.

This design is about the drainage engineering design of a town in Zhumadian City. It mainly includes the layout of sewage and rainwater pipe network system and the design of sewage treatment plant. The drainage system adopts a diversion drainage system. According to the topographical characteristics of the city, the terrain of the two areas is inclined to the river to realize the drainage along the slope. Therefore, the areas

I and II adopt the orthogonal interception layout scheme. At the same time, the biggest feature of the influent water quality in the design area is that the wastewater body contains high-concentration organic matter, which requires a higher oxygen supply in the wastewater treatment process. The wastewater also contains a small amount of and are all targets for removal.

The designed water treatment volume in this area is, and the design sewage volume is large, and longterm development is considered. The indicators in the raw sewage are: concentration, COD concentration, SS concentration, concentration, and concentration, and the discharged water after treatment must strictly meet the national level A discharge standard.

After analysis, it is known that the treated water belongs to wastewater that is easily biodegradable and has no obvious toxicity. Two-stage biological treatment can be used to make the effluent meet the standard. Primary treatment mainly uses physical methods to remove suspended substances and inorganic substances in sewage. The secondary treatment mainly adopts biological method, mainly CASS process, which can effectively remove BOD, COD, and in sewage. The design process flow is: sewage → grille → sewage lifting pump room → grit tank → regulating tank → secondary lifting pump room → primary deposition tank → CASS pool → contact disinfection tank → discharge up to standard.

The design of the drainage system has the advantages of saving investment, good effluent quality, simple process, effective use of occupied area and stable operation of

the process. In addition, the CASS process is flexible for secondary biological treatment, which can ensure that the sewage can be discharged in the system by extending the aeration time. It has strong impact resistance and can achieve different treatment goals.

Keywords: urban drainage system; diversion system; CASS method; sludge concentration

目录

1 绪论	1
1.1 研究背景	1
1.2 研究目的	1
1.3 设计内容和要求	1
1.3.1 设计参数	1
1.3.2 设计内容	3
1.4 工程选址	3
1.5 排水体制的选择	4
1.6 污水处理工艺方案的选择	4
1.6.1 氧化沟活性污泥法	4
1.6.2 A ² /O 法	5
1.6.3 SBR 间歇式活性污泥法	5
1.6.4 污水处理工艺流程	7
2 污水管网设计计算	8
2.1 污水设计流量计算	8
2.1.1 设计污水量定额	8
2.1.2 污水量 的变化	8
2.1.3 污水设计流量计算	9
2.2 管段设计流量计算	13
2.2.1 城市污水管网设计方案	13
2.2.2 节点设计流量计算	15
2.2.3 管段设计流量计算	15
2.3 污水管道设计参数	16
2.3.1 设计充满度	16
2.3.2 设计流速	17
2.3.3 最小管径	17
2.3.4 最小设计坡度	17
2.3.5 管道埋设深度	18
2.3.6 管道衔接	18
2.4 污水管网水力计算	19

2.4.1 I 区污水管网水力计算	19
2.4.2 II 区污水管网水力计算	19
3 雨水管网设计计算	21
3.1 雨量分析与暴雨强度	21
3.1.1 雨量分析	21
3.1.2 暴雨强度	22
3.1.3 汇水面积	22
3.2 雨水管网设计流量	22
3.2.1 地面径流系数	22
3.2.2 集水时间与折减系数	23
3.2.3 雨水管网设计流量	24
3.3 雨水管网设计计算	24
3.3.1 雨水管网平面布置	24
图 3.1	25
3.3.2 雨水管渠设计参数	25
3.3.3 雨水管网水力计算	26
4 调节池、配水井及计量设施	27
4.1 调节池	27
4.1.1 设计要求	27
4.1.2 设计计算	27
4.2 配水井	27
4.2.1 设计要求	28
4.2.2 设计计算	28
4.3 计量设施	29
4.3.1 设计要求	29
4.3.2 巴式计量槽设计计算	29
5 预处理设施	31
5.1 格栅	31
5.1.1 设计概述	31
5.1.2 设计计算	31
5.1.3 格栅除污机设备	34

5.2 曝气式沉砂池	34
5.2.1 设计参数	34
5.2.2 设计计算	34
6 二级生物处理工艺	38
6.1 初次沉淀池	38
6.1.1 辐流式初次沉淀池设计概述	38
6.1.2 辐流式初次沉淀池设计计算	38
6.2 循环曝气活性污泥工艺（CASS）	40
6.2.1 设计概述	40
6.2.2 CASS 工艺设计计算	41
6.2.3 曝气池布置	47
6.2.4 曝气设备布置	49
6.2.5 鼓风机房的布置	51
7 消毒设施	53
7.1 液氯消毒	53
7.2 液氯消毒工艺设计计算	53
7.3 加氯间和氯库	53
7.4 接触池设计计算	54
8 污泥处理及除臭措施	56
8.1 污泥产量计算	56
8.2 重力浓缩池	56
8.2.1 设计概述	56
8.2.2 设计计算	56
8.3 贮泥池	59
8.4 厌氧消化	59
8.4.1 设计概述	59
8.4.2 设计计算	59
8.4.3 热平衡计算	62
8.5 污泥脱水机房	72
8.5.1 消化后的污泥量	72
8.5.2 污泥脱水	72

9 城市污水处理厂的布置	75
9.1 污水厂的平面布置	75
9.2 各处理单元构筑物的平面布置	75
9.3 管道及渠道的平面布置	75
9.4 附属建筑物	75
9.5 污水厂的高程布置	76
9.5.1 进水提升泵房的设计计算	76
9.5.2 二次提升泵房的设计计算	84
9.5.3 污泥泵房的设计布置	90
10 污水处理厂工程概算	95
10.1 概述	95
10.1.1 估算范围	95
10.1.2 编制依据	95
10.2 投资估算	95
10.2.1 污水厂的直接费用	95
10.2.2 工程总概算	97
10.2.3 运行成本核算	97
结 论	99
参考文献.....	101
外文原文及翻译.....	103
致 谢.....	141
附 录.....	143

1 绪论

1.1 研究背景

驻马店市隶属于河南省。东连安徽省阜阳市，西邻南阳市，南连信阳市，北与平顶山市、漯河市和周口市接壤。辖区东西最大距离 191.5 千米，南北最大距离 137.5 千米，驻马店市区域总面积 15083 平方千米。

但该市由于地理位置比较特殊，及其容易出现干旱、暴雨和局地性的冰雹、龙卷风等灾害性天气。通常情况下，由于局地气候的影响，多发山洪和暴雨。东部平坦低洼，降水集中且易发生洪涝。全市多年平均地表径流量 39 亿多立方米，径流深度 257.4 毫米。径流年内变化与降水量相一致，季节变差很大，径流的 60% 集中在 6 月—9 月。

1.2 研究目的

随着社会的不断进步以及百姓生活水平的不断提高，缺水和污水排放的问题已越来越突出。目前，我国城镇对生活污水的处理率还比较低，加重了对环境的污染。在国家可持续发展的新政策下，环境保护已受到重视。

城市排水系统是防治城市水污染的骨干工程，城市排水系统是衡量现代化关键水平的一个重要指标，同时也是作为是城市的“地下生命线”。城市排水管网的重要性在于美化城市，维护城市的正常开发和水资源的循环利用。

城市污水处理工程是一项旨在保护环境、建设国家卫生城市、让未来幸福的公共工程。发展保护和改善城市面貌，提高健康保护水平，保护人类健康，保护自然景观，发展城市旅游，改善区域投资环境，降低工业企业受水污染的影响程度是我国目前发展经济的重要前提。中国的经济发展和环境需求将中国最新的环境研究成果与国际环保发展水平相结合，提供高处理效率、地经济成本的废水处理技术对环境保护、减少污染和环境退化具有重要意义。

在本次毕业设计中，主要包括三个方面：污水管网的设计、雨水管网的设计以及污水处理厂的设计。在设计中涉及的问题很多很广，但迄今为止，在国内外研究最多也最突出的问题有四个，即排水体制的选择问题、管道的设计问题、污水处理工艺中设计到脱氮除磷效率的问题。

1.3 设计内容和要求

1.3.1 设计参数

(1) 城市总平面图一张

城市区域的划分、工厂及大型独立公共建筑物的位置如图纸所示。

(2) 人口密度:

区域	人口密度 (人/ $10^4 m^2$)
I	200
II	220

(3) 各区的卫生设备情况:

区域	卫生设备情况
I	室内配备排水设备、淋浴设施
II	室内配备排水设备、淋浴设施

(4) 城市位置: 驻马店市某城区

(5) 工业企业生活污水情况

a、该设计图纸共有 A、B、C 三个工厂

b、工人数: 一班 120 人、二班 120 人、三班 120 人; 其中每班人数 20% 在热车间工作

淋浴职工人数 (占本车间人数%)	车间特征
30	热脏车间
25	一班车间

(6) 工业企业工业废水情况

企业名称	日废水量 (m^3 /日)	时变化系数	最大班废水量
A	1200	1.3	700
B	1500	1.4	800
C	1000	1.2	500

(7) 市区覆盖情况

各种屋面	草地	路面(混凝土沥青)	土地
40%	21%	29%	10%

(8) 气象资料:

该市的雨量公式:

$$\frac{934(1+0.869\lg P)}{(t+9.7)^{0.746}}$$

常年主导风向西北风，夏季主导风向南风。

(9) 水文地质资料

下水道设在地区的土壤为：沙质壤土

土壤的冰冻深度：0.5 m

地下水位：距离地面 8—9 m

水体的最高水位：121.00 m

最低水位：118.00 m

常水位：119.50m

(10) 进水水质及排放要求：

污水排放必须达到《城镇污水处理厂污染物排放标准》中的一级 A 标准。污水厂进水、出水水质如下：

污染物	COD	BOD	SS	NH3-N	TN	TP
进水	600	300	200	25	35	6
出水	≤50	≤10	≤10	≤5	≤10	≤0.5

1.3.2 设计内容

- (1) 排水管网工程定线
- (2) 污水管网工程设计
- (3) 雨水管网工程设计
- (4) 排水泵站工艺设计
- (5) 污水处理构筑物设计以及高程计算
- (6) 污泥处理构筑物设计以及高程计算
- (7) 排水管网与污水处理厂的工程概算

以上所述，(1)、(2)、(3)、(5)、(6) 项为必做内容，(4)、(7) 选做。

1.4 工程选址

在对污水处理厂的厂址进行选择的时候，一定要针对设计目标实施详细的调查，通常情况下针对污水处理厂进行厂址选择时需要考虑的内容包括如下：

- (1) 所选择的厂址要能够满足城市总体规划，并能够符合排水工程的相关要求。
- (2) 少拆迁，少占地，同时必须符合环境评价要求，有一定的卫生要求（一般不小于 300 米）。所选择的地址最好和工业园区、城镇以及居民点之间距离较远，但是请注意：不可以过远，否则会使得管道长度增加，从而使得工程造价大幅度提升。

(3) 所选择的厂址一定要处在集中给水水源所对应的下游，同时设置于工业园区、城镇和生活区所对应的下游，并且还要处在夏天主风向所对应的下风向位置上面。

1.5 排水体制的选择

分流制的缺点是初降雨会造成严重的水损失。分流制系统的好处是能够较好地满足社会发展和城市环境卫生的需要。为了适应社会发展和强调城市环境卫生的必要性，整体成本可能比综合成本高。在维护和管理方面，分流制使管道内发生沉淀，同时使进入污水处理厂的水量和水质远低于合流制。另外，对于分流制来说，下水道处理厂的运转容易控制。

从成本角度看，合流制排水系统的经济成本通常比总排放成本低 20%至 40%。从保护和管理的角度来看，在晴天天气时只有一部分污水流入合流制系统，然而在雨天天气时，合流制排水系统近似于满管流。因此，在晴天的合流制管网系统中，水的流速是相对变得很低，容易堆积泥浆。

因此，结合远期发展和城市环境卫生的需要，该设计区域采用分流制较好。

1.6 污水处理工艺方案的选择

通过调查得知，对于污水站而言，大部分污水当中所含有的污染物都是有机物，现阶段我国针对有机物污水主要使用的都是生物法。也有一些城市所使用的是化学法，但是通过对比能够看得出来化学法具有较低的去除率，完成处理之后的出水没有办法符合当前国家排放标准，因此仅仅适合在一些对出水水质要求较低的地方进行使用。对于生物法而言，主要分为两种方法，第一种是活性污泥法，第二种是生物滤池法，生物滤池具有较低的处理效率，同时卫生条件不是很大，目前在国内应用较少，主要所使用的还是活性污泥法。

对于活性污泥法而言，目前种类较多，应用最多的几种如下所示：

1.6.1 氧化沟活性污泥法

对于这种方法而言，还被称之为是连续循环曝气池法，这种方法是对活性污泥法的一种改进，针对常规的曝气池进行了改进，使用的是一种连续环式推流反应池，因此这种方法所对应的污水停留时间较长。对于氧化沟而言，只是在局部设置曝气装置，一旦离开曝气区，便会出现厌氧区以及缺氧区，因此对于这种方法而言，能够实现反硝化脱氮。

对于这种方法而言，优势就是节能性能相对比较好，脱氮性能相对比较好，可以在很大程度上完成硝化和反硝化作用的进行，适应性以及灵活性更好。但是

也具有一定的缺陷：需要进行独立沉淀池的设置，即便有助于得到比较稳定的水质，可是对使得占地面积相对比较大。同时会使用到很多设备，虽然能够有助于提升供氧效率，可是需要设置很多维护点，具有较高的工程造价。另外具有较低的除磷率，所以在使用时需要进行除磷措施的增加。

1.6.2 A²/O 法

对于这种工艺而言，主要的特点为：需要进行处理的污水在通过缺氧区、厌氧区之后就会进到好氧区当中，同时针对沉淀池当中的污泥以及好氧区当中的消化液分别进行提升，使其达到厌氧区以及缺氧区，这样对于缺氧区而言，就能够在最初的污水当中获得大量的有机物，还能够在回流的消化液里面获得很多的硝酸盐，同时通过污泥的回流能够有效的确保活性污泥微生物量是足够的，所以能够实现反硝化反应，有效的减少回流污泥里面所具有的硝酸盐浓度大小，并且通过厌氧区能够使得聚磷菌针对磷元素的释放得到增强，从而有效的提升好氧区当中磷元素的吸收率大小，还能够在厌氧高污染物处理负荷的基础之上对丝状菌的形成进行有效的抑制，这样就能够使得污泥膨胀现象大幅度减少，最后在好氧区里面针对 BOD₅ 实施更为深入的硝化以及降解处理。

1.6.3 SBR 间歇式活性污泥法

SBR 中文全称是序列间歇式活性污泥法，属于一种通过间歇曝气方法来实现的活性污泥污水处理技术，一般情况下都会将其简称为 SBR 法。

对于这种方法而言，主要的特点如下所示：

- ① 具有较为简单结构的 SBR 反应器，因此操作起来会更为便捷；
- ② 具有较少的投资，同时运行费用不是很高；
- ③ 能够对丝状菌的形成进行较好的抑制，所以一般不会出现污泥膨胀，具有较低的污泥指数，也就是 SVI，所以对于污泥的浓缩以及沉淀更为有利；
- ④ 对于 SBR 而言，是处在好氧以及厌氧的交替过程当中，可以在同一时间完成氮磷的去除；
- ⑤ 对于 SBR 处理工艺系统而言，能够实现较为紧凑的布置，所以占地面积较小；
- ⑥ 具有较好的运行稳定性，可以对一定的冲击负荷进行承受；
- ⑦ 能够利用计算机控制参数，所以可以达到自动化运行的效果。

在下面的内容中针对各工艺的特点进行了一个简要的说明，如下表 1.1 所示：

表 1.1 工艺类型技术特点对比

主要工艺类型	技术特点					
	电子受体供给方式	泥龄(d)	反应池流态及分布	典型曝气设备	脱氮除磷	项目大小
A/O 法	缺氧/好氧空间交替, 内回流, 进水分流	8—12	推流为主, 局部完全混合	底部鼓风曝气	脱氮不除磷	小、中
A2/O 法	缺氧/好氧空间交替, 内回流, 进水分流	10—15	推流为主, 局部完全混合	底部鼓风曝气	脱氮除磷	小、中、大
氧化沟法	缺氧/好氧空间交替	8—15	循环流	机械曝气	脱氮除磷	中、大
SBR 法	厌氧/缺氧/好氧空间交替	12—20	完全混合	鼓风曝气	脱氮除磷	小、中、大

综上所述，选择 SBR 工艺。

而 CASS 工艺是间歇式活性污泥法（SBR 法）现有基础的延伸工艺，其工作原理如图 1.1 所示：

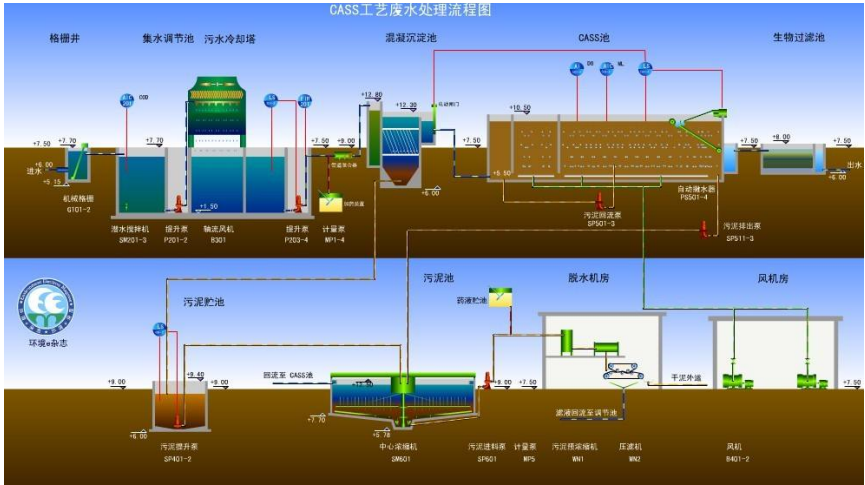


图 1.1 CASS 工作原理示意图

与 SBR 相比，CASS 工艺的优点是：

- ① CASS 工艺反应池由预反应区和主反应区两部分组成。因此，对难降解有机物的去除效果更好。进水过程是连续的，因此，进水管道上无需电磁阀等控制元件，单个池子可独立运行；而 SBR 进水过程是间歇的，应用中一般要 2 个或 2 个以上池子交替使用。

② 排水是由可升降的堰式滗水器完成的，随水面逐渐下降，均匀将处理后的清水排出，最大限度降低了排水时水流对底部沉淀污泥的扰动。

③ CASS 法每个周期的排水量，通常情况下不超过池内总水量的 $\frac{1}{3}$ ，而 SBR 则为 $\frac{3}{4}$ 。所以，CASS 工艺比经典 SBR 工艺的抗冲击能力更好。

综上所述，选择 CASS 工艺。

1.6.4 污水处理工艺流程

污水工艺流程图如图 1.2 所示：

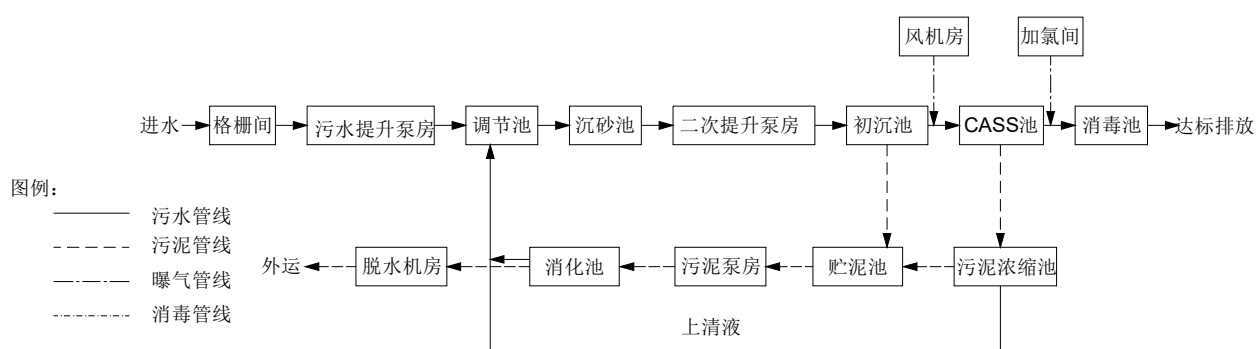


图 1.2 污水工艺流程示意图

2 污水管网设计计算

城市污水管网系统的主要功能是收集和输送城市生活污水和产生的废水，这两者统称为城市污水，其中生活污水占很大比例。

2.1 污水设计流量计算

2.1.1 设计污水量定额

城市生活污水和工业废水均属于城市污水，污水排入污水管网前的速度与城市用水紧密相关，即城市污水的利用率。流域内生活污水、工业污水的排放、水的周期性蒸发和工业产品的形成、其他水域的转换或者其他排水过程，不再是流域内生活污水、工业污水的一部分。总的来说，生活污水和工业污水的排放量约为 60%-80%，有时是干燥季节低至 50%^[1]。

然而，地下水和地表水是由管道产生的。它们可以通过切口、裂缝等进入下水道系统。雨水也可能从排水管和错误的连接管道进入下水道系统。一些企业或其他污水处理系统将把自己的水源转移到城市。如果不纳入供水系统，就可以进入排水系统，打造真正的污水处理厂。

工业废水量通常用生产单位、产品数量或生产单位排放的废水数量来表示。轻工业单位的起始值是同一行业的产品或生产设施的数量。

国家和工业用水或污水量通常具有一定的价值。目前，需要对实际情况进行考核，改进水设备，改变水的计量和价格，提高工业再利用率，提高水和原材料的质量，量化指标影响生产技术的改进，影响管理水平和员工质量水平。

在计算和说明污水处理厂的设计时，污水系统必须根据不同的污水流量进行设计。根据我国设计规范规定，考虑到污水量变化系数的确定，在计算居民生活综合用水量时，采用与最大日耗水量相应的时变系数^[1]。

2.1.2 污水量的变化

(1) 居民生活污水流量变化系数

各种各样的原因改变了生活污水的量。如果有影响会有历史数据可以计算总变化系数。在设计阶段很难获得足够的数据决定生活排水的变化系数。国家设计机构实测了一些城市的污水量总变化系数的值主要是随着废水管用户的增加或用户使用水量的增加而增加，因此时间分布中的流动变得均匀，并且可以根据变化系数的值确定生活污水变化系数值。《室外排水设计规范》推荐使用的生活污水总变化系数，如表 2.1 所示^[1]。

表 2.1 生活污水总变化系数

平均每天污水流量(L/s)	5	15	40	70	100	200	500	≥ 1000
总变化系数 K_z	2.3	2	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3

表 2.1 中所列生活污水变化系数 K_z 的取值为 1.3~2.3, 由此按照下列计算方式可得:

$$\text{当 } Q_d \leq 5 \text{ 时, } K_z = 2.3; \quad (2.1)$$

$$\text{当 } 5 < Q_d \leq 1000 \text{ 时, } K_z = \frac{2.7}{Q_d^{0.11}}; \quad (2.2)$$

$$\text{当 } Q_d \geq 1000 \text{ 时, } K_z = 1.3。 \quad (2.3)$$

式中 Q_d ——平均每天污水量。

(2) 工业废水量变化系数

表 2.2 列出了工业生产废水流量的时变化系数 K_h 。

表 2.2 工业生产废水的时变化系数

工业种类	冶金	化工	纺织	食品	皮革	造纸
时变化系数	1.0~1.1	1.3~1.5	1.5~2.0	1.5~2.0	1.5~2.0	1.3~1.8

(3) 工业企业生活污水以及淋浴污水量变化系数

工业企业的生活排水量一般根据各类废水的定额来计算, 相应的变化系数根据各类废水量的变化来计算。

工业企业淋浴污水量是按照工作班污水的定额计算, 每个工作日每班考虑在 1h 之内使用, 意味着水被均匀地使用和排出。

2.1.3 污水设计流量计算

(1) I 区居民生活污水设计流量

同一个城市内会有几个排水区域, 由于排水量的标准不同, 可以根据计划目标计算各区域, 由此来确定排水量, 本区域的生活污水设计流量按各区域的实际劳动人口计算。

居民生活污水的设计流量 Q_1 可以用下式进行计算:

$$Q_1 = K_{z1} \sum \frac{q_{1t} N_{1t}}{24 \times 3600} (L/s) \quad (2.4)$$

式中 q_{1t} ——各个排水区域的平均每天居民的生活污水量;

N_{lt} ——各个排水区域在限定使用年限内服务的人口总数；

K_{z1} ——生活污水流量的总变化系数。

平均日污水流量 Q_d 可由下式进行计算：

$$Q_d = \sum \frac{q_{lt} N_{lt}}{24 \times 3600} (L/s) \quad (2.5)$$

$$Q_d^I = \sum \frac{130 \times 24 \times 10^4}{24 \times 3600} = 361.11 (L/s) \quad (2.6)$$

$$K_{z1} = \frac{2.7}{Q_d^{0.11}} = \frac{2.7}{361.11^{0.11}} = 1.41 \quad (2.7)$$

则

$$Q_d^I = 1.41 \times \sum \frac{130 \times 24 \times 10^4}{24 \times 3600} = 509.43 (L/s) \quad (2.8)$$

(2) I 区工业废水设计流量

工业废水的设计流量 Q_2 可由下式进行计算：

$$Q_2 = \sum \frac{K_{2t} q_{2t} N_{2t} (1 - f_{2t})}{3.6 T_{2t}} (L/s) \quad (2.9)$$

式中 q_{2t} ——各个工矿企业的废水量；

N_{2t} ——各个工矿企业最高日产值；

T_{2t} ——各个工矿企业最高日生产小时数；

f_{2t} ——各个工矿企业用水重复率；

K_{2t} ——各个工矿企业废水量时变化系数。

对于 I 区 A 工厂

$$K'_{2t} = \frac{700 \times 3}{1200} \times 1.3 = 2.275 \quad (2.10)$$

对于 I 区 C 工厂

$$K''_{2t} = \frac{500 \times 3}{1000} \times 1.2 = 1.8 \quad (2.11)$$

则

$$Q_2^1 = \frac{1200 \times 10^3 \times 2.275}{3600 \times 24} + \frac{1000 \times 10^3 \times 1.8}{3600 \times 24} \quad (2.12)$$

$$Q_2^1 = 31.6 + 20.83 = 52.43 (L/s)$$

(3) I 区工业企业生活污水量和淋浴污水设计流量

工业企业生活污水和淋浴污水的设计流量 Q_3 可由下列计算方式进行计算:

$$Q_3 = \sum \left(\frac{q_{3at} N_{3at} K_{h3at}}{3600 T_{3at}} + \frac{q_{3bt} N_{3bt}}{3600} \right) (L/s) \quad (2.13)$$

式中 q_{3at} ——各工矿企业车间职工生活用水量定额, $L/(cap \cdot \text{班})$, 一般车间采用 $25L/(cap \cdot \text{班})$, 高温车间采用 $35L/(cap \cdot \text{班})$;

q_{3bt} ——各工矿企业车间职工淋浴用水量定额, $L/(cap \cdot \text{班})$;

N_{3at} ——各工矿企业车间最高日职工生活用水总人数, cap ;

N_{3bt} ——各工矿企业车间最高日职工淋浴用水总人数, cap ;

T_{3at} ——各工矿企业车间最高日每班工作小时数, h ;

K_{h3at} ——各工矿企业车间最高日职工生活污水量班内变化系数。

对于 A 工厂

$$Q_{3'}^1 = \sum \left(\frac{120 \times 80\% \times 25 \times 3 + 120 \times 20\% \times 35 \times 2.5}{3600 \times 8} + \frac{120 \times 80\% \times 25\% \times 40 + 120 \times 20\% \times 30\% \times 60}{3600} \right)$$

$$Q_{3'}^1 = \sum (0.32 + 0.387) = 0.707 (L/s)$$

(2.14)

对于 C 工厂

$$Q_{3''}^1 = \sum \left(\frac{100 \times 80\% \times 25 \times 3 + 100 \times 20\% \times 35 \times 2.5}{3600 \times 8} + \frac{100 \times 80\% \times 25\% \times 40 + 100 \times 20\% \times 30\% \times 60}{3600} \right)$$

$$Q_{3''}^1 = \sum (0.269 + 0.322) = 0.591 (L/s)$$

(2.15)

则

$$Q_3^1 = Q_{3'}^1 + Q_{3''}^1$$

$$Q_3^1 = 0.707 + 0.591 = 1.298 (L/s)$$

(2.16)

综上所述, I 区设计流量为

$$Q_h^1 = Q_1^1 + Q_2^1 + Q_3^1$$

$$Q_h^1 = 509.43 + 52.43 + 1.298 = 563.84 (L/s)$$

(2.17)

(4) II 区居民生活污水设计流量

$$Q_d^2 = \sum \frac{130 \times 13.2 \times 10^4}{24 \times 3600} = 198.61 (L/s) \quad (2.18)$$

$$K_{z2} = \frac{2.7}{Q_d^{0.11}} = \frac{2.7}{198.61^{0.11}} = 1.51 \quad (2.19)$$

根据公式

$$Q_1 = K_{z2} \sum \frac{q_{1t} N_{1t}}{24 \times 3600} (L/s) \quad (2.20)$$

可得

$$Q_1^2 = 1.51 \times \sum \frac{130 \times 13.2 \times 10^4}{24 \times 3600} = 299.9 (L/s) \quad (2.21)$$

(5) II 区工业废水设计流量

根据以下公式计算工业废水的设计流量 Q_2 :

$$Q_2 = \sum \frac{K_{2t} q_{2t} N_{2t} (1 - f_{2t})}{3.6 T_{2t}} (L/s) \quad (2.22)$$

$$K_{2t} = \frac{800 \times 3}{1500} \times 1.4 = 2.24 \quad (2.23)$$

则

$$Q_2^2 = \frac{1500 \times 10^3 \times 2.24}{3600 \times 24} \quad (2.24)$$

$$Q_2^2 = 38.89 (L/s)$$

(6) II 区工厂生活污水量和淋浴污水设计流量

工厂生活污水和淋浴污水的设计流量 Q_3 可由下列计算方式可得:

$$Q_3 = \sum \left(\frac{q_{3at} N_{3at} K_{h3at}}{3600 T_{3at}} + \frac{q_{3bt} N_{3bt}}{3600} \right) (L/s) \quad (2.25)$$

则

$$Q_3^2 = \sum \left(\frac{160 \times 80\% \times 25 \times 3 + 160 \times 20\% \times 35 \times 2.5}{3600 \times 8} + \frac{160 \times 80\% \times 25\% \times 40 + 160 \times 20\% \times 30\% \times 60}{3600} \right)$$

$$Q_3^2 = \sum (0.43 + 0.52) = 0.95 (L/s)$$

(2.26)

(7) II 区公共建筑污水设计流量

根据任务书所给数据 II 区公共建筑设计流量 $Q_4 = 6L/s$

由此可见, II 区设计流量为

$$\begin{aligned} Q_h^2 &= Q_1^2 + Q_2^2 + Q_3^2 + Q_4^2 \\ Q_h^2 &= 299.9 + 38.89 + 0.95 + 6 = 345.74(L/s) \end{aligned} \quad (2.27)$$

(8) 城市污水设计总流量

该市两个区域的日平均流量为

$$Q_d = Q_d^1 + Q_d^2 = 361.11 + 198.61 = 559.72(L/s) \quad (2.28)$$

总变化系数为

$$K_z = \frac{2.7}{Q_d^{0.11}} = \frac{2.7}{559.72^{0.11}} = 1.35 \quad (2.29)$$

则城市污水设计总流量 Q_h 为

$$\begin{aligned} Q_h &= Q_d \times K_z + (Q_2^1 + Q_2^2) + (Q_3^1 + Q_3^2) + Q_4 \\ Q_h &= 559.72 \times 1.35 + (52.43 + 38.89) + (1.298 + 0.95) + 6 \\ Q_h &= 855.19(L/s) = 0.86(m^3/s) \end{aligned} \quad (2.30)$$

一般来说, 直接增加设计流量是没有意义的。但城市污水总流量计算必须逐步分析污水变化的原理, 这在实际的建设项目中是非常复杂的。所以当进行计算的时候, 可以选择直接采用求和法计算的城市污水工程总量往往超过实际值, 这将会使设计的污水系统相对安全。

2.2 管段设计流量计算

2.2.1 城市污水管网设计方案

对于管网规划而言, 计算管网的分流量和管径周围各断面的水渠是一项重要的任务。设计计算是指管网中的一部分管道, 其流量地址和倾斜没有变化, 作为一部分管道位移。污水管段的上游端收集的污水应视为管段污水, 作为管段指定的设计流量, 各设计管段的上游和下游可以作为网络节点发挥作用。通常情况下, 污水管道系统设置检查井, 当连接管道的流量和坡度一定, 则该试验井可不被视为一个节点。也就是说, 在污水管网系统中的管段可含有多个检查井^[3]。

以上所述同样可以适用于工业废水管网、雨水管网及合流污水管网等排水管网系统的设计中。

依据城市地形以及区域地势坡度和等高线的分布, 将驻马店市该城区按划分为 2 个排水区域, 设计出两种排水管网定线方案, 进行方案的比选。两种设计方

案分别为方案 A 和方案 B。

(1) 污水管道定线方案 A

根据城市的地形特点，两个区的地势均坡向河流，地面坡度不大，故 I 区、II 区均采用正交截流式布置方案。I 区干管沿垂直（近似）等高线方向布置，干管采用双侧集水；II 区干管沿垂直（近似）等高线方向布置，干管采用双侧集水；街区的地形位置与等高线呈现垂直，故设置干管垂直于等高线，干管采用双侧集水。方案 A 共设有 1 根主干管，近似平行于等高线（但稍有倾斜），主干管采用单侧集水。

(2) 污水管道定线方案 B

由于该市街区规划较为规整，河流两侧街道需做对比，以找出经济最优的方案，故方案 B 改动了干管和主干管的布置走向，将方案 A 中的干管与等高线垂直铺设的干管改为与等高线平行铺设，但仍满足污水顺坡自流排除的原则，同时将方案 A 中的主干管近似与等高线平行铺设的干管改为与等高线垂直铺设，干管与主干管均采用双侧集水。

在污水管网系统的布置中，由于该区域的地势坡降明显，且两个区域呈现出狭长形状。方案 B 将方案 A 中与等高线垂直铺设的干管改为与平行于等高线铺设，但是此时布置管道的干管太长，导致埋深较大，不利于排水管网的敷设，且需要设置多个提升泵站，经济不合理、造价较高。除此之外，I 区、II 区污水主干管在收集齐 II 区污水后采用倒虹管施工方式过河，工程技术较为复杂。相比较方案 B，方案 A 的干管垂直于等高线，全部与污水主干管汇合后将城市污水输送至污水处理厂进行生物处理达标后排放，这种布置方式的干管较短，排水管网系统敷设合理，节省费用，经济性更高。

方案 A 的污水管网系统节点与管段的设计如图 2.1 所示



图 2.1 污水管网节点与管段布置示意图

2.2.2 节点设计流量计算

污水管网设计流量的计算类似于节点的计算方法。主要由以下 4 个步骤：

- (1) 居民生活污水属于是沿线流量，通常情况下，沿线流量采用面积比例或者是管长比例进行分配，并不是直接分配设计流量，实际上是直接分配平均日流量；
- (2) 在计算管段设计流量时一定要注意需要乘以总变化系数；
- (3) 在管网系统中，计算管段分配的沿线流量应当是全部加到上游节点作为节点流量；
- (4) 注意：通常情况下，节点设计流量的计算必须要保证与管段设计流量的计算同时进行^[4]。

2.2.3 管段设计流量计算

在排水系统的水力计算中，自上而下依次进行设计计算，直到确定污水管网的最后一个节点。同时查阅水力计算表，确定各个污水管段的直径、覆土深度、坡度以及每段管道的充满度等。但在此之前，应先从各个管段的设计流量开始计算。

根据以上所述，污水管段设计流量(L/s)的如下式：

$$q_i = K_{zli}q_{1i} + q_{2i} + q_{3i} + q_{4i} \quad (2.31)$$

$$i = 1, 2, \dots, M$$

式中 q_{1i} ——各个管道内的居民生活污水平均日流量, L/s ;
 q_{2i} ——各个管段内的工业废水设计流量, L/s ;
 q_{3i} ——各个管段内的工业企业生活与淋浴污水设计流量;
 q_{4i} ——各个管段内的公共建筑生活污水设计流量;
 K_{zli} ——各个管段内的居民生活污水量总变化系数;
 M ——管网系统中的污水管段总数。

居住区的生活污水平均日流量按面积比例进行分配,则可以根据下式进行流量计算:

$$q_s = \frac{Q_d}{\sum A} \quad (2.32)$$

式中 Q_d ——居民生活污水平均日流量, L/s ;
 A ——该设计区域的总面积, ha 。

则 I 区比流量为:

$$q_{s1} = \frac{Q_d^1}{\sum A_2} \quad (2.33)$$

$$q_{s1} = \frac{130 \times 200}{86400} = 0.301 (L/s \cdot ha)$$

管段设计流量计算, 见附录 1 。

则 II 区比流量为:

$$q_{s2} = \frac{Q_d^2}{\sum A_2} \quad (2.34)$$

$$q_{s2} = \frac{130 \times 220}{86400} = 0.331 (L/s \cdot ha)$$

管段设计流量计算, 见附录 2。

2.3 污水管道设计参数

2.3.1 设计充满度

在污水管网系统中, 污水在污水管中的水深 h 和污水管直径 D 的比值称为设计充满度。即当 $\frac{h}{D} = 1$ 时称为满管流, 当 $\frac{h}{D} < 1$ 时称为非满管流。而在排水系统的布置过程中, 污水管必须保证按照非满流设计, 主要有以下 2 个方面的原因:

(1) 流量值一直处于波动状态。雨水或地下水可能通过管道进入下水道，因此，需要为管道预留空间。对于不可预测的水规模，建筑空间和污水阻碍了环境保护，造成环境卫生问题，避免阻碍环境的健康排水的流动。

(2) 沉积在污水管中的污泥在分解过程中，污泥中的有机物会释放有毒气体，因此在进行管道设计时，需要预留适当的空间，促进管道通风，以消除管道通风中的有害气体。

《室外排水设计规范》规定污水管网系统管道的最大设计充满度如表 2.3 所示：

表 2.3 污水管网系统管道最大设计充满度

管径 D 或渠道高度 H	最大设计充满度
200~300	0.55
350~450	0.65
500~900	0.7
≥ 1000	0.75

2.3.2 设计流速

污水管网设计流量和污水管道设计流量对应的平均水流速度应同时控制最大和最小设计速度范围的设计速度，以避免污泥在污水管道中的沟槽沉积或裂缝。

最低设计速度应确保下水道不发生污泥沉积的水流速度。排水管的设计规范达到设计能力时，污水管的最小设计流速为 0.6m/s 。如果在污水管道中含有金属矿物或重油杂质，应适当增加最小设计流速。明渠最小设计流量为 0.4m/s 。

最大设计速度是为了避免管道被剪切损坏的速度。一般情况下，金属管的最大设计速度为 10m/s ，而非金属管的最大设计速度是 5m/s 。

2.3.3 最小管径

在管网的上游阶段，管网的设计流量通常较低。之后设计流量的计算会变得很小。统计数据表明直径 150 毫米的管道的堵塞率是 200 毫米的管道的 2 倍。同时也会使管道的维护费用增加了，但在污水管网系统的同一覆土深度，200mm 和 150mm 管道的维护费用并不高。不同的是，由于管道长度较大，可以选择埋深较深的小管道。为了便于维护操作，在污水管网系统中的最小管径是 200mm，街道的最小管径是 300mm。同时，在管网系统中，如果有合适的水源地，可以考虑设置冲洗井。

2.3.4 最小设计坡度

在管网施工的设计区域中,管梁的倾斜度往往偏于地面。地形平坦或兼容性,管道边缘相对于梯度,尽可能减少倾斜度和管道的填埋深度是很重要的。然而,移动管道的坡度而产生的流量应不小于最小水流速度。将此时管网系统中的管段坡度称为最小设计坡度。同时水力计算表明,水力半径和湿周之比必须是污水管的最小值^[5]。

2.3.5 管道埋设深度

在污水管网系统中,管道埋深是指污水管道的内底标高与地面标高两者之间的竖直距离,由管梁雕刻而成。选定管道材料、管径、地质条件的合理确定和管道的储存可以有效地提高管道建设的投资。对于一条污水管来说,主要包括起点埋深、终点埋深和管段平均埋深。与此同时,污水管管段的平均埋深是管段起点埋深和终点埋深的平均值。

为了防止管网系统受到压力和冻结的影响和破坏,污水管管段的表面厚度不应低于一定的最小极限值,则这个最小限度值称最小覆土厚度。在排水管网系统中,管段的布置原则应具备以下三个要求:

- (1) 避免冻结管道中的排水管损伤。
- (2) 避免地面负载而造成管道损伤。
- (3) 具备区域废水排放连接管的条件。

2.3.6 管道衔接

排水管网系统中,通常有两种连接管道的方式,分别是水面平接和管顶平接。二者的示意图如图 2.2 所示:

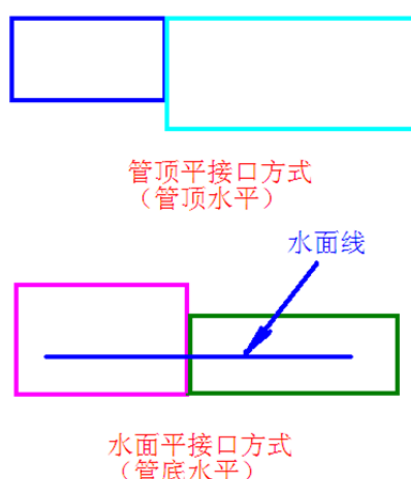


图 2.2 管顶平接与水面平接示意图

管道在衔接之前,首先确定管径。通常情况下,异径管管段采用管顶平接,同径管管段采用水面平接。而当同管径,地面坡度变陡,此时改用管顶平接;下

游管径小于上游管径（地面坡度变陡），管底平接；当异径管采用管顶平接出现回水现象时应改用水面平接。

2.4 污水管网水力计算

2.4.1 I 区污水管网水力计算

在进行污水管网的水力计算时，首先选用混凝土排水管材，粗糙系数 $N_m = 0.014$ ，在设计计算管段起点埋深时，由于 I 区的地势起伏较大，则起点埋深设计为 1.50m。由图 2.1 可知，节点 1~节点 91 是作为 I 区的主干管，其中节点 1 是作为主干管的起点，节点 15、23、31、39、48 是作为 I 区的干管的起点。详细计算过程见附录 3。

（1）污水管网提升泵站的设计

由于该污水管网设计区域的地下水位在地面以下 8~9m，而在设计计算进行至主干管节点 5 时，此时污水管道的埋深达到 7.112m，因此考虑在节点 5 处设置中途提升泵站。未设置中途提升泵站之前，节点 5 的埋深为 7.112m，在设置污水提升泵站之后，节点 5 的埋深低至 2.00m。则污水提升泵站将污水管网系统的埋深提高 $7.112 - 2.00 = 5.112\text{m}$ 。同时考虑到一定的水头损失，则泵的扬程为 6.00m。

（2）选泵

I 区的设计流量为 563.16L/S。采用 4 台潜污泵，3 用 1 备，选泵型号为 300QW700-6-22，三台水泵并联使用^[2]。每台泵的流量为 $Q_{\text{单}} = 700\text{m}^3/\text{h}$ ，扬程为 6m，效率为 72%，轴功率为 15.9Kw，电机功率为 22Kw。

2.4.2 II 区污水管网水力计算

在进行污水管网的水力计算时，首先选用混凝土排水管材，粗糙系数 $N_m = 0.014$ ，在设计计算管段起点埋深时，II 区的地势相对于 I 区的地势较为平坦，则起点埋深设计为 2.00m。由图 2.1 可知，节点 6~节点 91 是作为 II 区的主干管，其中节点 6 是作为主干管的起点，节点 56、61、66、72、80 是作为 II 区的干管的起点。详细计算过程见附录 4。

（1）污水管网提升泵站的设计

该污水管网设计区域的地下水位在地面以下 8~9m，在设计计算进行至主干管节点 14 时，污水管道的埋深已经达到 6.091m。考虑到污水在输送至污水厂时，污水提升泵站内集水池的最低水位要保证高于地下水位，因此在节点 14 处设置中途提升泵站。未设置中途提升泵站之前，节点 14 的埋深为 6.091m，在设置污

水提升泵站之后，节点 14 的埋深低至 2.00m。则污水提升泵站将污水管网系统的埋深提高 $6.091 - 2.00 = 4.091\text{m}$ 。同时考虑到一定的水头损失，则泵的扬程为 5.00m。

(2) 选泵

II 区的设计流量为 345.32L/S 。采用 3 台潜污泵，2 用 1 备，选泵型号为 300QW700-6-22，两台水泵并联使用^[2]。每台泵的流量为 $Q_{\text{单}} = 700\text{m}^3/\text{h}$ ，扬程为 6m，效率为 72%，轴功率为 15.9Kw，电机功率为 22Kw。

3 雨水管网设计计算

在自然界中，降雨是一种自然现象，其发生的时间和大小是随机的，同时又符合一定的规律。我国幅员辽阔，气候差异大，南方降水量大，年平均降水量为 1.600mm/a，而相对来讲，北方降水较少，尤其是西北地区年平均降雨量小于 200mm/a。因此根据不同的地区合理设计城市雨水排水管网系统尤为重要。雨水管的设计要求必须设计足够的排水能力才能及时有效地排除雨水。避免投资损失，提高效益^[6]。

3.1 雨量分析与暴雨强度

3.1.1 雨量分析

(1) 暴雨强度频率

根据一定的统计和原理，可以将一定时期降水强度的经验频率作为长期观测资料进行计算。

计算经验频率的均值公式或数学期望公式为：

$$F_m = \frac{m}{n+1} \quad (3.1)$$

式中 n ——降雨量统计数据；

m ——将所有数据从大到小排序后，某具有一定大小的数据的序号；

F_m ——相应于第 m 个数据的经验频率，常用单位为%。

F_m 是用于表示当暴雨强度小于第 m 个数据时，暴雨事件出现的概率。输入统计数据的数据越多，近似值越准确。根据上述定义，与特定的雨季相对应的暴雨强度较低。

F_m 按照下列公式进行计算：

$$F_m = \frac{mM}{nM+1} \quad (3.2)$$

式中 M ——每年选取的雨样数。

(2) 重现期

工程技术上的“重现期”，其意味着事件日期在重复中超过个目标值的平均年数。

重现期与经验频率之间的关系按照下列公式表示：

$$P = \frac{1}{F_m} \quad (3.3)$$

我国规定重现期大于或者等于 0.33 年。在容易引发暴雨的地区，重现期可

达到 10 至 20 年。对于同一个排水系统而言,规定允许采用同一或不同重现期。该值一般规定为 0.5 至 3 年。对于重要的主要道路、重要的地区或地区以及短期的交通运输可能会产生严重的后果。一般来说,应选择 2 至 5 年的重现期与道路设计相协调。同时其值可根据特别重要地区或较小地区的现状进行调整。

在该排水系统中可采用同一重现期,驻马店市的重现期采用 $P = 0.5$ 。

3.1.2 暴雨强度

我国《室外排水设计规范》中规定采用的暴雨强度公式的形式为:

$$q = \frac{167 A_1 (1 + C \lg P)}{(t + b)^n} \quad (3.4)$$

式中 q ——设计暴雨强度, $(L/s)/hm^2$;

t ——降雨历时, min ;

P ——设计重现期, a ;

A_1 、 C 、 n 、 b ——待定参数。

经查阅《河南省水利局》可得,驻马店市的暴雨强度公式为:

$$q = \frac{934(1 + 0.869 \lg P)}{(t + 9.7)^{0.746}} \quad (3.5)$$

3.1.3 汇水面积

汇水面积是指雨水通过管道或者渠道收集并排出的地下水。一般对于雷雨天气可以覆盖 1 至 5 个区域。有时对于数千平方公里的城市排水系统来说,汇水面积通常会很小,一般小于 100,而集水时间对于最远的区域通常小于 3~5 小时,集水时间一般会小于 1~2 小时。因此,也可以设想降雨区域在城市排水区域内均匀分布,自记录雨量计所测得的降雨量数据能够近似表示汇水面积的降雨量。

3.2 雨水管网设计流量

3.2.1 地面径流系数

地面径流系数主要与地表材料、地形、植物分布、施工密度、降雨量和降雨强度有关。地表物质的透水性低,植被少,坡度大,降水时间越长,地面渗透损失越小,径流系数越大。同时增加了雨水管道和通道的相对水量和径流系数。通常情况下,最大强度出现在降雨前期,降水量较大,径流系数也很大^[7]。

我国排水设计规范中有关径流系数的取值规定如表 3.1 所示:

表 3.1 不同地面种类的径流系数

地面种类	径流系数
各种屋面、混凝土和沥青路面	0.90
大块石铺砌路面和沥青表面处理的碎石路面	0.60
级配碎石路面	0.450
干砌砖石和碎石路面	0.40
非铺砌土地面	0.30
公园或绿地	0.15

当汇水面积由不同的地面种类组合而成，则整个汇水面积上的平均径流系数 ψ_{av} 值可用加权平均法计算：

$$\psi_{av} = \frac{\sum \psi_i F_i}{F} \quad (3.6)$$

式中 F_i ——为汇水面积上各类地面的面积；

ψ_i ——为相应于各类地面的径流系数；

F ——为总汇水面积。

已知该设计区域的地面种类如表 3.2 所示

表 3.2 地面种类及其占比

地面种类	各种屋面	草地	路面（混凝土沥青）	土地
所占比例	40%	21%	29%	10%
径流系数	0.9	0.15	0.3	0.9

根据公式（3.6）计算可得

$$\begin{aligned} \psi_{av} &= \frac{\sum \psi_i F_i}{F} \\ \psi_{av} &= 40\% \times 0.9 + 21\% \times 0.15 + 29\% \times 0.3 + 10\% \times 0.9 \quad (3.7) \\ \psi_{av} &= 0.5685 \end{aligned}$$

3.2.2 集水时间与折减系数

集水时间是指雨水从设计区域的最远节点流入雨水管网系统经历的时间，用 τ 表示，单位为 min。

在雨水管网系统中，管道设计断面的集水时间 τ 是由地面集水时间 t_1 和雨水

在管道中流到该设计断面所需的流行时间 t_2 组成的，用下式表示：

$$\begin{aligned}\tau &= t_1 + mt_2 \\ t_2 &= \sum \frac{L_i}{60v_i} (\text{min})\end{aligned}\quad (3.8)$$

式中 m ——称为折减系数；

L_i ——为设计断面上游各管道的长度， m ；

v_i ——为上游各管道中的设计流速， m/s 。

路面集水时间主要取决于埋设管段的长短、坡度和土壤条件情况。通常情况下，地面的集水时间采用 $5\sim 15\text{min}$ 。折减系数 m 的取值：对于暗管， $m=2$ ；对于明渠， $m=1.2$ ；而在陡坡地区采用暗管， $m=1.2\sim 2$ 。

3.2.3 雨水管网设计流量

通常情况下，城市的雨水沟的汇水面积相对来说都比较小，整个汇水区域都有全面积的径流，称为完全径流。实际情况下，地面径流量可按下式进行计算。

$$Q = \psi q F \quad (3.9)$$

式中 Q ——计算汇水面积的设计最大径流量， L/s ；

q ——为雨峰时段内的平均设计暴雨强度， $(L/s)/hm^2$ ；

ψ ——为径流系数；

F ——汇水面积， hm^2 。

集水时间 τ 的暴雨强度公式如下式：

$$q = \frac{934(1 + 0.869 \lg P)}{(t + 9.7)^{0.746}} \quad (3.10)$$

管段 i 设计流量公式如下式：

$$q_i = \frac{934(1 + 0.869 \lg P)}{(t_1 + mt_2 + 9.7)^{0.746}} \sum \psi_k F_k \quad (3.11)$$

式中 F_k ——管段 i 上的的各上游汇水区域的面积；

ψ_k ——管段 i 的径流系数；

t_1 ——管段 i 的雨水从最远点开始的地面集水时间；

t_2 ——管段承担的管道内流行总时间， min 。

3.3 雨水管网设计计算

3.3.1 雨水管网平面布置

地形坡度大的地形区域，必须在地面标高较低的地方设置雨水主干；地形平坦的地方，必须在排水流域的中心处设置雨水主干。

如果河流水位变化较大，管道与水体距离较远，修建排水管道的成本会很高，这是没有意义的，所以宜减少出水口的布置。如果是平坦的区域，其地面标高低于河流洪水位，造成技术经济不合理，此时应将管道流量集中^[8]。

该设计流域雨水管渠采用直排式，设计区域共有 I 区和 II 区两个区域，河流贯穿于两个区域中间，且两个区域的地面标高趋于河流逐渐递减，雨水管网的管道布置及其汇水面积的划分如图 3.1 所示：

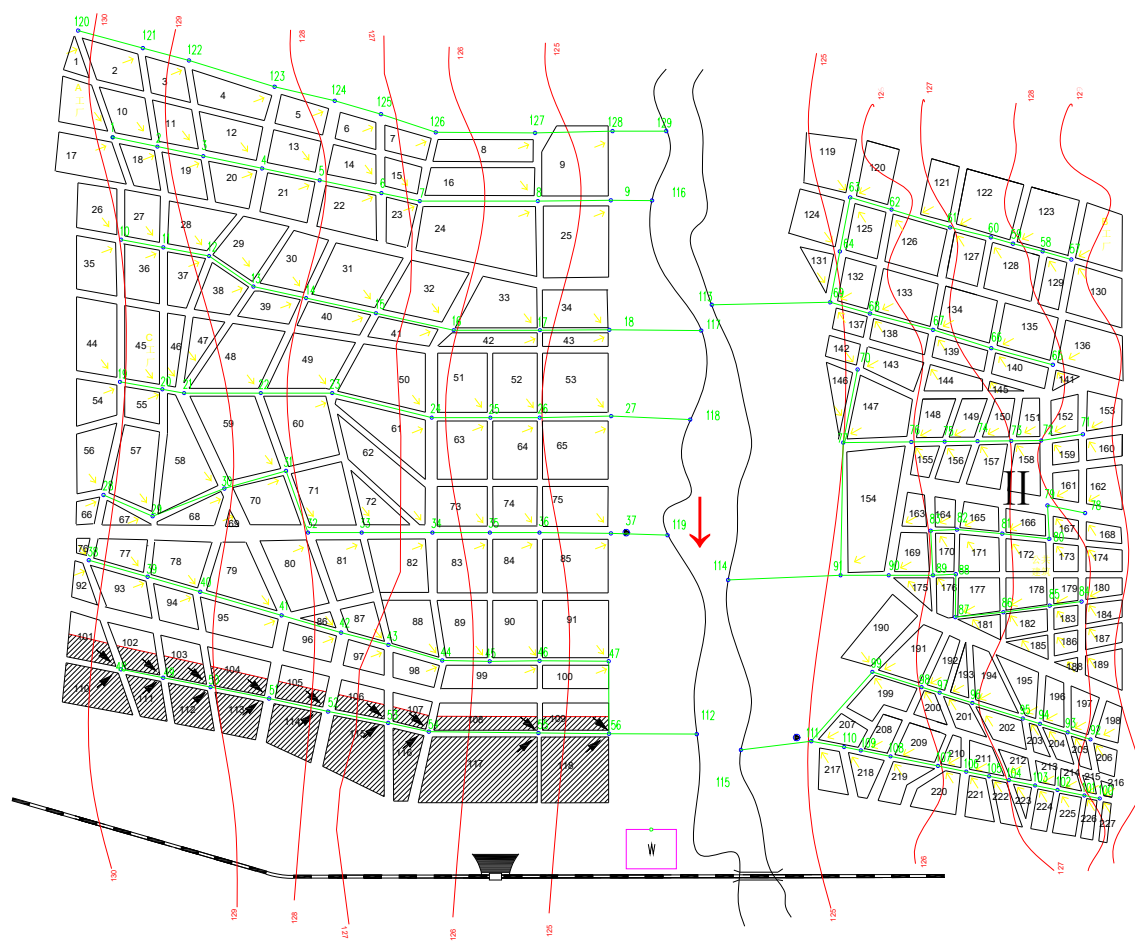


图 3.1 雨水管网布置示意图

3.3.2 雨水管渠设计参数

(1) 设计充满度

如上所述，雨水水质比污水水质好，环境卫生性较好，降雨量大，降雨历时较长的暴雨不会持续很长时间，从经济合理性上看，允许雨水管渠发生溢流。在设计计算雨水管管径时，按照满流选雨水管径。也就是说， $H/D = 1$ 。

(2) 设计流速

满流时管道内的最小设计流速为 0.75m/s 。而明渠由于便于清除流通，可采用较低的设计流速，一般明渠内最小设计流速为 0.4m/s 。对雨水管渠的最大设计流速规定为：金属管最大流速为 10m/s ，非金属最大流速 5m/s 。

(3) 最小坡度

为避免雨水管道内发生沉积与堵塞，雨水管内的最小坡度应按最小流速计算。街区的坡度一般不宜小于 0.004 ，街道的坡度一般不宜小于 0.0025 ，雨水口连接管的最小坡度不小于 0.01 。

(4) 最小管径

为了保证管道的维护和清理，雨水管道的管径不应太小。街道雨水管的最小管径是 300mm ，它的最小坡度是 0.03 。截取内的雨水管的最小管径通常情况下为 200mm ，其最小坡度为 0.01 。

3.3.3 雨水管网水力计算

(1) 根据该规划市区的管网定线情况，该区域选用直排式暗管排水， $t_1=10\text{min}$, $m=2$ 。在 I 区中，雨水管网共设置 7 根干管，节点 7、10、19、28、38、48、120 视为干管的起点，起点埋深为 1.50m ；在 II 区中，雨水管网共设置 7 根干管，节点 57、65、71、78、84、92、100 视为干管的起点，起点埋深为 1.50m 。汇水面积和管道长度均从规划资料中获得，雨水管网水力计算的详细计算过程见附录 5。

(2) 根据水力计算结果，I 区的雨水干管最低管内底标高 122.519m ，在洪水位以上，II 区的雨水干管最低管内底标高 123.540m ，也在洪水位以下，可见雨水管网的设计符合要求。

4 调节池、配水井及计量设施

通常情况下，调节池、配水井及计量设施不具备处理污水的能力，但它们对后续污水处理过程中的运行效能有很大的影响，同时也是污水处理厂处理污水过程中不可缺少的主要工艺装置^[9]。

4.1 调节池

城市污水在一天时间内其处理量和水质是处于波动期。通常来说，中小城市的变化趋势比大城市大。如上所述，污水厂的处理设施，特别是对于生物处理设施或生物反应系统，其正常处理污水的情况下会使生物处理系统发生损坏。如果生物处理系统处理污水之前设置调节池，中和水质以及调节水量，对水量调节方面具有重大的意义。

4.1.1 设计要求

- (1) 通常情况下，调节池进水为重力流，出水需要设置二次污水提升泵站。调节池中的最高水位必须低于进水管水位，最低水位为枯水位；
- (2) 设计调节池一般情况下设计为方形或圆形，有利于水流形成完全混合状态；
- (3) 调节池中需要设置冲洗、溢流、排除悬浮物和泡沫装置；
- (4) 调节池在运行时所需功率为 $0.004 \sim 0.008 \text{ kW/m}^3$ 池容；
- (5) 设计的调节池的出口需要设置侧流装置。

4.1.2 设计计算

(1) 已知条件

已知该污水厂的设计流量为 $Q_{\max} = 3096 \text{ m}^3 / \text{h}$ ， $Q_{\text{平均}} = 2293 \text{ m}^3 / \text{h}$ 。该设计污水厂的调节池设计为周期 $T = 8 \text{ h}$ 的存水量，则调节池的有效容积为 $V = 8 \times 2293 = 18344 \text{ m}^3$ 。

(2) 调节池尺寸

该污水厂共设置4个调节池，调节池的有效水深取3m，调节池设计为方形，则每个调节池的尺寸为

$$\sqrt{\frac{18344}{4}} \div 3 = 39(\text{m}) \quad (4.1)$$

该污水厂共设置4个调节池，则调节池的尺寸为 $39 \text{ m} \times 39 \text{ m} \times 3 \text{ m}$ 。

4.2 配水井

大多数配水系统都设置有结构简单、操作便利的配水设施。常见的配水设施有三种，分别是：对称式、堰式以及非对称式。

4.2.1 设计要求

(1) 配水系统的基本原理是能够保证在进行配水时, 对于每个配水方向来讲, 其水头损失都是相等的。

(2) 配水系统中的水流速度小于 1.0m/s , 有利于配水的均匀性, 同时能够减少水头损失。

(3) 配水井必须保证分配均匀。

4.2.2 设计计算

(1) 进水管管径 D_1

配水井进水管的设计流量为 $Q = 3096\text{m}^3/\text{h}$, 当进水管管径 $D_1 = 1100\text{mm}$ 时, 查水力计算表, 得知 $v = 0.91\text{m/s}$, 满足设计要求。

(2) 配水系统的溢流管接入 4 座沉淀池, 每座沉淀池的配水量应为 $q = 3096/4 = 774\text{m}^3/\text{h}$ 。

① 堰上水头 H

单个出水溢流堰的流量为 $q = 215\text{L/s}$, 其值大于 100L/s , 采用矩形堰。则计算矩形堰的流量可得:

$$q = m_0 b H \sqrt{2gH} \quad (4.2)$$

式中 q ——矩形堰的流量, m^3/s ;

H ——堰上水头, m ;

b ——堰宽, 取堰宽 $b = 1.5\text{m}$;

m_0 ——流量系数, 通常采用 $0.327 \sim 0.332$ 。

则

$$H = \sqrt[3]{\frac{q^2}{m_0^2 b^2 2g}} = \sqrt[3]{\frac{0.215^2}{0.33^2 \times 1.5^2 \times 2 \times 9.8}} = 0.21(\text{m}) \quad (4.3)$$

② 堰顶厚度 B

查阅资料可得, 矩形宽顶堰满足 $2.5 < B/H < 10$ 。取 $B = 0.6\text{m}$, 则 $B/H = 2.73$ (在 $2.5 \sim 3.0$ 范围内), 所以该堰属于矩形宽顶堰。

(3) 配水管管径 D_2

设配水管管径 $D_2 = 1000\text{mm}$, 流量 $q = 3096/4 = 774\text{m}^3/\text{h}$, 查阅水力计算表可得 $v = 0.98\text{m/s}$ 。

(4) 配水漏斗上口口径 D

按照配水井内径的1.5倍设计，则配水漏斗上口口径计算可得：

$$D = 1.5D_1 = 1.5 \times 1100 = 1650(mm) \quad (4.4)$$

4.3 计量设施

4.3.1 设计要求

- (1) 计量槽布置在管道的直线段；
- (2) 计量槽的中心线要与管道中心线相重合；
- (3) 计量槽上下游管道的坡度必须保持均匀，但坡度值可以不同；
- (4) 计量槽的喉宽一般采用上游管道水面宽度的 $1/3 \sim 1/2$ ；
- (5) 喉宽为0.25时， $(H_2/H_1) \leq 0.64$ 为自由流，否则为潜没流；喉宽为0.3~2.5时， $(H_2/H_1) \leq 0.70$ 为自由流，否则为潜没流；

4.3.2 巴式计量槽设计计算

(1) 咽喉宽度 W

设计巴式计量槽咽喉宽度是管道宽度的0.35倍，则计算可得：

$$W = 0.35B = 0.35 \times 1.08 = 0.38(m) \quad (4.5)$$

(2) 校核上游渠道宽度 B_1

$$B_1 = 1.2W + 0.48 = 0.94(m) \quad (4.6)$$

(3) 渐扩段出口宽度 B_2

$$B_2 = W + 0.3 = 0.68(m) \quad (4.7)$$

(4) 下游渠道水深

取下游与上游的水深比 $(H_2/H_1) = 0.60$ ，则下游渠道水深

$$H_2 = 0.6H_1 = 0.6 \times 0.8 = 0.48(m) \quad (4.8)$$

(5) 上游渐缩段长度 C

$$C = 0.5W + 1.2 = 1.39(m) \quad (4.9)$$

(6) 上游水位观测孔位置

上游渐缩渠道壁长度为

$$A = \sqrt{\left(\frac{B_1 - W}{2}\right)^2 + C^2} = \sqrt{\left(\frac{0.94 - 0.38}{2}\right)^2 + 1.39^2} = 1.42(m) \quad (4.10)$$

则水位观测孔位置：

$$D = \frac{2}{3}A = \frac{2}{3} \times 1.42 = 0.95(m) \quad (4.11)$$

(7) 巴氏槽长度

咽喉段的长度 $0.8m$ ，下游渐扩段长度 $1.2m$ ，则巴氏槽总长度 L_2 为

$$L_2 = C + 0.8 + 1.2 = 1.39 + 2 = 3.39(m) \quad (4.12)$$

(8) 下游渠道长度

$$L_3 = 5B_1 = 5 \times 0.94 = 4.7(m) \quad (4.13)$$

(9) 上下游渠道及巴氏槽总长度

$$L = L_1 + L_2 + L_3 = 2.7 + 3.39 + 4.7 = 10.79(m) \quad (4.14)$$

$$\frac{L}{B_1} = \frac{10.79}{0.94} = 11.48 > 10 \quad (4.15)$$

综上所述，符合要求。

5 预处理设施

因为污水处理厂预处理设施有格栅和沉砂池两个构筑物。通常情况下，在污水处理过程中被设置在主要处理构筑物之前。但是格栅和沉砂池不能有效去除溶解在废水中的有机污染物，然而他们往往能很大程度上提高后续处理构筑物的处理效率^[9]。

5.1 格栅

5.1.1 设计概述

格栅由平行的金属或金属网杆组成，安装在污水管道、水泵的入口处或污水处理厂的末端。进入污水生物处理构筑物之前。污水中往往含有纤维、毛发、蔬菜、塑料制品等悬浮物。通常情况下，格栅主要包括粗格栅和细格栅两种。前者的作用是去除颗粒大的悬浮物，后者是去除粗格栅不能拦截的颗粒相对较小的漂浮物。

5.1.2 设计计算

格栅设计计算示意图如图 5.1 所示：

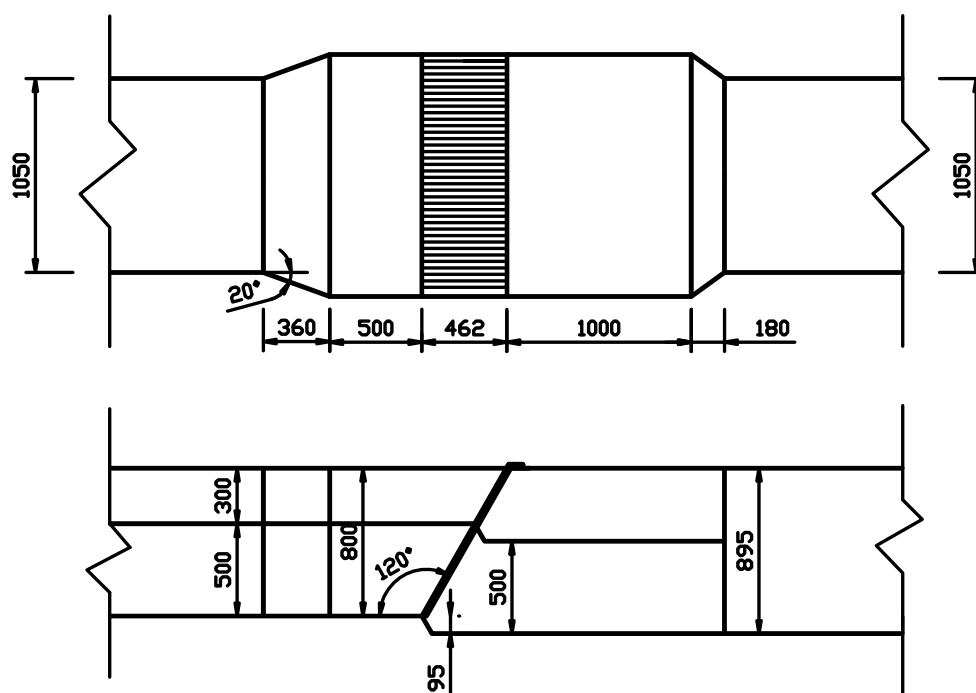


图 5.1 格栅设计计算示意图（单位：mm）

(1) 栅槽宽度

① 间隙数 n (个)

$$n = \frac{Q_{\max} \sqrt{\sin \alpha}}{bhv} \quad (5.1)$$

式中 $Q_{\max}$ ——设计流量, m^3/s ;
 α ——格栅的倾角, $\alpha = 60^\circ$;
 b ——栅条的间隙, 取 $b = 0.025m$;
 n ——栅条间隙数, 个 ;
 h ——栅前水深, 取 $h = 0.5m$;
 v ——过栅流速, 取 $v = 1m/s$ 。

一共设置两组格栅, 两组同时工作, 一格停用, 一格工作校核。则计算可得栅条的间隙数应为:

$$n = \frac{\frac{0.86}{2} \times \sqrt{\sin 60^\circ}}{0.025 \times 5 \times 1} \approx 32 \text{ (个)} \quad (5.2)$$

② 栅槽宽度 B

栅槽宽度 B 取 $0.2m$ 。设栅条宽度 $S = 10mm(0.01m)$, 则栅槽宽度为:

$$\begin{aligned} B &= S(n-1) + bn + 0.2 \\ B &= 0.01 \times (32-1) + 0.025 \times 32 + 0.2 \\ B &= 1.31(m) \end{aligned} \quad (5.3)$$

(2) 水头损失

$$\begin{aligned} h_1 &= h_0 k \\ h_0 &= \xi \frac{v^2}{2g} \sin \alpha \\ \xi &= \beta \left(\frac{S}{b} \right)^{4/3} \end{aligned} \quad (5.4)$$

式中 h_1 ——设计水头损失, m ;
 h_0 ——计算水头损失, m ;
 g ——重力加速度, m/s^2 ;
 k ——格栅受污物堵塞时水头损失增大倍数, 一般取3 ;
 ξ ——阻力系数。

设置的栅条断面为矩形断面, $\beta = 2.42$, 代入数据得

$$\begin{aligned} h_1 &= h_0 k = \beta \left(\frac{S}{b} \right)^{4/3} \frac{v^2}{2g} \sin \alpha k \\ h_1 &= 2.42 \times \left(\frac{0.01}{0.025} \right)^{4/3} \frac{1^2}{19.6} \sin 60^\circ \times 3 \\ h_1 &= 0.095(m) \end{aligned} \quad (5.5)$$

(3) 栅后槽总高度

设栅前渠道超高 $h_2 = 0.3m$ ，则

$$\begin{aligned} H &= h + h_1 + h_2 \\ H &= 0.5 + 0.095 + 0.3 \\ H &= 0.9m \end{aligned} \quad (5.6)$$

(4) 栅槽总高度

① 进水渠道渐宽部分的长度 L_1 。设进水渠宽 $B_1 = 1.05m$ ，其渐宽部分展开角度 $\alpha_1 = 20^\circ$ ，进水渠道内的流速为 $0.77m/s$ 。

$$L_1 = \frac{B - B_1}{2 \tan \alpha_1} = \frac{1.31 - 1.05}{2 \times \tan 20^\circ} = 0.36(m) \quad (5.7)$$

② 栅槽与出水渠道连接处的渐窄部分长度 L_2

$$L_2 = \frac{L_1}{2} = \frac{0.36}{2} = 0.18(m) \quad (5.8)$$

$$L = L_1 + L_2 + 1.0 + 0.5 + \frac{H_1}{\tan \alpha} \quad (5.9)$$

$$H_1 = h + h_2$$

式中 H_1 —— 栅前渠道深， m

$$\begin{aligned} L &= 0.36 + 0.18 + 1.0 + 0.5 + \frac{0.5 + 0.3}{\tan 60^\circ} \\ L &= 2.5(m) \end{aligned} \quad (5.10)$$

(5) 每日栅渣量

$$W = \frac{86400 Q_{\max} W_1}{1000 K_z} \quad (5.11)$$

式中 W_1 为栅渣量， $m^3/10^3 m^3$ 污水，格栅间隙为 $16 \sim 25mm$ 时， $W_1 = 0.10 \sim 0.05 m^3/10^3 m^3$ 污水；格栅间隙为 $30 \sim 50mm$ 时， $W_1 = 0.03 \sim 0.1 m^3/10^3 m^3$ 污水。该设计格栅间隙为 $25mm$ ，取 $W_1 = 0.05 m^3/10^3 m^3$ 污水。

$$\begin{aligned} W &= \frac{86400 \times 0.86 \times 0.05}{1000 \times 1.35} \\ W &= 2.752 > 0.2(m^3/d) \end{aligned} \quad (5.12)$$

综上所述，采用机械清渣。

5.1.3 格栅除污机设备

(1) 每日栅渣量

经上述计算可得, $W = 2.752 > 0.2(m^3/d)$, 采用机械清渣。

(2) 格栅除污机的选用

格栅选用 4 台旋转式齿耙格栅除污机, 每台过水流量为 $0.86/4 = 0.215m^3/s = 18576(m^3/d)$ 。

旋转式齿耙格栅除污机的设备技术参数为: ①角度为 70° ; ②电机功率 $1.5kW$; ③栅前水深 $1.0m$; ④流速为 $0.5 \sim 1.0m/s$; ⑤过水流量为 $17000 \sim 34000m^3/d$ 。

5.2 曝气式沉砂池

5.2.1 设计参数

- (1) 曝气式沉砂池内部旋流速度保证 $0.25 \sim 0.3m/s$;
- (2) 沉砂池的流速保持 $0.1m/s$ 左右;
- (3) 最大流量停留时间为 $1 \sim 3min$;
- (4) 曝气式沉砂池的有效水深 $2 \sim 3min$, 宽深比为 $1 \sim 1.5$;
- (5) 沉砂池的 $L/B = 5$ 可达 5, 当沉砂池的长与沉砂池的宽之比比 5 大时, 应考虑在沉砂池内部设置横向挡板;
- (6) 为了避免沉砂池的进口和出口短路, 沉砂池的进水方向必须与内旋流方向一致, 同时需要满足出水方向与进水方向垂直^[10]。

5.2.2 设计计算

曝气沉砂池设计计算示意图如图 5.2 所示:

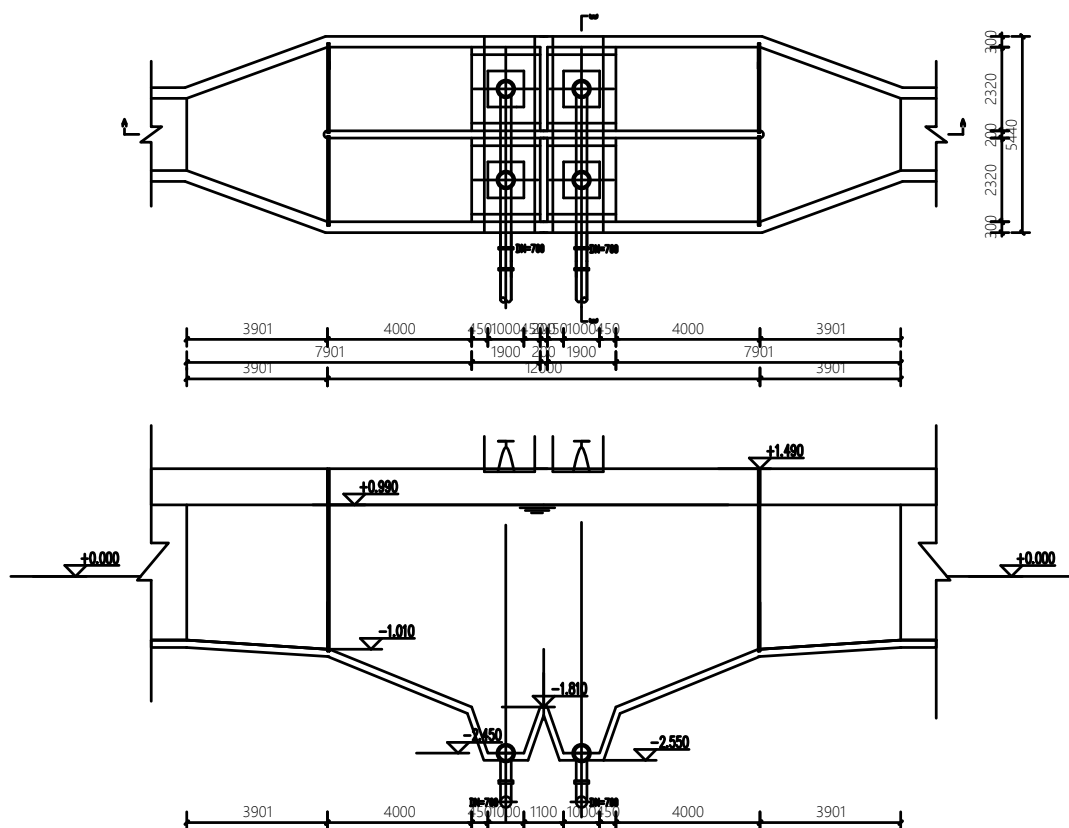


图 5.2 曝气式沉砂池设计计算示意图 (单位: mm)

(1) 有效容积

$$V = Q_{\max} t \times 60 \quad (5.13)$$

式中 $Q_{\max}$ ——设计流量, $Q_{\max} = 0.86 \text{ m}^3 / \text{s}$;

t ——设计流量时的管道内流行时间, 取 $t = 2 \text{ min}$ 。

$$V = 0.86 \times 2 \times 60 = 103.2 (\text{m}^3) \quad (5.14)$$

(2) 水流断面积

$$A = \frac{Q_{\max}}{v_1} \quad (5.15)$$

式中 v_1 ——设计流量时的水平流速, 取 $v_1 = 0.09 \text{ m} / \text{s}$ 。

$$A = \frac{0.86}{0.09} = 9.56 (\text{m}^2)$$

(3) 池总宽度

$$B = \frac{A}{h_2} \quad (5.16)$$

式中 h_2 ——有效水深, 取 $h_2 = 2 \text{ m}$ 。

$$B = \frac{A}{h_2} = \frac{9.28}{2} = 4.64(m) \quad (5.17)$$

(4) 每个池子宽度

取 $n = 2$ 格, 则

$$b = \frac{B}{n} = \frac{4.64}{2} = 2.32(m) \quad (5.18)$$

宽深比: $\frac{b}{h_2} = \frac{2.32}{2} = 1.16$, 则其值满足要求。

(5) 池长

$$L = \frac{V}{A} = \frac{103.2}{9.28} = 11.12(m), \text{取 } L = 12.00m。 \quad (5.19)$$

(6) 每小时空气量

$$q = d Q_{\max} \times 3600 \quad (5.20)$$

式中 d —— 每立方米污水所需空气量, 取 $d = 0.2m^3 / m^3$ 。

$$q = 0.2 \times 0.86 \times 3600 = 619.2(m^3 / h) \quad (5.21)$$

(7) 沉砂室沉砂斗体积

设沉砂池为梯形断面渠道, 则计算其体积为

$$V_0 = \frac{a + a_1}{2} \times h_3 \times L$$

式中 a —— 沉砂斗上顶宽, m ;

a_1 —— 沉砂斗下底宽, m 。

① 沉砂斗上口宽

$$a = \frac{2h_3'}{\tan 55^\circ} + a_1 \quad (5.22)$$

式中 h_3' —— 斗高, 取 $h_3' = 0.64m$;

a_1 —— 斗底宽, 取 $a_1 = 1m$

沉砂斗侧壁与水平面的夹角 $\alpha \geq 55^\circ$, 代入数据可得

$$a = \frac{2 \times 0.64}{\tan 55^\circ} + 1 = 1.9(m) \quad (5.23)$$

② 沉砂池高度

采用重力排砂, 则计算可得沉砂池的宽度为 $[2(L_2 + a)] + 0.2$ 。

$$L_2 = \frac{L - 2a - 0.2}{2} = \frac{12 - 2 \times 1.9 - 0.2}{2} \quad (5.24)$$

$$L_2 = \frac{8}{2} = 4(m)$$

$$\begin{aligned} h_3 &= h'_3 + 0.2 L_2 \\ h_3 &= 0.64 + 0.2 \times 4 = 1.44(m) \end{aligned} \quad (5.25)$$

③ 沉砂池总高度

设超高为 $h_1 = 0.5m$ ，则

$$\begin{aligned} H &= h_1 + h_2 + h_3 \\ H &= 0.5 + 2 + 1.44 = 3.94(m) \end{aligned} \quad (5.26)$$

④ 沉砂斗体积

$$\begin{aligned} V_0 &= \frac{a + a_1}{2} \times h_3 \times L \\ V_0 &= \frac{1.9 + 1}{2} \times 1.44 \times 12 = 25.06(m^3) \end{aligned} \quad (5.27)$$

6 二级生物处理工艺

6.1 初次沉淀池

设置初次沉淀池的目的是分离污水中的致密固体悬浮物，减轻后续生物处理构筑物的负担，避免无机悬浮物对生物处理污染物产生有害影响^[10]。

6.1.1 辐流式初次沉淀池设计概述

- (1) 池子直径与沉淀池的有效水深之比，其值范围为6~12；
- (2) 沉淀池的池径大于16m；
- (3) 沉淀池的坡度大于0.05；
- (4) 通常情况下，采用机械刮泥；
- (5) 当池径设计的较小时，可以选择多斗排泥；
- (6) 进、出水的设计方式主要有三种：分别是中心进水周边出水、周边进水中心出以及周边进水周边出水^[11]。

6.1.2 辐流式初次沉淀池设计计算

辐流式沉淀池设计计算示意图如图 6.1 所示：

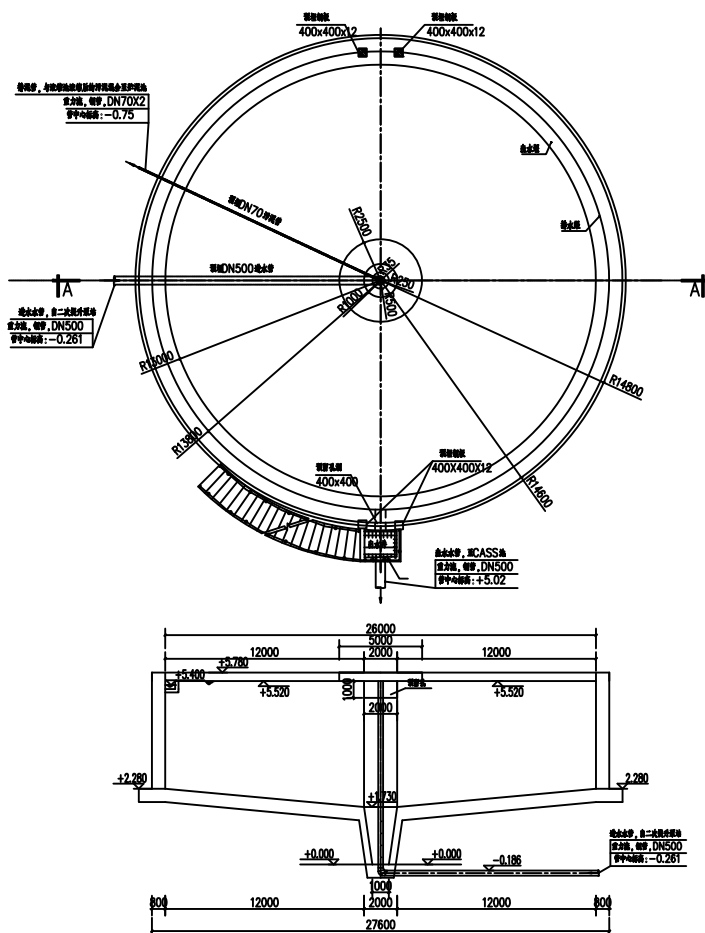


图 6.1 辐流式沉淀池设计计算示意图（单位：mm）

(1) 水面面积

$$F = \frac{Q_{\max}}{nq'} \quad (6.1)$$

式中 $Q_{\max}$ —— 最大设计流量, $Q_{\max} = 0.86m^3/s = 3096m^3/h$;

n —— 池数, 取 $n=4$ 个;

q' —— 表面负荷, 取 $q' = 1.5m^3/(m^2 \cdot h)$ 。

$$F = \frac{3096}{4 \times 1.5} = 516m^3 \quad (6.2)$$

(2) 沉淀池直径

$$D = \sqrt{\frac{4F}{\pi}} = \sqrt{\frac{516 \times 4}{3.14}} = 25.6(m) \quad (\text{取 } D = 26m) \quad (6.3)$$

(3) 有效水深

$$h_2 = q't \quad (6.4)$$

式中 t —— 沉淀时间, 取 $t=2h$ 。

$$h_2 = 1.5 \times 2 = 3(m) \quad (6.5)$$

(4) 沉淀池总高度

① 每天污泥量

$$V = \frac{SNT}{1000n} \quad (6.6)$$

式中 S —— 每人每日污泥量, 一般采用 $0.3 \sim 0.8L/(人 \cdot d)$, $S = 0.5L/(人 \cdot d)$;

N —— 设计人口数, $N=372000$ 人;

T —— 两次清除污泥间隔时间, 采用机械刮泥, 取 $T=4h$ 。

$$V = \frac{0.5 \times 372000 \times 4}{1000 \times 2 \times 24} = 15.5(m^3) \quad (6.7)$$

② 污泥斗容积

$$V_1 = \frac{\pi h_3}{3} (r_1^2 + r_1 r_2 + r_2^2) \quad (6.8)$$

式中 h_3 —— 污泥斗高度;

r_1 —— 污泥斗上部半径, 取 $r_1 = 2m$;

r_2 —— 污泥斗下部半径, 取 $r_2 = 1m$ 。

$$\begin{aligned}
 h_5 &= (r_1 - r_2) \tan \alpha \\
 h_5 &= (2 - 1) \cdot \tan 60^\circ = 1.73(m) \\
 V_1 &= \frac{3.14 \times 1.73 \times (2^2 + 2 \times 1 + 1^2)}{3} \\
 V_1 &= 12.7m^3
 \end{aligned} \tag{6.9}$$

③ 污泥斗以上圆锥体部分容积

$$V_2 = \frac{\pi h_4}{3} (R^2 + Rr_1 + r_1^2) \tag{6.10}$$

式中 h_4 ——底坡落差；

R ——池子半径。

$$h_4 = (R - r_1) \times 0.05 = 0.55(m) \tag{6.11}$$

则池底可贮存污泥的体积为

$$\begin{aligned}
 V_2 &= \frac{3.14 \times 0.55 \times (13^2 + 13 \times 2 + 2^2)}{3} \\
 V_2 &= 114.56(m^3)
 \end{aligned} \tag{6.12}$$

共可贮存污泥体积为

$$V_1 + V_2 = 12.7 + 114.56 = 127.26(m^3) > 15.5(m^3) \tag{6.13}$$

由此可见，沉淀池内有足够的容积。

④ 沉淀池总高度

$$\begin{aligned}
 H &= h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 \\
 H &= 0.3 + 3 + 0.5 + 0.55 + 1.73 \\
 H &= 6.08(m)
 \end{aligned} \tag{6.14}$$

(5) 沉淀池周边处的高度

$$h_1 + h_2 + h_3 = 0.3 + 3 + 0.5 = 3.8(m) \tag{6.15}$$

(6) 径深比校核

$$D/h_2 = 26/3 = 8.67 \tag{6.16}$$

由此可见，此值在 6~12 范围内，满足要求。

6.2 循环曝气活性污泥工艺 (CASS)

6.2.1 设计概述

在 CASS 反应器中，一个污水处理周期主要包括水、曝气、沉淀、排水、闲置的 5 个阶段。SBR 工艺是早期的生物处理工艺，CASS 工艺是在 SBR 工艺的基础上改善后的工艺。由于 SBR 行业机械化工艺程度的降低，设备的可靠性降低，

还有这几年来，随着 SBR 进程自动化水平的提高和工厂化生产水平的提高，SBR 进程存在操作繁琐的缺点。因此，CASS 工艺继承了传统 SBR 工艺的的优点，提高了除磷、脱氮的效果，逐渐成为目前最常用的污水处理过程之一^[12]。

设计 CASS 反应器时，计算内容主要包括包括与生物化学、沉淀、需氧量的计算，以及反应器内的反应周期等。

6.2.2 CASS 工艺设计计算

该污水厂进水水质如表 6.1 所示：

表 6.1 污水厂进、出水水质

污染物	COD	BOD	SS	NH ₃ -N	TN	TP
进水	600	300	200	25	35	6
出水	≤50	≤10	≤10	≤5	≤10	≤0.5

污水厂排放要求：必须达到《城镇污水处理厂污染物排放标准》中的一级 A 标准。

(1) 曝气时间

已知混合液的污泥浓度 $X = 3000 \text{ mg/L}$ ，污泥负荷 $N_s = 0.1 \text{ kgBOD}_5 / \text{kgMLSS}$ ，充水比 $\lambda = 0.24$ ，曝气时间 t_a 为

$$t_a = \frac{24\lambda S_0}{N_s X} \quad (6.17)$$

$$t_a = \frac{24 \times 0.24 \times 300}{0.1 \times 3000} = 5.76(h)$$

(2) 沉淀时间

当污泥浓度不大于 3000 mg/L 时，污泥的沉降速度可用下式表示：

$$u = 7.4 \times 10^4 T X^{-1.7} \quad (6.18)$$

式中 T ——污水温度。

污水温度 $T = 10^\circ\text{C}$ ，污泥的沉降速度为

$$u = 7.4 \times 10^4 \times 10 \times 3000^{-1.7} = 1.07(m/h) \quad (6.19)$$

曝气池水深 $H = 5m$ ，缓冲层高度 $\varepsilon = 0.5h$ ，沉淀时间 t_s 为

$$t_s = \frac{\lambda H + \varepsilon}{u} = \frac{0.24 \times 5 + 0.5}{1.09} = 1.56(h) \quad (6.20)$$

(3) 运行周期

排水时间 $t_d = 0.5h$ ，运行周期为

$$t = t_a + t_s + t_d = 5.76 + 1.56 + 0.5 \approx 8(h) \quad (6.21)$$

计算可得每天周期数为:

$$n_2 = 24 / 8 = 3 \quad (6.22)$$

(4) 曝气池容积

设置曝气池的个数为 $n_1 = 9$ ，则可求得每座曝气池的容积为

$$V = \frac{Q}{\lambda n_1 n_2} = \frac{74304}{0.24 \times 9 \times 3} = 11467(m^3) \quad (6.23)$$

(5) 复核出水溶解性 BOD_5

根据出水水质的要求，出水溶解性 BOD_5 应小于 $10mg/L$ ，则该设计 BOD_5 为

$$S_e = \frac{24S_0}{24 + K_2 X f t_a n_2} \quad (6.24)$$

$$S_e = \frac{24 \times 300}{24 + 0.022 \times 3000 \times 0.75 \times 6 \times 3} = 7.9(mg/L) < 10mg/L$$

由此可见，计算值满足要求。

(6) 剩余污泥量

10°C 时污泥自身氧化系数为^[12]

$$K_{d(10)} = K_{d(20)} \theta_t^{T-20} = 0.06 \times 1.04^{10-20} \quad (6.25)$$

$$K_{d(10)} = 0.041(d^{-1})$$

剩余生物污泥量 ΔX_v 为

$$\Delta X_v = YQ \frac{S_0 - S_e}{1000} - K_d V \frac{X}{1000} f \frac{t_a}{24} n_1 n_2$$

$$\Delta X_v = 0.6 \times 74304 \times \frac{300 - 7.9}{1000} - 0.041 \times 11467 \times \frac{3000}{1000} \times 0.75 \times \frac{6}{24} \times 9 \times 3 \quad (6.26)$$

$$\Delta X_v = 5882.16(kg/d)$$

剩余非生物污泥量 ΔX_s 为

$$\Delta X_s = Q(1 - f_b f) \times \frac{C_0 - C_e}{1000} \quad (6.27)$$

$$\Delta X_s = 74304 \times (1 - 0.7 \times 0.75) \times \frac{200 - 10}{1000} = 6705.9(kg/d)$$

剩余污泥总量 ΔX 为

$$\Delta X = \Delta X_v + \Delta X_s = 5882.16 + 6705.9 = 12588.06(kg/d) \quad (6.28)$$

剩余污泥浓度 N_R 为

$$N_R = \frac{N_w}{1-\lambda} = \frac{3000}{1-0.24} = 3947.4(mg/L) \quad (6.29)$$

污泥的含水率为 97%，则计算得剩余污泥的体积为

$$V = \frac{\Delta X}{N_R} = \frac{12588.06}{3.95} = 3188.9(m^3/d) \quad (6.30)$$

(7) 复核污泥龄

$$\theta_c = \frac{fN_w V n_1 n_2 t_a}{24 \Delta X_v} = \frac{0.75 \times 3000 \times 11467 \times 9 \times 3 \times 6}{24 \times 5882.16 \times 1000} = 29.6(d^{-1}) \quad (6.31)$$

由此可见，计算值表明污泥龄满足氨氮完全硝化的需要。

(8) 复核出水氨氮

有微生物合成去除的氨氮 N_w 用下式计算。

$$N_w = 0.12 \frac{\Delta X_v}{Q} \quad (6.32)$$

则微生物去除的氨氮 $\Delta N_{w(10)}$ ^[12]

$$\begin{aligned} \Delta N_{w(10)} &= 0.12 \frac{\Delta X_{v(10)}}{Q} \times 1000 = 0.12 \times \frac{5882.16}{74304} \times 1000 \\ \Delta N_{w(10)} &= 9.5(mg/L) \end{aligned} \quad (6.33)$$

则出水氨氮计算可得：

$$N_{e(10)} = N_0 - N_{w(10)} = 25 - 9.5 = 15.5(mg/L) \quad (6.34)$$

复核出水氨氮的结果表明，仅靠生物合成无法使出水氨氮低于一级 A 的出水标准。如果考虑硝化作用，出水氨氮计算采用动力学公式。

$$\mu_N = \mu_m \frac{N}{K_N + N} \quad (6.35)$$

式中 μ_N ——硝化菌比增长速度；

μ_m ——硝化菌最大比增长速度；

N ——曝气池内氨氮浓度；

K_N ——硝化菌增长半速度常数。

此时，假设出水氨氮 $N_e = N$ ，将式 7.19 进行变换，则

$$N_e = \frac{K_N \mu_N}{\mu_m - \mu_N} \quad (6.36)$$

μ_m 与水温、溶解氧、pH 值有关。在一定的设计水温条件下 $\mu_{m(T)}$ 为

$$\mu_{m(T)} = \mu_{m(15)} e^{0.098 \times (T-15)} \times \frac{DO}{K_O + DO} \times [(1-0.833) \times (7.2 - PH)] \quad (6.37)$$

式中 $\mu_{m(15)}$ ——标准水温(15度)时硝化菌最大比增长速度, $\mu_{m(15)} = 0.5d^{-1}$;

T ——设计条件下污水温度;

DO ——曝气池内平均溶解氧, $DO = 2mg/L$;

K_O ——溶解氧半速度常数, $K_O = 1.3mg/L$;

pH ——污水pH值, $pH = 7.2$ 。

代入数据则有:

$$\mu_{m(10)} = 0.5 \times e^{0.098 \times (10-15)} \times \frac{2}{1.3+2} \times [(1-0.833) \times (7.2-7.2)] = 0.19 \quad (6.38)$$

硝化菌增长半速度常数 K_N 也与温度有关, 计算公式为^[12]

$$K_{N(T)} = K_{N(15)} \times e^{0.118 \times (T-15)} \quad (6.39)$$

式中 $K_{N(15)}$ ——标准水温15°C时硝化菌半速度常数, $K_{N(15)} = 0.5mg/L$,

$$K_{N(10)} = 0.5 \times e^{0.118 \times (10-15)} = 0.28(mg/L)$$

硝化菌的比增长速度用下式表示:

$$\mu_N = \frac{1}{\theta_c} + b_N \quad (6.40)$$

式中 b_N ——硝化菌自身氧化系数, 由于 b_N 受污水温度影响, 其修正公式为:

$$b_{N(T)} = b_{N(20)} \times 1.04^{T-20} \quad (6.41)$$

式中, $b_{N(20)} = 0.04d^{-1}$, 则有

$$b_{N(10)} = 0.04 \times 1.04^{10-20} = 0.027d^{-1} \quad (6.42)$$

污泥龄 $\theta_c = 29.6d$, 硝化菌比增长速度如下式所示:

$$\mu_N = \frac{1}{29.6} + 0.027 = 0.06 \quad (6.43)$$

则出水氨氮为

$$N_{e(10)} = \frac{K_{N(10)} \cdot \mu_{N(10)}}{\mu_{m(10)} - \mu_{N(10)}} \quad (6.44)$$

$$N_{e(10)} = \frac{0.28 \times 0.06}{0.19 - 0.06} = \frac{0.0168}{0.13} = 0.13(\text{mg} / \text{L})$$

(9) 复核滯水高度 h_1

设曝气池的有效水深 $H = 8\text{m}$ ，则滯水高度 h_1 为：

$$h_1 = \frac{HQ}{n_1 n_2 V} = \frac{8 \times 74304}{9 \times 3 \times 11467} = 1.92(\text{m}) \quad (6.45)$$

复核后的值与假设的值是相同的。

(10) 设计需氧量

设计需氧量主要包括 4 个方面：氧化有机物需氧量、污泥自身需氧量、氨氮硝化需氧量以及出水带走的氧量。有机物氧化需氧系数取 $a' = 0.5$ ，污泥需氧系数取 $b' = 0.12^{[13]}$ 。

由此可见，氧化有机物和污泥所总共需要的氧气量 AOR_1 为

$$AOR_3 = 2.86 \times \left(74304 \times \frac{45 - 6.67}{1000} - 0.45 \times 0.12 \times \frac{3000}{1000} \times 11467 \times 0.75 \right)$$

$$AOR_3 = 8010.86(\text{kg} / \text{d}) \quad (6.46)$$

$$AOR = AOR_1 + AOR_2 - AOR_3 = 14271.6(\text{kg} / \text{d}) = 594.6(\text{kg} / \text{h})$$

已知进水总氮 $N_0 = 35\text{mg} / \text{L}$ ，处理后的污水水质必须保证出水氨氮 $N_e = 5\text{mg} / \text{L}$ ，经过计算，硝化氨氮需氧量 AOR_2 为：

$$AOR_2 = 4.6 \left(Q \frac{N_0 - N_e}{1000} - 0.12 \frac{eVXf}{\theta_c} \right)$$

$$AOR_2 = 4.6 \left(74304 \times \frac{35 - 5}{1000} - 0.45 \times 0.12 \times \frac{3000}{1000} \times 11467 \times 0.75 \right) \quad (6.47)$$

$$AOR_2 = 10037.43(\text{kg} / \text{d})$$

反硝化产生的氧量 AOR_3 为

$$AOR_3 = 2.86 \times \left(Q \frac{N_j - TN_e}{1000} - 0.12 \frac{eVN_w f}{1000\theta_c} \right)$$

$$AOR_3 = 2.86 \times \left(74304 \times \frac{45 - 6.67}{1000} - 0.45 \times 0.12 \times \frac{3000}{1000} \times 11467 \times 0.75 \right) \quad (6.48)$$

$$AOR_3 = 8010.86(\text{kg} / \text{d})$$

综上所述，则总需氧量计算得：

$$AOR = AOR_1 + AOR_2 - AOR_3 = 14271.6 (kg/d) \quad (6.49)$$

(11) 标准需氧量

标准需氧量的计算如下：

$$SOR = \frac{AOR \times C_{s(20)}}{\alpha (\beta \rho C_{sb(T)} - C) \times 1.024^{T-20}} \quad (6.50)$$

式中 $C_{s(20)}$ —— 20℃时氧在清水中饱和溶解度, $C_{s(20)} = 9.17 mg/L$;

α —— 氧总转移系数, $\alpha = 0.85$;

β —— 氧在污水中饱和溶解度修正系数, $\beta = 0.95$;

ρ —— 因海拔高度不同而引起的压力修正系数, $\rho = \frac{p}{1.013 \times 10^5}$;

p —— 所在地区大气压力, Pa ;

T —— 设计污水温度, 本例冬季 $T = 10^\circ C$, 夏季 $T = 25^\circ C$;

$C_{sb(T)}$ —— 设计水温条件下曝气池内平均溶解氧饱和度,

$$C_{sb(T)} = C_{s(T)} \left(\frac{p_b}{2.026 \times 10^5} + \frac{Q_t}{42} \right);$$

$C_{s(T)}$ —— 设计水温条件下氧在清水中饱和溶解度

p_b —— 空气扩散装置处的绝对压力, $p_b = p + 9.8 \times 10^3 H$;

H —— 空气扩散装置淹没深度;

Q_t —— 气泡离开水面时含氧量, $Q_t = \frac{21(1-E_A)}{79+21(1-E_A)} \times 100\%$;

E_A —— 空气扩散装置氧转移效率, 可由设备样本查得;

C —— 曝气池内平均溶解氧浓度, $C = 2 mg/L$ 。

区域所在地海拔高度900m, 大气压为 $p = 0.91 \times 10^5 Pa$, 压力修正系数为

$$\rho = \frac{p}{1.013 \times 10^5} = \frac{0.91 \times 10^5}{1.013 \times 10^5} = 0.9 \quad (6.51)$$

微孔曝气头安装在距池底 0.3m 处, 淹没深度 4.7m, 其绝对压力为

$$p_b = P + 9.8 \times 10^3 H = 1.013 \times 10^5 + 0.098 \times 10^5 \times 4.7 = 1.47 \times 10^5 (Pa) \quad (6.52)$$

微孔曝气头氧转移效率 $E_A = 20\%$, 气泡离开水面时含氧量为

$$Q_t = \frac{21(1-E_A)}{79+21(1-E_A)} \times 100\% = \frac{21 \times (1-0.2)}{79+21 \times (1-0.2)} \times 100\% = 17.5\% \quad (6.53)$$

夏季水温 25°C ，清水氧饱和度 $C_{s(25)} = 8.4\text{mg/L}$ ，曝气池内平均溶解氧饱和度为

$$C_{sb} = C_{s(25)} \left(\frac{p_b}{2.026 \times 10^5} + \frac{Q_t}{42} \right) \quad (6.54)$$

$$C_{sb} = 8.4 \times \left(\frac{1.47 \times 10^5}{2.026 \times 10^5} + \frac{17.5}{42} \right) = 9.6(\text{mg/L})$$

夏季标准需氧量 $SOR_{(25)}$ 为

$$SOR = \frac{AOR \times C_{s(20)}}{\alpha(\beta\rho C_{sb(T)} - C) \times 1.024^{T-20}} \quad (6.55)$$

$$SOR = \frac{594.6 \times 9.17}{0.85 \times (0.95 \times 0.9 \times 9.6 - 2) \times 1.024^{25-20}} = 917.8(\text{kg/h})$$

$$\text{夏季空气用量 } \rho = \frac{SOR}{0.3E_A} = \frac{917.8}{0.3 \times 0.2} = 15296.7(\text{m}^3/\text{h}) = 254.9(\text{m}^3/\text{min}) \quad (6.56)$$

冬季清水氧饱和度 $C_{s(10)} = 11.33\text{mg/L}$ ，曝气池内平均溶解氧饱和度 $C_{sb(10)}$ 为

$$C_{sb(10)} = C_{s(10)} \left(\frac{p_b}{2.026 \times 10^5} + \frac{Q_t}{42} \right) \quad (6.57)$$

$$C_{sb} = 11.33 \times \left(\frac{1.47 \times 10^5}{2.026 \times 10^5} + \frac{17.5}{42} \right) = 12.95(\text{mg/L})$$

冬季标准需氧量 $SOR_{(10)}$ 为

$$SOR = \frac{AOR \times C_{s(20)}}{\alpha(\beta\rho C_{sb(T)} - C) \times 1.024^{T-20}} \quad (6.58)$$

$$SOR = \frac{594.6 \times 9.17}{0.85 \times (0.95 \times 0.9 \times 11.33 - 2) \times 1.024^{10-20}} = 1056.68(\text{kg/h})$$

冬季空气用量

$$\rho = \frac{SOR}{0.3E_A} = \frac{1056.68}{0.3 \times 0.2} = 17611.4(\text{m}^3/\text{h}) = 293.5(\text{m}^3/\text{min}) \quad (6.59)$$

6.2.3 曝气池布置

该污水处理厂共设 9 座曝气池，每座曝气池的尺寸为：长 80m，宽 29m，水深 5m，超高 0.5m，有效体积 11600m^3 。

曝气池的布置采用 3 廊道式，廊道宽 $b=9.7\text{m}$ 。

(1) 校核宽深比

廊道宽/水深 $= b/h = 9.7/5 = 1.94$ ，宽深比大于 1，小于 2，符合要求^[14]。

(2) 校核长宽比

池长/廊道宽 = $L/b = 80/9.7 = 8.2$ ，长宽比大于 5，小于 10，符合要求。

其中预反应区长 13m，占曝气池容积的 16%，选 4 座 CASS 曝气池布置示意图

图如图 6.2 所示

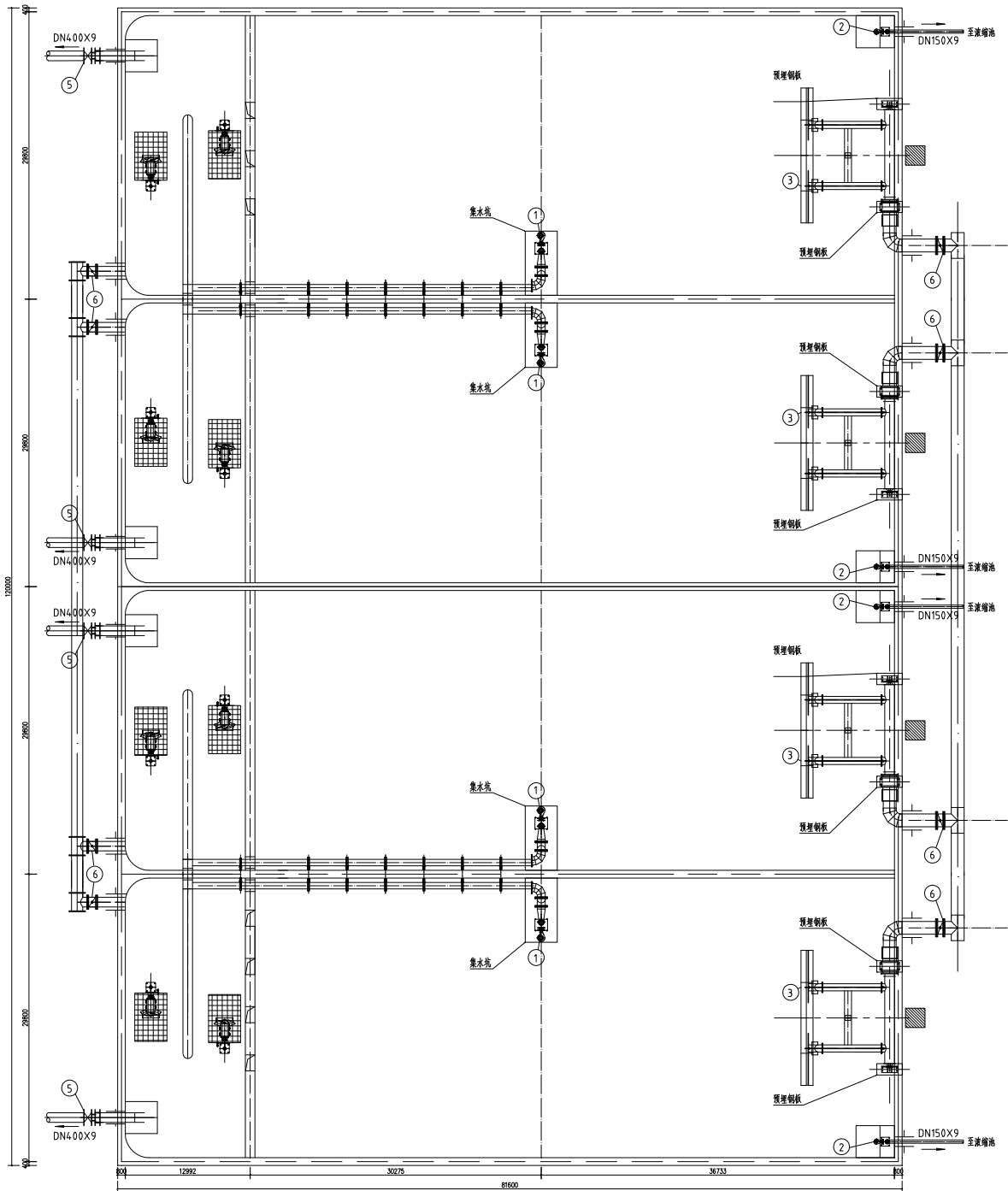


图 6.2 4 座 CASS 曝气池布置示意图（单位：mm）

单座 CASS 曝气池的剖面图如图 6.3 所示：

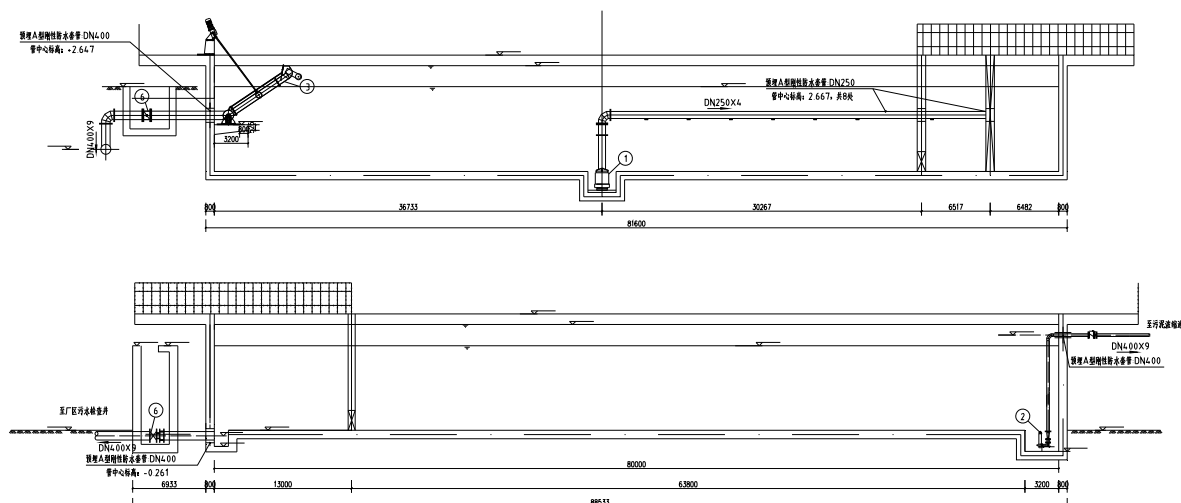


图 6.3 单座 CASS 曝气池剖面图 (单位: mm)

6.2.4 曝气设备布置

曝气设备采用 SX—1 型曝气器, 曝气口的淹没深度为 4.0m, 服务面积: $4 \sim 5\text{m}^2$, 供氧能力: $15 \sim 20\text{m}^3 / (h \cdot \text{个})$ 。

曝气设备的空气管路平面布置如下图 7.3 所示: 由鼓风机房出来的空气干管在相邻两 CASS 池的隔墙上设两根供气干管为 CASS 池供气, 每根供气干管上设 3 条供气支管, 同时每根供气支管上设置 13 根配气竖管, 为 CASS 池供气, 9 个曝气池共 9 根供气干管, 27 根供气支管, 351 根配气竖管, 每根配气竖管上安装 SX-1 型曝气头 10 个, 每池共 130 个曝气头, 全池共 3510 个曝气头, 每个曝气头的服务面积为 $4\text{m}^2/\text{个}$ 。

曝气装置空气管路布置图如图 6.4 所示

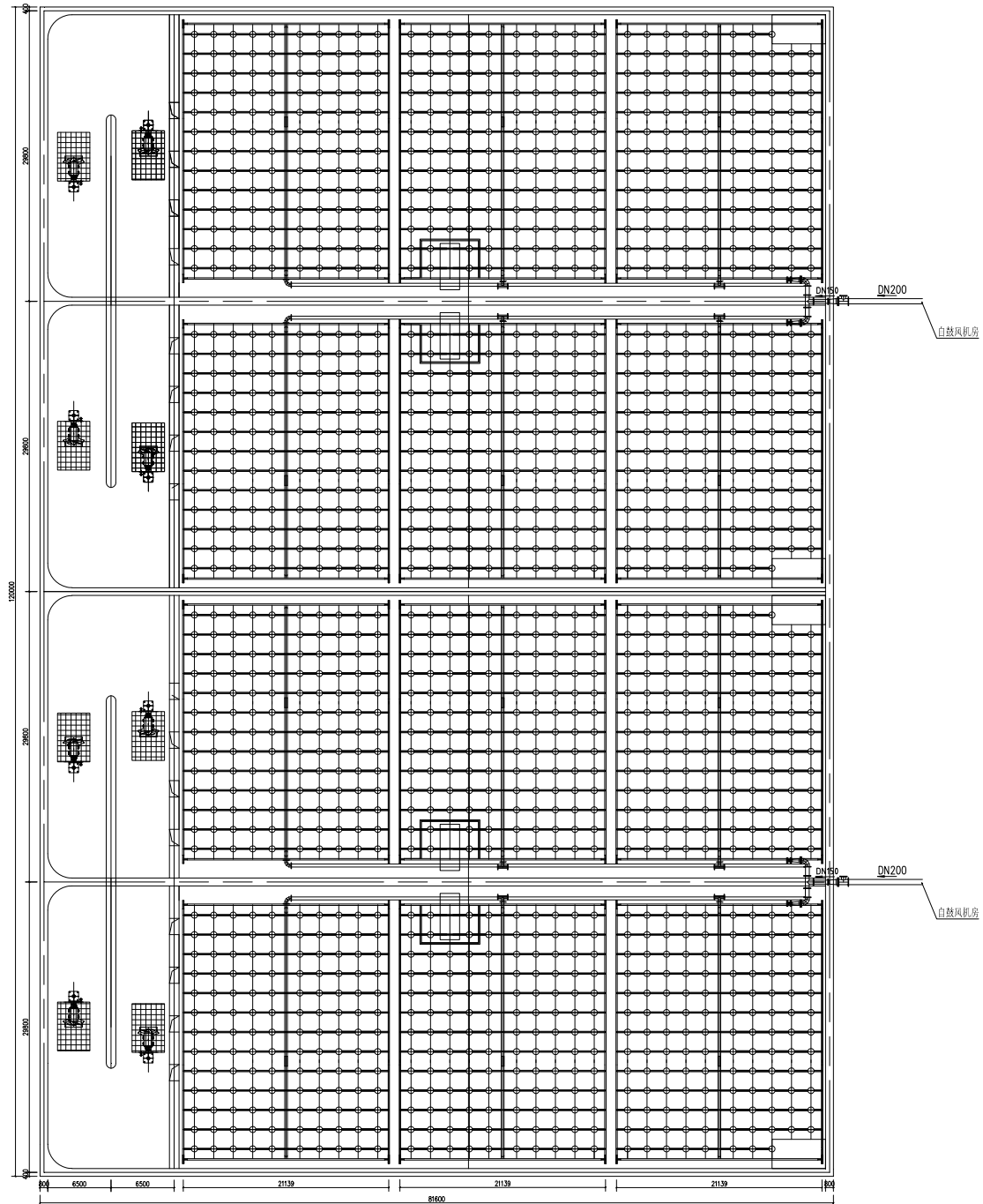


图 6.4 曝气装置空气管路示意图（单位：mm）

每根空气干管的供氧量为

$$G_{si} = \frac{20 \times 130}{3600} = 0.72 (\text{m}^3 / \text{s}) \quad (6.60)$$

而实际上每个曝气池所需要的供氧量为

$$G_s = \frac{293.5 \times 60}{9 \times 3600} = 0.55 (\text{m}^3 / \text{s}) \quad (6.61)$$

由此可见， $G_{si} > G_s$ ，完全能够满足每个曝气池所需供氧量。

6.2.5 鼓风机房的布置

鼓风机房的设计计算示意图如图 6.5 所示：

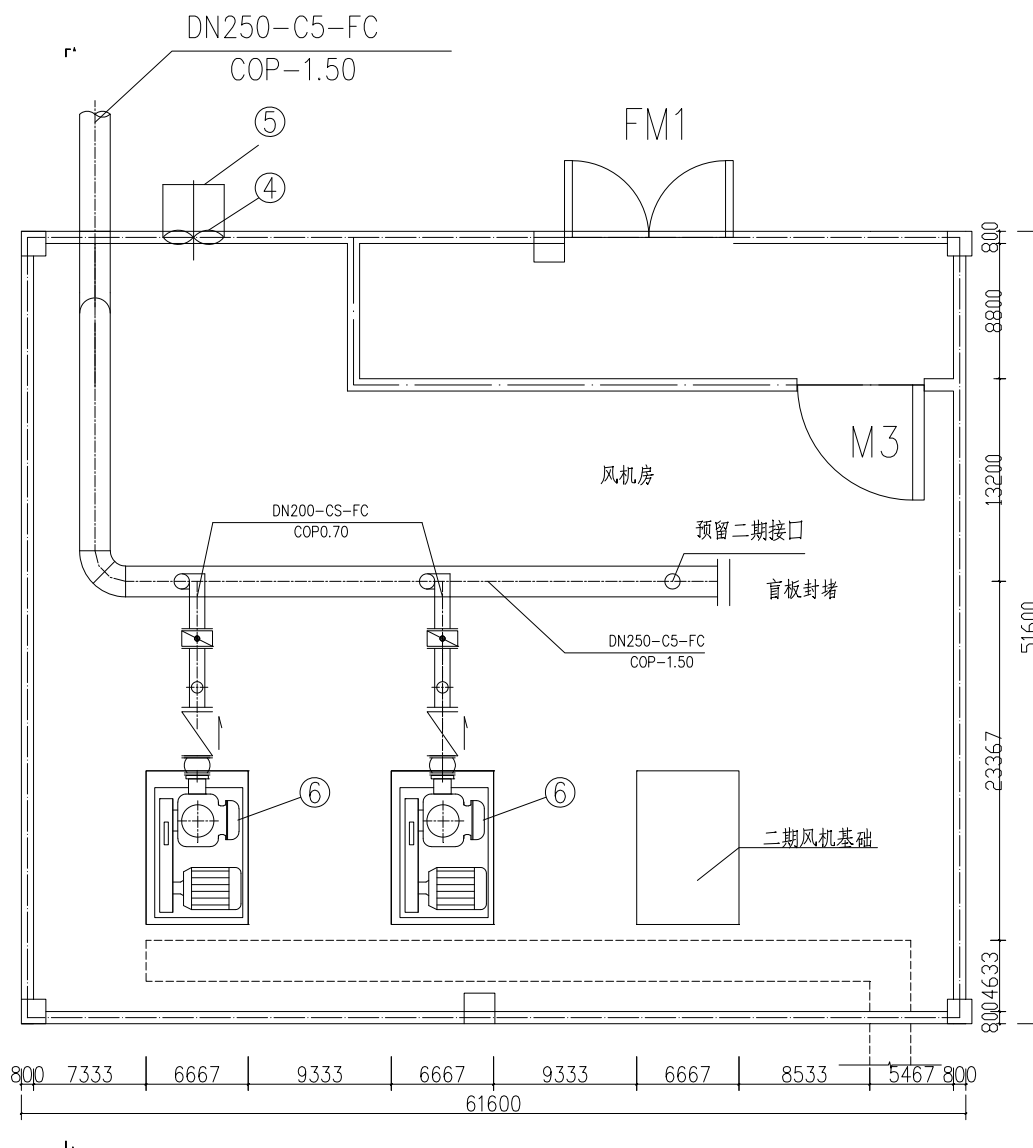


图 6.5 鼓风机房的设计计算示意图

(1) 选管

已知每根空气干管的供气量为 $G_{si} = \frac{20 \times 130}{3600} = 0.72 (\text{m}^3 / \text{s}) = 2592 (\text{m}^3 / \text{h})$ ，则每根支管的供气量为 $G_{s1} = \frac{2592}{3} = 864 (\text{m}^3 / \text{h})$ ，每根配气竖管的供气量为 $G_{s2} = \frac{864}{13} = 66.5 (\text{m}^3 / \text{h})$ 。

查阅《给水排水设计手册》常用资料第 19 章（通风管道压力损失计算），选空气干管风管管径为 DN250mm，空气流速 $v_1 = 15 \text{m/s}$ ，单位摩擦阻力为

$10.33\text{pa}/\text{m}$ ；选空气支管风管管径为 DN200mm，空气流速 $v_1 = 7.5\text{m}/\text{s}$ ，单位摩擦阻力为 $3.62\text{pa}/\text{m}$ ；选配气竖管风管管径为 DN200mm，空气流速 $v_1 = 3.0\text{m}/\text{s}$ ，单位摩擦阻力为 $1.58\text{pa}/\text{m}$ 。

(2) 阻力损失

① 局部阻力损失

选择一条从鼓风机房开始的最远最长管路作为计算管路，空气管路的局部阻力损失，根据配件类型按下式^[14]：

$$l_0 = 55.5KD^{1.2} \quad (6.62)$$

式中 l_0 ——管道的当量长度，m；

D ——管径，m；

K ——长度换算系数，按管件类型不同确定。

折算成当量长度损失 l_0 ，并计算出管道的计算长度 $l + l_0$ 。但在该鼓风机房的设计中，由于干管至支管、竖管的局部阻力损失，在考虑到一定的安全性后，设局部阻力损失为 $h_\xi = 0.05\text{m}$ 。

② 沿程阻力损失

长度为 $l(\text{m})$ 长的风管沿程阻力水头损失可按照下式计算：

$$\Delta P_m = \Delta p_m \times l$$

式中 Δp_m ——单位管长沿程压力阻力损失；

则每根干管长 $l_1 = 53.6\text{m}$ ，每根支管长 $l_2 = 25.7\text{m}$ ，每根配气竖管长 $l_3 = 18.9\text{m}$ ，则每个曝气池沿程阻力损失为

$$\begin{aligned} h_f &= \Delta p_{m1} \times l_1 + 3 \times \Delta p_{m2} \times l_2 + 39 \times \Delta p_{m3} \times l_3 \\ h_f &= 10.33 \times 53.6 + 3 \times 3.62 \times 25.7 + 39 \times 1.58 \times 18.9 \\ h_f &= 2.00(\text{kPa}) = 0.2\text{m} \end{aligned} \quad (6.63)$$

假设空气管路富余压头为 0.1m ，即 $100\text{mmH}_2\text{O}$ ，SX-1 型空气扩散器压力损失为 $200\text{mmH}_2\text{O}$ ，则每个曝气池曝气系统总压力损失为：

$$h_w = h_\xi + h_f + 0.1 = 0.05 + 0.2 + 0.1 = 0.35(\text{m}) \quad (6.64)$$

7 消毒设施

7.1 液氯消毒

氯呈黄绿色，有毒，是一种特殊的气体。在琥珀色透明液体中易压缩，液体氯的相对密度是水的 1.5 倍，而氯的相对密度是水的 2.5 倍，氯态氯消毒的效果值得是水的温度、数值、接触时间、混合程度、浊度、干扰物质和有效氯浓度^[15]。

7.2 液氯消毒工艺设计计算

(1) 加氯量

污水经过二级处理后，污水采用液氯消毒的方式，加氯量按 $7\text{mg}/\text{L}$ ，仓库储量按 $20d$ 计算，由此计算加氯系统。

$$\begin{aligned} G &= 0.001 \times 7 \times 0.86 \times 3600 \\ G &= 21.67\text{kg}/h \end{aligned} \quad (7.1)$$

(2) 储氯量

$$\begin{aligned} W &= 20 \times 24G \\ W &= 20 \times 24 \times 21.67 = 10402\text{kg} \end{aligned} \quad (7.2)$$

(3) 加氯机和氯瓶

选择投加氯量为 $0 \sim 20\text{kg}/h$ 的加氯机实现加氯，共 2 台，一用一备，实现轮换使用。储存液氯选用容量 1000kg 的钢瓶，共 12 只。

7.3 加氯间和氯库

对于加氯间与氯库，其设计采用合建的方式布置，根据加氯间、氯库的设计布置，加氯间总容积为^[16]

$$V_1 = 4.5 \times 9.0 \times 3.6 = 145.8(\text{m}^3) \quad (7.3)$$

计算得氯库容积为

$$V_2 = 9.6 \times 9 \times 4.5 = 388.8(\text{m}^3) \quad (7.4)$$

为保证加氯间和氯库实现每小时换气 $8 \sim 12$ 次，计算可得加氯间每小时换气量应为：

$$G_1 = 145.8 \times 12 = 1749.6(\text{m}^3) \quad (7.5)$$

氯库每小时换气量为

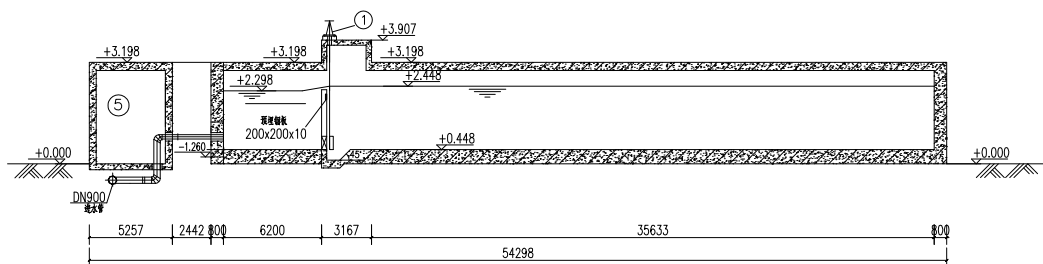
$$G_2 = 388.8 \times 12 = 4665.6(\text{m}^3) \quad (7.6)$$

加氯间选用一台 T30-3 通风轴流风机，配电功率 0.25Kw 。

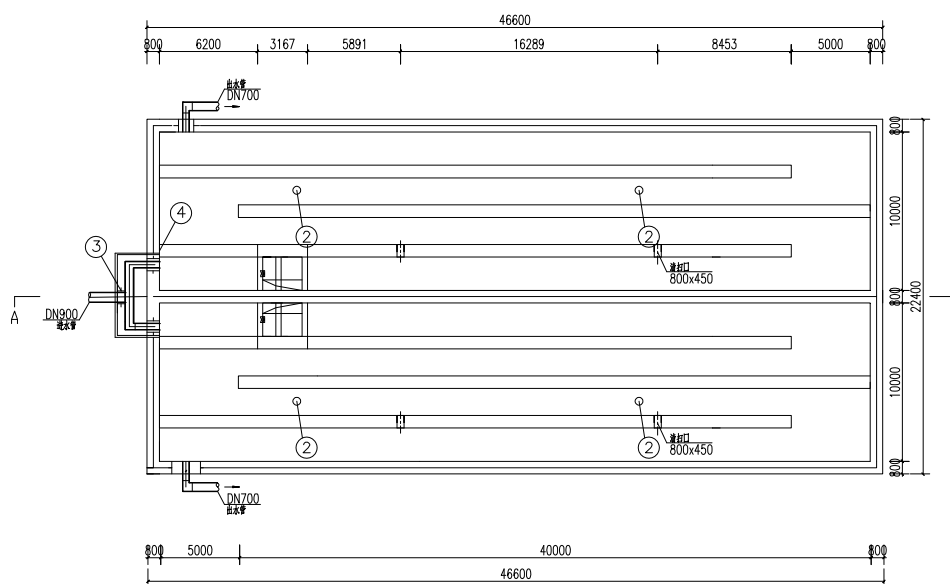
氯库选用两台 T30-3 通风轴流风机，配电功率 0.4kw ，并安装一台漏氯探测器，位置在室内地面以上 20cm 处。

7.4 接触池设计计算

接触池设计计算示意图如 7.1 所示：



A-A剖面图 1:200



消毒接触池平面图 1:200

图 7.1 接触池设计计算示意图（单位：mm）

(1) 接触池容积

采用氯消毒，计算得接触时间 $t = 30 \text{ min}$ ^[17]。

$$V = Q_{\max} \cdot t = 0.86 \times 3600 \times 0.5$$

$$V = 1548(m^3) \quad (7.7)$$

(2) 接触池数

设置矩形隔板式接触池两座（ $n = 2$ ），则计算可得每座池容积为：

$$V_1 = \frac{1548}{2} = 774(m^3)。$$

$$(7.8)$$

(3) 分格数

设接触池水深 $h = 2.0m$ ，单格宽 $b = 2.5m$ ，则池长 $L = 18 \times 2.5 = 45(m)$ ，水流长度 $L' = 72 \times 2.5 = 180(m)$ ，则每座接触池的分格数为

$$\frac{180}{45} = 4 \quad (\quad \quad \text{格} \quad \quad)$$

(7.9) (4) 复核池容

根据以上计算，接触池宽 $B = 2.5 \times 4 = 10(m)$ ，长 $L = 18 \times 2.5 = 45(m)$ ，水深 $h = 2m$ 。

计算可得：

$$V_1 = 45 \times 10 \times 2 = 900(m^3) > 774(m^3) \quad (7.10)$$

接触池出水设置溢流堰。

8 污泥处理及除臭措施

8.1 污泥产量计算

(1) 初沉池污泥量

$$V_1 = \frac{100C_0\eta Q}{10^3(100-p)\times\rho} \quad (8.1)$$

式中 C_0 ——原污水中悬浮物浓度, mg/L ;

η ——初次沉淀池沉淀效率, 一般取 40%~55%;

Q ——设计污水量, m^3/d ;

p ——污泥含水量, 一般取 95%~97%;

ρ ——初沉污泥容量, 以 $1000kg/m^3$ 计。

$$V_1 = \frac{100C_0\eta Q}{10^3(100-p)\times\rho} \quad (8.2)$$

$$V_1 = \frac{100 \times 200 \times 50\% \times 74304}{1000 \times (100-97) \times 1000} = 247.68(m^3/d)$$

(2) 剩余污泥

采用 CASS 工艺可得, 剩余污泥总量 $\Delta X = 12588.06kg/d$, 剩余污泥浓度为 $N_R = 3947.4mg/L \approx 4g/L$, 含水量按照 99.7% 计算。

则湿污泥量为^[18]

$$\frac{12588.06}{4} = 3147m^3/d \quad (8.3)$$

8.2 重力浓缩池

8.2.1 设计概述

污泥浓缩的主要目的是消除泥砂粒子之间的间隙, 降低泥砂的体积, 保证泥浆进一步处理的有利条件。污泥浓缩主要有三种方式, 分别是重力浓缩、气浮浓缩和离心浓缩。

重力浓缩适用于活性污泥、活性污泥与初沉污泥的混合物以及消化污泥的浓缩, 不宜用于脱氮除磷工艺产生的剩余污泥; 而与重力浓缩恰恰相反, 气浮浓缩不适用于初沉污泥、腐殖污泥、厌氧消化污泥等; 离心浓缩是在离心力场的作用下, 其由于受到的离心力的不同而被浓缩, 适用范围较广, 但离心浓缩的运行与维修费较高^[19]。

综合上述, 采用重力浓缩。

8.2.2 设计计算

重力浓缩池的设计计算示意图如图 8.1 所示：

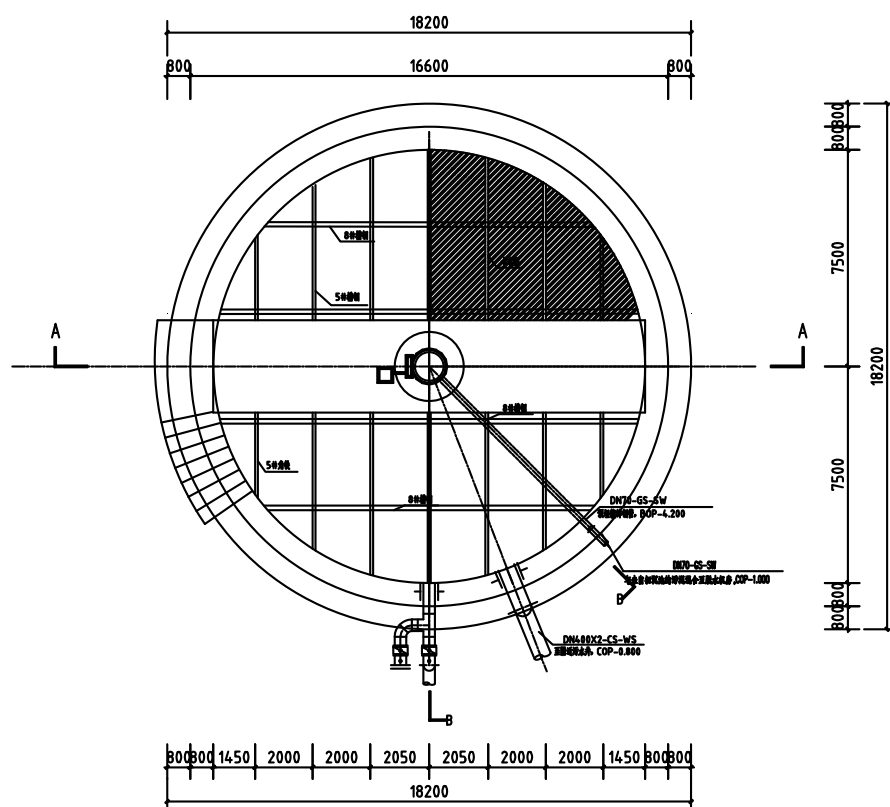


图 8.1 重力浓缩池设计计算示意图（单位：mm）

(1) 池面积

浓缩污泥为剩余污泥 $V = 3147 \text{ m}^3 / \text{d}$ ，剩余污泥浓度的含水率 99.7%， $C_0 = 4.0 \text{ kg} / \text{m}^3$ 。设经过重力浓缩后使污泥含水率为 97%，则污泥固体浓度为 $C_u = 40 \text{ kg} / \text{m}^3$ 。浓缩污泥为剩余污泥，根据表 8.1 污泥固体通量经验值选用 $40 \text{ kg} / (\text{m}^2 \cdot \text{d})^{[20]}$ 。

表 8.1 重力浓缩池固体通量经验值

污泥类型	污泥含水率/%	固体通量 / $[\text{kg} / (\text{m}^2 \cdot \text{d})]$	浓缩污泥含水率/%
初沉污泥	95~97	80~120	90~92
活性污泥	99.2~99.6	20~30	97~98
腐殖污泥	98~99	40~50	96~97
混合污泥	99~99.4	30~50	97~98

$$A = \frac{QC_0}{G} \quad (8.4)$$

式中 Q ——污泥量， m^3 / d ；

C_0 ——污泥固体浓度， kg / m^3 ；

G ——污泥固体通量, $kg/(m^2 \cdot d)$ 。

$$A = \frac{QC_0}{G}$$

$$A = \frac{3147 \times 4}{40} = 314.7 m^2 \quad (8.5)$$

(2) 池直径

设置 $n = 2$ 个圆形辐流池。

单池面积

$$A_1 = \frac{A}{n} = \frac{314.7}{2} = 157.35 m^2 \quad (8.6)$$

浓缩池直径 D

$$D = \sqrt{(4A_1)/\pi} = \sqrt{(4 \times 157.35)/3.14} = 14.16(m) \quad (8.7)$$

取

$$D = 15.0(m)。$$

(3) 浓缩池深度

工作部分的有效水深为

$$h_2 = \frac{QT}{24A} \quad (8.8)$$

式中 T ——浓缩时间, h, 取 $T = 15h$ 。

$$h_2 = \frac{QT}{24A} = \frac{3147 \times 12}{24 \times 314.7} = 5(m) \quad (8.9)$$

超高 $h_1 = 0.3m$, 缓冲层高度 $h_3 = 0.3m$, 池底坡度 $i = 1/20$, 污泥斗下底直径 $D_1 = 1.0m$, 上底直径 $D_2 = 2.4m$ 。

池底坡度造成的深度

$$h_4 = \left(\frac{D}{2} - \frac{D_2}{2} \right) \times i$$

$$h_4 = \left(\frac{17}{2} - \frac{2.4}{2} \right) \times 1/20 = 0.365(m) \quad (8.10)$$

污泥斗高度

$$h_5 = \left(\frac{D_2}{2} - \frac{D_1}{2} \right) \times \tan 55^\circ$$

$$h_5 = \left(\frac{2.4}{2} - \frac{1.0}{2} \right) \times \tan 55^\circ = 1.0(m) \quad (8.11)$$

浓缩池深度

$$\begin{aligned}
 H &= h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 \\
 H &= 0.3 + 5 + 0.3 + 0.365 + 1 = 7.0(m)
 \end{aligned}
 \tag{8.12}$$

(4) 浓缩后污泥量

$$\begin{aligned}
 \frac{1-99.7\%}{97\%} &= \frac{V'}{3147} \\
 V' &= 314.7(m^3/d)
 \end{aligned}
 \tag{8.13}$$

8.3 贮泥池

初沉池污泥 $Q_1 = 247.68m^3/d$ ，剩余污泥 $Q_2 = 314.7m^3/d$ 。每天总污泥量为 $Q_1 + Q_2 = 247.68 + 314.7 = 562.38m^3/d$ ，设置两座贮泥池。

设贮泥池的贮泥时间 $T = 10h$ ，池高 $h_2 = 3.0m$ ，则贮泥池表面积 F 为：

$$F = \frac{Qt}{nh_2} = \frac{562.38 \times 10}{2 \times 3.0 \times 24} = 39.05(m^2) \tag{8.14}$$

设贮泥池池宽 $B = 5.0$ ，则计算池长可得：

$$L = \frac{F}{B} = \frac{39.05}{5} = 7.81(m) \tag{8.15}$$

贮泥池底部为斗形，下底为 $0.6m \times 0.6m$ ，高度 $h_3 = \frac{tg55^\circ \times (5-1)}{2} = 3.52(m)$ ，

设超高 $h_1 = 0.3m$ ，则贮泥池的总高 H 为：

$$h = h_1 + h_2 + h_3 = 0.3 + 3.0 + 3.52 = 6.82(m) \tag{8.16}$$

8.4 厌氧消化

8.4.1 设计概述

(1) 一级厌氧消化。对污泥进行搅拌和加热，以此来完成消化。

(2) 二级厌氧消化。利用污泥消化的特点将两个消化池串联运行。第一级消化与第二级消化池的容积比为 1:1、2:1 或 3:2。

(3) 两相厌氧消化两相厌氧消化主要包括三个阶段，分别是水解发酵、产酸脱氢以及产甲烷三个阶段^[20]。

8.4.2 设计计算

初次沉淀池的污泥与 CASS 池的浓缩后的活性污泥混合后，含水率为 97%，污泥量 $562.38m^3/d$ ，挥发性固体含量为 75%，消化后挥发性固体含量去除率为 50%。

(1) 消化池有效容积计算

① 根据污泥龄 v_c 计算

$$V = Qv_c \quad (8.17)$$

式中 V ——消化池容积, m^3 ;

Q ——污泥量, m^3/d ;

v_c ——污泥龄, d , 可通过试验求得或采用经验数据^[22]。

取 $v_c = 20d$, 则

$$V = Qv_c = 562.38 \times 20 = 11247.6m^3 \quad (8.18)$$

② 根据容积负荷 S_v 计算

$$V = \frac{QC_0}{S_v} \quad (8.19)$$

式中 C_0 ——污泥中可生物降解有机物浓度, kg/m^3 ;

S_v ——容积负荷, $kgVSS/(m^3 \cdot d)$ 。

污泥含水率为 97%, 则污泥固体含量为 3%, 其中挥发性固体 VSS 占 75%, 计算可得^[23]

$$C_0 = 3\% \times 75\% \times 1000 = 22.5kg/m^3 \quad (8.20)$$

取 $S_v = 1.1kg/(m^3 \cdot d)$, 则

$$V = \frac{QC_0}{S_v} = \frac{562.38 \times 22.5}{1.1} = 11503.23m^3 \quad (8.21)$$

(2) 池体设计

采用中温两级消化, 以及消化池与二级消化池容积比为 2:1, 则一级消化池总容积为 $8000m^3$, 用 2 座池, 单池容积为 $4000m^3$ 。二级消化池容积为 $4000m^3$, 用 1 座池。

① 消化池尺寸计算

一级、二级消化池采用相同池形^[23]。消化池直径 D 采用 17m, 集气罩直径 $D_3 = 2m$, 高 $h_4 = 2.0m$, 池底锥底直径 $d_2 = 2m$, 锥角采用 15° , 故

$$h_2 = h_3 = \frac{17-2}{2} \times \tan 15^\circ = 2.0(m) \quad (8.22)$$

则消化池柱体高度 $h_1 = D = 17m$ 。

集气罩容积

$$V_4 = \frac{\pi d_3^2}{4} \times h_4 = \frac{3.14 \times 2^2}{4} \times 2.0 = 6.28(m^3) \quad (8.23)$$

上盖容积

$$V_3 = \frac{1}{3} \pi h_3 \left(\frac{D^2}{4} + \frac{Dd_3}{4} + \frac{d_3^2}{4} \right)$$

$$V_3 = \frac{1}{3} \times 3.14 \times 2.0 \times \left(\frac{17^2}{4} + \frac{17 \times 2}{4} + \frac{2^2}{4} \right) \quad (8.24)$$

$$V_3 = 171.2(m^3)$$

下锥体容积等于上盖容积，即 $V_2 = V_3 = 171.2m^3$ 。

柱体容积

$$V_1 = \frac{\pi D^2}{4} \times h_1 = \frac{3.14}{4} \times 17^2 \times 17 = 3858.7(m^3) \quad (8.25)$$

故消化池有效容积:

$$V = V_1 + V_2 + V_3$$

$$V = 171.2 + 3858.7 + 171.2 = 4201.1(m^3) > 4000(m^3) \quad (8.26)$$

消化池各部分表面积计算如下:

$$A_4 = \frac{\pi d_3^2}{4} + \pi d_3 h_4$$

$$A_4 = \frac{3.14 \times 2^2}{4} + 3.14 \times 2 \times 2 = 15.7(m^2) \quad (8.27)$$

上盖表面积

$$A_3 = \frac{\pi}{2} (D + d_3) \times \frac{h_3}{\sin \alpha}$$

$$A_3 = \frac{3.14}{2} \times (17 + 2) \times \frac{2.0}{\sin 15} = 230.6(m^2) \quad (8.28)$$

下锥体表面积

$$A_2 = \frac{\pi d_2^2}{4} + \frac{\pi}{2} (D + d_2) \times \frac{h_2}{\sin \alpha}$$

$$A_2 = \frac{3.14 \times 2^2}{4} + \frac{3.14}{2} (17 + 2) \times \frac{2.0}{\sin 15} = 233.7(m^2) \quad (8.29)$$

消化池柱体表面积

$$A_1 = \pi D h_1 = 3.14 \times 17 \times 17 = 907.9(m^2) \quad (8.30)$$

故消化池总面积

$$\begin{aligned} A &= A_1 + A_2 + A_3 + A_4 \\ A &= 907.9 + 233.7 + 230.6 + 15.7 = 1387.9(m^2) \end{aligned} \quad (8.31)$$

②消化池尺寸

消化池的短轴边直径 $D = 17.6m$ ，短轴半径 $a = \frac{D}{2} = 8.8(m)$ 。长轴直径 H 一般为 $(1.4 \sim 2.0)D$ ，取 $H = 1.41D = 1.41 \times 17.6 = 24.8(m)$ ，长轴半径 $b = H/2 = 12.4m$ 。

壳体弧线半径 $R = (0.74 \sim 0.84)D$ ，取 $R = 0.75D = 0.75 \times 17.6 = 13.2(m)$

消化池体积

$$V = \frac{4}{3} \pi a^2 b = \frac{4}{3} \times 3.14 \times 8.8^2 \times 12.4 = 4022.3(m^3) \quad (8.32)$$

消化池壳体表面积

$$\begin{aligned} F &= 2\pi \frac{\sqrt{b^2 - a^2}}{a} \times \frac{a^2 b^2}{b^2 - a^2} \left(2\pi - 2\sin^{-1} \frac{a}{b} + \frac{a}{b^2} \sqrt{b^2 - a^2} \right) \\ F &= 2 \times 3.14 \times \frac{\sqrt{12.4^2 - 8.8^2}}{8.8} \times \frac{12.4^2 \times 8.8^2}{12.4^2 - 8.8^2} \times \left(\frac{3.14}{2} - 2\sin^{-1} \frac{8.8}{12.4} + \frac{8.8}{12.4^2} \sqrt{12.4^2 - 8.8^2} \right) \\ F &= 479.5(m^2) \end{aligned} \quad (8.33)$$

8.4.3 热平衡计算

(1) 消化系统耗热量

① 加热生污泥耗热量 Q_1

$$Q_1 = \frac{V'}{24} (T_D - T_s) \times 100$$

式中——消化池每日投配的生污泥量， m^3/d ；

T_D ——消化污泥温度；

T_s ——生污泥温度。

已知每座一级消化池每日投配的生污泥量 $V' = \frac{562.38}{2} = 281.19(m^3/d)$ ，

$T_D = 35^\circ\text{C}$ ，污泥年平均温度为 17.6°C ，日平均最低温度 13°C ，故平均耗热量^[24]

$$Q_1 = \frac{281.19}{24} \times (35 - 17.6) \times 1000 \quad (8.34)$$

$$Q_1 = 2.039 \times 10^5 (kcal/h)$$

最大耗热量

$$Q_{1\max} = \frac{281.19}{24} \times (35 - 13) \times 1000 \quad (8.35)$$

$$Q_{1\max} = 2.58 \times 10^5 (kcal/h)$$

② 消化池体热损失

$$Q_2 = \sum FK(T_D - T_A) \times 1.2 \quad (8.36)$$

式中 F ——池盖、池壁及池底的散热面积；

T_A ——池外介质的温度；

K ——池盖、池壁与池底的传热系数， $(kcal/m^2 \cdot h \cdot ^\circ C)$ 。

在合理的保温结构厚度下：池盖 $K \leq 0.7(kcal/m^2 \cdot h \cdot ^\circ C)$ ；池壁 $K \leq 0.6(kcal/m^2 \cdot h \cdot ^\circ C)$ ；(池外为大气)；池底 $K \leq 0.45(kcal/m^2 \cdot h \cdot ^\circ C)$ (池外为土壤)。

i、池盖的热损失

$F = A_3 + A_4 = 230.6 + 15.7 = 246.3(m^2)$ ，池外介质为大气，年平均气温为 $12.6^\circ C$ ，冬季室外计算气温为 $-8.3^\circ C$ ，故平均耗热量

$$Q_{21} = 246.3 \times 0.7 \times (35 - 12.6) \times 1.2 \quad (8.35)$$

$$Q_{21} = 0.046 \times 10^5 (kcal/h)$$

最大耗热量为

$$Q_{21} = 246.3 \times 0.7 \times (35 - (-8.3)) \times 1.2 \quad (8.36)$$

$$Q_{21} = 0.090 \times 10^5 (kcal/h)$$

ii、池壁的热损失 Q_{22} 。若消化池池壁的 1/3 在地面以下，2/3 在地面以上，则

$$F = \frac{2}{3} A_1 = \frac{2}{3} \times 907.9 = 605.3(m^2) \quad (8.37)$$

平均耗热量

$$Q_{22} = 605.3 \times 0.6 \times (35 - 12.6) \times 1.2 \quad (8.38)$$

$$Q_{22} = 0.098 \times 10^5 (kcal/h)$$

最大耗热量

$$\begin{aligned} Q_{22} &= 605.3 \times 0.6 \times (35 - (-8.3)) \times 1.2 \\ Q_{22} &= 0.189 \times 10^5 \text{ (kcal / h)} \end{aligned} \quad (8.39)$$

iii、池壁(地面以下)的热损失

因 $F = \frac{1}{3} A_1 = \frac{1}{3} \times 907.9 = 302.6 (\text{m}^2)$ ，池外介质为土壤，年平均气温为 13.4°C ，冬季室外计算气温为 5.1°C 。平均耗热量为^[24]

$$\begin{aligned} Q_{23} &= 302.6 \times 0.45 \times (35 - 13.4) \times 1.2 \\ Q_{23} &= 0.035 \times 10^5 \text{ (kcal / h)} \end{aligned} \quad (8.40)$$

最大耗热量

$$\begin{aligned} Q_{23} &= 302.6 \times 0.45 \times (35 - 5.1) \times 1.2 \\ Q_{23} &= 0.049 \times 10^5 \text{ (kcal / h)} \end{aligned} \quad (8.41)$$

iv、池底的热损失 Q_{24}

因 $F = A_2 = 233.7 (\text{m}^2)$ ，故平均耗热量

$$\begin{aligned} Q_{24} &= 233.7 \times 0.45 \times (35 - 13.4) \times 1.2 \\ Q_{24} &= 0.027 \times 10^5 \text{ (kcal / h)} \end{aligned} \quad (8.42)$$

最大耗热量

$$\begin{aligned} Q_{24} &= 233.7 \times 0.45 \times (35 - 5.1) \times 1.2 \\ Q_{24} &= 0.038 \times 10^5 \text{ (kcal / h)} \end{aligned} \quad (8.43)$$

每座消化池的总热损失:

平均耗热量

$$\begin{aligned} Q_2 &= 0.046 \times 10^5 + 0.098 \times 10^5 + 0.035 \times 10^5 + 0.027 \times 10^5 \\ Q_2 &= 0.206 \times 10^5 \text{ (kcal / h)} \end{aligned} \quad (8.44)$$

最大耗热量

$$\begin{aligned} Q_{2\max} &= 0.090 \times 10^5 + 0.189 \times 10^5 + 0.049 \times 10^5 + 0.038 \times 10^5 \\ Q_{2\max} &= 0.366 \times 10^5 \text{ (kcal / h)} \end{aligned} \quad (8.45)$$

③ 输泥管道与热交换器的耗热量

输泥管道与热交换器的耗热量可简化计算取前两项热损耗和的 5%~15%，即

$Q_3 = (0.05 \sim 0.15)(Q_1 + Q_2)$ ，设计取 10%^[24]。

$$Q_3 = 0.1 \times (2.039 \times 10^5 + 0.206 \times 10^5) \quad (8.46)$$

$$Q_3 = 0.2245 \times 10^5 \text{ (kcal / h)}$$

$$Q_{3\max} = 0.1 \times (2.75 \times 10^5 + 0.366 \times 10^5) \quad (8.47)$$

$$Q_{3\max} = 0.312 \times 10^5 \text{ (kcal / h)}$$

每座消化池总耗热量为

$$Q_T = (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 2.47 \times 10^5 \text{ (kcal / h)} \quad (8.48)$$

$$Q_{T\max} = 0.1 \times (Q_{1\max} + Q_{2\max} + Q_{3\max}) = 3.24 \times 10^5 \text{ (kcal / h)}$$

消化系统总耗热量

$$Q' = nQ_T = 2 \times 2.47 \times 10^5 = 4.94 \times 10^5 \text{ (kcal / h)} \quad (8.49)$$

$$Q'_{T\max} = nQ_{T\max} = 2 \times 3.24 \times 10^5 = 6.48 \times 10^5 \text{ (kcal / h)}$$

式中 n ——级消化池的个数。

(2) 消化池保温设计

保温材料厚度

$$\delta = \lambda (R_0^d - R_0') \quad (8.50)$$

式中 λ ——保温材料的传热系数；

R_0^d ——池壁结构低限热阻。

$$R_0^d = \frac{T_D - T_A}{\Delta T'} R_n k A \quad (8.51)$$

式中 $\Delta T'$ ——冬季池壁结构允许温差；

R_n ——池壁结构热阻， $R_n = 0.133 m^3 \cdot h \cdot ^\circ C / kcal$ ；

k ——温度修正系数，对消化池盖 $k=1$ ；

A ——保温材料变形和池壁结构热惰性系数。

对于多层保温结构

$$D_0 = \sum R_i S_i \quad (8.52)$$

式中 R_i ——某一层材料的热阻；

S_i ——某一层材料的蓄热系数。

$$R_0' = R_n + \sum R + R_w \quad (8.53)$$

式中 R_0' ——池壁结构中除掉保温材料外的总热阻；

R_w ——池壁结构外表面热阻。

$$\sum R = \frac{\delta_i}{\lambda_i} \quad (8.54)$$

式中 δ_i ——除保温材料外各层池壁结构厚度；

λ_i ——除保温材料外各层池壁结构热导率。

采用上述计算方法较为复杂，为简化计算对于固定盖式消化池，池体结构为钢筋混凝土时，各部保温材料厚度 δ 。

$$\delta = \frac{1000 \times \frac{\lambda_G}{K} - \delta_G}{\frac{\lambda_G}{\lambda_B}} \quad (8.55)$$

式中 λ_G ——消化池各部钢筋混凝土的传热系数；

λ_B ——保温材料的热导率；

K ——各部分传热系数的允许值；

δ_G ——消化池各部分结构厚度。

① 池顶盖保温。

i、确定参数

对于消化池顶盖 $\Delta T' = 7^\circ\text{C}$ ， $R_n = 0.133\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C} / \text{kcal}$ ，

$R_w = 0.05\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C} / \text{kcal}$ ， $k = 1$ ，假定池顶结构热惰性指标 $D_0 < 3$ ，故取 $A = 1.1$ 。

ii、计算低限热阻 R_0^d

$$R_0^d = \frac{T_D - T_A}{\Delta T'} R_n k A \quad (8.56)$$

$$R_0^d = \frac{35 - (-8.3)}{8} \times 0.133 \times 1 \times 1.1 = 0.792(\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C} / \text{kcal})$$

iii、设计保温层厚度

钢筋混凝土 $\lambda_4 = 1.33\text{kcal} / (\text{m} \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C})$ ， $S_4 = 12.85$ ，故

$$R_4 = \frac{\delta_4}{\lambda_4} = 0.1 / 1.33 = 0.0752(\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C} / \text{kcal}) \quad (8.57)$$

$$D_{04} = 0.0752 \times 12.85 = 0.966$$

水泥砂浆抹面层 $\lambda_2 = 0.8\text{kcal} / (\text{m} \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C})$ ， $S_2 = 8.65$ ，故

$$R_2 = \frac{\delta_2}{\lambda_2} = 0.02 / 0.8 = 0.025 (m^2 \cdot h \cdot ^\circ C / kcal) \quad (8.58)$$

$$D_{02} = 0.025 \times 8.65 = 0.216$$

防水层 $\lambda_1 = 0.15 kcal / (m \cdot h \cdot ^\circ C)$, $S_1 = 2.85$, 故

$$R_1 = \frac{\delta_1}{\lambda_1} = 0.01 / 0.15 = 0.067 (m^2 \cdot h \cdot ^\circ C / kcal) \quad (8.59)$$

$$D_{01} = 0.067 \times 2.85 = 0.191$$

由于

$$R'_0 = R_n + \sum R + R_w \quad (8.60)$$

$$R'_0 = 0.133 + 0.0752 + 0.025 + 0.067 + 0.05 = 0.35 (m^2 \cdot h \cdot ^\circ C / kcal)$$

消化池顶盖保温材料采用加气混凝土, $\lambda_3 = 0.25 kcal / (m \cdot h \cdot ^\circ C)$, $S_3 = 3.2$ 。

$$\delta_3 = \lambda_3 (R_0^d - R'_0) = 0.25 \times (0.792 - 0.35) = 0.111 (m) \quad (8.61)$$

取 $\delta_3 = 110 mm$ 。

则

$$R_3 = \frac{\delta_3}{\lambda_3} = 0.11 / 0.25 = 0.44 (m^2 \cdot h \cdot ^\circ C / kcal) \quad (8.62)$$

$$D_{03} = 0.44 \times 3.2 = 1.41 \quad (8.63)$$

iv、校核总的热惰性指标

$$D_0 = D_{01} + D_{02} + D_{03} + D_{04} \quad (8.64)$$

$$D_0 = 0.191 + 0.216 + 1.41 + 0.966 = 2.783 < 3.0$$

与假定的 D_0 值相符, 保温材料及选定厚度合理。

② 池壁(地面以上)保温

消化池池壁采用聚氨酯泡沫塑料作为保温材料, 聚氨酯泡沫塑料的传热系数

$\lambda_B = 0.02 kcal / m \cdot h \cdot ^\circ C$, 钢筋混凝土的传热系数 $\lambda_G = 1.33 kcal / m \cdot h \cdot ^\circ C$ 。

$$\delta_{\text{壁}} = \frac{1000 \times \frac{\lambda_G}{K} - \delta_G}{\frac{\lambda_G}{\lambda_B}} = \frac{1000 \times \frac{1.33}{0.6} - 400}{\frac{1.33}{0.02}} = 27 (mm) \quad (8.65)$$

③ 池壁、底板保温

池底及地面以下池壁以土壤为保温层, 传热系数 $\lambda_b = 1.0 \text{ kcal} / \text{m} \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C}$ [24]。

$$\delta_{\text{底}} = \frac{1000 \times \frac{\lambda_G}{K} - \delta_G}{\frac{\lambda_G}{\lambda_b}} = \frac{1000 \times \frac{1.33}{0.45} - 800}{\frac{1.33}{1.0}} = 1620 \text{ (mm)} \quad (8.66)$$

池壁在地面以上的保温材料延伸至地面以下 1.2m, 即冻土深度加 0.5m。

(3) 热交换器的计算

① 污泥循环量确定

设计采用一座消化池对应一台热交换器, 每个消化池生污泥量

$$Q_{s1} = \frac{281.19}{24} = 11.72 \text{ (m}^3 / \text{h)} \quad (8.67)$$

生污泥进入一级消化池前, 与回流一级消化污泥先混合再进入热交换器, 生污泥与回流污泥的比为 1:2, 回流的消化污泥量 [24]

$$Q_{s2} = 11.72 \times 2 = 23.44 \text{ (m}^3 / \text{h)} \quad (8.68)$$

污泥循环总量

$$Q_s = Q_{s1} + Q_{s2} = 11.72 + 23.44 = 35.16 \text{ (m}^3 / \text{h)} \quad (8.69)$$

② 计算污泥出口温度

已知生污泥日平均最低温度为 13°C 。生污泥与消化污泥混合后的污泥温度为

$$T_s = \frac{1 \times 13 + 2 \times 35}{3} = 27.67^\circ\text{C} \quad (8.70)$$

污泥出口温度

$$T'_s = T_s + \frac{Q_{T_{\max}}}{Q_s \times 1000} = 27.67 + \frac{3.24 \times 10^5}{35.16 \times 1000} = 36.88^\circ\text{C} \quad (8.71)$$

③ 热水循环量

热交换器入口热水温度采用 $T_w = 85^\circ\text{C}$, 出水温度 $T'_w = 75^\circ\text{C}$,

$T_w - T'_w = 85 - 75 = 10^\circ\text{C}$ 。则热水循环量为

$$Q_w = \frac{Q_{T_{\max}}}{(T_w - T'_w) \times 1000} = \frac{3.24 \times 10^5}{10 \times 1000} = 34.2 \text{ (m}^3 / \text{h)} \quad (8.72)$$

④ 热交换器口径确定

污泥在管内流速

$$v = \frac{35.16}{\frac{3.14}{4} \times 0.085^2 \times 3600} = 1.73(m/s) \quad (8.73)$$

外管管径 DN135mm,热水在外管内管间流速为

$$v = \frac{32.4}{\left(\frac{3.14}{4} \times 0.138^2 - \frac{3.14}{4} \times 0.094^2 \right) \times 3600} = 1.12(m/s) \quad (8.74)$$

⑤ 热交换器长度 L

$$\begin{aligned} \Delta T_1 &= T_s - T'_w = 27.67 - 75 = -47.33^\circ\text{C} \\ \Delta T_2 &= T'_s - T_w = 36.88 - 85 = -48.12^\circ\text{C} \\ \Delta T_m &= \frac{\Delta T_1 - \Delta T_2}{\ln \frac{\Delta T_1}{\Delta T_2}} = \frac{47.33 - 48.12}{\ln \frac{47.33}{48.12}} = 47.72^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (8.75)$$

故热交换器长度

$$L = \frac{Q_{T \max}}{\pi D K \Delta T_m} \times 1.2 \quad (8.76)$$

式中 D ——内管外径, m;

K ——传热系数。

故

$$L = \frac{3.24 \times 10^5}{\pi \times 0.094 \times 600 \times 47.72} \times 1.2 = 45.97(m) \quad (8.77)$$

设每根热交换器长 5m, 则共有根数 $\frac{45.97}{5} = 9.19$ 根, 取 10 根。

④ 锅炉容量计算设计

锅炉供热水量计算公式为

$$G_w = \frac{Q_T}{(T_4 - T) \gamma \eta} \quad (8.78)$$

式中 Q_T ——总耗热量;

T ——锅炉供水温度;

T_4 ——锅炉内热水水温, 约 90°C ;

γ ——水比热容, $1.0\text{kcal}/(\text{kg} \cdot ^\circ\text{C})$;

η ——锅炉的热效率, %。

锅炉供水温度取 $T = 5^\circ\text{C}$, 热效率 80%, 则

$$G_w = \frac{Q_r}{(T_4 - T)\gamma\eta} = \frac{6.48 \times 10^5}{(90 - 5) \times 1.0 \times 80\%} = 9529(\text{kg/h}) \quad (8.79)$$

(4) 消化池污泥气循环搅拌计算

- ① 搅拌气量 消化池搅拌气量一般按 $5 \sim 7 \text{m}^3 / (1000 \text{m}^3 \cdot \text{min})$ 计，设计取 $6 \text{m}^3 / (1000 \text{m}^3 \cdot \text{min})$ ，每座消化池气体用量为

$$q = 6 \times \frac{4000}{1000} = 24(\text{m}^3 / \text{min}) = 0.4(\text{m}^3 / \text{s}) \quad (8.80)$$

- ② 干管、竖管管径循环搅拌 系统干管和配气环管流速一般为 $10 \sim 15 \text{m/s}$ ，竖管为 $5 \sim 7 \text{m/s}$ 。取干管流速 $v_1 = 12 \text{m/s}$ ，干管管径 d_1 为

$$d_1 = \sqrt{\frac{4q}{\pi v_1}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.4}{3.14 \times 12}} = 0.206(\text{m}), \text{取 } d_1 = 200 \text{mm} \quad (8.81)$$

每座消化池设 24 条竖管，竖管流速 $v_2 = 7 \text{m/s}$ ，竖管管径 d_2 为

$$d_2 = \sqrt{\frac{4q}{\pi v_2}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.4}{3.14 \times 7}} = 0.055(\text{m}), \text{取 } d_2 = 50 \text{mm} \quad (8.82)$$

- ③ 竖管长度

消化池有效深度

$$H' = h_1 + h_2 + \frac{h_3}{2} = 17 + 2 + 1 = 20(\text{m}) \quad (8.83)$$

竖管插入污泥面以下的长度^[24]

$$h = \frac{2}{3} H' = \frac{2}{3} \times 20 = 13.33(\text{m}) \quad (8.84)$$

- ④ 压缩机功率通常一台压缩机对应一座消化池。所需压缩机功率 N 为

$$N = VW \quad (8.85)$$

式中 N ——沼气压缩机功率；

V ——一级消化池容积；

W ——单位池容所需功率。

设计取 $W = 5 \text{W/m}^3$ ，则

$$N = VW = 4000 \times 5 = 20000(\text{W}) = 20(\text{KW}) \quad (8.86)$$

两座 4000m^3 一级消化池，需两台功率为 20kW 的压缩机。

(5) 沼气收集贮存系统设计

① 沼气产量计算

由试验测得甲烷产量 $0.62\text{m}^3 / \text{kgVSS}$ ，污泥含固率为 4%，含 VSS 为 65%。故

$$\begin{aligned} VSS &= 562.38 \times 0.03 \times 75\% \\ VSS &= 12.65(t/d) = 12650(\text{kg}/d) \end{aligned} \quad (8.87)$$

又由于 VSS 的降解率为 50%，故被降解的

$$VSS = 12650 \times 50\% = 6325(\text{kg}/d) \quad (8.88)$$

所以甲烷产量为 $0.62 \times 6325 = 3921.5(\text{m}^3/d)$ ，甲烷体积占沼气体积的 54.5% 计，沼气产量为

$$\frac{3921.5}{0.545} = 7195.4(\text{m}^3/d) \quad (8.89)$$

② 集气管管径的确定污泥

一级消化、二级消化产气量分别是总气量的 80%、20%，故一级消化产气量

$$7195.4 \times 80\% = 2878.2(\text{m}^3/d) = 0.033(\text{m}^3/s) \quad (8.90)$$

每个消化池产气量

$$2878.2/n = 2878.2/2 = 1439.1(\text{m}^3/d) \quad (8.91)$$

式中 n ——消化池的个数，座。

所以二级消化产气量为

$$7195.4 \times 20\% = 1439.08(\text{m}^3/d) = 0.017(\text{m}^3/s) \quad (8.92)$$

由于一级消化池中设沼气搅拌，搅拌气量为 $0.4\text{m}^3/s$ ，故一级消化池集气管的集气量

$$q_1 = 0.4 + 0.033 = 0.433(\text{m}^3/s) \quad (8.93)$$

二级消化池集气管的集气量

$$q_2 = 0.017(\text{m}^3/s) \quad (8.94)$$

集气管内平均流速以 $5\text{m}/s$ 计，最大不超过 $7 \sim 8\text{m}/s$ ，故集气管管径

$$d_1 = \sqrt{\frac{4q_1}{\pi v_1}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.433}{3.14 \times 5}} = 0.332(\text{m}), \text{取 } d_1 = 400\text{mm} \quad (8.95)$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{4q_2}{\pi v_2}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.017}{3.14 \times 5}} = 0.066(\text{m}), \text{取 } d_2 = 100\text{mm} \quad (8.96)$$

按最大产气量进行校核，最大产气量为平均日产气量的1.5~3.0倍，取 2.2 倍。

$$v_1 = \frac{2.1 \times q_1}{\frac{\pi d_1^2}{4}} = \frac{2.1 \times 0.433}{3.14 \times \frac{0.4^2}{4}} = 7.24 \text{ m/s} \quad (\text{符合要求}) \quad (8.97)$$

$$v_2 = \frac{2.1 \times q_2}{\frac{\pi d_2^2}{4}} = \frac{2.1 \times 0.017}{3.14 \times \frac{0.1^2}{4}} = 4.54 \text{ m/s} \quad (\text{符合要求}) \quad (8.98)$$

③ 贮气柜容积计算

沼气贮柜的容积按平均日产气量的 25%~40%，即 6~10h 的平均产气量计算，取 35%，故贮气柜的容积^[24]

$$V = 7195.4 \times 35\% = 2518.39 \text{ m}^3 \quad (8.99)$$

选用 3000m³ 的单级低压浮盖式湿式贮气柜。

8.5 污泥脱水机房

8.5.1 消化后的污泥量

初次沉淀池的污泥与 CASS 池的浓缩后的活性污泥混合后，含水率为 97%，污泥量 562.38m³/d，挥发性固体含量为 75%。污泥消化过程中由于分解而使体积减少，消化后挥发性固体含量去除率为 50%。

则消化后的污泥量为

$$\begin{aligned} V' &= \frac{(100-p) \cdot V}{100-p_d} \times \left(1 - \frac{p_v R_d}{10000}\right) \\ V' &= \frac{(100-97) \times 562.38}{100-95} \times \left(1 - \frac{75 \times 50}{10000}\right) \\ V' &= 210.9 (\text{m}^3 / \text{d}) \end{aligned} \quad (8.100)$$

式中 p ——生污泥的含水率，97%；

p_d ——消化污泥的含水率，95%；

V ——生污泥体积；

R_d ——可消化程度，50%；

p_v ——生污泥有机物的含量，75%

8.5.2 污泥脱水

(1) 污泥脱水机的选型

污水处理中所产生的污泥，经过污泥浓缩后，其含水率在 97%，污泥的体

积虽然比浓缩前小得多，但仍然很大，难以处理，所以污泥的处理和处理需要污泥灌溉。浓缩的主要作用是分离泥水中的间隙水，干燥主要是污泥中吸附水和毛细水的排出，占污泥全体的含水量约 15%。因此，脱水后，压缩前的污泥体积减少到脱水前的 1/10 和 1/5，除去后面的泥水相当困难。设计采用带式压滤机，因为该种脱水机具有出水含泥率较低且稳定、耗能少、管理控制较容易等特点。消化后的污泥经脱水后，则由含水率降低而剩余的污泥量为：

$$V'' = V' \times \frac{100 - P_1}{100 - P_2} = 210.9 \times \frac{100 - 95}{100 - 75} = 42.18 m^3 / d \quad (8.101)$$

$$M = 42.18 \times (1 - 75\%) \times 1000 = 10545 kg / d \quad (8.102)$$

在对沉积物进行脱水后，泥饼通过小车运输，提取出的液体返回污水处理系统的前端再次进行污水处理。污泥脱水机选用 DY-3000 型隔膜压滤机。

隔膜压滤机的主要技术指标为：干污泥产量 1000kg/h，污泥含水率 75%，絮凝剂聚丙烯酰胺投量按干污泥量的 2.0‰。设计中共采用 1 台，工作周期定为 12 小时，则隔膜压滤机的处理量为：

$$m = 1000 \times 12 = 12000 kg / d \quad (8.103)$$

综上所述，可以满足要求。

(2) 污泥脱水机房的设计

污泥脱水机房与高压、低压配电间合建，同时建有值班室和控制室。总长 32m，宽 8.9m。污泥脱水机房内同时配备有螺杆泵、电动单梁悬挂起重机以及加药管电磁流量计、污泥电磁流量计等一系列计量设施。污泥脱水车间的设计计算示意图如图 8.2 所示：

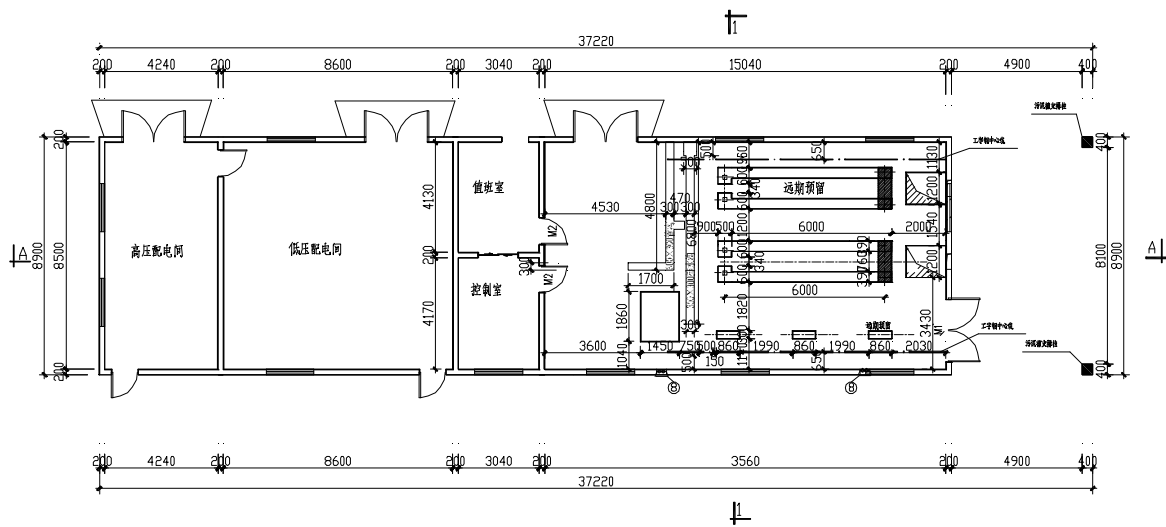


图 8.2 污泥脱水车间设计计算示意图 (单位:mm)

9 城市污水处理厂的布置

9.1 污水厂的平面布置

污水处理厂的平面布置主要包括建筑物、办公楼、实验室等附属建筑物,以及各种管线、道路、绿化等。污水处理厂的规划和布置应考虑到本项目污水处理厂规划和布置的一般原则和具体安排^[25]。

9.2 各处理单元构筑物的平面布置

处理构筑物遵守以下原则:

- (1) 连接各处理构筑物的管道和通道方便,可直接避免旋转和旋转;
- (2) 原则上应保持土壤覆盖平衡,防止土壤干燥;
- (3) 处理构筑物时,为了满足连接管和管道的铺设要求,必须保持一定距离。

通常情况下,其距离是 5~10 米。对于有一些特殊要求的建筑物,例如污泥消化池、消化池等,其距离必须按有关规定执行。

- (4) 各处理构筑物的平面布置应考虑紧凑布置,合理利用。

9.3 管道及渠道的平面布置

管道及渠道的平面布置遵守以下原则:

- (1) 处理构筑物的下面有连续连接的管道。通常情况下,还应该设置独立于各处理构筑物的管道或者管渠道。如果因为其他原因导致处理构筑物停止,为保证污水处理系统的正常运行,应当衔接后续构筑物;

- (2) 所有构筑物必须超过所有处理构筑物的溢出管道,直接排水;

- (3) 还有给水管、空气管、消化气、蒸汽管、配电线。这些管道布置大部分都在地下。地下装置在施工和维护管理上既方便又紧凑。可以考虑减少土地使用、合理利用土地面积。

不同管道在污水处理厂的管道系统中必须保证避免相互干扰。如果管道相对复杂,可以设置管道。污水处理厂必须有完善的雨水管系统,如果有必要,可以设置防洪沟^[25]。

9.4 附属建筑物

污水处理厂的其他建筑包括水泵室、风机、办公室、中控室、水质分析实验室、变电站、机械修理、仓库、食堂等。安装建设试验场,废水处理技术和设置二级建筑的位置以方便和安全为原则。厂区实验室远离客舱和泥水干燥场,请确保良好的工作条件。综合楼,实验室等与处理结构保持合理距离,夏季应为主风逆风方向。设置一定的值班间,工人可以方便地监控各处理构筑物的运行。美化

污水处理厂厂区环境,广泛种植花草树木,改善卫生条件和改变人们对污水处理厂“不卫生”的传统看法。

在污水处理厂,应修建道路,以方便合理通向各污水处理厂及附属建筑物的管渠。具体平面布置见城市污水厂总平面图。

9.5 污水厂的高程布置

污水处理技术的高程布置是决定各处理构筑物的泵室的高度,决定各处理构筑物之间连接灌溉渠的尺寸和高度。同时必须要保证各处理厂之间排水顺畅,保证了污水处理厂的合理运转。

9.5.1 进水提升泵房的设计计算

(1) 调节池

污水厂中共有 4 座调节池。每座调节池的进水量为 $0.215\text{m}^3/\text{s}$, 管径为 DN500mm,由于管渠较短,因此只考虑调节池内的局部水头损失,则有 $h_w = h_\xi$ 。

① 管道流速

$$v_1 = \frac{Q}{F_1} = \frac{0.215 \times 4}{0.5^2 \times 3.14} = 1.06\text{m/s} \quad (9.1)$$

② 水头损失

只考虑调节池内的局部水头损失,即 $h_w = h_\xi$ 。

$$h_\xi = \xi \frac{v^2}{2g} \quad (9.2)$$

式中 ξ ——局部阻力系数。

查表得, DN500mm 的 90° 弯头, $\xi = 0.96$, 2 个。

则

$$h_w = h_\xi = 0.96 \times 2 \times \frac{1.06^2}{2 \times 9.8} = 0.11(\text{m}) \quad (9.3)$$

(2) 曝气式沉砂池至调节池

该污水厂共有两个沉砂池,每座沉砂池的流量为 $0.43\text{m}^3/\text{s}$ 。第一段长度 29.3m,流量为 $0.43\text{m}^3/\text{s}$, 管径为 DN700mm; 第二段长度为 42.462m, 流量为 $0.86\text{m}^3/\text{s}$, 管径为 DN900mm; 第三段长度为 44.5m, 流量为 $0.43\text{m}^3/\text{s}$, 管径为 DN700mm; 第四段长度为 66.5m, 流量为 $0.215\text{m}^3/\text{s}$, 管径为 DN500mm。

① 管道流速

$$\text{第一段长度: } v_1 = \frac{Q}{F_1} = \frac{0.43 \times 4}{0.7^2 \times 3.14} = 1.12 \text{ m/s} \quad (9.4)$$

$$\text{第二段长度: } v_2 = \frac{Q}{F_2} = \frac{0.86 \times 4}{0.9^2 \times 3.14} = 1.35 \text{ m/s} \quad (9.5)$$

$$\text{第三段长度: } v_3 = \frac{Q}{F_3} = \frac{0.43 \times 4}{0.7^2 \times 3.14} = 1.12 \text{ m/s} \quad (9.6)$$

$$\text{第四段长度: } v_4 = \frac{Q}{F_4} = \frac{0.215 \times 4}{0.5^2 \times 3.14} = 1.06 \text{ m/s} \quad (9.7)$$

② 水头损失

水头损失 h_w 有沿程水头损失 h_f 和局部水头损失 h_ξ 组成。

i. 沿程水头损失 h_f

$$h_f = iL \quad (9.8)$$

式中 i ——单位长度水头损失；

L ——管线长度。

查表得：流量为 $0.43 \text{ m}^3/\text{s}$ ，管径为 DN700mm 时， $1000i = 2.15$ ；流量为 $0.86 \text{ m}^3/\text{s}$ ，管径为 DN900mm 时， $1000i = 2.24$ ；流量为 $0.43 \text{ m}^3/\text{s}$ ，管径为 DN700mm 时， $1000i = 2.15$ ；流量为 $0.215 \text{ m}^3/\text{s}$ ，管径为 DN500mm 时， $1000i = 2.93$ 。

代入数据得

$$h_f = \frac{2.15 \times 29.3 + 2.24 \times 42.64 + 2.15 \times 44.5 + 2.93 \times 66.5}{1000} \quad (9.9)$$

$$h_f = 0.45(\text{m})$$

ii. 局部水头损失 h_ξ

$$h_\xi = \xi \frac{v^2}{2g} \quad (9.10)$$

式中 ξ ——局部阻力系数。

查表得，DN700mm 的 90° 弯头， $\xi = 1.02$ ，4 个；DN700~900mm(汇合流三通)， $\xi = 3$ ，1 个；DN700~900mm(分支流三通)， $\xi = 1.5$ ，1 个；DN500mm 的 90° 弯头， $\xi = 0.96$ ，2 个；DN500~700mm(分支流三通)， $\xi = 1.5$ ，2 个，蝶阀， $\xi = 3$ ，3 个。

代入数据得

$$h_{\xi} = (4 \times 1.02 + 3 + 1.5 \times 2 + 0.3 \times 2) \times \frac{1.12^2}{2 \times 9.8} + (0.3 + 1.5) \times \frac{1.35^2}{2 \times 9.8} + (1.02 \times 2) \times \frac{1.06^2}{2 \times 9.8}$$

$$h_{\xi} = 0.97(m)$$
(9.11)

则

$$h_w = h_f + h_{\xi} = 0.45 + 0.97 = 1.42(m)$$
(9.12)

(3) 曝气式沉砂池

该污水厂共有两个沉砂池，每座沉砂池的流量为 $0.43 m^3/s$ 。进水管管径为 DN700mm，由于管渠较短，因此只考虑沉砂池内部局部水头损失，即 $h_w = h_{\xi}$ [26]。

① 管道流速。

$$v_1 = \frac{Q}{F_1} = \frac{0.43 \times 4}{0.7^2 \times 3.14} = 1.12 m/s$$
(9.13)

② 水头损失 h_w

只考虑沉砂池内部局部水头损失，即 $h_w = h_{\xi}$ 。

$$h_{\xi} = \xi \frac{v^2}{2g}$$
(9.14)

式中 ξ ——局部阻力系数。

查表得，DN700mm 的 90° 弯头， $\xi = 1.02$ ，1 个。

则

$$h_w = h_{\xi} = 1.02 \times \frac{1.12^2}{2 \times 9.8} = 0.07(m)$$
(9.15)

(4) 格栅间

格栅间按照 $74304 m^3/d$ 的流量一次建成。过栅流速为 $v = 1 m/s$ ，格栅设两组，格栅间隙 $b = 0.025 m$ ，栅条宽度 $S = 0.01 m$ ，格栅安装倾角 $\alpha = 60^\circ$ ，栅前水深 $h = 0.5 m$ 。

① 过栅水头损失

$$h_{\xi} = \beta \left(\frac{S}{b} \right)^{\frac{4}{3}} \frac{v^2}{2g} \sin \alpha K$$
(9.16)

式中 β ——形状系数，取 2.42；

K——水头损失增大系数，取 3。

代入数据得

$$h_{\xi} = 2.42 \times \left(\frac{0.01}{0.025} \right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{1^2}{2 \times 9.8} \sin 60^{\circ} \times 3 \quad (9.17)$$

$$h_{\xi} = 0.11(m)$$

考虑一定的安全系数，取 $h_{\xi} = 0.2m$ 。

② 栅前水位

已知污水管网末端污水管道内的水面标高为 116.143m,考虑到安全自由水头,由污水管网末端管道至进水闸井的水头损失为^[27], $h_w = 0.700m$ 。则进水闸井的出水井标高为 $h_1 = 120.000m$, 进水闸井至格栅, 不考虑沿水头损失, 考虑到一定的安全性, 取 $h_w = 0.05m$ 。则栅前水位 $h_2 = h_1 - h_{\xi} = 120.00 - 0.05 = 119.95(m)$

③ 栅后水位

$$h_3 = h_2 - h_{\xi} = 119.95 - 0.2 = 119.75(m) \quad (9.18)$$

(5) 进水提升泵房

① 泄水孔流速 v

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{0.86}{0.5 \times 0.5 \times 5} = 0.69m/s \quad (9.19)$$

② 过孔水头损失 H_0 ，按照孔口出流公式计算水头损失。

$$Q = \mu W \sqrt{2gH_0} \quad (9.20)$$

式中 μ ——流量系数，取 0.62。

$$H_0 = \frac{1}{\mu^2} \times \frac{v^2}{2g} = \frac{1}{0.62^2} \times \frac{0.69^2}{2 \times 9.8} = 0.06(m) \quad (9.21)$$

③ 集水池最高水位 h_4

$$h_4 = h_3 - H_0 = 119.75 - 0.06 = 119.69(m) \quad (9.22)$$

④ 集水池最低水位 h_5 ，取集水池有效水深为 2m，则

$$h_5 = h_4 - 2 = 119.69 - 2 = 117.69(m) \quad (9.23)$$

⑤ 水泵扬程 H

a、沉砂池水位 h_7

已知地面标高为 123.00m，调节池内水位 $h_8 = 122.50(m)$ ，沉砂池至调节池的水头损失为 $h_w = h_f + h_{\xi} = 0.45 + 0.97 = 1.42(m)$ ，沉砂池内部水头损失为

$$h_w = h_\xi = 1.02 \times \frac{1.12^2}{2 \times 9.8} = 0.07(m) \quad , \quad \text{则 沉 砂 池 水 位 为}$$

$$h_7 = 122.5 + 1.42 + 0.07 = 123.99(m)$$

b、进水提升泵站出水管高程 h_6

每个泵都有单独的排水管。这个排水管进入提升泵站的出水井。排水管的高度高于出水井位，出水井自由跌落，设自由跌差 0.3m，则^[27]

$$h_6 = 123.99 + 0.3 = 124.29(m) \quad (9.24)$$

c、静扬程 $h_{\text{静}}$

$$h_{\text{静}} = h_6 - h_5 = 124.29 - 117.69 = 6.6(m) \quad (9.25)$$

d、水泵出口及出水管流速

每台水泵设置单独的出水管，水泵出口直径为 $\phi 300\text{mm}$ ，出水管直径为 DN500mm。

水泵出口流速

$$v_a = \frac{Q}{F_a} = \frac{0.215 \times 4}{0.3^2 \times 3.14} = 3.04\text{m/s} \quad (9.26)$$

出水管流速

$$v_b = \frac{Q}{F_b} = \frac{0.215 \times 4}{0.5^2 \times 3.14} = 1.06\text{m/s} \quad (9.27)$$

e、水头损失 h_w

水头损失 h_w 有沿程水头损失 h_f 和局部水头损失 h_ξ 组成。查表得：

$v = 1.06\text{m/s}$, DN500mm 时, $1000i = 2.93$ ，代入数据则

$$h_f = iL = \frac{2.93}{1000} \times 18.2 = 0.053(m) \quad (9.28)$$

为安全起见，取 0.1m。

查表得，DN=300mm 时， 90° 弯头， $\xi = 0.78$ ；DN=500mm 时， 90° 弯头，

$\xi = 0.96$ ；水泵入口， $\xi = 1$ ；渐放管， $\xi = 0.3$ ；蝶阀， $\xi = 0.3$ ，止回阀， $\xi = 2.0$ ；

出口， $\xi = 1.0$ ，代入数据得：

$$h_\xi = (1.0 + 0.78 + 0.3) \times \frac{3.04^2}{2 \times 9.8} + (2 \times 0.96 + 0.3 + 2 + 1) \times \frac{1.06^2}{2 \times 9.8} \quad (9.29)$$

$$h_\xi = 1.28(m)$$

取 $h_\xi = 1.5\text{m}$ 。

则

$$h_w = h_f + h_\xi = 0.1 + 1.5 = 1.6(m) \quad (9.30)$$

f、水泵扬程 H，考虑出水管水头 0.65m,则

$$\begin{aligned} H &= h_{\text{静}} + h_w + 0.65 \\ H &= 6.6 + 1.6 + 0.65 = 8.85(m) \end{aligned} \quad (9.31)$$

⑥ 污水提升泵房设计尺寸

泵房土建按照 $74304\text{m}^3/d$ 的流量一次建成。设备分期安装，一期工程设计流量为 $Q_{\max} = 0.86\text{m}^3/\text{s}$ ，共设 5 台潜污泵，4 用 1 备，并联使用。泵型号为 300QW900-15-55，单台水泵流量为 $Q_{\text{单}} = 900\text{m}^3/\text{h}$ ，扬程为 15m，效率为 77%，轴功率为 47.78kW，电机功率为 55kW^[2]。提升泵站集水池内设置配水泵，配水泵底部设 0.5×0.5 的泄水孔，一期工程工设 5 个。

泵型号为 300QW900-15-55 的水泵流量特性曲线如图 9.1 所示：

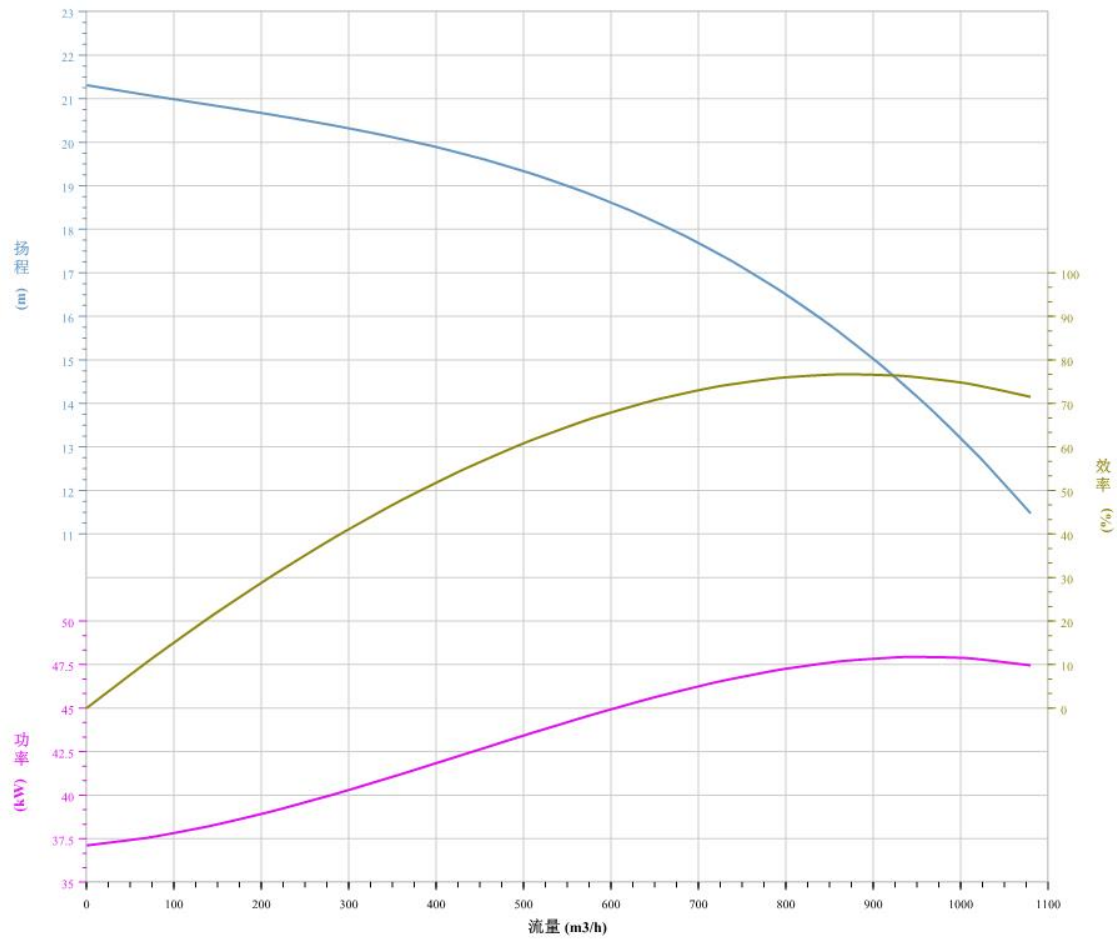


图 9.1 水泵流量特性曲线

泵房的设计采用 5 台水泵并排排列的形式, 水泵与水泵之间的设计间距为 7.385m。格栅与泵房合建, 同时在格栅与泵房之间设置集水池^[28], 集水池长 40m, 宽 10.8m。集水池的最高水位为 $h_4 = h_3 - H_0 = 119.75 - 0.06 = 119.69(m)$, 最低水位为 $h_5 = h_4 - 2 = 119.69 - 2 = 117.69(m)$ 。泵房设计的尺寸为 $39m \times 39m$, 设计计算示意图如图 9.3 所示:

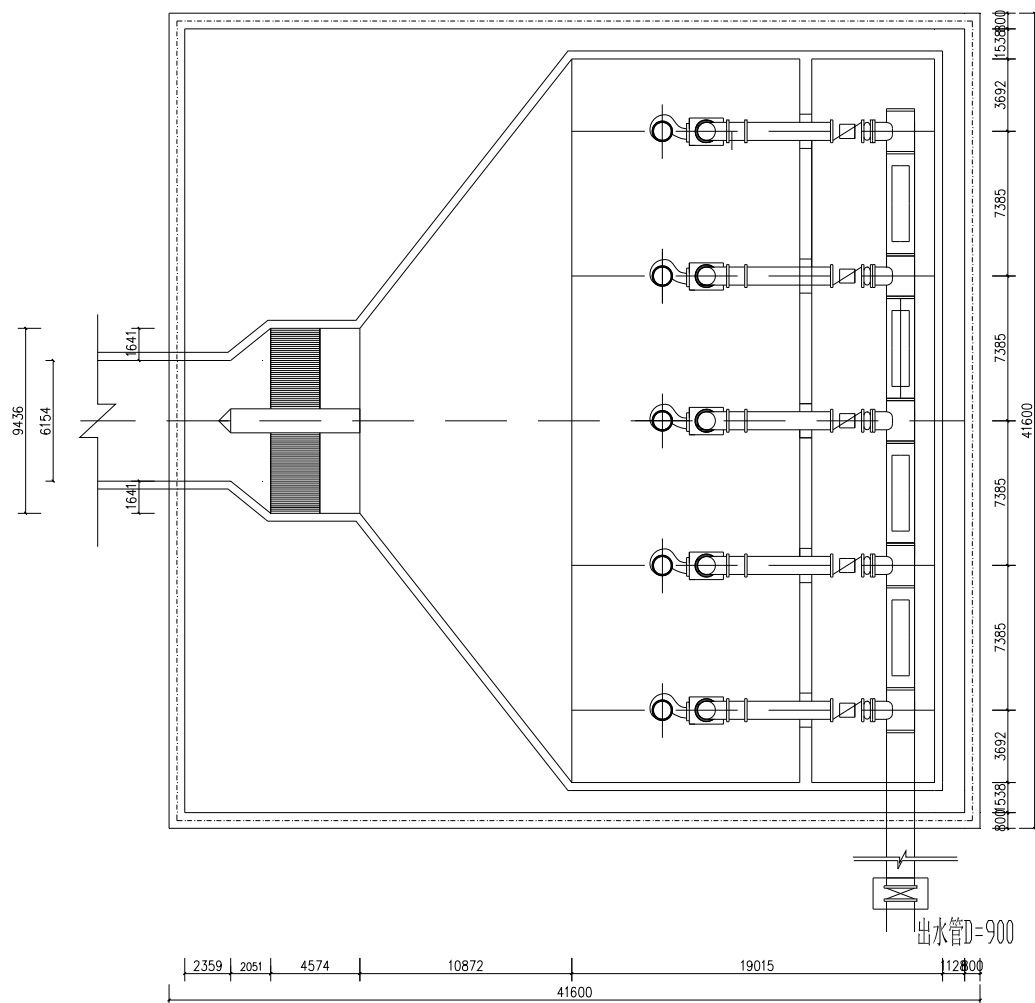


图 9.3 泵房设计计算示意图 (单位: mm)

9.5.2 二次提升泵房的设计计算

(1) 初沉池至 CASS 池

该污水厂共设置了 4 座辐流式沉淀池, 每座沉淀池的进水流量为 $0.215m^3/s$, 管径 DN500mm; 9 座 CASS 池, 每座 CASS 池的进水流量为 $0.096m^3/s$ 管径 DN400mm。由于管渠较短, 因此只考虑沉淀池至 CASS 池的局部水头损失, 即

$$h_w = h_\xi。$$

① 管道流速

$$\text{第一段: } v_1 = \frac{Q}{F_1} = \frac{0.215 \times 4}{0.5^2 \times 3.14} = 1.06 \text{ m/s} \quad (9.32)$$

$$\text{第二段: } v_2 = \frac{Q}{F_2} = \frac{0.43 \times 4}{0.7^2 \times 3.14} = 1.12 \text{ m/s} \quad (9.33)$$

$$\text{第三段: } v_3 = \frac{Q}{F_3} = \frac{0.86 \times 4}{0.9^2 \times 3.14} = 1.35 \text{ m/s} \quad (9.34)$$

$$\text{第四段: } v_4 = \frac{Q}{F_4} = \frac{0.096 \times 4}{0.4^2 \times 3.14} = 0.76 \text{ m/s} \quad (9.35)$$

② 水头损失 h_w ，只考虑调节池内部局部水头损失，即 $h_w = h_\xi^{[29]}$ 。

$$h_\xi = \xi \frac{v^2}{2g} \quad (9.36)$$

式中 ξ ——局部阻力系数。

查表得，DN700mm 的 90°弯头， $\xi = 1.02$ ，2 个；DN700~900mm(汇合流三通)， $\xi = 3$ ，1 个；DN700~900mm(分支流三通)， $\xi = 1.5$ ，1 个；DN400mm 的 90°弯头， $\xi = 0.9$ ，2 个；DN500~700mm(汇合流三通)， $\xi = 3$ ，2 个；DN700~400mm(分支流三通)， $\xi = 1.5$ ，6 个。

代入数据得

$$\begin{aligned} h_\xi &= (2 \times 1.02 + 3 + 1.5 \times 6) \times \frac{1.12^2}{2 \times 9.8} + 1.5 \times \frac{1.35^2}{2 \times 9.8} + (3 \times 2) \times \frac{1.06^2}{2 \times 9.8} + 2 \times 0.9 \times \frac{0.76^2}{2 \times 9.8} \\ h_\xi &= 1.44(\text{m}) \end{aligned} \quad (9.37)$$

则

$$h_w = h_\xi = 1.44(\text{m}) \quad (9.38)$$

(3) 初沉池

该污水厂共设置了 4 座辐流式沉淀池，每座沉淀池的进水流量为 $0.215 \text{ m}^3/\text{s}$ ，管径 DN500mm。由于沉淀池内部管渠较短，因此只考虑沉淀池内部的局部水头损失，即 $h_w = h_\xi$ 。

① 出水渠流速 v

$$v = \frac{Q}{F} \quad (9.39)$$

式中 F ——出水渠过水断面。

水深为 0.3m，渠宽为 1.0m，则

$$v = \frac{0.215}{0.3 \times 1} = 0.72 \text{ m/s} \quad (9.40)$$

② 水头损失

水头损失 h_w ，只考虑调节池内部局部水头损失，即 $h_w = h_\xi$ 。

$$h_\xi = \xi \frac{v^2}{2g} \quad (9.41)$$

式中 ξ ——局部阻力系数。

查表得：汇合流 $\xi = 3$ ，则

$$h_w = h_\xi = \xi \frac{v^2}{2g} \quad (9.42)$$

$$h_w = 3 \times \frac{0.72^2}{2 \times 9.8} = 0.08 \text{ (m)}$$

(3) 二次提升泵站

① 流速

$$\text{吸水管流速: } v_1 = \frac{Q}{F_1} = \frac{0.215 \times 4}{0.5^2 \times 3.14} = 1.06 \text{ m/s} \quad (9.43)$$

$$\text{水泵入口流速: } v_2 = \frac{Q}{F_2} = \frac{0.215 \times 4}{0.4^2 \times 3.14} = 1.71 \text{ m/s} \quad (9.44)$$

$$\text{水泵出口流速: } v_3 = \frac{Q}{F_3} = \frac{0.215 \times 4}{0.3^2 \times 3.14} = 3.04 \text{ m/s} \quad (9.45)$$

$$\text{出水管流速: } v_4 = \frac{Q}{F_4} = \frac{0.215 \times 4}{0.5^2 \times 3.14} = 1.06 \text{ m/s} \quad (9.46)$$

$$\text{出水总管流速: } v_5 = \frac{Q}{F_5} = \frac{0.86 \times 4}{0.9^2 \times 3.14} = 1.35 \text{ m/s} \quad (9.47)$$

$$\text{反应池进水支管流速: } v_6 = \frac{Q}{F_6} = \frac{0.215 \times 4}{0.5^2 \times 3.14} = 1.06 \text{ m/s} \quad (9.48)$$

② 水头损失 h_w

水头损失 h_w 由沿程水头损失 h_f 和局部水头损失 h_ξ 组成。

a、沿程水头损失 h_f

查表得：DN500mm， $v=1.06m/s$ 时， $1000i=2.93$ ；DN900mm， $v=1.35m/s$ 时， $1000i=2.24$ 。

l 为管线长度，其中吸水管 $l=5.75m$ ，出水管 $l=3.2m$ ，出水总管 $l=8m$ ，反应池进水支管 $l=6.5m$ ，代入数据得：

$$h_f = \frac{2.93}{1000} \times 5.75 + \frac{2.93}{1000} \times 3.2 + \frac{2.24}{1000} \times 8 + \frac{2.93}{1000} \times 6.5$$

$$h_f = 0.063(m)$$
(9.49)

取 $h_f = 0.1(m)$ 。

b、局部水头损失 h_ξ

查表得：吸水喇叭口， $\xi=3$ ，1个；DN500mm的90°弯头， $\xi=0.96$ ，6个；DN400~500mm，渐缩， $\xi=0.19$ ，1个；DN300~500mm，渐扩， $\xi=0.16$ ，1个；蝶阀， $\xi=0.3$ ，2个；止回阀 $\xi=0.68$ ，1个；水泵入口， $\xi=1.0$ ，1个；汇合流三通， $\xi=3$ ，1个；分直流三通， $\xi=1.5$ ，1个；进口， $\xi=0.5$ ，1个；管道混合器， $\xi=2.0$ ，1个，代入数据得：

$$h_\xi = (3+5 \times 0.9+0.3 \times 2) \times \frac{1.06^2}{2 \times 9.8} + (1+0.19) \times \frac{1.71^2}{2 \times 9.8} + 0.16 \times \frac{3.04^2}{2 \times 9.8} + (0.9+0.68+0.3) \times \frac{1.06^2}{2 \times 9.8} + (3+1.5+2) \times \frac{1.35^2}{2 \times 9.8}$$

$$h_\xi = 1.429(m)$$
(9.50)

考虑到一定的安全因素，取 $h_\xi = 1.50m$ 。

则

$$h_w = h_f + h_\xi = 0.1 + 1.50 = 1.60(m)$$
(9.51)

③ 水泵扬程 H

a、辐流式沉淀池水位 h_9

已知地面标高为123.00m，CASS池内水位 $h_{10}=127.000(m)$ ，沉淀池至CASS池的水头损失为 $h_w = h_\xi = 1.44(m)$ ，沉淀池内部水头损失为 $h_w = 0.08(m)$ ，则沉淀池水位为 $h_9 = 127.00 + 1.44 + 0.08 = 128.52(m)$ ，考虑到一定的安全水头，设由二次提升泵房出水管至沉淀池的水头损失为0.1m，则二次提升泵房的出水管标高为 $128.52 + 0.1 = 128.62(m)$ ，已知调节池内水头损失为 $h_w = 0.11m$ ，则进入二次提升泵站的水位为 $h_8 - h_w = 122.5 - 0.11 = 122.39(m)$ 。

b、二次提升泵站静扬程 $h_{\text{静}}$

$$h_{\text{静}} = h_9 - h_8 = 128.62 - 122.39 = 6.23(m) \quad (9.52)$$

c、水泵扬程 H

考虑 0.8m 的自由水头，则

$$H = H_{\text{静}} + h_w + 0.8 = 6.23 + 1.60 + 0.8 = 8.63(m) \quad (9.53)$$

④ 二次提升泵房几何尺寸

二次提升泵站共设 5 台潜污泵，4 用 1 备，并联使用。选泵型号为 300QW900-15-55，单台水泵流量为 $Q_{\text{单}} = 900 \text{m}^3/\text{h}$ ，扬程为 15m，效率为 77%，轴功率为 47.78kW，电机功率为 55kW。吸水管管径为 DN500mm，水泵入口直径为 $\phi 400 \text{mm}$ ，水泵出口直径为 $\phi 300 \text{mm}$ ，出水管管径为 DN500mm，泵房出水总管为 DN900mm，沉淀池进水支管为 DN500mm，在出水总管上设置 DN900mm 的管道混合器。

二次提升泵房设计的尺寸为 $39\text{m} \times 39\text{m}$ ，二次提升泵房的设计几何尺寸与污水提升泵房相同。同时采用 5 台水泵并排排列的形式，水泵与水泵之间的设计间距为 7.385m。

(4) CASS 池

该污水厂共有 9 座 CASS 池，每座 CASS 池的流量为 $0.096 \text{m}^3/\text{s}$ 。

① 沿程水头损失 h_f

$$h_f = iL \quad (9.54)$$

式中 i ——单位长度水头损失；

L ——管线长度。

查表得：管径 DN400mm，长 $L=80\text{m}$ ， $1000i=2.04$ 。

代入数据得：

$$h_f = \frac{80 \times 2.04}{1000} = 0.16(m) \quad (9.55)$$

② 局部水头损失 h_ξ

查表得：DN400mm 的 90° 弯头， $\xi = 0.9$ ，2 个。

则

$$h_\xi = \xi \cdot \frac{v^2}{2g} = 0.9 \times 2 \times \frac{0.76^2}{2 \times 9.8} = 0.053(m) \quad (9.56)$$

则

$$h_w = h_f + h_\xi = 0.16 + 0.053 = 0.22(m) \quad (9.57)$$

(5) CASS 池至消毒接触池

该污水厂共有两个消毒接触池，每座消毒接触池的流量为 $0.43\text{m}^3/\text{s}$ 。第一段长度 95.299m ，流量为 $0.86\text{m}^3/\text{s}$ ，管径为 $\text{DN}900\text{mm}$ ，流速为 $v = 1.35\text{m/s}$ ；第二段长度为 26.000m ，流量为 $0.86\text{m}^3/\text{s}$ ，管径为 $\text{DN}900\text{mm}$ ，流速为 $v = 1.35\text{m/s}$ 。

① 水头损失 h_w ，水头损失 h_w 有沿程水头损失 h_f 和局部水头损失 h_ξ 组成。

a、沿程水头损失 h_f

$$h_f = iL \quad (9.58)$$

式中 i ——单位长度水头损失；

L ——管线长度。

查表得：流量为 $0.86\text{m}^3/\text{s}$ ，管径为 $\text{DN}900\text{mm}$ 时。

代入数据得

$$h_f = \frac{(95.299 + 26) \times 2.24}{1000} \quad (9.59)$$

$$h_f = 0.272(\text{m})$$

b、局部水头损失 h_ξ

$$h_\xi = \xi \frac{v^2}{2g} \quad (9.60)$$

式中 ξ ——局部阻力系数。

查表得， $\text{DN}900\text{mm}$ 的 90° 弯头， $\xi = 1.07$ ，1 个； $\text{DN}700 \sim 900\text{mm}$ (汇合流三通)， $\xi = 3$ ，1 个； $\text{DN}700 \sim 900\text{mm}$ (分支流三通)， $\xi = 1.5$ ，1 个； $\text{DN}400\text{mm}$ 的 90° 弯头， $\xi = 0.9$ ，2 个； $\text{DN}700 \sim 400\text{mm}$ (分支流三通)， $\xi = 1.5$ ，6 个。

代入数据得

$$h_\xi = (3 + 1.5 \times 6) \times \frac{1.12^2}{2 \times 9.8} + (1.07 + 1.5) \times \frac{1.35^2}{2 \times 9.8} + (0.9 \times 2) \times \frac{0.76^2}{2 \times 9.8} \quad (9.61)$$

$$h_\xi = 1.06(\text{m})$$

则

$$h_w = h_f + h_\xi = 0.272 + 1.06 = 1.332(\text{m}) \quad (9.62)$$

② 接触消毒池高程 h_{11}

已知 CASS 池水位 $h_{10} = 127.000(\text{m})$ ，CASS 池内水头损失为 $h_w = h_f + h_\xi = 0.16 + 0.053 = 0.22(\text{m})$ ，CASS 池至消毒接触池的水头损失为 $h_w = h_f + h_\xi = 0.272 + 1.06 = 1.332(\text{m})$ ，则接触消毒池内水位为 $h_{11} = h_{10} - 0.22 - 1.332 = 125.448(\text{m})$ 。

9.5.3 污泥泵房的设计布置

(1) 初次沉砂池至重力浓缩池

该污水厂共设有 4 座初次沉砂池，污泥量为 $247.68\text{m}^3/d = 0.0028\text{m}^3/s$ ，取 $0.003\text{m}^3/s$ 。两座沉砂池的污泥量为 $0.0015\text{m}^3/s$ 。第一段长度 95.299m，第二段长度为 148.000m，第三段长度为 121.441m，第四段长度为 61.926m。查表得：污泥量为 $0.0015\text{m}^3/s$ ，管径为 DN70mm， $1000i=7.72$ ， $v=0.42\text{m/s}$ ；污泥量为 $0.00075\text{m}^3/s$ ，管径为 DN25mm， $v=1.34\text{m/s}$ 。

① 污泥损失 h_w ，污泥损失 h_w 有沿程污泥损失 h_f 和局部污泥损失 h_ξ 组成。

a、沿程污泥损失 h_f

$$h_f = 9.8 \times iL \quad (9.63)$$

式中 i ——单位长度污泥损失；

L ——管线长度。

代入数据得

$$\begin{aligned} h_f &= 9.8 \times \frac{7.72}{1000} \times (143.177 + 148 + 121.441 + 61.926) \\ h_f &= 3.66(m) \end{aligned} \quad (9.64)$$

b、局部污泥损失 h_ξ

$$h_\xi = \xi \frac{v^2}{2g} \quad (9.65)$$

式中 ξ ——局部阻力系数。

查表得，DN25mm 的 90° 弯头， $\xi=1.03$ ，4 个；DN25~70mm(汇合流三通)， $\xi=3$ ，4 个；DN70mm 的 90° 弯头， $\xi=1.12$ ，6 个；代入数据得

$$\begin{aligned} h_\xi &= (1.03 \times 4 + 3 \times 4) \times \frac{1.34^2}{2 \times 9.8} + 6 \times 1.12 \times \frac{0.42^2}{2 \times 9.8} \\ h_\xi &= 1.53(m) \end{aligned} \quad (9.66)$$

则

$$h_w = h_f + h_\xi = 3.66 + 1.53 = 5.19(m) \quad (9.67)$$

(2) CASS 池至重力浓缩池

该污水厂共设有 9 座初次沉砂池，污泥量为 $3147\text{m}^3/d = 0.036\text{m}^3/s$ 。每座 CASS 池的污泥量为 $0.004\text{m}^3/s$ 。由 CASS 池至重力浓缩池的长度 75.299m，查表得：污泥量为 $0.036\text{m}^3/s$ ，管径为 DN250mm， $1000i=3.61$ 。

① 污泥损失 h_w ，污泥损失 h_w 有沿程污泥损失 h_f 和局部污泥损失 h_ξ 组成。

a、沿程污泥损失 h_f

$$h_f = 9.8 \times iL \quad (9.68)$$

式中 i ——单位长度污泥损失；

L ——管线长度。

代入数据得

$$\begin{aligned} h_f &= 9.8 \times \frac{3.61}{1000} \times 75.299 \\ h_f &= 0.272(m) \end{aligned} \quad (9.69)$$

b、局部污泥损失 h_ξ

$$h_\xi = \xi \frac{v^2}{2g} \quad (9.70)$$

式中 ξ ——局部阻力系数。

查表得，每座 CASS 池 $Q_{\text{单}} = 0.004m^3/s$ ，DN150mm 的 90° 弯头， $\xi = 0.48$ ， $v = 0.24m/s$ ，2 个；DN200mm 的 90° 弯头， $\xi = 0.48$ ， $v = 0.58m/s$ ，8 个；DN200~250mm(汇合流三通)， $\xi = 3$ ，1 个；DN200~250mm(汇合流三通)， $\xi = 1.5$ ，1 个；代入数据得

$$\begin{aligned} h_\xi &= 2 \times 0.48 \times \frac{0.24^2}{2 \times 9.8} + (8+3) \times \frac{0.58^2}{2 \times 9.8} + 1.5 \times \frac{0.72^2}{2 \times 9.8} \\ h_\xi &= 0.168(m) \end{aligned} \quad (9.71)$$

则

$$h_w = h_f + h_\xi = 0.272 + 0.168 = 0.44(m) \quad (9.72)$$

(3) 重力浓缩池与初次沉淀池的污泥至贮泥池

该污水厂共设 2 座贮泥池，污泥量为 $0.0066m^3/s$ 。每座贮泥池的污泥量为 $0.0033m^3/s$ 。由重力浓缩池至贮泥池的第一段长度 76.72m，第二段长度为 28.68m，查表得：污泥量为 $0.0033m^3/s$ ，管径为 DN70mm， $1000i=32.7$ 。

① 污泥损失 h_w ，污泥损失 h_w 有沿程污泥损失 h_f 和局部污泥损失 h_ξ 组成。

a、沿程污泥损失 h_f

$$h_f = 9.8 \times iL \quad (9.73)$$

式中 i ——单位长度污泥损失；

L ——管线长度。

代入数据得

$$\begin{aligned} h_f &= 9.8 \times \frac{32.7}{1000} \times (76.72 + 28.68) \\ h_f &= 3.45(m) \end{aligned} \quad (9.74)$$

b、局部污泥损失 h_ξ

$$h_\xi = \xi \frac{v^2}{2g} \quad (9.75)$$

式中 ξ ——局部阻力系数。

查表得：污泥量为 $0.0033m^3/s$ ，管径为 DN70mm， $v=1.12m/s$ ；污泥量为 $0.0066m^3/s$ ，管径为 DN70mm， $v=1.19m/s$ 。查表得，DN70mm 的 90° 弯头， $\xi=1.12$ ，2 个；DN70~70mm(汇合流直三通)， $\xi=3$ ，2 个；代入数据得

$$\begin{aligned} h_\xi &= 2 \times 1.12 \times \frac{1.13^2}{2 \times 9.8} + 2 \times 3 \times \frac{1.19^2}{2 \times 9.8} \\ h_\xi &= 0.58(m) \end{aligned} \quad (9.76)$$

则

$$h_w = h_f + h_\xi = 3.45 + 0.58 = 4.03(m) \quad (9.77)$$

(4) 贮泥池至污泥泵房

该污水厂共设 2 座贮泥池，污泥量为 $0.0066m^3/s$ 。由贮泥池至重力浓缩池的长度为 50m，查表得：污泥量为 $0.0066m^3/s$ ，管径为 DN150mm， $1000i=1.83$ ， $v=0.35m/s$ 。

① 污泥损失 h_w ，污泥损失 h_w 有沿程污泥损失 h_f 和局部污泥损失 h_ξ 组成。

a、沿程污泥损失 h_f

$$h_f = 9.8 \times iL \quad (9.78)$$

式中 i ——单位长度污泥损失；

L ——管线长度。

代入数据得

$$\begin{aligned} h_f &= 9.8 \times \frac{1.83}{1000} \times 50 \\ h_f &= 0.092(m) \end{aligned} \quad (9.79)$$

b、局部污泥损失 h_ξ

$$h_{\xi} = \xi \frac{v^2}{2g} \quad (9.80)$$

式中 ξ ——局部阻力系数。

查表得：污泥量为 $0.0033m^3/s$ ，管径为 DN70mm， $v = 1.13m/s$ ；DN70~150mm(汇合流直三通)， $\xi = 3$ ，1 个；代入数据得

$$\begin{aligned} h_{\xi} &= 3 \times \frac{1.13^2}{2 \times 9.8} \\ h_{\xi} &= 0.20(m) \end{aligned} \quad (9.81)$$

则

$$h_w = h_f + h_{\xi} = 0.092 + 0.20 = 0.3(m) \quad (9.82)$$

(5) 污泥泵房

① 污泥泵扬程 H

a、CASS 池污泥位 h_{n2}

已知地面标高为 $123.00m$ ，CASS 池内污泥位 $h_{n2} = 127.500(m)$ ，CASS 池至重力浓缩池的污泥损失为 $h_w = h_f + h_{\xi} = 0.272 + 0.168 = 0.44(m)$ ，则重力浓缩池污泥位为 $h_{n3} = 127.06m$ ，重力浓缩池与来自初次沉淀池的污泥混合至贮泥池的污泥损失为 $h_w = h_f + h_{\xi} = 3.45 + 0.58 = 4.03(m)$ ，则贮泥池污泥位为 $h_{n4} = 127.06 - 4.03 = 123.03(m)$ ，贮泥池至污泥泵房的污泥损失为 $h_w = h_f + h_{\xi} = 0.092 + 0.20 = 0.3(m)$ ，故在进入污泥泵房的污泥位为 $h_{n5} = h_{n4} - h_w = 123.03 - 0.3 = 122.73m$

b、消化池污泥位 h_{n6}

该污水厂消化池的污泥位为 $h_{n6} = 137.00m$ 。

c、污泥提升泵站静扬程 $h_{n静}$

$$h_{n静} = h_{n6} - h_{n5} = 137.00 - 122.73 = 14.27(m) \quad (9.83)$$

d、污泥泵扬程 H

考虑 $1.5m$ 的泵站内部自由水头，则

$$H = H_{n静} + 1.5 = 14.27 + 1.5 = 15.77(m) \quad (9.84)$$

② 污泥泵房的设计计算

a、选泵

污泥提升泵房共设 3 台泥浆泵，2 用 1 备，串联使用。选泵型号为 NL50A-8 系列污水泥浆泵，单台泥浆泵的流量为 $Q_{\text{单}}=20\sim 30\text{m}^3/\text{h}$ ，扬程为 $8\sim 9\text{m}$ ，效率为 42%，电机功率为 1.5kW。污泥提升泵房的出泥管选用铸钢管，管径为 DN250mm。

b、污泥泵房的几何尺寸

污泥提升泵房设计的尺寸为 $20\text{m}\times 20\text{m}$ ，同时采用 3 台污水泥浆泵并排排列的形式，污泥提升泵房的进泥管与出泥管均选用铸钢管，管径为 DN250mm。

10 污水处理厂工程概算

10.1 概述

10.1.1 估算范围

本次投资估算包括污水处理工程各构筑物、污泥处理各构筑物、其它附属建筑工程、公用工程、厂区内管线、道路、绿化等，还包括部分场外工程（供电线路、通讯线路、临时道路等）^[30]。

10.1.2 编制依据

本工程依据《河南省市政工程费用定额》的标准，及《河南省市政工程费用定额的补充规定》中的排水工程费率，套用《全国市政工程预算定额河南省市政工程单位估价表》中的定额基价，并对基价进行调整，调整系数为 15.34%。土方工程计算取地区材料基价系数，按《河南省市政工程费用定额》中土石方工程费用率计算。

10.2 投资估算

10.2.1 污水厂的直接费用

查《给排水工程概预算与经济评价手册》进行各构筑物的直接费用计算：

(1) 污水厂总图单项指标

直接费用合计：

$$1820 \times 72500/100 = 1319500 \text{ 元} \quad (10.1)$$

(2) 污水泵房单项指标

直接费用合计：

$$3525 \times 42199/100 = 1455840 \text{ 元} \quad (10.2)$$

中途提升泵站为径详细计算，假定与二次提升泵站造价相同^[31]。

(3) 污水厂曝气沉砂池单项指标

直接费用合计：

$$214 \times 175143/100 = 374807 \text{ 元} \quad (10.3)$$

(4) 污水厂初沉池单项指标

直接费用合计：

$$2 \times 4842 \times 50000/100 = 4841880 \text{ 元} \quad (10.4)$$

(5) 污水厂曝气池单项指标

直接费用合计：

$$2 \times 12732 \times 39700/100 = 10108788 \text{ 元} \quad (10.5)$$

(6) 污水厂二沉池单项指标

直接费用合计:

$$2 \times 4842 \times 50000/100 = 4841880 \text{ 元} \quad (10.6)$$

(7) 污水厂接触池单项指标

直接费用合计:

$$2 \times 1068 \times 21937/100 = 468575 \text{ 元} \quad (10.7)$$

(8) 污水厂计量堰单项指标

直接费用合计:

$$630 \times 810 = 510300 \text{ 元} \quad (10.8)$$

(9) 污泥泵房单项指标

直接费用合计:

$$1875 \times 41468/100 = 777525 \text{ 元} \quad (10.9)$$

(10) 污泥浓缩池单项指标

直接费用合计:

$$2 \times 674.49 \times 26549/100 = 358138 \text{ 元} \quad (10.10)$$

(11) 贮泥池单项指标

直接费用合计:

$$2 \times 152.81 \times 50000/100 = 152810 \text{ 元} \quad (10.11)$$

(12) 污泥脱水机房单项指标

直接费用合计:

$$231.5 \times 173525/100 = 407710 \text{ 元} \quad (10.12)$$

(13) 消化池控制室单项指标

直接费用合计:

$$306.25 \times 215268/100 = 659259 \text{ 元} \quad (10.13)$$

(14) 污泥消化池单项指标

直接费用合计:

$$3 \times 7334.8 \times 38155/100 = 11194372 \text{ 元} \quad (10.14)$$

(15) 贮气柜单项指标

直接费用合计:

$$2 \times 1126.37 \times 91200/100 = 4108998 \text{ 元} \quad (10.15)$$

(16) 污水厂附属建筑物概算

- ①鼓风机房直接费用合计：2566812 元
- ②锅炉房直接费用合计：284331 元
- ③加氯间直接费用合计：762218 元
- ④办公楼直接费用合计：13401938 元
- ⑤车库直接费用合计：98345 元
- ⑥机修间直接费用合计：1420900 元
- ⑦变电所直接费用合计：1295342 元
- ⑧食堂直接费用合计：347824 元
- ⑨宿舍直接费用合计：4403796 元
- ⑩仓库直接费用合计：243358 元
- (17) 生产辅助设备直接费用合计：1500000 元
- (18) 厂外配套设备直接费用合计：1500000 元
- (19) 土方外运直接费用合计：1500000 元
- (20) 污水厂总的直接费用，通过以上计算污水厂的总直接费用为：64053066元。

10.2.2 工程总概算

管网部分的直接费用总造价为6926998 元。

- (1) 总直接费用： 处理厂部分+管网部分 = 64053066 + 6926998 = 70980064 元
- (2) 间接费用： $70980064 \times 0.5 = 35490032$ 元
- (3) 其他费用： $70980064 \times 0.05 = 3549003.2$ 元
- (4) 总投资： $70980064 + 35490032 + 3549003.2 = 110019100$ 元

10.2.3 运行成本核算

污水处理成本通常应包括工资福利费、电费、药剂费、检修维修费、行政管理费、以及污泥综合利用收入等项费用，单位以元/ m^3 污水计算^[30]。

1. 动力费 E1:

$$E1 = N \times 365 \times 0.5 = (5400 + 23040 + 1000) \times 365 \times 24 \times 0.5 = 5372800 \text{ 元} \quad (10.16)$$

式中 N ——水泵、鼓风机等设备的电动功率之和 (kW);

d ——电费单价 (元/度);

2. 药剂费用 E2:

$$E2 = 365 \times Q \times \Sigma ab \text{ (元/a)} = 365 \times 76389 \times 572 \times 10^{-5} = 159485 \text{ 元}$$

(10.17)

式中 Q ——平均日污水量(m^3/d);

a ——所用化学药剂的平均加注量(mg/L);

b ——所用化学药剂的单价。

3. 工资福利费 E_3 :

$$E_3 = A \times M = 5000 \times 100 = 500000 \text{ 元} \quad (10.18)$$

式中 A ——职工每人每年的平均工资福利费 (元);

M ——劳动定员 (人)。

4. 折旧提成费 E_4 :

$$E_4 = S \times P = 64053066 \times 80\% \times 6.2\% = 3177033 \text{ 元} \quad (10.19)$$

式中 S ——工程费用(元) (基建投资的 80%计);

P ——综合折旧提成率, 一般采用 6.2%^[31]。

5. 检修维修费 E_5 :

$$E_5 = S \times 1\% \text{ (元/a)} = 64053066 \times 1\% = 640531 \text{ 元} \quad (10.20)$$

6. 其它费用 E_6 :

$$E_6 = (E_1 + E_2 + E_3 + E_4 + E_5) \times 10\% = 926985 \text{ 元} \quad (10.21)$$

7. 因此, 年经营费用为:

$$\Sigma E = E_1 + E_2 + E_3 + E_4 + E_5 + E_6 = 10196834 \text{ 元} \quad (10.22)$$

8. 年处理水量:

$$\Sigma Q = 365Q = 365 \times 0.86 \times 24 \times 3600 = 27881923 m^3 \quad (10.23)$$

9. 则单位处理成本应为:

$$T = \Sigma E / \Sigma Q = 10196834 / 27881923 = 0.37 \text{ 元}/m^3 \quad (10.24)$$

结 论

本设计于 2020 年 2 月下旬开始,至 2020 年 6 月上旬结束,完成了毕业设计的全部内容,主要包括以下几个方面:

- (1) 污水管网定线、雨水管网定线以及管网定线方案比较。
- (2) 设计流量计算,污水处理工艺的确定。
- (3) 污水处理构筑物设计计算,污泥处理构筑物设计计算。
- (4) 污水处理构筑物的水头损失计算以及高程布置。
- (5) 进水提升泵站、二次提升泵站的选择。
- (6) 格栅布置以及水厂平面布置。
- (7) 工程概算。
- (8) 外文翻译。
- (9) 完成图纸 14 张。

该区域污水处理效果如表 11.1 所示:

表 11.1 进出水水质

	<i>SS</i>	<i>BOD</i>	<i>COD</i>	<i>NH₃-N</i>	<i>P</i>
进水 <i>mg/L</i>	200	300	600	25	6.00
出水 <i>mg/L</i>	8.5	7.9	20	0.13	0.5
处理程度 %	95.75	97.37	96.67	99.48	91.67

主体构筑物主要包括污水处理构筑物以及污泥处理构筑物两大部分,具体构筑物如表 11.2 所示:

表 11.2 污水主要处理构筑物

名称	数量	规格
进水提升泵站	1	40m×40m
曝气沉砂池	2	12m×2.32m
辐流式初沉池	4	<i>D</i> = 26m
调节池	4	39m×39m
集配水井	1	DN1100
二次提升泵房	1	40m×40m
计量设备	1	巴氏计量堰
鼓风机房	1	60m×50m

表 11.2 污水主要处理构筑物

名称	数量	备注
CASS 池	9	$80m \times 29m$
加氯间	1	$13.2m \times 9m$
消毒接触池	2	$10m \times 10m$
重力浓缩池	2	圆形, $D = 15m$
贮泥池	1	$7.81m \times 5m$
污泥泵房	1	$20m \times 20m$
一级消化池	2	$D = 17m$
二级消化池	1	$D = 17m$
污泥脱水机房	1	带式压滤机, $63.04m \times 17m$

表 10.3 经济成本分析

	资金
工程总投资	1100.19 万元
运行费用	101.97 万元
处理吨水价格	0.37 元

本工艺设计采用的 CASS 工艺可以有效防止接纳水体富营养化对下游养殖场造成影响, 而且运行稳定, 水力停留时间短。除此之外, CASS 工艺的抗冲击能力相比于其他生物处理工艺更好。本设计经过论证, 符合当地的实际情况, 设计合理, 而且吨水处理价格比较便宜。

参考文献

- [1] 中国市政工程西南设计研究院主编. 给水排水工程设计手册. (第二版, 第 1、3、5、9、10、11、12 册). 北京: 中国建筑工业出版社, 2000
- [2] 姜乃昌主编. 水泵及水泵站 (第四版). 北京: 中国建筑工业出版社, 1998
- [3] 中华人民共和国国家标准. 给水排水制图标准 (GB/T 50106-2001). 北京: 中国建筑工业出版社, 2001
- [4] 中华人民共和国国家标准. 室外排水设计规范 (GB 50014-2011). 北京: 中国计划出版社, 2011
- [5] 中华人民共和国国家标准. 城镇污水处理厂污染物排放标准 (GB18918—2002). 北京: 国家环境保护总局, 国家质量监督检验检疫总局, 2002
- [6] 李广贺主编. 水资源利用与保护. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002
- [7] 孙慧修主编. 排水工程上册 (第四版). 北京: 中国建筑工业出版社, 1999
- [8] 张自杰主编. 排水工程下册 (第四版). 北京: 中国建筑工业出版社, 2000
- [9] 国家环境保护总局科技标准司. 城市污水处理及污染防治技术指南. 中国环境科学出版社, 2001
- [10] 中国市政工程东北设计研究院主编. 寒冷地区污水活性污泥法处理设计规程. 中国工程建设标准化协会, 2000
- [11] 周雹, 谭振江. 中小型城市污水处理厂的优选工艺. 中国给水排水, 2000, Vol16 No. 10
- [12] 韩洪军. 污水处理构筑物设计与计算. 哈尔滨工业大学出版社, 2002
- [13] 周雹, 周丹. A2/O 除磷脱氮工艺设计计算. 中国给水排水, 2003, Vol129 No. 3
- [14] 周雹, 周丹, 张礼文, 于福海. 活性污泥工艺的设计计算方法探讨. 中国给水排水. 2001, Vol117 No. 5
- [15] 赖江华. 浅析我国城镇排水体制现状及选择[A]. LOW CARBON WORLD, 2015. 11
- [16] 吴健熊英. 美国污水处理业监管经验. 环境保护. 2013. 66~69.
- [17] 中国市政工程华北设计研究院. 泰安市污水处理实验研究报告[R]. 天津, 1989:15- 32.
- [18] 张玺. 市政排水管道新型管材应用比较田. 建材与装饰, 2013[J]:43- 44.

- [19] 高庭耀, 顾国维主编. 水污染控制工程. 北京: 高等教育出版社, 2007
- [20] 张忠祥, 钱易, 张非娟主编. 环境工程手册水污染防治卷. 北京: 高等教育出版社, 1996
- [21] 水工业工程设计手册. 废水处理及再用. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002
- [22] 杨岳平等三人编. 废水处理工程及实例分析. 化学工业出版社, 2001
- [23] 《室外排水设计规范》(GB50014—2006). 北京: 中国建筑工业出版社, 2006
- [24] 给水排水设计手册(第二版), 第一、三、四、九、十、十一册. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002
- [25] 《城镇污水处理厂附属建筑和附属设备设计标准》(GJJ31-89), 中国建筑工业出版社, 1989
- [26] 高俊发. 《污水处理厂工艺设计手册》, 第二册. 北京: 化学工业出版社, 2003
- [27] 《环境保护设备选用手册》-水处理设备. 北京: 化学工业出版社, 2002
- [28] 给水排水工程快速设计手册. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002
- [29] 《城镇污水处理厂污染物排放标准》(GB18918—2002)
- [30] Metcalf & Eddy, Inc. David Stensel. Wastewater Engineering (Fourth Edition) [M]. 北京: 清华大学出版社, 2003.
- [31] Marcos von Sperling and Carlos Augusto de Lemos Chernicharo. Urban wastewater treatment technologies the implementation of discharge standards in developing countries[J]. Urban Water, 2002.

外文原文及翻译

原

文

From Rain Tanks to Catchments: Use of Low-Impact Development To Address Hydrologic Symptoms of the Urban Stream Syndrome

Asal Askarizadeh,[†] Megan A. Rippey,[†] Tim D. Fletcher,[‡] David L. Feldman,[§] Jian Peng,[⊗] Peter Bowler,[#] Andrew S. Mehring,^{||} Brandon K. Winfrey,[⊥] Jasper A. Vrugt,[†] Amir AghaKouchak,[†] Sunny C. Jiang,[†] Brett F. Sanders,[†] Lisa A. Levin,^{||} Scott Taylor,[∇] and Stanley B. Grant^{*,†,⊥,⊞}

[†]Department of Civil and Environmental Engineering, Henry Samueli School of Engineering, University of California, Irvine, Irvine, California 92697, United States

[‡]School of Ecosystem and Forest Sciences, Faculty of Science, The University of Melbourne, Burnley Campus, 500 Yarra Boulevard, Richmond, Victoria 3121, Australia

[§]Department of Planning, Policy, and Design, School of Social Ecology, University of California, Irvine, Irvine, California 92697, United States

^{||}Center for Marine Biodiversity and Conservation, Scripps Institution of Oceanography, University of California, San Diego, La Jolla, California 92093, United States

[⊥]Department of Environmental Health Sciences, Jonathan and Karen Fielding School of Public Health, University of California, Los Angeles, Los Angeles, California 90095, United States

[#]Department of Ecology and Evolutionary Biology, School of Biology, University of California, Irvine, Irvine, California 92697, United States

[⊗]Orange County Watersheds Program, 2301 N. Glassell Street, Orange, California 92865, United States

[⊞]Department of Chemical Engineering and Materials Science, Henry Samueli School of Engineering, University of California, Irvine, Irvine, California 92697, United States

[∇]RBF Consulting/Michael Baker International, 5050 Avenue Encinas, Suite 260, Carlsbad, California 92008, United States

[⊞]Department of Infrastructure Engineering, School of Engineering, University of Melbourne, Parkville, Victoria 3010, Australia

Supporting Information

ABSTRACT: Catchment urbanization perturbs the water and sediment budgets of streams, degrades stream health and function, and causes a constellation of flow, water quality, and ecological symptoms collectively known as the urban stream syndrome. Low-impact development (LID) technologies address the hydrologic symptoms of the urban stream syndrome by mimicking natural flow paths and restoring a natural water balance. Over annual time scales, the volumes of stormwater that should be infiltrated and harvested can be estimated from a catchment-scale water-balance given local climate conditions and preurban land cover. For all but the wettest regions of the world, a much larger volume of stormwater runoff should be harvested than infiltrated to maintain stream hydrology in a preurban state. Efforts to prevent or reverse hydrologic symptoms associated with the urban stream syndrome will therefore require: (1) selecting the right mix of LID technologies that provide regionally tailored ratios of stormwater harvesting and infiltration; (2) integrating these LID technologies into next-generation drainage systems; (3) maximizing potential cobenefits including water supply augmentation, flood protection, improved water quality, and urban amenities; and (4) long-term hydrologic monitoring to evaluate the efficacy of LID interventions.



1. INTRODUCTION

Catchment urbanization is associated with a reduction in stream health, a condition known as the urban stream syndrome.^{1–3} Marked symptoms of the urban stream syndrome include altered streamflow, morphology, water quality, and ecosystem structure

Received: March 31, 2015

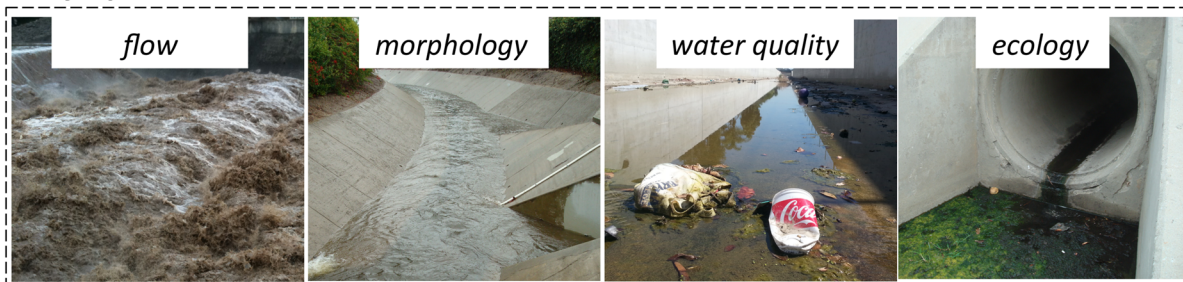
Revised: July 14, 2015

Accepted: August 28, 2015

Published: August 28, 2015



A. Symptoms



B. Hydrologic Drivers



C. Hydrologic Remedies



Figure 1. Symptoms, causes, and cures of hydrologic perturbations associated with the urban stream syndrome. (A) Symptoms include: (1) altered streamflow (base flow, peak flow, annual runoff volume, flow variability); (2) altered stream morphology (stream width, depth, complexity, and disconnection from the riparian zone, hyporheic zone, and flood plain); (3) impaired water and sediment quality (trash, nutrients, dissolved oxygen, toxicants, suspended solids, temperature); and (4) shifts in biological composition (loss of native species, reduction in sensitive species, increase in tolerant species, increase in invasive species) and loss of ecosystem services (organic matter retention and processing, nutrient removal, primary production, and respiration). (B) Causes include: (1) replacing grassland and/or forests with impervious surfaces such as roads, parking lots, roofs, and sidewalks; (2) building stormwater drainage and flood control infrastructure to convey rapidly stormwater runoff to streams (formal drainage systems); (3) reducing stream complexity by burying, straightening, and concrete-lining streams; and (4) altering overall water and sediment budgets through water importation, the construction of debris dams, and surface water impoundments. (C) Examples of LID technologies that can potentially address the hydrological challenges associated with the urban stream syndrome include unlined technologies that infiltrate stormwater runoff (e.g., unlined biofilters and permeable pavement) and technologies that harvest and export stormwater runoff from the catchment (e.g., green roofs and rainwater tanks used for irrigation or indoor toilet flushing). Top row includes images of urban creeks and drains in Orange County, California (from left to right: San Diego Creek, Costa Mesa Channel, Fullerton Creek, and a drain in the City of Irvine). Middle row includes two streetscapes and a buried stream in Orange County California, and Parker Dam at the start of the Colorado Aqueduct on the California–Nevada border. Bottom row includes an unlined biofilter in Melbourne (Australia); permeable pavement in Westminster, California; green roof on a public building in Houston, Texas; and a rainwater tank in Melbourne (Australia).

and function (Figure 1A). Although underlying causes of the urban stream syndrome will vary among catchments, its hydrologic symptoms are generally associated with replacing grassland and/or forests with impervious surfaces such as roads, parking lots, roofs, and sidewalks; building drainage and flood control infrastructure to convey rapidly stormwater runoff to streams (so-called formal drainage systems); and altering catchment water budgets (e.g., through water imports and exports) (Figure 1B).^{1,4–8}

Increasing catchment imperviousness generally reduces infiltration and evapotranspiration of rainfall, whereas formal drainages increase the hydraulic connectivity between catch-

ments and streams.^{9–12} These two modifications have opposing effects on streamflow during wet and dry weather. During wet weather, the volume of stormwater delivered to a stream increases, the lag time between rainfall and storm flow gets shorter, and peak flow rate increases.^{13–15} During dry weather, streamflow decreases due to reduced infiltration over interannual time scales,^{16,17} although there are exceptions to this rule. Water importation can increase dry weather streamflow by increasing:⁶ perennial discharge of wastewater effluent and nuisance runoff; and/or groundwater seepage into streams from leaks in subterranean drinking water supply and sewage collection pipelines. Management of surface water impoundments (e.g.,

dams and reservoirs) can also increase dry weather streamflow.¹⁸ All of these catchment modifications, in addition to altering stream hydrology, degrade streamwater quality by raising stream temperature, changing the balance of nutrients, carbon, and oxygen in a stream, and facilitating the mobilization and transport of fine sediments, chemical pollutants, and human pathogens and their indicators.^{1–3,19–25} Changes in water quality and hydrology (both symptoms of catchment urbanization) affect stream morphology, stability, ecology, and chemistry.^{23–30}

Catchment urbanization is commonly quantified using two metrics: total imperviousness and effective imperviousness.^{1–3,24,25} Total imperviousness is the fraction of catchment area covered with constructed impervious surfaces such as asphalt and roofs. Effective imperviousness represents the impervious fraction of the catchment area with hydraulic connection to a stream through a formal drainage system. Compared to total imperviousness, effective imperviousness is a better predictor of streamwater quality, ecological health, and channel form.^{31–33} Total imperviousness does not take into account whether flow from an impervious surface is conveyed directly to a stream, or instead drains to adjacent pervious areas where opportunities for filtration, infiltration, and flow attenuation are provided. The ecological condition of streams typically exhibits a wedge-shaped dependence on total imperviousness: streams in catchments with low total imperviousness exhibit a range of ecological conditions (from degraded to healthy) that narrows with increasing total imperviousness due to reduction in the maximum attainable stream health.^{1–3} Effective imperviousness exhibits a less variable negative correlation with stream ecological condition, water quality, and channel form.¹²

The negative correlation between effective imperviousness and stream health raises the question: can hydrologic symptoms of the urban stream syndrome be prevented and/or reversed through urban forms that keep effective imperviousness low? Effective imperviousness can be kept low as an urban community develops (or reduced through retrofits of an already developed catchment) using technologies that intercept runoff from impervious surfaces at a variety of scales.^{34,35} The intercepted runoff can be infiltrated to support groundwater (e.g., with unlined biofilters and permeable pavement), exported to the atmosphere by evapotranspiration (e.g., using green roofs, rain gardens, vegetated swales, wetlands, and urban forests), redirected from storm sewer systems to pervious surfaces (e.g., with downspout disconnection), and/or exported through the sanitary sewer system to downstream receiving waters (e.g., using rainwater tanks for toilet flushing) (Figure 1C, see also Table S1 in the Supporting Information). These environmentally sensitive stormwater management systems go by a variety of names, including green infrastructure and low-impact development (LID) technologies in the U.S., Water Sensitive Urban Design in Australia and Canada, and Sustainable Urban Drainage Systems in England.³⁶ In this review, we adopt the term LID technologies.

Acquiring and maintaining public support for LID technologies requires demonstrating that they are effective at minimizing flood risk and the negative impacts of urbanization on human and ecosystem health.^{1,37,38} In this review, we explore: (1) the variety of modeling approaches available for supporting LID selection and evaluation; (2) technologies available for stormwater infiltration and harvesting; and (3) implementation challenges including maintenance, climate change, path dependence, and site-specific constraints. A number of review articles have been written on LID technologies and their use for mitigating

hydrologic, water quality, and ecological symptoms of the urban stream syndrome.^{39–46} However, these tend not to consider simultaneously the international scope of the problem, its potential solutions, and policy and technological barriers to practical implementation. Our review adopts a multidisciplinary (hydrology, engineering, social science, and ecology), multiscale (from individual LID types to whole catchments), and binational (U.S. and Australia) perspective. The binational perspective is warranted because severe and persistent droughts in Southeast Australia and Southwest U.S. have set the stage for creative multibenefit solutions to urban water management in both countries.^{34,47–49} Australia, in particular, is spearheading a number of innovative government–industry–university collaborations dedicated to the testing and adoption of LID technologies.^{34,47,48}

2. CATCHMENT-SCALE URBAN WATER BALANCE

Case for Volume over Peak Flow Rate. In many countries, stormwater regulations place limits on the peak flow rate or high flow duration allowed to enter a stream from individual properties.²⁵ To comply with these regulations, property owners typically install stormwater detention ponds that capture and slowly release runoff from large storms.⁵⁰ There are a number of well-documented problems with this approach, including:^{25,51–53} (1) the simultaneous release of stormwater from many properties within the catchment can cause downstream peak flows to exceed predevelopment conditions and erode downstream channels, even if the peak flows from individual properties remain within regulatory limits; (2) reduced infiltration associated with impervious surfaces cuts off the primary means by which water is normally supplied to a stream (through subsurface flow paths and resupply of shallow groundwater), and detention ponds do not typically address the problem; and (3) the superposition of poststorm flows from multiple detention basins in a catchment distorts downstream dry weather flow regimes. Although a number of stream “sustainability” metrics have been proposed,^{54,55} controlling (and ideally eliminating) the volume of stormwater runoff flowing to a stream through formal drainage systems is a prerequisite for maintaining and restoring the preurban flow regime (for reasons that will be detailed in the following sections).^{17,51–53}

Impact of Urbanization on Catchment-Scale Water Budgets. Drawing on analogies with environmental flow management, Walsh et al.¹⁷ proposed a catchment-scale water balance (or “bucket”) model to estimate the volume of water that should be infiltrated and harvested to maintain stream hydrology as close as possible to its preurban state. Eq 1 represents an annual water balance for a typical natural catchment assuming: the volume of water associated with soil moisture and shallow groundwater does not change appreciably over annual and longer time scales; and all water that infiltrates into the catchment eventually flows to the stream through subsurface routes (i.e., the infiltrated water is not lost from the catchment by deep seepage).^{56,57}

$$\text{MAR} = \text{ET} + \text{S} \quad (1)$$

Variables appearing in this equation include the mean annual rainfall depth in the catchment (MAR, volume of rainfall per catchment area per year), evapotranspiration depth (ET, volume of water returned to the atmosphere per catchment area per year), and annual streamflow depth (S, volume of water flowing in a stream per catchment area per year). The units of “depth per

year” can be interpreted as the depth of water that would be obtained if the annual water volume associated with each term in eq 1 was evenly distributed over the catchment area.

Over annual time scales, subsurface flow constitutes the majority of streamflow in most natural catchments, including during storm events.^{58–61} In this context, subsurface flow (sometimes referred to as “old water”) is defined as rainfall that infiltrates and flows to a stream through shallow groundwater or the vadose zone as interflow and throughflow. By contrast, the contribution of overland flow (technically, Horton Overland Flow) to annual streamflow is generally small in natural catchments.^{58–61} Neglecting overland flow, the annual water balance for a natural catchment can be approximated by eq 2 where $S_{\text{sub}}^{\text{pu}}$ represents the contribution of subsurface flow to preurban streamflow (note the superscript “pu” refers to “preurban”).

$$\text{MAR} = \text{ET}^{\text{pu}} + S_{\text{sub}}^{\text{pu}} \quad (2)$$

Urbanization perturbs this water balance in a number of ways by (1) redistributing MAR between ET and S , generally decreasing ET (except in regions where significant water importation occurs, see below) and increasing S ; and (2) altering how water is delivered to the stream, from subsurface flow paths in the preurban state ($S = S_{\text{sub}}^{\text{pu}}$) to a mixture of subsurface flow ($S_{\text{sub}}^{\text{u}}$) and overland flow from effective imperviousness (S_{EI}) in the urban state: $S = S_{\text{sub}}^{\text{u}} + S_{\text{EI}}$ (note the superscript “u” refers to “urban”). Thus, eq 3 represents an annual water balance for an urbanized catchment (Figure 2A).

$$\text{MAR} = \text{ET}^{\text{u}} + S_{\text{sub}}^{\text{u}} + S_{\text{EI}} \quad (3)$$

Values for $S_{\text{sub}}^{\text{u}}$ and S_{EI} can be calculated from the mean annual rainfall (MAR), the fraction of the total catchment area that is covered with effective imperviousness (f_{EI}), and the stream coefficients for undeveloped (C_{S}) and effective impervious (C_{EI}) areas:

$$S_{\text{sub}}^{\text{u}} = \text{MAR} \times C_{\text{S}} \times (1 - f_{\text{EI}}) \quad (4a)$$

$$S_{\text{EI}} = \text{MAR} \times C_{\text{EI}} \times f_{\text{EI}} \quad (4b)$$

To illustrate the effect of urbanization on catchment water balance, evapotranspiration, subsurface flow, and overland flow are plotted against effective imperviousness in Figure 2B. To generate this plot, we adopted stream coefficient and impervious runoff coefficient values of $C_{\text{S}} = 0.3$ and $C_{\text{EI}} = 0.8$, respectively; a region-specific procedure for calculating these coefficients is described later. As illustrated in the figure, the Walsh bucket model predicts that urbanization is associated with a decline in evapotranspiration (because forests and/or grassland is replaced with impervious surface, denoted as the gray region in Figure 2B), a decline in subsurface flow to streams (because resupply of the shallow groundwater by infiltration is reduced with increasing imperviousness, blue region), and an increase in the volume of overland flow entering the stream on an annual basis from effective imperviousness (red region).

Maintaining Preurban Hydrology through Infiltration and Harvesting. Two categories of LID technologies can be deployed to support preurban streamflow as a catchment develops. The first type, infiltration-based LID technologies, transfer stormwater runoff to the subsurface where it can recharge groundwater supplies and provide base flow for local streams. The second type, harvest-based LID technologies, capture the remaining runoff (i.e., the stormwater not infiltrated) and use it for any purpose that keeps it out of the stream (e.g.,

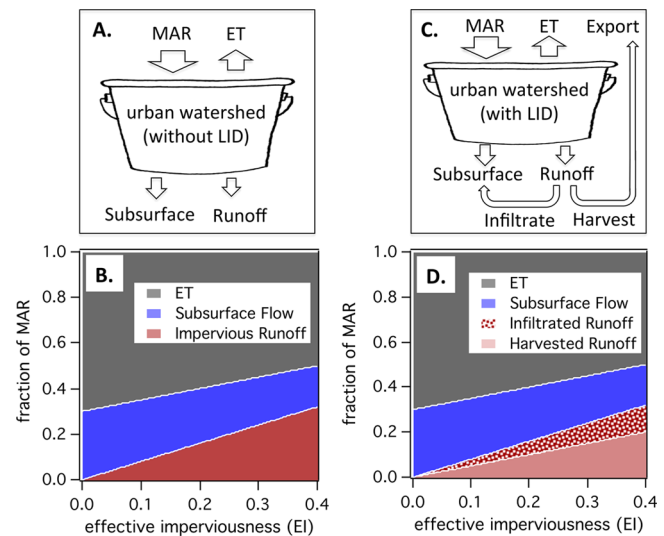


Figure 2. Catchment-scale water balance (or “bucket model”) for calculating the volume of stormwater runoff that should be infiltrated and harvested. (A) Simplified form of the steady-state annual water budget for a catchment in which LID technologies are not implemented. Mean annual rainfall (MAR) is partitioned between evapotranspiration (ET), streamflow associated with subsurface infiltration ($S_{\text{sub}}^{\text{pu}}$), and streamflow associated with storm water runoff from connected imperviousness (S_{EI}). (B) Influence that urbanization (represented by effective imperviousness, f_{EI}) has on the distribution of MAR between ET, subsurface flow $S_{\text{sub}}^{\text{u}}$, and impervious runoff S_{EI} . These curves were generated using rearranged versions of eqs 3, 4a, and 4b. (C) LID technologies can mitigate the effects of effective imperviousness on catchment water balance by capturing impervious runoff for infiltration (LID_I, to support subsurface flow to the stream) and harvesting and exporting impervious runoff from the catchment (LID_H, to compensate for the decline in evapotranspiration frequently associated with urbanization). (D) By infiltrating and harvesting stormwater runoff in the right proportions (determined by eqs 6a and 6b), it is theoretically possible to maintain annual streamflow at preurban levels as effective imperviousness rises. Note that, technically speaking, if all runoff from effective imperviousness is harvested or infiltrated, then by definition effective imperviousness is zero. Thus, the horizontal axis in panel D should be regarded as the effective imperviousness that would have resulted if LID technologies had not been implemented. Curves in this panel were generated using rearranged versions of eqs 5, 6a, and 6b. In all cases, the following stream and impervious runoff coefficients were assumed: $C_{\text{S}} = 0.3$, $C_{\text{EI}} = 0.8$.

irrigation of ornamental plants and toilet flushing).⁶² In theory, preurban streamflow can be maintained if the right number and mix of these two LID types are deployed; namely, enough infiltration- and harvest-based LID technologies to exactly compensate for the infiltration and evapotranspiration lost by replacing forests and grassland with impervious surfaces.

Applying these concepts to the catchment water balance described above, we arrive at eq 5, where LID_I and LID_H denote the annual stormwater runoff depths that should be infiltrated and harvested, respectively (Figure 2C):

$$\text{MAR} = (\text{ET}^{\text{u}} + \text{LID}_H) + (S_{\text{sub}}^{\text{u}} + \text{LID}_I) \quad (5)$$

The first term in parentheses equals the preurban evapotranspiration (ET^{pu}), whereas the second term in parentheses equals the preurban subsurface flow to the stream ($S_{\text{sub}}^{\text{pu}}$). The volumes of runoff that should be infiltrated and harvested depend on the fraction of the catchment area covered with effective imperviousness f_{EI} :

$$LID_I = MAR \times C_S \times f_{EI} \quad (6a)$$

$$LID_H = MAR \times (C_{EI} - C_S) \times f_{EI}, \quad C_{EI} > C_S \quad (6b)$$

Returning to the example presented above, subsurface flow to the stream is maintained at preurban levels (30% of mean annual rainfall), provided that a portion of stormwater runoff is captured and infiltrated as dictated by eq 6a; i.e., the sum of the blue and brown stippled regions equals 30% across the entire range of f_{EI} in Figure 2D. The portion of stormwater runoff not infiltrated, eq 6b, should be harvested and kept out of the stream (light burgundy color, Figure 2D). In this hypothetical example, the hydrology of the local stream is unchanged as the catchment urbanizes because: (1) subsurface flow to the stream is maintained at predevelopment levels, and (2) no stormwater runoff flows overland to the stream via effective imperviousness.

Tailoring Infiltration and Harvesting to Specific Regions. An interesting and previously overlooked consequence of the Walsh bucket model is that, for a given set of values for C_S and C_{EI} , the relative proportion of runoff volume that should be infiltrated and harvested is constant; i.e., their ratio does not depend on the fraction of the catchment area covered by effective imperviousness:

$$\frac{LID_I}{LID_H} = \frac{1}{(C_{EI}/C_S - 1)}, \quad C_{EI} > C_S \quad (7)$$

In the hypothetical example presented above, we arbitrarily selected values for C_S and C_{EI} . Region-specific stream coefficients and impervious runoff coefficients can be estimated from previously published correlations. For example, the impervious runoff coefficient can be estimated from an empirical correlation proposed by Walsh and collaborators¹⁷ based on runoff data collected in and around Melbourne (Australia):

$$C_{EI} = 0.230 + 0.206 \log_{10}(MAR) \quad (8)$$

Because this correlation is for impervious surfaces (as opposed to natural landscapes), it will likely apply to cities other than Melbourne (although this is an obvious target for future research). The stream coefficient C_S can be estimated from a correlation developed by Zhang and co-workers^{56,57} based on streamflow measurements from 250 catchments worldwide. Zhang's correlation depends on the fraction f_F of the preurban catchment area covered with forest, together with evapotranspiration depths for forests (ET_F) and herbaceous plants and soil moisture (ET_H):

$$C_S = 1 - ET/MAR \quad (9a)$$

$$ET = f_F ET_F + (1 - f_F) ET_H \quad (9b)$$

$$ET_F = \frac{1 + 2(1410/MAR)}{1 + 2(1410/MAR) + MAR/1410} \quad (9c)$$

$$ET_H = \frac{1 + 0.5(1100/MAR)}{1 + 0.5(1100/MAR) + MAR/1100} \quad (9d)$$

After substituting these correlations into eq 7, we find the ratio LID_I/LID_H required to maintain preurban streamflow depends on only two variables: the mean annual rainfall MAR and the fraction of the preurban catchment area covered with forest f_F (Figure 3). The thick black curve in the figure denotes combinations of MAR and f_F for which equal volumes of stormwater runoff should be infiltrated and harvested; i.e., $\log_{10}(LID_I/LID_H) = 0$. For most of the climate and preurban

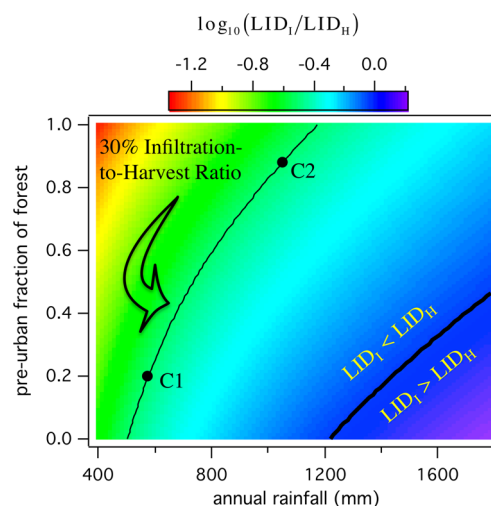


Figure 3. Relative volumes of runoff that should be infiltrated and harvested (LID_I/LID_H) to maintain a preurban flow regime in catchment streams, plotted as a function of mean annual rainfall (MAR) and the fraction of the preurban catchment covered with forest (f_F). Color denotes logarithmically transformed values of the ratio LID_I/LID_H calculated by combining eqs 7, 8, and 9a–9d. Most of the plot area is located to the left of the thick black curve (which corresponds to combinations of MAR and f_F where the infiltration and harvest volumes are equal, $\log_{10}(LID_I/LID_H) = 0$), implying that more stormwater should be harvested than infiltrated across most climates and preurban forest covers. The thin black curve corresponds to all values of MAR and f_F where the required infiltration volume is 30% of the required harvest volume. The dots on the curve (labeled C1 and C2) represent two cities with very different climates and preurban land covers but the same required infiltration-to-harvest ratio (see main text).

states encapsulated in the figure, considerably more stormwater should be harvested than infiltrated (i.e., most of the plot is occupied by regions to the left of the thick black curve). This result calls for an emphasis on LID technologies that harvest stormwater over a wide range of climates.

Another interesting implication of eq 7 is that cities with very different climates and geographical locations can have similar infiltration-to-harvest ratios, as illustrated in Figure 3 for two hypothetical cities with an infiltration-to-harvest ratio of 30%. The first city (point labeled C1) is located in a relatively dry climate ($MAR = 575 \text{ mm year}^{-1}$) and was mostly unforested prior to urbanization ($f_F = 0.3$). The second city (point labeled C2) is in a wetter climate ($MAR = 1050 \text{ mm year}^{-1}$) and was mostly forested prior to urbanization ($f_F = 0.9$). Pasadena (California) and Baltimore (Maryland) are two U.S. cities that meet the criteria for C1 and C2, respectively.

In practice, some fraction of water volume infiltrated by LID will be exported from the catchment, for example, to the atmosphere by evapotranspiration and/or to deep aquifers by seepage. Thus, the ratio LID_I/LID_H needed to restore catchment water balance may be larger than predicted by eq 7, because some portion of infiltrated stormwater is automatically exported from the catchment before it reaches the stream (LID technologies are discussed in Section 3).

Strengths and Limitations of the Walsh Bucket Model.

The strength of the catchment-scale water balance model presented above is its simplicity and the fact that it can be readily applied to various regions around the world; however, the model entails a number of assumptions that may not be satisfied in practice.

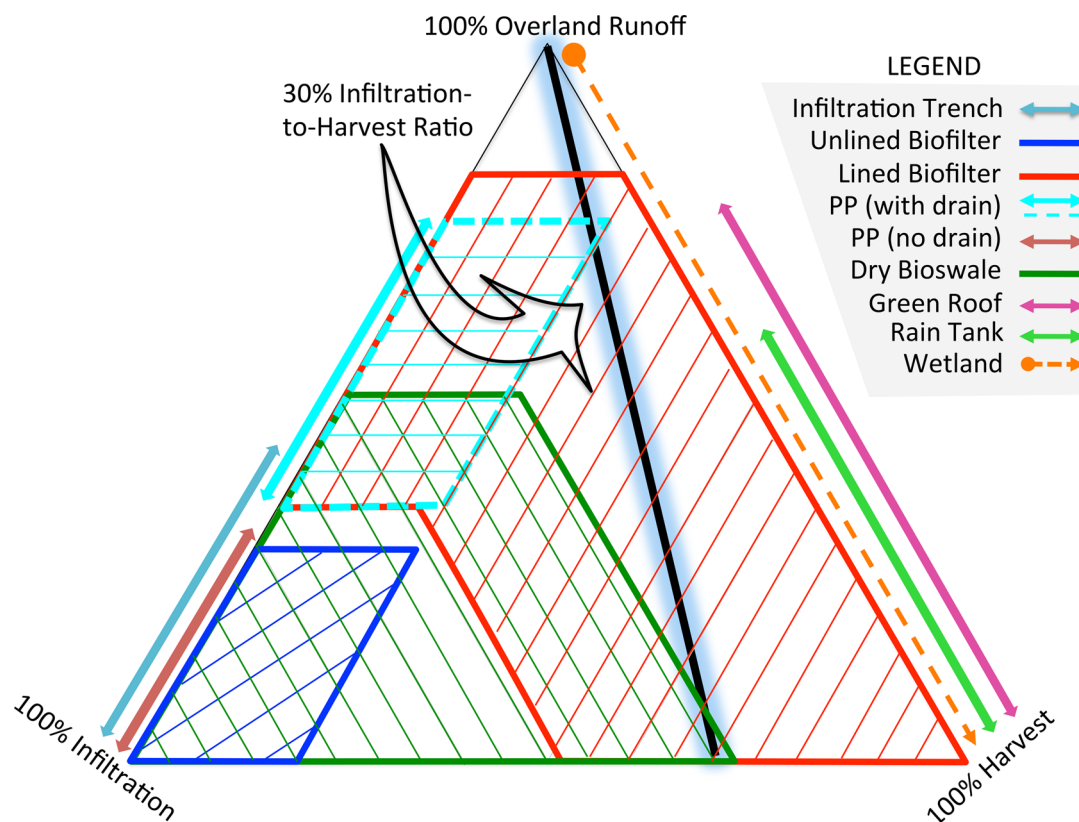


Figure 4. Ternary representation of field and laboratory data on the performance of popular LID technologies relative to percentage of runoff volume infiltrated (lower left vertex), harvested (lower right vertex), and allowed to flow to the stream through connected imperviousness (top vertex). The abbreviation PP refers to permeable pavement. The designation “with drain” refers to systems in which treated effluent can be routed to storage facilities for nonpotable uses, such as garden irrigation and toilet flushing. The designation “without drain” refers to systems in which treated effluent leaches directly into the subsurface. Arrows along the side of the ternary diagram denote systems that are used primarily for infiltration (left leg of the triangle) or for harvesting (right leg of the triangle). Polygons indicate hybrid systems that can be “tuned” to provide specific infiltration-to-harvest ratios. Solid colored lines reflect observed performance, whereas colored dashed lines denote theoretical performance (i.e., the performance is possible but not documented). The thick black line with a blue halo marks the location of hybrid systems that achieve a 30% infiltration-to-harvest ratio (corresponding to the black curve in Figure 3, see text). Data used to generate this figure are discussed in the main text.

First, the catchment water balance eq 1 may not apply in all cases. For example, the importation of water to Los Angeles has caused dry weather flow in the region’s urban impacted rivers to increase 250% or more over the past 50 years; summer flow in the iconic Los Angeles River has increased approximately 500% over that period of time.⁶ In other regions, the withdrawal of water from urban streams, together with sewer infiltration and inflow (I&I), can significantly alter a catchment’s water balance. The Ipswich River in Massachusetts has gone dry for extended periods due to municipal water withdrawal.⁶³ In metropolitan catchments surrounding Baltimore, Maryland, I&I can exceed annual streamflow.⁶⁴

Second, in some urban catchments, subsurface water (i.e., “old water”) is still a dominant source of storm flow in urban impacted rivers.⁵⁸ Although the underlying mechanism for this observation is not well understood, a possible implication is that urbanization may induce excess storm flow in urban rivers via two mechanisms: (1) by increasing effective imperviousness (as assumed in the Walsh bucket model); and (2) by altering the rate at which old water is delivered to a stream during storms (e.g., by accelerating the transfer of rainfall to the subsurface through leaky storm and/or sanitary sewer systems). In urban areas where the second process applies, reducing effective imperviousness alone may not control the volume of water delivered to a stream during storms.

Third, the Walsh bucket model does not take into account regional physiography and geology that can influence both patterns of urbanization as well as intrastorm stream responses (e.g., the effects of urbanization on stream flashiness tends to be buffered in catchments with permeable soils, level slopes, and high lake density).¹⁸

In principle, the first limitation can be addressed by adding terms to the catchment water balance eq 1 that account for regional variations in the import and export of water over annual time scales. Addressing the second and third limitations, on the other hand, may require more sophisticated (spatially and temporally explicit) models that capture the influence of surface and subsurface storage and local hydrogeology on intrastorm, as well as interstorm, streamflow variability (see modeling tools in Section 4). Next we turn our attention to commonly adopted LID technologies, and discuss their utility in light of the catchment water balance model described above.

3. LID TECHNOLOGIES FOR MAINTAINING OR RESTORING PREURBAN HYDROLOGY

The Walsh bucket model presented above suggests that LID technologies have the potential to remedy hydrologic symptoms associated with the urban stream syndrome. Translating theory to practice will require a diverse set of LID technologies tailored to (1) capture all stormwater runoff before it enters the stream;

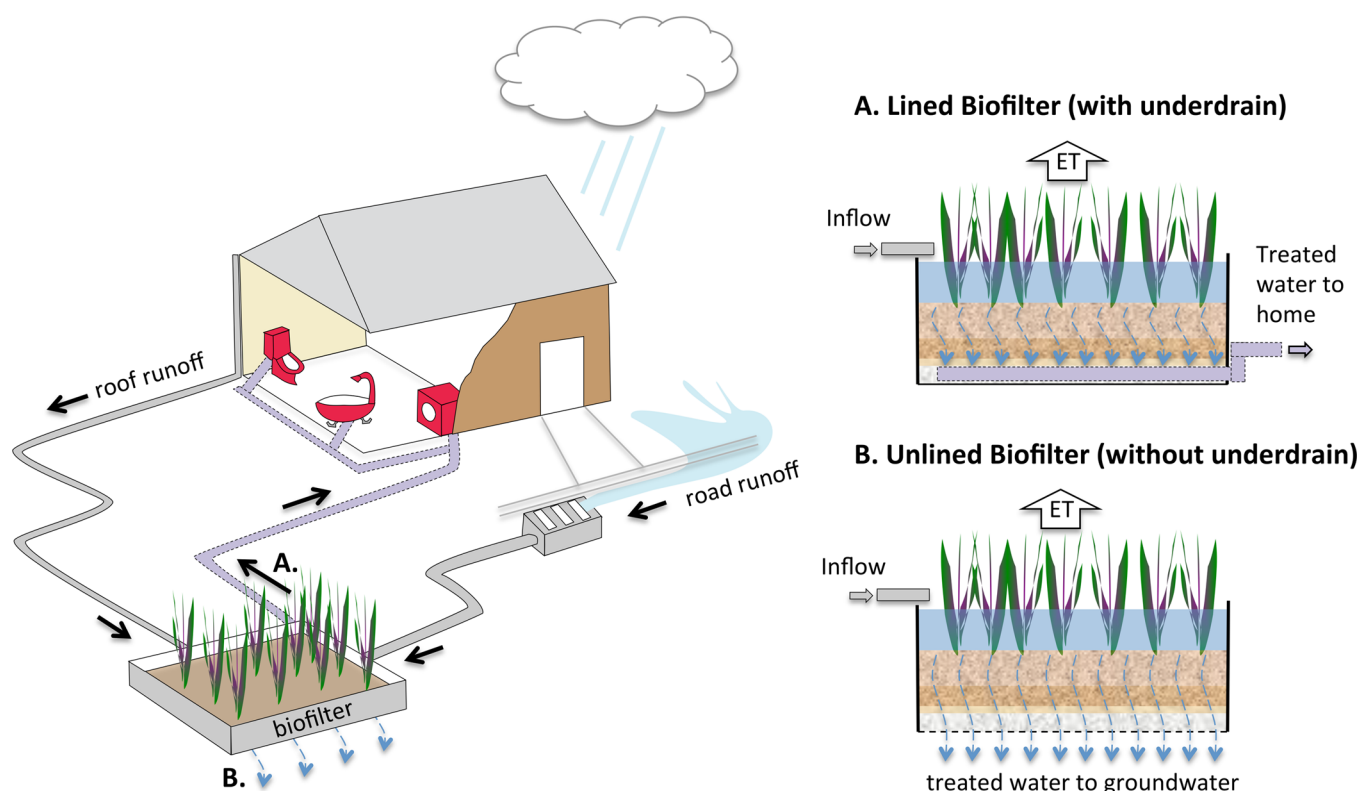


Figure 5. Biofilters are a hybrid LID technologies that can be tuned to achieve different levels of stormwater harvest and infiltration. In the example illustrated here a biofilter is configured to receive both roof and road runoff. In a harvest configuration, treated water from the biofilter can provide nonpotable water to the home for toilet flushing, laundry, and hot water supply (lined biofilter with underdrain, A). In an infiltration configuration, the biofilter supports groundwater recharge and stream baseflow (unlined biofilter without underdrain, B). In both configurations, a portion of the water processed by the biofilter is lost to the atmosphere through evapotranspiration (ET), another form of harvesting. Colored layers in the biofilters (upper and lower right panels) delineate ponding zone (blue), filter media (brown), transition layer (light brown), and gravel layer (gray). Adapted from Figure 2 of Grant et al.⁴⁸ and Grant et al.⁶²

and (2) infiltrate and/or harvest the captured runoff in the proper proportions. In practice, many different factors go into the selection of LID technologies (e.g., flood protection, operation and maintenance costs, site-specific constraints, and human and ecosystem cobenefits).^{65,66} Here we take the position that the first-order concern in LID technology selection should be maintaining (or restoring) preurban flow regimes, with secondary consideration given to other constraints and benefits. Accordingly, in this section we classify several popular LID technologies relative to the three end points that underpin the Walsh bucket model presented in Section 2: the percent of runoff volume harvested, infiltrated, or left as overland flow (represented by vertices of the ternary diagram in Figure 4; see also Table S1). Given our focus on restoring a preurban flow balance, we opted not to discuss technologies that work only by storage and attenuation, despite their utility for mitigating peak storm flows^{50,67} (see beginning of Section 2).

Infiltration Technologies. Examples of infiltrative systems include infiltration trenches^{68,69} and permeable pavement^{70,71} (represented in Figure 4 by a teal arrow, cyan arrow, cyan dashed box, and brown arrow). Infiltration trenches and permeable pavement without under-drains (i.e., drains that collect some fraction of the outflow from a system) infiltrate the highest percentage of runoff (60–100% runoff removed).⁷² Permeable pavement with under-drains infiltrate less runoff because a fraction of outflow is piped to the storm sewer system (25–66% runoff removed,⁷² cyan arrow, Figure 4). Rerouting this piped fraction to a storage facility can transform permeable pavement

with under-drains from infiltration to hybrid systems (i.e., technologies that both infiltrate and harvest, dashed cyan box, Figure 4), assuming that the captured water is used for irrigation (evapotranspiration) or in-house activities (e.g., toilet flushing) that transfer the water to the sanitary sewer system.^{35,73} Although treated stormwater is rarely used for domestic purposes in the U.S., such systems are actively being trialed in Southeast Australia (see Section 4).⁴⁷

Harvesting Technologies. Examples of harvest-based LID include green roofs,^{74–76} rainwater tanks,^{77,78} and wetlands^{79,80} (shown as a pink arrow, green arrow, and orange dashed arrow, respectively, Figure 4). A broad range of harvest efficiencies have been noted for green roofs (23–100% runoff removed).^{72,81} Green roofs export runoff mostly in the form of evapotranspiration, with the soil/media matrix dominating export in the winter (low harvest: ~34% runoff removed) and the “green” component contributing to export in the summer (high harvest: ~67% runoff removed).⁷⁴ Rainwater tanks harvest between 35 and 90% of runoff on average⁷² depending on the ratio of tank size to roof area, storm frequency and duration, the number of acceptable rainwater uses (e.g., toilet flushing, clothes washing, hot water supply, or garden irrigation), and building occupancy. Human use of rainwater is expected to be higher in multistory residential and office buildings than in commercial/industrial buildings, given the greater number of inhabitants per unit area of imperviousness.⁸² Although wetlands typically export relatively small volumes of runoff in the form of evapotranspiration (0–3% runoff removed^{5,72}), outflow can be tapped for human use,

substantially increasing the overall percentage of runoff harvested. Upward of 50–100% harvest has been reported for wetland systems in South Australia and New South Wales, resulting in potable water savings of \$120,000 to \$663,120 per year (in 2006 AUD).⁸³

Hybrid Technologies. LID technologies that both harvest and infiltrate stormwater runoff, or “hybrid technologies”, appear as polygons in Figure 4. Examples of hybrid technologies include unlined biofilters (no under-drain, blue polygon), partially or completely lined biofilters (with under-drain, red polygon),^{84,85} and dry bioswales (unlined with an under-drain, green polygon).^{86,87} The term “dry bioswales” refers to swales that are intended to dry out between storms. Two configurations for a household biofilter (lined with an underdrain versus unlined with no underdrain) are illustrated in Figure 5.

To date, few studies have quantified the percent runoff harvested through evapotranspiration for hybrid systems. Values as low as 2–3% runoff removal have been reported for unlined biofilters; however, these percentages may be low because a substantial portion of infiltrated runoff passes into upper soil layers where additional (unquantified) evapotranspiration may occur.^{5,88} Higher evapotranspiration values (>19% runoff removed) have been reported in lined biofilters.⁸⁸ Thus, a tentative range for percent runoff harvested via evapotranspiration across biofilters (lined and unlined) is 2–19%. Unlined biofilters are primarily infiltration systems, with evapotranspiration constituting their primary contribution to harvest (total runoff removed ranging from 73 to 99%; evapotranspiration, 2–19%; and infiltration, 71–97%).^{67,82,83} In contrast, lined biofilters are often used to treat stormwater prior to discharge to a storm sewer system; the treated effluent can also be captured and stored for subsequent human use, increasing harvest potential (total runoff removed ranging from 20 to 100%; evapotranspiration, 2–19%; human use, 0–80%; and infiltration, 1–63%).^{72,88,89} Dry bioswales are effective for harvesting and infiltrating runoff, with near 100% runoff removal achieved over a broad combination of infiltration and harvesting percentages (total runoff removed ranging from 46 to 100%; evapotranspiration, 2–19%; human use, 0–54%; and infiltration, 27–96%).^{72,88,89} The effectiveness of dry bioswales for harvesting runoff can be attributed to their relatively large surface area to catchment area ratio, compared to other hybrid systems.⁷²

Matching LID Technologies to Storm Water Management Goals. According to Figure 3, the volume of stormwater that should be harvested far exceeds the volume that should be infiltrated for most climates and preurban forest cover. Thus, in many locales, the emphasis should be on harvest-based LID technologies. This may prove challenging in practice, because distributed harvest systems that capture stormwater runoff at its source (e.g., rainwater tanks and green roofs) only treat one form of impervious area (rooftops) leaving runoff from other, potentially much more extensive imperviousness (e.g., roads parking lots and residential driveways) untreated.³⁵ Although regional (or end-of-catchment) LID such as wetlands can be employed to harvest the remainder, this approach is at the expense of water quality in reaches upstream of regional facilities.⁵ Alternatively, runoff from roads and driveways can be captured and harvested using distributed hybrid systems (e.g., lined biofilters, dry bioswales, and permeable pavement with underdrains) configured to provide nonpotable water for human use (configuration “A” in Figure 5).

At the parcel scale, LID technologies (or combinations of LID technologies) can be selected to match catchment-scale goals for

the volume of runoff to be infiltrated and harvested. For the two hypothetical cities described in Section 2 (see points C1 and C2, Figure 3), the required infiltration-to-harvest ratio is 30%, which translates to a straight line in Figure 4 (see thick black line with blue halo). In practice, this infiltration-to-harvest ratio can be achieved by selecting hybrid technologies that cross or enclose the line (e.g., lined biofilters “tuned” to achieve the 30% target) and/or by a combination of infiltration and harvest technologies designed to operate toward the harvesting end of the spectrum (e.g., treatment trains consisting of large rain tanks that overflow to unlined biofilters).⁵

4. OPTIMIZING LID SELECTION AT THE CATCHMENT SCALE

Modeling Tools. A number of modeling tools are available for optimizing the selection and siting of LID technologies so as to minimize flood risk, maximize human and ecosystem cobenefits, and stay within capital, maintenance, and operation costs.^{90–92} These optimization schemes have several elements in common, including: (1) a spatially explicit (e.g., GIS-based) platform that includes information on the informal and formal drainage for a site and candidate locations for LID technologies; (2) a rainfall-runoff model that routes stormwater through the catchment; (3) an objective function that quantifies hydrologic performance (e.g., relative to stormwater harvest and infiltration targets, see Section 2) and costs of candidate LID configurations; and (4) an algorithm that identifies optimal solutions (e.g., by minimizing one or more objective functions)^{51,54,93–95} or finds the greatest unit improvement in stormwater control per unit incremental cost.^{96–98} Examples include software packages developed by university researchers,^{93,99,100} the Model for Urban Storm water Improvement Conceptualization (MUSIC),¹⁰¹ and the U.S. Environmental Protection Agency’s System for Urban Storm water Treatment and Integration (SUSTAIN).⁹⁶

Rainfall/runoff models can also be used to explore how a particular stormwater management strategy might impact receiving water quality. An example is the U.S. Environmental Protection Agency’s study of the Illinois River (a multijurisdictional tributary of the Arkansas River in the states of Arkansas and Oklahoma) in which a catchment model based on Hydrologic Simulation Program Fortran (HSPF) was calibrated for nutrients and the output linked to a hydrodynamic and water quality model for Lake Tenkiller.¹⁰² EPA used the resulting HSPF model to identify a set of stormwater management scenarios that met total maximum daily load targets for the lake.

Recent advances in uncertainty quantification can be exploited to improve the utility of stormwater modeling tools. An example is the DREAM and AMALGAM statistical toolboxes^{102–106} that quantify model parameter and predictive uncertainty using Markov chain Monte Carlo simulation. DREAM has been widely used for model-data synthesis, hypothesis testing, and analysis of model malfunctioning in various time series applications. AMALGAM uses a multiple objective approach to produce a suite of equally acceptable (Pareto optimal) solutions from which stakeholders can select the option best suited to their collective needs.¹⁰⁷ Importantly, both statistical packages take into account all forms of uncertainty, from model formulation error to data noise and bias, and thus reveal both what is known and what is not known about a system. Such information can assist managers and stakeholders by clarifying how much confidence can be placed in model predictions, and by identifying areas where

targeted investment (e.g., in data collection or model development) would significantly improve model predictions.

Two unknowns that contribute to model uncertainty include: (1) long-term maintenance of LID technologies (will their hydraulic performance degrade over time?) and (2) changing climate (how will LID form and function change under future climate scenarios?). With the exception of rain tanks and wetlands, all of the LID technologies summarized in Figure 4 include a step in which the captured stormwater is filtered through a granular media. As a consequence these systems are vulnerable to clogging (reduction in permeability over time) due to a variety of influent and filter-specific physical, chemical, and biological processes.^{109,110} Because clogging reduces the volume of stormwater that can be harvested or infiltrated (and potentially effects pollutant removal¹¹¹), sustained hydraulic performance requires routine inspection, cleaning, and replacement of the filter media. In a recent comparison of biofilters in Melbourne (Victoria) and Los Angeles (California), Ambrose and Winfrey¹¹² noted that larger systems tend to be maintained by the government agency responsible for their construction. On the other hand, the responsibility for maintaining smaller distributed systems is often transferred to land owners with uncertain results. If hydraulic performance of these systems degrades over time, model simulations premised on as-built permeability will overestimate stormwater volumes that can be harvested and infiltrated postconstruction, and potentially pose a flood risk. Confounding this maintenance issue is the fact that stormwater management systems, in general, are sized based on the idea that historical climate is a good predictor of future climate²⁵—an assumption that is violated under climate change.¹¹³ Climate change also has implications for the “green” component of many LID systems.^{112,114} In the end, both challenges (uncertain maintenance and uncertain climate) are probably best addressed by using uncertainty quantification where possible (e.g., with DREAM and AMALGAM, see above), factoring in redundancy, and designing smart (perhaps modular) LID systems that can readily adapt to a changing world.^{113,115}

Practical Constraints. One of the primary outcomes of the catchment water balance described in Section 2 is that, for most areas of the world, restoring catchment water balance will require a focus on harvest-based LID technologies. A win-win example is using harvested rainwater and road runoff for in-home activities (e.g., for toilet flushing, laundry, and hot water supply, configuration A, Figure 5), thereby protecting streams and reducing potable water consumption.⁶² However, in the U.S. a number of institutional barriers presently limit the indoor use of nonpotable water. These include:^{116–118} (1) low uniform water prices that create an environment where consumers and developers have little incentive to invest in schemes to reduce potable water consumption, although this is changing in the southwestern U.S.; (2) plumbing codes that do not explicitly address rainwater use or inadvertently prohibit it by requiring that downspouts be connected to the storm sewer collection system; (3) a patchwork of local, state, and federal regulations with various and conflicting treatment standards; (4) prohibitions against indoor use of nonpotable water in some locales that prevent local water utilities from sponsoring such schemes; (5) different interpretations of who owns stormwater runoff, with some states (e.g., Colorado) prohibiting residential capture and reuse of stormwater on the premise that all rainfall has been already allocated to downstream users; and (6) resistance from drinking water providers over concerns that wide-scale adoption

of rainwater and stormwater harvesting may endanger public health, or lead to revenue loss.

Although public health concerns are often cited as a barrier to the adoption of harvested rainwater and stormwater for nonpotable uses in the U.S., the scientific evidence (and practical experience) generally do not support that contention. Public health concerns stem from the fact that both sources of water can harbor microorganisms that cause human disease.^{119,120} Human infection depends on multiple factors—including pathogen type and load, the mode of exposure, and susceptibility—that are best assessed through epidemiological studies and/or a Quantitative Microbial Risk Assessment (QMRA) framework that includes hazard identification, exposure assessment, dose–response assessment, and risk characterization.^{121,122}

An epidemiological study of children in rural South Australia found that drinking roof harvested rainwater posed no more risk of gastroenteritis than drinking water from a reticulated supply.¹²³ However, concerns have been raised about the study’s sensitivity (ability to detect an effect against background rates of infection) given that only 1016 people participated.¹¹⁹ QMRA studies, which have been advocated as a more sensitive alternative to epidemiological investigations,¹¹⁹ indicate that minimally treated stormwater and rainwater may be acceptable for certain in-home uses, such as toilet flushing.^{119,122} Rainwater also appears acceptable for garden irrigation and showering.^{119,121} However, the suitability of stormwater runoff (e.g., from parking lots or roads) for these purposes is less well understood.¹²² Across the board, proper design and maintenance of collection systems as well as appropriate disinfection measures such as UV disinfection and chlorination are necessary to achieve public health targets for in-home use.¹¹⁹ Currently, more than 2 million Australians use roof-harvested rainwater for potable or nonpotable supply.¹¹⁹ The State of Victoria now requires new homes to have a rainwater tank for garden watering and in-home uses such as toilet flushing (although solar hot water heating can be installed as an alternative, suggesting that this instrument has a broad focus on “sustainability”, rather than a specific focus on water management).⁴⁷ Australia’s ongoing experiment with rainwater tanks (and more recently biofilters) should provide a wealth of data and experience with which health officials around the world can objectively evaluate the risks and benefits for in-home use.

Site-specific constraints may also impede infiltration schemes. For example, the City of Irvine (California, U.S.) discourages stormwater infiltration at certain locations due to low soil permeability, locally perched shallow groundwater, and concern that groundwater contaminants (such as selenium) may be mobilized into local streams or the deep aquifer used for potable supply.¹²⁴ This concern is shared by the Orange County Water District (which manages the local groundwater basin that supplies drinking water to more than 2 million residents) and the Orange County Healthcare Agency (which manages public health for the county), and is enshrined in County regulatory statutes.¹²⁵ Thus, for this particular region of Southern California, infiltration may be feasible in only a few locations and under fairly strict control; for example, at large centralized facilities strategically placed to facilitate runoff treatment and recharge to deep groundwater aquifers.¹²⁶

5. EVALUATING LID EFFICACY

Once LID technologies have been selected and implemented, ongoing monitoring programs are needed to ensure goals are being met. A number of recent reviews summarize field data and

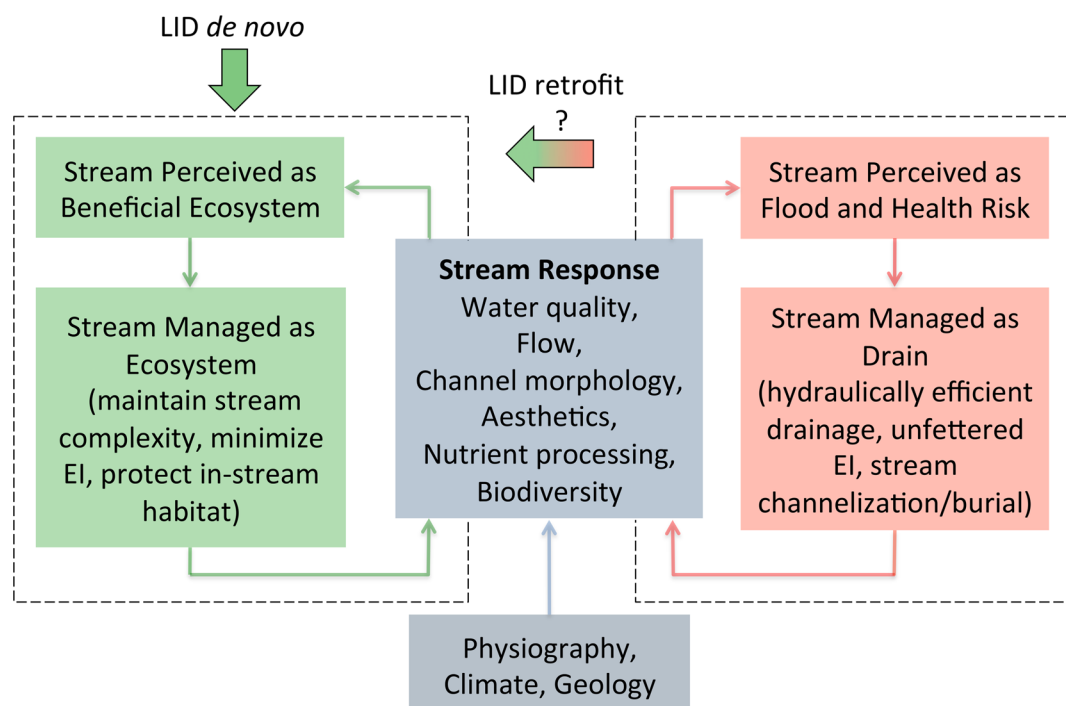


Figure 6. Social–ecological feedback loops can lead to “cognitive lock-in” in which streams are maintained in either a degraded state (because they are perceived primarily as storm drains, right loop) or healthy state (because they are perceived as ecologically valuable assets, left loop). The left loop may be more likely to occur if LID technologies are incorporated into an urban space as a city develops (“LID de novo”). Retrofitting an already developed area with LID technologies may or may not trigger a transition from the right loop to the left loop (“LID retrofit”) (see main text). Adapted from Figure 3 in Walsh et al.¹ and Figure 3 in Grimm et al.¹⁷⁶ The abbreviation “EI” refers to effective imperviousness.

modeling approaches for evaluating the effects of land-use and land-cover change (in general) and LID interventions (in particular) on catchment-scale hydrologic budgets and stream-flow.^{81,127–134} Generally, the available techniques can be classified into three types: (1) modeling approaches; (2) time-series analyses; and (3) paired catchments. Modeling approaches simulate the influence of land-cover change on the rainfall-runoff relationship, potentially revealing a causal link between the former and latter while controlling for climate variability. This approach is particularly useful when the goal is to evaluate “what if” scenarios (e.g., evaluating how the storm hydrograph might change in response to various LID interventions, see discussion of modeling tools in Section 4),^{135,136} and in cases where long-term rainfall-runoff records are not available. Alternatively, when the goal is a post de facto evaluation of an LID intervention, time series analysis can be conducted on rainfall and hydrograph data, provided quality data are available both before and after the intervention. A variety of time series tools are available including graphical methods,^{137–139} autoregressive models,^{140,141} linear and curvilinear regression models,^{142–144} multiple linear regression models,^{145–147} trend identification tools,^{148–152} and change point analysis.¹⁵³ Interpretation of time series data can be complicated by climate variability over the time of observation.^{140,154–157}

The gold standard for assessing the hydrologic impact of land-use change is paired (or triplicated) catchment studies, in which the catchment of interest is paired with a control catchment (and a reference catchment, in the case of a triplicate design) of similar climate and physiography.^{158,159} There is a long history of using paired catchment studies to assess the impact of vegetation change on catchment hydrology,^{56,57,160} but the technique has been applied only recently to assess the impacts of LID interventions on stream health. Such studies collectively

demonstrate that adopting LID technologies for stormwater management (over conventional centralized retention and detention basins) markedly improves the hydraulic performance of streams, as measured by higher baseflow, lower peak discharge and runoff volumes during moderate storms, increased lag times, and retention of smaller more frequent precipitation events.^{67,161–164} These field results are generally supported by modeling studies, although centralized stormwater control measures may perform better than distributed LID systems for controlling peak discharge from large storms,^{165,166} a problem that could presumably be overcome by proper LID technology placement and design. Not surprisingly, none of the urban stormwater management approaches perform as well as unurbanized (reference) catchments.⁶⁷ Thus, it can be argued that the best approach for protecting stream health is to place strict limits on urban development within a catchment. Short of this goal, however, distributed LID technologies should be used for managing stormwater runoff.^{25,67}

The next frontier is paired catchment studies that evaluate how LID interventions simultaneously influence the hydrologic, water quality, and ecological response of streams. One example is Little Stringybark Creek in Melbourne (Australia). In collaboration with a local water utility, researchers developed a financial incentive scheme to encourage homeowners to install rainwater tanks and unlined biofilters, and worked with the local municipality to install larger neighborhood-scale infiltration and harvesting systems.^{167–170} To determine if these retrofits are impacting flow, water quality, and ecology in Little Stringybark Creek, researchers are employing a “before/after control reference impact” (BACRI) study, consisting of the study catchment (where LID technologies are implemented), two urban control catchments (with similar levels of effective imperviousness, but where LID technologies are not imple-

mented), and two nonurbanized reference catchments representing natural conditions.¹⁶⁷ Although such experiments are ambitious and challenging,¹⁶⁹ they are a rigorous field test for how well LID technologies insulate streams from catchment urbanization. The project has already generated important lessons in relation to community engagement,^{37,170} institutional aspects,¹⁷¹ and the performance of LID technologies in flood reduction.¹⁷² There are some early signs that the retrofit may be improving water quality in the creek.¹⁷³

Regardless of which approach is adopted (modeling, time series, or paired catchment), appropriate statistical methods should be used to link LID intervention to changes in stream performance, after taking into account instrument accuracy and precision.¹⁷⁴ A critical consideration is the predicted change of the response variable (e.g., baseflow or peak discharge) relative to extraneous sources of variation and noise. For example, if modeling studies suggest that baseflow will increase by 1 to 2 L s⁻¹, then flow measurements must have precision less than half this value.¹⁷⁵

6. CONTEXT- AND PATH-DEPENDENCE OF THE URBAN STREAM SYNDROME

In this final section, we describe social, environmental, and ecological factors that may make the urban stream syndrome context and path dependent. By this we mean that the hydrologic, water quality, and ecological state of a stream depends not only on the extent of LID intervention (as measured, for example, by the volume of stormwater harvested and infiltrated) but also on the environmental context and historical path by which the catchment arrived at its current state.

Cognitive Lock-in. Cognitive lock-in is one form of path-dependence that can arise from positive feedback between the societal perception, management, and the physical and biological condition of a stream; it tends to vary within communities depending on their state(s) of economic development.^{1,176,177} The term “cognitive lock-in” originates from the field of social psychology, where it has been applied to understanding consumer habits and choices with respect to a product or service.^{178,179} The idea is that repeated consumption or use of a product results in a (cognitive) switching cost that increases the probability that a consumer will continue to choose that product or service over alternatives. As applied here, cognitive lock-in can affect stream health in positive or negative ways (Figure 6). If a community perceives their stream is a threat (e.g., due to the damage it might cause by flooding), local managers may be pressured to enact policies that degrade a stream’s aesthetic and ecological value (e.g., through installation of formal drainage with high effective imperviousness, and stream burial), unintentionally reinforcing negative perceptions of the stream as a drain (red loop in the figure). Conversely, if a stream is perceived as a valuable asset, local managers may respond by enacting policies that protect the stream from urbanization, reinforcing positive perceptions of the stream as an asset through increased property value and the provision of green space and other ecosystem services (green loop). Examples of cognitive lock-in abound in stormwater management,^{1,51} and its manifestations are evident in urban centers as diverse as Los Angeles, Paris, Moscow, and Melbourne.^{51,180–182} A common pattern is that, as cities industrialize, prevailing public values call for harnessing and restraint of urban rivers for flood control and property development (favoring the red loop), while postindustrial development leads to demand for restoration of recreational,

aesthetic, cultural heritage, and ecological values (favoring the green loop).

Urbanization Thresholds. Path dependence can also play a role in observed urbanization thresholds. Urbanization thresholds are defined as a critical level of urban intensity (e.g., as measured by effective imperviousness, road density, or the metropolitan area national urban intensity index, MA-NUII¹⁸³) at which symptoms of the urban stream syndrome begin to manifest if the catchment is urbanizing, or disappear if an already urbanized catchment is being retrofitted with LID technologies. Most evidence for the existence of urbanization thresholds comes from comparing metrics of stream health (hydrology, water quality, and/or ecology) across two or more nearby catchments with different levels of imperviousness (i.e., paired catchment studies, see Section 5). For example, Walsh et al.¹⁷ found that stream health (as measured by hydrologic indicators, water quality, and biodiversity) was good in two catchments with low effective imperviousness (<1%), but poor in two nearby catchments with elevated effective imperviousness (5 and 22%). Effective imperviousness thresholds of up to 10% have been associated with significant degradation in one or more stream metrics.²⁵ As noted by Hopkins et al.,¹⁸ this particular threshold may reflect the tendency of urban communities to transition from mostly informal (unsewered) drainages below 10% to mostly formal (sewered) drainages above 10% imperviousness (although their measure of imperviousness is a satellite product that may not equate to effective imperviousness). Collectively, such studies suggest that preventing the urban stream syndrome requires keeping effective imperviousness well below 10% and perhaps below 1%, although there is considerable study-to-study variability depending on climate, physiography, geology, land-use, and stream history.^{184–188}

In some streams urbanization thresholds may not be observed.²⁵ As part of the U.S. Geological Survey’s National Water Quality Assessment (NAWQA) Program, Cuffney et al.¹⁸⁹ evaluated the impact of urbanization on in-stream invertebrate assemblages (a measure of stream ecosystem structure and function) across urban-to-rural gradients in nine metropolitan areas of the U.S. They found that invertebrate assemblages were strongly related to urban intensity (MA-NUII), but only when the urban development occurred within forests or grassland. A much weaker (or nonexistent) correlation was observed in areas where agriculture or grazing predominated, presumably because those streams were already degraded. Importantly, in forests and grassland there was no urbanization threshold below which ecosystem assemblages were resistant to urbanization. Even small impervious fractions were associated with “significant assemblage degradation and were not protective.”¹⁸⁹

That imperviousness thresholds are not always present is not surprising, given that effective imperviousness is only one of many stressors that can negatively impact urban stream health. For example, salinization has an enormous ecological toll on streams worldwide.¹⁹⁰ Although road runoff clearly contributes to the problem (particularly in northern climates where salt is used for deicing roads^{191,192}), there are other sources of salt that would not be eliminated by reducing effective imperviousness alone (e.g., irrigation return flows). Other examples of urban stream stressors include loss of riparian habitat and tree canopy, impoundments that alter flow regimes and elevate temperatures, point source discharges of nutrients, heavy metals, and contaminants of emerging concern, to name a few.^{1–3} Thus, reducing effective imperviousness may be a necessary, but not

sufficient, condition for curing the urban stream syndrome in some catchments.

For all of the reasons stated above, it is difficult to predict the imperviousness threshold (if one exists) at which stream conditions will markedly improve as an urbanized catchment undergoes an LID retrofit. Shuster and Rhea¹⁶⁴ reported a small but significant improvement in the hydrological condition of a small suburban creek (Shepherd Creek, Cincinnati, Ohio) after installing 165 rain barrels and 81 unlined biofilters in the 1.8 km² catchment (reducing effective imperviousness by approximately 1%, mostly from roofs). However, a follow-up study of the same field site reported little change in water quality and ecology of the stream compared to a control stream in the nearby catchment.¹⁸⁷ The authors suggest a number of possible explanations for the lack of a water quality and ecological response, most notably that, despite the relatively large investment in LID retrofits, effective imperviousness in the catchment was not reduced to levels where improvements in stream health would be expected (after retrofits, the effective imperviousness in the Shepherd Creek catchment was still above 10%). The authors concluded that, "additional research is needed to define the minimum effect threshold and restoration trajectory for retrofitting catchments to improve the health of stream ecosystems".¹⁸⁷ Ongoing retrofits in the Little Stringy Bark Creek project (see Section 5), which will reduce effective imperviousness below 1%, may eventually shed light on this important issue.

Although it is fair to say that LID technologies are not a cure for all symptoms of the urban stream syndrome in all catchments, they do address critical hydrologic and geomorphic symptoms of the disease while providing myriad cobenefits and subsidiary ecosystem services, including water quality improvement, flood protection, green space, recreation and aesthetic value, wildlife habitat and corridors, carbon sequestration, pollination services, urban heat island cooling, and a much needed supply of nonpotable ("fit-for-purpose") water in drought prone areas such as Southeast Australia and Southwest U.S.^{1,47,62,76,193–195}

■ ASSOCIATED CONTENT

■ Supporting Information

The Supporting Information is available free of charge on the ACS Publications website at DOI: 10.1021/acs.est.5b01635.

Table of LID technologies and supplemental references (PDF).

■ AUTHOR INFORMATION

Corresponding Author

*S. B. Grant. E-mail: sbgrant@uci.edu (949) 824-8277. Fax: (949) 824-2541.

Notes

The authors declare no competing financial interest.

■ ACKNOWLEDGMENTS

This work was supported by a grant from the National Science Foundation Partnerships for International Research and Education (OISE-1243543). The NSF Water-PIRE team is investigating ecological, engineering, hydrologic, and social science aspects of LID technologies and water management in Melbourne (Australia) and Southern California (U.S.) with the goal of integrating these aspects into decision-making tools that improve urban water sustainability (<http://water-pire.uci.edu/>). S.G.B. acknowledges financial support from an Australian Research Council Discovery Project (DP130103619) and

L.A.L. acknowledges financial support from USC Sea Grant (NOAA award USC 61207781). The authors thank three anonymous reviewers and the following individuals for their careful review of the manuscript: M. Stewardson, R. Casas-Mulet, E. Gee, A. McCluskey, A. Herrero, and B. Celine.

■ REFERENCES

- (1) Walsh, C. J.; Roy, A. H.; Feminella, J. W.; Cottingham, P. D.; Groffman, P. M.; Morgan, R. P. The urban stream syndrome: current knowledge and the search for a cure. *J. North Am. Benthological Soc.* **2005**, *24* (3), 706–723.
- (2) Meyer, J. L.; Paul, M. J.; Taulbee, W. K. Stream ecosystem function in urbanizing landscapes. *J. North Am. Benthological Soc.* **2005**, *24* (3), 602–612.
- (3) Wenger, S. J.; Roy, A. H.; Jackson, C. R.; Bernhardt, E. S.; Carter, T. L.; Filoso, S.; Gibson, C. A.; et al. Twenty-six key research questions in urban stream ecology: an assessment of the state of the science. *J. North Am. Benthological Soc.* **2009**, *28* (4), 1080–1098.
- (4) Leopold, L. B. *Hydrology for urban land planning: A guidebook on the hydrologic effects of urban land use*; U.S. Government Printing Office: Washington, DC, 1968.
- (5) Burns, M. J.; Fletcher, T. D.; Walsh, C. J.; Ladson, A. R.; Hatt, B. E. Hydrologic shortcomings of conventional urban storm water management and opportunities for reform. *Landscape Urban Plan.* **2012**, *105* (3), 230–240.
- (6) Townsend-Small, A.; Pataki, D. E.; Liu, H.; Li, Z.; Wu, Q.; Thomas, B. Increasing summer river discharge in southern California, USA, linked to urbanization. *Geophys. Res. Lett.* **2013**, *40* (17), 4643–4647.
- (7) Groffman, P. M.; Dorsey, A. M.; Mayer, P. M. N processing within geomorphic structures in urban streams. *J. North Am. Benthological Soc.* **2005**, *24* (3), 613–625.
- (8) Hughes, R. M.; Dunham, S.; Maas-Hebner, K. G.; Yeakley, J. A.; Schreck, C.; Harte, M.; Molina, N.; Shock, C. C.; Kaczynski, V. W.; Schaeffer, J. A review of urban water body challenges and approaches: (1) rehabilitation and remediation. *Fisheries* **2014**, *39* (1), 18–29.
- (9) Dunne, T. *Water in environmental planning*; Macmillan: London, 1978.
- (10) Gordon, N. D.; McMahon, T. A.; Finlayson, B. L.; Gippel, C. J.; Nathan, R. J. *Stream hydrology: An introduction for ecologists*; John Wiley & Sons: New York, 2013.
- (11) Liu, M.; Tian, H.; Chen, G.; Ren, W.; Zhang, C.; Liu, J. Effects of land-use and land-cover change on evapotranspiration and water yield in China during 1900–2001. *J. Am. Water Resour. Assoc.* **2008**, *44* (5), 1193–1207.
- (12) Walsh, C. J.; Kunapo, J. The importance of upland flow paths in determining urban effects on stream ecosystems. *J. North Am. Benthological Soc.* **2009**, *28* (4), 977–990.
- (13) Brown, R. G. Effects of wetland channelization on runoff and loading. *Wetlands* **1988**, *8* (2), 123–133.
- (14) Rose, S.; Peters, N. E. Effects of urbanization on streamflow in the Atlanta area (Georgia, USA): a comparative hydrological approach. *Hydrol. Processes* **2001**, *15* (8), 1441–1457.
- (15) Miller, J. D.; Kim, H.; Kjeldsen, T. R.; Packman, J.; Grebby, S.; Dearden, R. Assessing the impact of urbanization on storm runoff in a peri-urban catchment using historical change in impervious cover. *J. Hydrol.* **2014**, *515*, 59–70.
- (16) Hamel, P.; Daly, E.; Fletcher, T. D. Source-control storm water management for mitigating the impacts of urbanization on baseflow: A review. *J. Hydrol.* **2013**, *485*, 201–211.
- (17) Walsh, C. J.; Fletcher, T. D.; Burns, M. J. Urban storm water runoff: a new class of environmental flow problem. *PLoS One* **2012**, *7* (9), e45814.
- (18) Hopkins, K. G.; Morse, N. B.; Bain, D. J.; Bettez, N. D.; Grimm, N. B.; Morse, J. L.; Palta, M. M.; Shuster, W. D.; Bratt, A. R.; Suchy, A. K. Assessment of Regional Variation in Streamflow Responses to Urbanization and the Persistence of Physiography. *Environ. Sci. Technol.* **2015**, *49* (5), 2724–2732.

- (19) Miller, M. A.; Byrne, B. A.; Jang, S. S.; Dodd, E. M.; Dorfmeier, E.; Harris, M. D.; Ames, J.; et al. Enteric bacterial pathogen detection in southern sea otters (*Enhydra lutris nereis*) is associated with coastal urbanization and freshwater runoff. *Vet. Res.* **2010**, *41* (1), 1–13.
- (20) Reeves, R. L.; Grant, S. B.; Mrse, R. D.; Oancea, C. M. C.; Sanders, B. F.; Boehm, A. B. Scaling and management of fecal indicator bacteria in runoff from a coastal urban watershed in Southern California. *Environ. Sci. Technol.* **2004**, *38*, 2637–2648.
- (21) Grant, S. B.; Litton-Mueller, R. M.; Ahn, J. H. Measuring and modeling the flux of fecal bacteria across the sediment-water interface in a turbulent stream. *Water Resour. Res.* **2011**, *47*, W05517.
- (22) Rippey, M. A.; Stein, R.; Sanders, B. F.; Davis, K.; McLaughlin, K.; Skinner, J. F.; Kappeler, J.; Grant, S. B. Small drains, big problems: The impact of dry weather runoff on shoreline water quality at enclosed beaches. *Environ. Sci. Technol.* **2014**, *48*, 14168–14177.
- (23) Surbeck, C. Q.; Jiang, S. C.; Grant, S. B. Ecological control of fecal indicator bacteria in an urban stream. *Environ. Sci. Technol.* **2010**, *44*, 631–637.
- (24) Welty, C.; Band, L.; Bannerman, R. T.; Booth, D. B.; Horner, R. R.; O'Melia, C. R.; Pitt, R. E.; Rankin, E. T.; Schueler, T. R.; Stephenson, K.; Swamikannu, X.; Traver, R. G.; Wagner, W. E.; Wenk, W. E. *Urban Stormwater Management in the United States*; Water Science and Technology Board, National Research Council: Washington, DC, 2009.
- (25) Booth, D. B.; Jackson, C. R. Urbanization of aquatic systems: degradation thresholds, storm water detection, and the limits of mitigation. *J. Am. Water Resour. Assoc.* **1997**, *33* (5), 1077–1090.
- (26) Hession, W. C. Riparian forest and urban hydrology influences on stream channel morphology: Implications for restoration. In *Bridging the Gap: Meeting the World's Water and Environmental Resources Challenges*; Phelps, D., Shelke, G., Eds.; American Society of Civil Engineers: Reston, VA, 2001; DOI: 10.1061/40569(2001)152.
- (27) Poff, N. L.; Bledsoe, B. P.; Cuhaciyan, C. O. Hydrologic variation with land use across the contiguous United States: geomorphic and ecological consequences for stream ecosystems. *Geomorphology* **2006**, *79* (3), 264–285.
- (28) Nilsson, C.; Pizzuto, J. E.; Moglen, G. E.; Palmer, M. A.; Stanley, E. H.; Bockstael, N. E.; Thompson, L. C. Ecological forecasting and the urbanization of stream ecosystems: challenges for economists, hydrologists, geomorphologists, and ecologists. *Ecosystems* **2003**, *6* (7), 659–674.
- (29) Omoto, J. P. H.B.; Martinelli, L. A.; Ballester, M. V.; Gessner, A.; Krusche, A. V.; Victoria, R. L.; Williams, M. Effects of land use on water chemistry and macroinvertebrates in two streams of the Piracicaba river basin, south-east Brazil. *Freshwater Biol.* **2000**, *44* (2), 327–337.
- (30) Morse, C. C.; Huryn, A. D.; Cronan, C. Impervious surface area as a predictor of the effects of urbanization on stream insect communities in Maine, USA. *Environ. Monit. Assess.* **2003**, *89* (1), 95–127.
- (31) Hatt, B. E.; Fletcher, T. D.; Walsh, C. J.; Taylor, S. L. The influence of urban density and drainage infrastructure on the concentrations and loads of pollutants in small streams. *Environ. Manage.* **2004**, *34* (1), 112–124.
- (32) Taylor, S. L.; Roberts, S. C.; Walsh, C. J.; Hatt, B. E. Catchment urbanization and increased benthic algal biomass in streams: linking mechanisms to management. *Freshwater Biol.* **2004**, *49* (6), 835–851.
- (33) Vietz, G. J.; Sammonds, M. J.; Walsh, C. J.; Fletcher, T. D.; Rutherford, I. D.; Stewardson, M. J. Ecologically relevant geomorphic attributes of streams are impaired by even low levels of watershed effective imperviousness. *Geomorphology* **2014**, *206*, 67–78.
- (34) Fletcher, T. D.; Deletic, A.; Mitchell, V. G.; Hatt, B. E. Reuse of urban runoff in Australia: a review of recent advances and remaining challenges. *J. Environ. Qual.* **2008**, *37* (5 Suppl.), S-116.
- (35) Fletcher, T. D.; Andrieu, H.; Hamel, P. Understanding, management and modeling of urban hydrology and its consequences for receiving waters: A state of the art. *Adv. Water Resour.* **2013**, *51*, 261–279.
- (36) Fletcher, T. D.; Shuster, W.; Hunt, W. F.; Ashley, R.; Butler, D.; Arthur, S.; Trowsdale, S.; et al. SUDS, LID, BMPs, WSUD and more – The evolution and application of terminology surrounding urban drainage. *Urban Water J.* **2015**, *12* (7), 525.
- (37) Brown, H. L.; Bos, D. G.; Walsh, C. J.; Fletcher, T. D.; RossRakesh, S. More than money: how multiple factors influence householder participation in at-source storm water management. *J. Environ. Plann. Man.* **2015**, 1–19.
- (38) Poff, N. L.; Zimmerman, J. K.H. Ecological responses to altered flow regimes: a literature review to inform the science and management of environmental flows. *Freshwater Biol.* **2010**, *55* (1), 194–205.
- (39) Dietz, M. E. Low impact development practices: A review of current research and recommendations for future directions. *Water, Air, Soil Pollut.* **2007**, *186* (1–4), 351–363.
- (40) Rowe, D. B. Green roofs as a means of pollution abatement. *Environ. Pollut.* **2011**, *159* (8), 2100–2110.
- (41) Scholz, M.; Grabowiecki, P. Review of permeable pavement systems. *Build. Environ.* **2007**, *42* (11), 3830–3836.
- (42) Roy-Poirier, A.; Champagne, P.; Filion, Y. Review of bioretention system research and design: Past, present, and future. *J. Environ. Eng.* **2010**, *136* (9), 878–889.
- (43) Davis, A. P.; Hunt, W. F.; Traver, R. G.; Clar, M. Bioretention technology: Overview of current practice and future needs. *J. Environ. Eng.* **2009**, *135* (3), 109–117.
- (44) Hamel, P.; Fletcher, T. D. The impact of storm water source-control strategies on the (low) flow regime of urban catchments. *Water Sci. Technol.* **2014**, *69* (4), 739–745.
- (45) Hamel, P.; Fletcher, T. D. Modeling the impact of stormwater source control infiltration techniques on catchment baseflow. *Hydrol. Process.* **2014**, *28*, 5817–5831.
- (46) Burns, M. J.; Fletcher, T. D.; Duncan, H. P.; Hatt, B. E.; Ladson, A. R.; Walsh, C. J. The performance of rainwater tanks for storm water retention and water supply at the household scale: an empirical study. *Hydrol. Process.* **2015**, *29* (1), 152–160.
- (47) Low, K. G.; Grant, S. B.; Hamilton, A. J.; Gan, K.; Saphores, J.-D.; Arora, M.; Feldman, D. L. Fighting drought with innovation: Melbourne's response to the Millennium Drought in Southeast Australia. *Wiley Interdiscip. Rev.: Water* **2015**, *2*, 315.
- (48) Grant, S. B.; Fletcher, T. D.; Feldman, D.; Saphores, J.-D.; Cook, P. L. M.; Stewardson, M.; Low, K.; Burry, K.; Hamilton, A. J. Adapting Urban Water Systems to a Changing Climate: Lessons from the Millennium Drought in Southeast Australia. *Environ. Sci. Technol.* **2013**, *47*, 10727–10734.
- (49) Gleick, P. H. Roadmap for sustainable water resources in southwestern North America. *Proc. Natl. Acad. Sci. U. S. A.* **2010**, *107*, 21300–21305.
- (50) Guo, Y. Hydrologic design of urban flood control detention ponds. *J. Hydrol. Eng.* **2001**, *6* (6), 472–479.
- (51) Petrucci, G.; Rioust, E.; Deroubaix, J.; Tassin, B. Do storm water source control policies deliver the right hydrologic outcomes? *J. Hydrol.* **2013**, *485*, 188–200.
- (52) Petrucci, G.; Rodriguez, F.; Deroubaix, J. F.; Tassin, B. Linking the management of urban watersheds with the impacts on the receiving water bodies: the use of flow duration curves. *Water Sci. Technol.* **2014**, *70* (1), 127–135.
- (53) Emerson, C. H.; Welty, C.; Traver, R. G. Watershed-scale evaluation of a system of storm water detention basins. *J. Hydrol. Eng.* **2005**, *10* (3), 237–242.
- (54) Reichold, L.; Zechman, E. M.; Brill, E. D.; Holmes, H. Simulation-optimization framework to support sustainable watershed development by mimicking the predevelopment flow regime. *J. Water Res. Pl.* **2010**, *136* (3), 366–375.
- (55) Giacomoni, M. H.; Zechman, E. M.; Brumbelow, K. Hydrologic footprint residence: Environmentally friendly criteria for best management practices. *J. Hydrol. Eng.* **2012**, *17* (1), 99–108.
- (56) Zhang, L.; Dawes, W. R.; Walker, G. R. Response of mean annual evapotranspiration to vegetation changes at catchment scale. *Water Resour. Res.* **2001**, *37* (3), 701–708.
- (57) Zhang, L.; Dawes, W. R.; Walker, G. R. *Predicting the Effect of Vegetation Changes on Catchment Average Water Balance*; Technical Report 99/12; Cooperative Research Centre for Catchment Hydrology: Victoria, Australia, 1999.

- (58) Bhaskar, A. S.; Welty, C. Analysis of subsurface storage and streamflow generation in urban watersheds. *Water Resour. Res.* **2015**, *51*, DOI:10.1002/2014WR015607.
- (59) Burns, M. J.; Fletcher, T. D.; Walsh, C. J.; Ladson, A.; Hatt, B. Setting objectives for hydrologic restoration: from site-scale to catchment-scale. *NOVATECH 2013*, Lyon, France, June 23–27, 2013.
- (60) Booth, D. B. Urbanization and the Natural Drainage System – Impacts, Solutions, and Prognoses. *Northwest Environ. J.* **1991**, *7*, 93–118.
- (61) Buttle, J. M. Isotope hydrograph separations and rapid delivery of pre-event water from drainage basins. *Prog. Phys. Geog.* **1994**, *18* (1), 16–41.
- (62) Grant, S. B.; Saphores, J. D.; Feldman, D. L.; Hamilton, A. J.; Fletcher, T. D.; Cook, P. L. M.; Stewardson, M. L.; et al. Taking the “waste” out of “wastewater” for human water security and ecosystem sustainability. *Science* **2012**, *337*, 681–686.
- (63) Zimmerman, M. J.; Waldron, M. C.; Barbaro, J. R.; Sorenson, J. R. Effects of low-impact-development (LID) practices on streamflow, runoff quantity, and runoff quality in the Ipswich River Basin, Massachusetts, A summary of field and modeling studies. *U. S. Geol. Surv., Circ.* **2010**, 1361.
- (64) Bhaskar, A. S.; Welty, C. Water balances along an urban-to-rural gradient of metropolitan Baltimore, 2001–2009. *Environ. and Eng. Geosci.* **2012**, *18* (1), 37–50.
- (65) Facility for Advancing Water Biofiltration (FAWB). *Guidelines for filter media in biofiltration systems*, Version 3.01; Facility for Advancing Water Biofiltration (FAWB): Sydney, Australia, June 2009.
- (66) Walsh, C. J.; Booth, D. B.; Burns, M. J.; Fletcher, T. D.; Hale, R. L.; Hoang, L. N.; Livingston, G.; Rippey, M. A.; Roy, A. H.; Scoggins, M.; Wallace, A. Principles for urban stormwater management to protect stream ecosystems. *Freshwater Science* **2015**, in press.
- (67) Loperfido, J. V.; Noe, G. B.; Jarnagin, S. T.; Hogan, D. M. Effects of distributed and centralized stormwater best management practices and land cover on urban stream hydrology at the catchment scale. *J. Hydrol.* **2014**, *519*, 2584–2595.
- (68) Harrington, B. W. Design and construction of infiltration trenches. In *Proceeding of Design of Urban Runoff Quality Controls*; ASCE: Reston, VA, 1989; pp 290–304.
- (69) Charlesworth, S. M.; Harker, E.; Rickard, S. A review of sustainable drainage systems (SuDS): A soft option for hard drainage questions? *Geography* **2003**, *88* (2), 99–107.
- (70) Brattebo, B. O.; Booth, D. B. Long-term storm water quantity and quality performance of permeable pavement systems. *Water Res.* **2003**, *37* (18), 4369–4376.
- (71) Shuster, W. D.; Bonta, J.; Thurston, H.; Warnemuende, E.; Smith, D. R. Impacts of impervious surface on watershed hydrology: A review. *Urban Water J.* **2005**, *2* (4), 263–275.
- (72) Hirschman, D.; Collins, K.; Schueler, T. *The Runoff Reduction Method*; Technical Memorandum; Center for Watershed Protection & Chesapeake Stormwater Network: Ellicott City, MD, 2008.
- (73) Beecham, S.; Chowdhury, R. Effects of changing rainfall patterns on WSUD in Australia. *Proceedings of the ICE-Water Management* **2012**, *165* (5), 285–298.
- (74) Berndtsson, J. C. Green roof performance towards management of runoff water quantity and quality: A review. *Ecol. Eng.* **2010**, *36* (4), 351–360.
- (75) Nicholson, N.; Clark, S. E.; Long, B. V.; Spicher, J.; Steele, K. A. Rainwater harvesting for non-potable use in gardens: a comparison of runoff water quality from green vs. traditional roofs. In *Proceedings of World Environmental and Water Resources Congress*, Kansas City, MO, May 17–21, 2009; ASCE: Reston, VA, 2009; DOI: 10.1061/41036(342)146.
- (76) Wong, T. H. F. Water Sensitive Urban Design—The journey thus far. *Aus. J. Wat. Resour.* **2006**, *10*, 213–223.
- (77) Coombes, P. J.; Kuczera, G. Analysis of the performance of rainwater tanks in Australian capital cities. In *Proceedings of 28th International Hydrology and Water Resources Symposium*, Wollongong, NSW, November 10–14, 2003; pp 235–242.
- (78) Kahinda, J. M.; Taigbenu, A. E.; Boroto, J. R. Domestic rainwater harvesting to improve water supply in rural South Africa. *Phys. Chem. Earth.* **2007**, *32* (15), 1050–1057.
- (79) Persson, J.; Somes, N. L. G.; Wong, T. H. F. Hydraulics efficiency of constructed wetlands and ponds. *Water Sci. Technol.* **1999**, *40* (3), 291–300.
- (80) Rousseau, D. P. L.; Lesage, E.; Story, A.; Vanrolleghem, P. A.; De Pauw, N. Constructed wetlands for water reclamation. *Desalination* **2008**, *218* (1–3), 181–189.
- (81) Ahiablame, L. M.; Engel, B. A.; Chaubey, I. Effectiveness of low impact development practices: literature review and suggestions for future research. *Water, Air, Soil Pollut.* **2012**, *223* (7), 4253–4273.
- (82) Burns, M. J.; Fletcher, T. D.; Hatt, B. E.; Ladson, A. R.; Walsh, C. J. Can allotment-scale rainwater harvesting manage urban flood risk and protect stream health?. In *Proceedings of NovaTech 7th International Conference*, Lyon, France, June 27–July 1, 2010.
- (83) Hatt, B. E.; Deletic, A.; Fletcher, T. D. Integrated treatment and recycling of storm water: a review of Australian practice. *J. Environ. Manage.* **2006**, *79* (1), 102–113.
- (84) Dietz, M. E.; Clausen, J. C. A field evaluation of rain garden flow and pollutant treatment. *Water, Air, Soil Pollut.* **2005**, *167* (1–4), 123–138.
- (85) Le Coustumer, S.; Fletcher, T. D.; Deletic, A.; Barraud, S.; Lewis, J. F. Hydraulic performance of biofilter systems for storm water management: Influences of design and operation. *J. Hydrol.* **2009**, *376* (1), 16–23.
- (86) Clar, M. L.; Barfield, B. J.; O'Connor, T. P. *Stormwater Best Management Practice Design Guide Volume 2 Vegetative Biofilters*; EPA/600/R-04/121 A; U.S. Environmental Protection Agency: Washington, DC, 2004.
- (87) *Bioretention Manual*; Prince George's County (MD) Government, Department of Environmental Protection, Watershed Protection Branch: Landover, MD, 2002.
- (88) Hamel, P.; Fletcher, T. D.; Walsh, C. J.; Plessis, E. Quantifying the restoration of evapotranspiration and groundwater recharge by vegetated infiltration systems. In *Proceedings from the 12th International Conference on Urban Drainage*, Porto Alegre, Brazil, September 10–16, 2011.
- (89) Li, H.; Sharkey, L. J.; Hunt, W. F.; Davis, A. P. Mitigation of impervious surface hydrology using bioretention in North Carolina and Maryland. *J. Hydrol. Eng.* **2009**, *14* (4), 407–415.
- (90) Elliott, A. H.; Trowsdale, S. A. A review of models for low impact urban storm water drainage. *Environ. Modell. Softw.* **2007**, *22* (3), 394–405.
- (91) Bosley, E. K., II. Hydrologic evaluation of low impact development using a continuous, spatially-distributed model. Ph.D. Dissertation, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA, 2008.
- (92) Jayasooriya, V. M.; Ng, A. W. M. Tools for Modeling of Storm water Management and Economics of Green Infrastructure Practices: a Review. *Water, Air, Soil Pollut.* **2014**, *225* (8), 1–20.
- (93) Damodaram, C.; Zechman, E. M. Simulation-Optimization approach to design Low Impact Development for managing peak flow alterations in urbanizing watersheds. *J. Water Res. Pl.* **2013**, *139* (3), 290–298.
- (94) Yeh, C.; Labadie, J. W. Multiobjective watershed-level planning of storm water detention systems. *J. Water Res. Pl.* **1997**, *123* (6), 336–343.
- (95) Perez-Pedini, C.; Limbrunner, J. F.; Vogel, R. M. Optimal location of infiltration-based best management practices for storm water management. *J. Water Res. Pl.* **2005**, *131* (6), 441–448.
- (96) Shoemaker, L.; Riverson, J.; Alvi, K.; Zhen, J. X.; Paul, S.; Rafi, T. *SUSTAIN: a framework for placement of best management practices in urban watersheds to protect water quality*; National Risk Management Research Laboratory, Office of Research and Development, U.S. Environmental Protection Agency: Washington, DC, 2009.
- (97) Giacomoni, M. H. Use of Multi-Objective Evolutionary Algorithm Optimization for Low Impact Development In proceeding of Development Placement. *International Low Impact Development Conference*, Houston, TX, January 19–21, 2015; pp 53–62.

- (98) Yazdi, J.; Salehi Neyshabouri, S.A.A. Identifying low impact development strategies for flood mitigation using a fuzzy-probabilistic approach. *Environ. Model. Softw.* **2014**, *60*, 31–44.
- (99) Zhang, G. Development of a multi-objective optimization framework for implementing low impact development scenarios in an urbanizing watershed. Ph.D. Dissertation, The Pennsylvania State University, State College, PA, 2009.
- (100) Zhen, X.; Yu, J. S. L.; Lin, J. Optimal location and sizing of storm water basins at watershed scale. *J. Water Res. Pl.* **2004**, *130* (4), 339–347.
- (101) eWater. *MUSIC – model for urban storm water improvement conceptualization*, User guide 4; eWater Cooperative Research Centre: Canberra, Australia, 2009.
- (102) Michael Baker, Jr.; Inc. AQUA TERRA Consultants; and Dynamic Solutions, LLC. *Simulation Plan for Illinois River Watershed Nutrient Model*; Technical report prepared for U.S. EPA Region 6; Baker, Inc.: Alexandria, VA, 2013.
- (103) Vrugt, J. A.; Robinson, B. A. Improved evolutionary optimization from genetically adaptive multi-method search. *Proc. Natl. Acad. Sci. U. S. A.* **2007**, *104*, 708–711.
- (104) Vrugt, J. A.; ter Braak, C. J. F.; Clark, M. P.; Hyman, J. M.; Robinson, B. A. Treatment of input uncertainty in hydrologic modeling: Doing hydrology backward with Markov chain Monte Carlo simulation. *Water Resour. Res.* **2008**, *44*, W00B09.
- (105) Vrugt, J. A.; ter Braak, C. G. F.; Diks, C. G. H.; Higdon, D.; Robinson, B. A.; Hyman, J. M. Accelerating Markov chain Monte Carlo simulation by differential evolution with self-adaptive randomized subspace sampling. *Int. J. Nonlinear Sci. Numer. Simul.* **2009**, *10*, 273–290.
- (106) Vrugt, J. A.; ter Braak, C. J. F. DREAM_(D): An adaptive Markov chain Monte Carlo simulation algorithm to solve discrete, non-continuous, and combinatorial posterior parameter estimation problems. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* **2011**, *15*, 3701–3713.
- (107) Laloy, E.; Vrugt, J. A. High-dimensional posterior exploration of hydrologic models using multiple-try DREAM_(ZS) and high performance computing. *Water Resour. Res.* **2012**, *48*, W01526.
- (108) Kandelous, M. M.; Kamaï, T.; Vrugt, J. A.; Simunek, J.; Hanson, B.; Hopmans, J. W. Evaluation of subsurface drip irrigation design and management parameters for alfalfa. *Agricul. Wat. Manage.* **2012**, *109*, 81–93.
- (109) Hatt, B. E.; Deletic, A.; Fletcher, T. D. Hydraulic and pollutant removal performance of fine media stormwater filtration systems. *Environ. Sci. Technol.* **2008**, *42*, 2535–2541.
- (110) Kandra, H.; McCarthy, D.; Deletic, A. Assessment of the impact of stormwater characteristics on clogging in stormwater filters. *Water Resour. Manage.* **2015**, *29*, 1031–1048.
- (111) Rippy, M. A. Meeting the Criteria: linking biofilter design to fecal indicator bacteria removal. *Wiley Interdiscip. Rev.: Water* **2015**, *2*, 577–592.
- (112) Ambrose, R. F.; Winfrey, B. K. Comparison of stormwater biofiltration systems in Southeast Australia and Southern California. *Wiley Interdiscip. Rev.: Water* **2015**, *2*, 131–146.
- (113) Brown, C. The end of reliability. *ASCE J. Water Resour. Plann. Manage.* **2010**, *136*, 143–145.
- (114) Levin, L. A.; Mehring, A. S. Optimization of bioretention systems through application of ecological theory. *Wiley Interdiscip. Rev.: Water* **2015**, *2*, 259.
- (115) Hering, J. G.; Waite, T. D.; Luthy, R. G.; Drewes, J. E.; Sedlak, D. L. A changing framework for urban water systems. *Environ. Sci. Technol.* **2013**, *47*, 10721–10726.
- (116) Roy, A. H.; Wenger, S. J.; Fletcher, T. D.; Walsh, C. J.; Ladson, A. R.; Shuster, W. D.; Thurston, H. W.; Brown, R. R. Impediments and solutions to sustainable, watershed-scale urban storm water management: lessons from Australia and the United States. *Environ. Manage.* **2008**, *42*, 344–359.
- (117) Kloss, C. *Managing Wet Weather with Green Infrastructure Municipal Handbook: Rainwater Harvesting Policies*; U.S. Environmental Protection Agency: Washington, DC, 2008.
- (118) Garrison, N.; Kloss, C.; Lukes, R.; Devine, J. *Capturing Rainwater from Rooftops: An Efficient Water Resource Management Strategy that Increases Supply and Reduces Pollution*; Natural Resources Defense Council: Washington, DC, 2011.
- (119) Ahmed, W.; Gardner, T.; Toze, S. Microbial Quality of Roof-Harvested Rainwater and Health Risks: A Review. *J. Environ. Qual.* **2011**, *40*, 13–21.
- (120) Grebel, J. E.; Mohanty, S. K.; Torkelson, A. A.; Boehm, A. B.; Higgins, C. P.; Maxwell, R. M.; Nelson, K. L.; Sedlak, D. L. Engineering Infiltration Systems for Urban Stormwater Reclamation. *Environ. Eng. Sci.* **2013**, *30*, 437–454.
- (121) Lim, K. Y.; Jiang, S. C. Reevaluation of health risk benchmark for sustainable water practice through risk analysis of rooftop-harvested rainwater. *Water Res.* **2013**, *47* (20), 7273–7286.
- (122) Lim, K. Y.; Hamilton, A. J.; Jiang, S. C. Assessment of public health risk associated with viral contamination of harvested urban stormwater for domestic applications. *Sci. Total Environ.* **2015**, *523*, 95–108.
- (123) Hayworth, J. S.; Glonek, G.; Maynard, E. J.; Baghurst, P. A.; Finlay-Jones, J. Consumption of untreated tank rainwater and gastroenteritis among young children in South Australia. *Int. J. Epidemiology* **2006**, *35*, 1051–1058.
- (124) Daniel B. Stephens and Associates, Inc. *Hydrologic Characterization and Water Balance Development, Newport Bay Watershed, Swamp of the Frogs, Orange County, California*; Technical report prepared for Orange County Public Works; Daniel B. Stephens and Associates, Inc.: Albuquerque, NM, 2013.
- (125) Orange County Code, 4-5-14 through 4-5-31.
- (126) Reilly, J. F.; Horne, A. J.; Miller, C. D. Nitrate removal from a drinking water supply with large free surface constructed wetlands prior to groundwater recharge. *Ecological Engineering* **1999**, *14*, 33–47.
- (127) O'Driscoll, M.; Clinton, S.; Jefferson, A.; Manda, A.; McMillan, S. Urbanization effects on watershed hydrology and in-stream processes in the southern United States. *Water* **2010**, *2* (3), 605–648.
- (128) DeFries, R.; Eshleman, K. N. Land-use change and hydrologic processes: a major focus for the future. *Hydrol. Processes* **2004**, *18* (11), 2183–2186.
- (129) Bosch, J. M.; Hewlett, J. D. A review of catchment experiments to determine the effect of vegetation changes on water yield and evapotranspiration. *J. Hydrol.* **1982**, *55* (1), 3–23.
- (130) Peel, M. C. Hydrology: catchment vegetation and runoff. *Prog. Phys. Geogr.* **2009**, *33*, 837–844.
- (131) Sahin, V.; Hall, M. J. The effects of afforestation and deforestation on water yields. *J. Hydrol.* **1996**, *178* (1), 293–309.
- (132) Zégre, N.; Skaugset, A. E.; Som, N. A.; McDonnell, J. J.; Ganio, L. M. In lieu of the paired catchment approach: Hydrologic model change detection at the catchment scale. *Water Resour. Res.* **2010**, *46* (11), DOI: 10.1029/2009WR008601.
- (133) Hall, J.; Arheimer, B.; Borga, M.; Brázdil, R.; Claps, P.; Kiss, A.; Kjeldsen, T. R.; et al. Understanding flood regime changes in Europe: A state of the art assessment. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* **2014**, *18*, 2735–2772.
- (134) Machiwal, D.; Jha, M. K. Time series analysis of hydrologic data for water resources planning and management: A review. *J. Hydrol. Hydromech.* **2009**, *54* (3), 237–257.
- (135) Miguel, A.; Ziwen, Y.; Michael, P.; Franco, M. Development of a web application for low impact development rapid assessment (LIDRA). *J. Hydro. Inform.* **2013**, DOI: 10.2166/hydro.2013.080.
- (136) Walsh, T. C.; Pomeroy, C. A.; Burian, S. J. Hydrologic modeling analysis of a passive, residential rainwater harvesting program in an urbanized, semi-arid watershed. *J. Hydrol.* **2014**, *508*, 240–253.
- (137) Wang, G.; Liu, J.; Kubota, J.; Chen, L. Effects of land-use changes on hydrological processes in the middle basin of the Heihe River, northwest China. *Hydrol. Processes* **2007**, *21* (10), 1370–1382.
- (138) Simmons, D. L.; Reynolds, R. J. Effects of urbanization on base flow of selected south-shore streams, Long Island, New York. *J. Am. Water Resour. Assoc.* **1982**, *18* (5), 797–805.
- (139) Zhang, C.; Zhang, B.; Li, W.; Liu, M. Response of streamflow to climate change and human activity in Xitaoxi river basin in China. *Hydrol. Process.* **2014**, *28* (1), 43–50.

- (140) Farahmand, T.; Fleming, S. W.; Quilty, E. J. Detection and visualization of storm hydrograph changes under urbanization: an impulse response approach. *J. Environ. Manage.* **2007**, *85* (1), 93–100.
- (141) Yang, G.; Bowling, L. C. Detection of changes in hydrologic system memory associated with urbanization in the Great Lakes region. *Water Resour. Res.* **2014**, *50* (5), 3750–3763.
- (142) Zhang, Q.; Xu, C.; Becker, S.; Jiang, T. Sediment and runoff changes in the Yangtze River basin during past 50 years. *J. Hydrol.* **2006**, *331* (3), 511–523.
- (143) Buttle, J. M. Hydrological response to reforestation in the Ganaraska River basin, southern Ontario. *Canadian Geographer.* **1994**, *38* (3), 240–253.
- (144) Wang, G.; Zhang, Y.; Liu, G.; Chen, L. Impact of land-use change on hydrological processes in the Maying River basin, China. *Sci. China, Ser. D: Earth Sci.* **2006**, *49* (10), 1098–1110.
- (145) Jiongxin, X. The water fluxes of the Yellow River to the sea in the past 50 years, in response to climate change and human activities. *Environ. Manage.* **2005**, *35* (5), 620–631.
- (146) Little, C.; Lara, A.; McPhee, J.; Urrutia, R. Revealing the impact of forest exotic plantations on water yield in large scale watersheds in South-Central Chile. *J. Hydrol.* **2009**, *374* (1), 162–170.
- (147) Xu, J. Effects of climate and land-use change on green-water variations in the Middle Yellow River, China. *Hydrol. Sci. J.* **2013**, *58* (1), 106–117.
- (148) Li, J.; Feng, P.; Wei, Z. Incorporating the data of different watersheds to estimate the effects of land use change on flood peak and volume using multi-linear regression. *Mitig. Adapt. Strategies Glob Chang.* **2013**, *18* (8), 1183–1196.
- (149) Hejazi, M. I.; Moglen, G. E. The effect of climate and land use change on flow duration in the Maryland Piedmont region. *Hydrol. Processes* **2008**, *22* (24), 4710–4722.
- (150) Peterson, H. M.; Nieber, J. L.; Kanivetsky, R. Hydrologic regionalization to assess anthropogenic changes. *J. Hydrol.* **2011**, *408* (3), 212–225.
- (151) Shao, Q.; Li, Z.; Xu, Z. Trend detection in hydrological time series by segment regression with application to Shiyang River Basin. *Stoch. Env. Res. Risk A* **2010**, *24* (2), 221–233.
- (152) López-Moreno, J. I.; Beguería, S.; García-Ruiz, J. M. Trends in high flows in the central Spanish Pyrenees: response to climatic factors or to land-use change? *Hydrol. Sci. J.* **2006**, *51* (6), 1039–1050.
- (153) Perreault, L.; Bernier, J.; Bobée, B.; Parent, E. Bayesian change-point analysis in hydrometeorological time series. Part 1. The normal model revisited. *J. Hydrol.* **2000**, *235* (3), 221–241.
- (154) Beighley, R. E.; Moglen, G. E. Trend assessment in rainfall-runoff behavior in urbanizing watersheds. *J. Hydrol. Eng.* **2002**, *7* (1), 27–34.
- (155) Lørup, J. K.; Refsgaard, J. C.; Mazvimavi, D. Assessing the effect of land use change on catchment runoff by combined use of statistical tests and hydrological modeling: case studies from Zimbabwe. *J. Hydrol.* **1998**, *205* (3), 147–163.
- (156) Doyle, M. E.; Barros, V. R. Attribution of the river flow growth in the Plata Basin. *Int. J. of Climatol.* **2011**, *31* (15), 2234–2248.
- (157) Getnet, M.; Hengsdijk, H.; van Ittersum, M. Disentangling the impacts of climate change, land use change and irrigation on the Central Rift Valley water system of Ethiopia. *Agr. Water Manage.* **2014**, *137*, 104–115.
- (158) Brown, A. E.; Zhang, L.; McMahon, T. A.; Western, A. W.; Vertessy, R. A. A review of paired catchment studies for determining changes in water yield resulting from alterations in vegetation. *J. Hydrol.* **2005**, *310* (1), 28–61.
- (159) Watson, F.; Vertessy, R.; McMahon, T.; Rhodes, B.; Watson, I. Improved methods to assess water yield changes from paired-catchment studies: application to the Maroondah catchments. *For. Ecol. Manage.* **2001**, *143* (1), 189–204.
- (160) Hibbert, A. R. Forest Treatment effects on water yield. In *Proceedings of International Symposium on Forest Hydrology*, Penn State University, August 29–September 10, 1965; Pergamon Press: New York, 1967; pp 527–543.
- (161) Hood, M. J.; Clausen, J. C.; Warner, G. S. Comparison of Stormwater Lag Times for Low Impact and Traditional Residential Development. *J. Am. Water Resour. Assoc.* **2007**, *43* (4), 1036–1046.
- (162) Selbig, W. R.; Bannerman, R. T. *A Comparison of Runoff Quantity and Quality from Two Small Basins Undergoing Implementation of Conventional and Low-Impact-Development (LID) Strategies: Cross Plains, Wisconsin, Water Years 1999–2005*; U.S. Geological Survey report 2008-5008; U.S. Geological Survey: Washington, DC, 2008.
- (163) Bedan, E. S.; Clausen, J. C. Stormwater runoff quality and quantity from traditional and low impact development watersheds. *J. Am. Water Resour. Assoc.* **2009**, *45* (4), 998–1008.
- (164) Shuster, W.; Rhea, L. Catchment-scale hydrologic implications of parcel-level storm water management (Ohio USA). *J. Hydrol.* **2013**, *485*, 177–187.
- (165) Williams, E. S.; Wise, W. R. Hydrologic impacts of alternative approaches to storm water management and land development. *J. Am. Water Resour. Assoc.* **2006**, *42* (2), 443–455.
- (166) Damodaram, C.; Giacomoni, M. H.; Prakash Khedun, C.; Holmes, H.; Ryan, A.; Saour, W.; Zechman, E. M. Simulation of combined best management practices and low impact development for sustainable stormwater management. *J. Am. Water Resour. Assoc.* **2010**, *46* (5), 907–918.
- (167) Walsh, C. J.; Fletcher, T. D.; Ladson, A. R. Stream restoration in urban catchments through redesigning storm water systems: looking to the catchment to save the stream. *J. North Am. Bentholological Soc.* **2005**, *24*, 690–705.
- (168) Fletcher, T. D.; Walsh, C. J.; Bos, D.; Nemes, V.; RossRakesh, S.; Prosser, T.; Hatt, B.; Birch, R. Restoration of storm water retention capacity at the allotment-scale through a novel economic instrument. *Water Sci. Technol.* **2011**, *64*, 494–502.
- (169) Walsh, C. J.; Fletcher, T. D. Stream experiments at the catchment scale: the challenges and rewards of collaborating with community and government to push policy boundaries. *Freshwater Science* **2015**, *34*, 1159.
- (170) Bos, D. G.; Brown, H. L. Overcoming barriers to community participation in a catchment-scale experiment: building trust and changing behavior. *Freshwater Science* **2015**, *34*, 1169.
- (171) Burns, M. J.; Wallis, E.; Matic, V. Building capacity in low-impact drainage management through research collaboration. *Freshwater Science* **2015**, *34*, 1176.
- (172) Burns, M.; Schubert, J.; Fletcher, T. D.; Sanders, B. Testing the impact of at-source stormwater management on urban flooding through a coupling of network and overland flow models. *Wiley Interdiscip. Rev.: Water* **2015**, *2*, 291–300.
- (173) Walsh, C. J.; Fletcher, T. D.; Bos, D. G.; Imberger, S. J. Restoring a stream through retention of urban storm water runoff: a catchment-scale experiment in a social-ecological system. *Freshwater Science* **2015**, *34*, 1161.
- (174) Changnon, S. A.; Demissie, M. Detection of changes in streamflow and floods resulting from climate fluctuations and land use-drainage changes. *Clim. Change* **1996**, *32* (4), 411–421.
- (175) *Data requirements for integrated urban water management*; Fletcher, T. D., Deletic, A., Eds.; UNESCO Publishing and Taylor and Francis: Paris, 2008.
- (176) Grimm, N. B.; Grove, J. M.; Pickett, S. T. A.; Redman, C. L. Integrated Approaches to Long-Term Studies of Urban Ecological Systems. *BioScience* **2000**, *50* (7), 571–584.
- (177) Ferguson, B. C.; Brown, R. B.; Frantzeskaki, N.; de Haan, F. J.; Deletic, A. The enabling institutional context for integrated water management: Lessons from Melbourne. *Water Res.* **2013**, *47* (20), 7300–7314.
- (178) Johnson, E. J.; Bellman, S.; Lohse, G. L. Cognitive lock-in and the power law of practice. *J. Marketing* **2003**, *67*, 62–75.
- (179) Murray, K. B.; Haubl, G. Explaining cognitive lock-in: the roll of skill-based habits of use in consumer choice. *J. Consumer Res.* **2007**, *34*, 77–88.
- (180) Pahl-Wostl, C.; Gupta, J.; Petry, D. Governance and the global water system: A theoretical exploration. *Global Governance*; **2008**, *14* (4), 419–435.

(181) Deverell, W.; Hise, G. *Land of sunshine: an environmental history of metropolitan Los Angeles*; University of Pittsburgh: Pittsburgh, PA, 2005.

(182) Kibel, P. S. *Rivertown: Rethinking Urban Rivers*; MIT Press: Cambridge, MA, 2007.

(183) Cuffney, T. F.; Falcone, J. F. *Derivation of nationally consistent indices representing urban intensity within and across nine metropolitan areas of the conterminous United States*; U.S. Geological Survey Scientific Investigations Report 2008-5095; U.S. Geological Survey: Washington, DC, 2008.

(184) Arnold, C. L., Jr.; Gibbons, C. J. Impervious surface coverage: the emergence of a key environmental indicator. *J. Am. Plan. Assoc.* **1996**, *62* (2), 243–258.

(185) Jacobson, C. R. Identification and quantification of the hydrological impacts of imperviousness in urban catchments: A review. *J. Environ. Manage.* **2011**, *92* (6), 1438–1448.

(186) King, R. S.; Baker, M. E.; Kazyak, P. F.; Weller, D. E. How novel is too novel? Stream community thresholds at exceptionally low levels of catchment urbanization. *Ecological Applications* **2011**, *21* (5), 1659–1678.

(187) Roy, A. H.; Rhea, L. K.; Mayer, A. L.; Shuster, W. D.; Beaulieu, J. J.; Hopton, M. E.; Morrison, M. A.; Amand, A. S. How Much Is Enough? Minimal Responses of Water Quality and Stream Biota to Partial Retrofit Storm water Management in a Suburban Neighborhood. *PLoS One* **2014**, *9* (1), e85011.

(188) Utz, R. M.; Eshleman, K. N.; Hilderbrand, R. H. Variation in physicochemical responses to urbanization in streams between two Mid-Atlantic physiographic regions. *Ecological Applications* **2011**, *21*, 402–415.

(189) Cuffney, T. F.; Brightbill, R. A.; May, J. T.; Waite, I. R. Responses of benthic macroinvertebrates to environmental changes associated with urbanization in nine metropolitan areas. *Ecol. Apps.* **2010**, *20* (5), 1384–1401.

(190) Williams, W. D. Anthropogenic salinization of inland waters. *Hydrobiologia* **2001**, *466*, 329–337.

(191) Kaushal, S. S.; Groffman, P. M.; Likens, G. E.; Belt, K. T.; Stack, W. P.; Kelly, V. R.; Band, L. E.; Fisher, G. T. Increased salinization of fresh water in the northeastern United States. *Proc. Natl. Acad. Sci. U. S. A.* **2005**, *102* (38), 13517–13520.

(192) Kelly, V. R.; Lovett, G. M.; Weathers, K. C.; Findlay, S. E.G.; Strayer, D. L.; Burns, D. J.; Likens, G. E. Long-term sodium chloride retention in a rural watershed: legacy effects of road salt on stream water concentration. *Environ. Sci. Technol.* **2008**, *42* (2), 410–415.

(193) Aghakouchak, A.; Feldman, D.; Stewardson, M. J.; Saphores, J. D.; Grant, S.; Sanders, B. Australia's drought: lessons for California. *Science* **2014**, *343* (6178), 1430–1431.

(194) Endreny, T. Naturalizing urban watershed hydrology to mitigate urban heat-island effects. *Hydrol. Processes* **2008**, *22* (3), 461.

(195) Coutts, A. M.; Tapper, N. J.; Beringer, J.; Loughnan, M.; Demuzere, M. Watering our cities: the capacity for water sensitive urban design to support urban cooling and improve human thermal comfort in the Australian context. *Prog. Phys. Geog.* **2013**, *37*, 2.

翻

译

从雨水池到集水区：

利用低影响开发解决城市河流综合征的水文症状

摘要：集水区城市化扰乱了河流的水沙平衡，损害了河流的健康，降低了河流的功能，引起了一系列的水流、水质和生态症状，统称为城市河流综合征。低影响开发（LID）技术通过模拟自然水流路径和恢复自然水平衡来解决城市河流综合征的水文症状。根据当地的气候条件和城市前的土地覆盖，在每年的时间尺度上，渗透和收集的雨水量可以通过集水区尺度的水平衡来估计。除了在最湿润的地区外，所有地区都应收集比渗透量大得多的雨水径流，以保持城市前的河流水文状况。因此，要努力预防和扭转与城市河流综合征相关的水文症状，就需要：（1）选择合适的 LID 技术组合，提供区域性的雨水收集和渗透比率；（2）将这些 LID 技术集成到下一代排水系统中；（3）最大限度地发挥包括增加供水、防洪、改善水质和城市便利设施的潜力；以及（4）长期水文监测，以评估 LID 干预措施的效果。

1 引言

集水区城市化与河流健康减少相关，这种情况被称为城市河流综合征。城市河流综合征的 1-3 个显著症状包括河流流量、形态、水质和生态系统结构的改变和功能（图 1A）。尽管城市河流综合征的潜在原因因集水区而异，但其水文症状通常与用不透水表面（如道路、停车场、屋顶和人行道）代替草地和森林有关；修建排水和防洪基础设施，将雨水径流快速输送至河流（所谓的正式排水系统）；改变集水区的水量预算（例如，通过水的进出口）（图 1B）。集水区不透水性的增加通常会减少降雨的渗透和蒸散发，然而，正式的排水系统增加了集水区和溪流之间的水力连通性。这两种修改对干湿天气期间的溪流有相反的影响。在潮湿天气中，向河流输送的雨水量增加，降雨和暴雨流之间的延迟时间变短，峰值流量增加。在干燥天气中，由于在年际时间尺度上的渗透减少，径流减少，尽管此规则有例外。水的输入可通过增加：废水和有害径流的常年排放；地下水从地下饮用水供应和污水收集管道的泄漏渗入河流，从而增加干旱天气下的径流。地表水蓄水管理（例如：水坝和水库）也可以增加干旱天气下的河流流量。所有这些集水区改造，除了改善河流水文，通过提高河流温度、改变河流中营养盐、碳和氧的平衡以及促进细泥沙的动员和运输来降低河流水质，化学污染物和人类病原体及其指标。水质和水文（流域城市化的两种症状）的变化影响河流形态、稳定性、生态和化学。

集水区城市化通常使用两个指标进行量化：总不透水性和有效不透水性。总不透水性是由建造的不透水表面（如沥青和屋顶）覆盖的集水区面积的一部分。有效不透水性表示通过正式排水系统与河流水力连接的集水区不透水部分。与总

不透水性相比,有效不透水性是河流水质、生态健康和河道形态的较好预测因子。总不透水性不考虑从不透水表面流出的水流是否直接输送到河流,或者排水到邻近的透水区域,在那里提供过滤、渗透和流量衰减的机会。溪流的生态条件通常表现出对总不透水性的楔形依赖:总不透水性较低的集水区溪流表现出一系列生态条件(从退化到健康),随着总不透水性的增加而变窄,因为最大可达到的溪流健康度降低。有效不透水性与河流生态条件、水质和河道形态呈较小的负相关。



图 1. 与城市河流综合征相关的水文扰动的症状、原因和治疗

(A) 症状包括: (1) 河流改变 (基流、洪峰流、年径流量、流量变异性); (2) 河流形态改变 (河流宽度、深度、复杂性以及与河岸带、低流区和泛滥平原的分离); (3) 水和沉积物质量受损 (垃圾、营养物、溶解氧、毒物, 悬浮物、温度); 以及 (4) 生物成分的变化 (本地物种的减少、敏感物种的减少、耐性物种的增加、入侵物种的增加) 和生态系统服务的损失 (有机物的保留和加工、养分去除、初级生产和呼吸)。(B) 原因包括: (1) 用不透水表面 (如道路、停车场、屋顶和人行道) 代替草地和森林; (2) 建设雨水排放和防洪基础设施, 以将雨水快速输送至河流 (正式排水系统); (3) 通过掩埋、矫直降低河流复杂性, 以及混凝土衬砌河流; 以及 (4) 通过水的输入、碎石坝的建造和地表水的蓄水来改变水和泥沙的总体预算。(C) 可能解决与城市河流综合征相关的水文挑战

的 LID 技术示例包括渗透雨水径流的无衬里技术（例如：无衬里生物滤池和可渗透路面）和从集水区收集和输出雨水径流的技术（例如：用于灌溉或室内厕所冲洗的绿色屋顶和雨水池）。最上面一排是加利福尼亚奥兰治县的城市小溪和排水沟的图片（从左到右：圣地亚哥小溪、科斯塔梅萨海峡、富勒顿小溪和欧文市的一个排水沟）。中间一排包括加利福尼亚州奥兰治县的两个街景和一条被掩埋的溪流，以及位于加利福尼亚-内华达州边界科罗拉多渡槽起点的帕克大坝。底层包括墨尔本（澳大利亚）的一个无衬里生物过滤器；加利福尼亚州威斯敏斯特的可渗透人行道；德克萨斯州休斯顿一座公共建筑的绿色屋顶；墨尔本（澳大利亚）的一个雨水池。

有效不透水性与河流健康之间的负相关提出了一个问题：城市河流综合征的水文症状是否可以通过保持有效不透水性较低的城市形态来预防和逆转？当城市社区发展（或通过改造已开发的集水区）时，利用各种规模拦截不透水表面径流的技术，可保持低有效不透水性。拦截的径流可渗透以支持地下水（例如：有无衬里的生物滤池和可渗透的路面），通过蒸散（例如：使用绿色屋顶、雨花园、植草洼地、湿地和城市森林）向大气输出，从雨水管系统转向透水表面（例如，与落水管断开连接），通过污水管道系统输出至下游接纳水体（例如：使用雨水罐冲厕）（图 1C，另见支持信息中的表 S1）。这些对环境敏感的雨水管理系统有多种名称，包括美国的绿色基础设施和低影响开发（LID）技术、澳大利亚和加拿大的水敏感城市设计以及英国的可持续城市排水系统。在本综述中，我们采用术语 LID 技术。

获取和保持公众对 LID 技术的支持需要证明它们能够有效地将洪水风险和城市化对人类和生态系统健康的负面影响降到最低。在本文中，我们探讨：（1）支持 LID 选择和评估的各种建模方法；（2）可用于雨水渗透和收集的技术；以及（3）实施挑战，包括维护、气候变化、路径依赖性和特定场地限制。许多评论文章都是关于 LID 技术及其在缓解城市河流综合征的水文、水质和生态症状方面的应用的。然而，这些文章往往没有同时考虑问题的国际范围、潜在的解决方案以及政策和技术障碍实施。我们的审查采用了多学科（水文、工程、社会科学和生态学）、多尺度（从单个盖子类型到整个集水区）和两国（美国和澳大利亚）的观点。两国的观点是有道理的，因为澳大利亚东南部和美国西南部持续的严重干旱为两国城市水资源管理的创造性多效益解决方案奠定了基础，正在领导一系列创新的政府-工业-大学合作，致力于 LID 技术的测试和采用。

2 流域范围内的城市水平衡

流量超过峰值流量的情况。在许多国家，雨水法规对允许从个别物业进入河流的峰值流量或高流量持续时间进行了限制。为了符合这些法规，业主通常会安装雨水滞留池，以捕获并缓慢释放大暴雨的径流。这种方法存在许多有充分记录的问题，包括：（1）集水区许多物业同时释放雨水会导致下游洪峰流量超过开发前条件和侵蚀下游河道，即使来自个别地产的洪峰流量保持在监管范围内；（2）

与不透水表面相关的渗透减少切断了通常向河流供水的主要途径（通过地下水流路径和浅层地下水的再补给）和滞留池通常不解决该问题；以及（3）来自集水区多个滞留盆地的风暴后流量叠加会扭曲下游的干旱天气流量状况。虽然提出了一些河流“可持续性”指标，但控制（理想情况下消除）通过正式排水系统流入河流的雨水径流量是维持和恢复城市前水流状态的先决条件（原因将在以下章节中详细说明）。

城市化对流域规模水资源预算的影响。借鉴与环境流量管理类似的方法，Walsh 等人提出了一个集水区规模的水平衡（或“桶”）模型，以估计应渗透和收集的水量，从而使河流水文尽可能接近其城市前状态。式 1 表示典型自然集水区的年水量平衡，假设：与土壤水分和浅层地下水相关的水量在年和更长时间内不会发生明显变化；所有渗入集水区的水最终都会通过地下路线（即，渗入的集水区的水不会因深度渗漏而流失。

$$MAR = ET + S \quad (1)$$

该方程中出现的变量包括集水区的年平均降雨深度（MAR，每年每个集水区的降雨量）、蒸散深度（ET，每年每个集水区返回大气的水量）和年径流深度（S，每年每个集水区的溪流流量）。“每年深度”的单位可以解释为，如果公式 1 中与各项相关的年水量均匀分布在集水区上将获得的水深。

在每年的时间尺度上，地下水流构成了大多数自然集水区的大部分水流，包括在风暴事件期间。在这种情况下，地下水流（有时称为“老水”）被定义为降雨，通过浅层地下水或包气带渗入并流向河流，作为径流和通过流。相比之下，在自然集水区，地表流（技术上，霍顿地表流）对年径流的贡献通常很小。忽略地表流，自然集水区的年水量平衡可近似为公式 2，其中 S_{sub}^{Pu} 表示地下水流对城市前径流的贡献（注上标“pu”指“城市前”）。

$$MAR = ET^u + S_{sub}^{Pu} \quad (2)$$

城市化以多种方式干扰了水平衡：（1）在 ET 和 S 之间重新分配 MAR，总体上降低 ET（除了发生重大水输入的区域，见下文）并增加；和（2）改变水输送到河流的方式，从城市前状态的地下水流路径 $S = S_{sub}^{Pu}$ 到城市状态下有效不透水性 S_{EI} 的地下水流 S_{sub}^{Pu} 和地表水流的混合物： $S = S_{sub}^{Pu} + S_{EI}$ （注上标“u”指“城市”）。因此，式 3 表示城市化集水区的年水量平衡（图 2A）。

$$MAR = ET^u + S_{sub}^{Pu} + S_{EI} \quad (3)$$

S_{sub}^{Pu} 和 S_{EI} 的值可根据年平均降雨量（MAR）、有效不透水性覆盖的总集水区的百分比 f_{EI} 和未开发区 C_s 和有效不透水区 C_{EI} 的河流系数计算得出：

$$S_{sub}^u = MAR \times C_s \times (1 - f_{EI}) \quad (4a)$$

$$S_{EI} = MAR \times C_{EI} \times f_{EI} \quad (4b)$$

为了说明城市化对集水区水平衡、蒸散量、地下水流和地表水流的影响，在图 2B 中绘制了有效不透水性图。为了绘制该图，我们分别采用 $C_s = 0.3$ 和 $C_{EI} = 0.8$ 的河流系数和不透水径流系数值；后面将描述用于计算这些系数的特定于区域的过程。如图所示，沃尔什桶模型预测城市化与蒸散量下降有关（因为森林和草地被不透水表面取代，如图 2B 所示的灰色区域），流向溪流的地下水流减少（因为随着不透水性的增加，通过渗透补充浅层地下水的量减少，蓝色区域），以及从有效不透水性（红色区域）每年流入溪流的地表水流量增加。

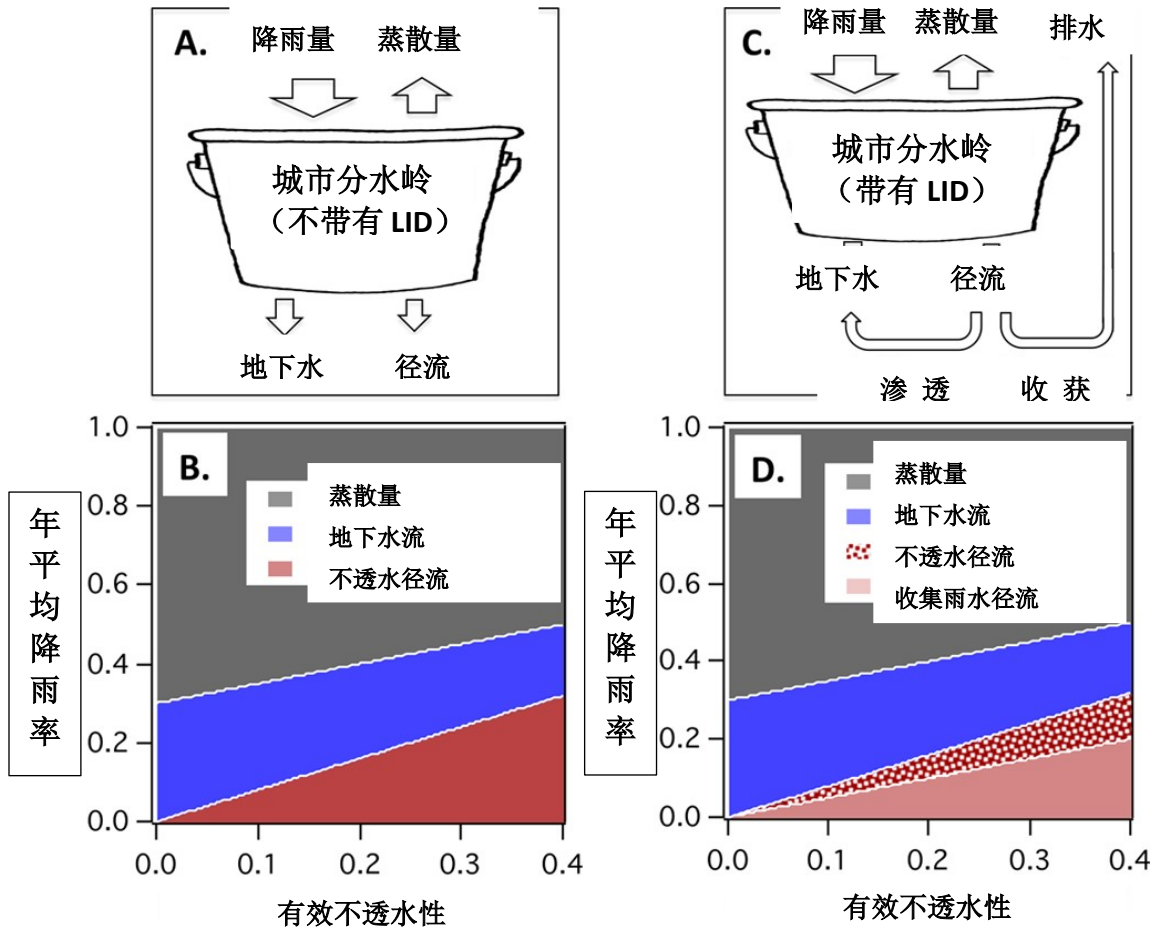


图 2. 集水区尺度水平衡（或“桶模型”）

集水区尺度水平衡（或“桶模型”）用于计算应渗透和收集的雨水径流量。（A）未采用 LID 技术的集水区稳态年度水预算的简化形式。年平均降雨量（MAR）分为蒸散量（ET）、与地下入渗相关的径流 S_{sub}^{Pu} 和与连接不透水性 S_{EI} 的暴雨径流相

关的径流。(B) 城市化(以有效不透水性为代表)对 ET 、潜流 S_{sub}^u 和不透水径流 S_{EI} 之间 MAR 分布的影响。这些曲线是使用公式 3、4a 和 4b 的重新排列版本生成的。(C) LID 技术可以通过捕获渗透用不透水径流 (LID_1 , 以支持流向河流的地下水流) 和从集水区收集和输出不透水径流 (LID_H , 以补偿与城市化经常相关的蒸散量的下降)。(D) 通过以适当比例渗透和收集雨水径流(由公式 6a 和 6b 确定), 理论上可以在有效不渗透性上升时将年径流维持在城市前水平。注意, 从技术上讲, 如果有效不渗透性产生的所有径流被收集或渗透, 那么根据定义, 有效不渗透性为零。因此, 面板 D 中的水平轴应被视为如果没有实施 LID 技术将导致的有效不渗透性。该面板中的曲线是使用公式 5、6a 和 6b 的重新排列版本生成的。在所有情况下, 假设以下河流和不透水径流系数: $C_s = 0.3$, $C_{EI} = 0.8$ 。

通过渗透和采伐维持城市前水文。随着集水区的发展, 可以采用两类 LID 技术来支持城市前的水流。第一种是基于渗透的 LID 技术, 将雨水径流转移到地下, 在地下可以补给地下水, 并为当地河流提供基流。第二种类型, 基于收获的盖子技术, 捕获剩余的径流(即未渗透的雨水), 并将其用于任何使其远离溪流的目的(如观赏植物灌溉和厕所冲洗)。理论上, 如果这两种盖子类型的正确数量和混合使用, 即充分的基于渗透和收获的盖子技术, 能够准确地补偿用不透水表面代替森林和草地所损失的渗透和蒸散发, 则可以维持城市前的水流。

将这些概念应用于上述集水区水平衡, 我们得出等式 5, 其中 LID_1 和 LID_H 分别表示应渗透和收集的年雨水径流深度(图 2C):

$$MAR = (ET^u + LID_H) + (S_{sub}^{Pu} + LID_1) \quad (5)$$

括号中的第一项等于城市前蒸散量, 而括号中的第二项等于城市前流向河流的地下水流。应渗透和收集的径流量取决于有效不渗透性覆盖的集水区面积:

$$LID_1 = MAR \times C_s \times f_{EI} \quad (6a)$$

$$LID_H = MAR \times (C_{EI} - C_s) \times f_{EI} \quad (6b)$$

回到上面的例子, 流向河流的地下水流保持在城市前水平(平均年降雨量的 30%), 前提是根据公式 6a 捕获和渗透了一部分雨水径流; 即蓝色和棕色斑点区域的总和等于图 2D 中整个范围内 f_{EI} 的 30% 对于未渗透的雨水径流, 公式 6b 应进行采伐, 并避免流入河流(浅紫红色, 图 2D)。在这个假设的例子中, 当集水区城市化时, 当地河流的水文状况不变, 因为: (1) 流向河流的地下水流保持在开发前水平, 并且 (2) 没有雨水径流通过有效的不渗透性通过陆路流向河流。

根据特定区域调整渗透和收获。Walsh bucket 模型的一个有趣且以前被忽略

的结果是，对于给定的 C_s 和 C_{EI} 值集，应渗透和收集的径流体积的相对比例是恒定的；即它们的比例不取决于有效不渗透性覆盖的集水区的分数：

$$\frac{LID_1}{LID_H} = \frac{1}{(C_{EI} / C_s - 1)}, C_{EI} > C_s \quad (7)$$

在上面的假设示例中，我们任意选择 C_s 和 C_{EI} 的值。区域特定的河流系数和不透水径流系数可根据先前公布的相关系数进行估算。例如，不透水径流系数可根据 Walsh 和合作者根据墨尔本（澳大利亚）及其周边地区收集的径流数据提出的经验相关性进行估算：

$$C_{EI} = 0.230 + 0.206 \log_{10}(MAR) \quad (8)$$

由于这种相关性是针对不透水表面（与自然景观相反），它可能适用于墨尔本以外的城市（尽管这是未来研究的一个明显目标）。根据全球 250 个集水区的流量测量结果建立的相关关系，可以估算出河流系数 C_s 。Zhang 的相关性取决于城市前森林覆盖集水区的分数，以及森林和草本植物的蒸散深度和土壤湿度：

$$C_s = 1 - ET / MAR \quad (9a)$$

$$ET = f_F ET_F + (1 - f_F) ET_H \quad (9b)$$

$$ET_F = \frac{1 + 2(1410 / MAR)}{1 + 2(1410 / MAR) + MAR / 1410} \quad (9c)$$

$$ET_H = \frac{1 + 0.5(1100 / MAR)}{1 + 0.5(1100 / MAR) + MAR / 1100} \quad (9d)$$

将这些关联式代入式 7 后，我们得出维持城前河流流量所需的 LID_1 / LID_H 比率仅取决于两个变量：年平均降雨量 MAR 和覆盖森林 f_F 的城前集水区部分（图 3）。图中的黑色粗曲线表示应渗透和收集等量雨水径流的 MAR 和 f_F 的组合；即 $\log_{10}(LID_1 / LID_H) = 0$ 。对于图中所示的大多数气候和城市前状态，应收集比渗透更多的雨水（即大部分地块被黑色粗曲线左侧的区域占据）。这一结果需要强调 LID 技术，它可以在多种气候条件下收集雨水。

等式 7 的另一个有趣的含义是，具有非常不同气候和地理位置的城市可以具有相似的渗透收获比，如图 3 所示，两个假设城市的渗透收获比为 30%。第一个城市（标记为 C1 的点）位于相对干燥的气候（MAR=575 mm / 年）中，在城市化（ $f_F = 0.3$ ）之前，大多数城市都是不受约束的。第二个城市（标记为 C2 的点）

气候较湿润（ $MAR=1050 \text{ mm year}^{-1}$ ），在城市化之前主要是森林（ $f_F=0.9$ ）。帕萨迪纳（加利福尼亚州）和巴尔的摩（马里兰州）是两个分别符合 C1 和 C2 标准的美国城市。

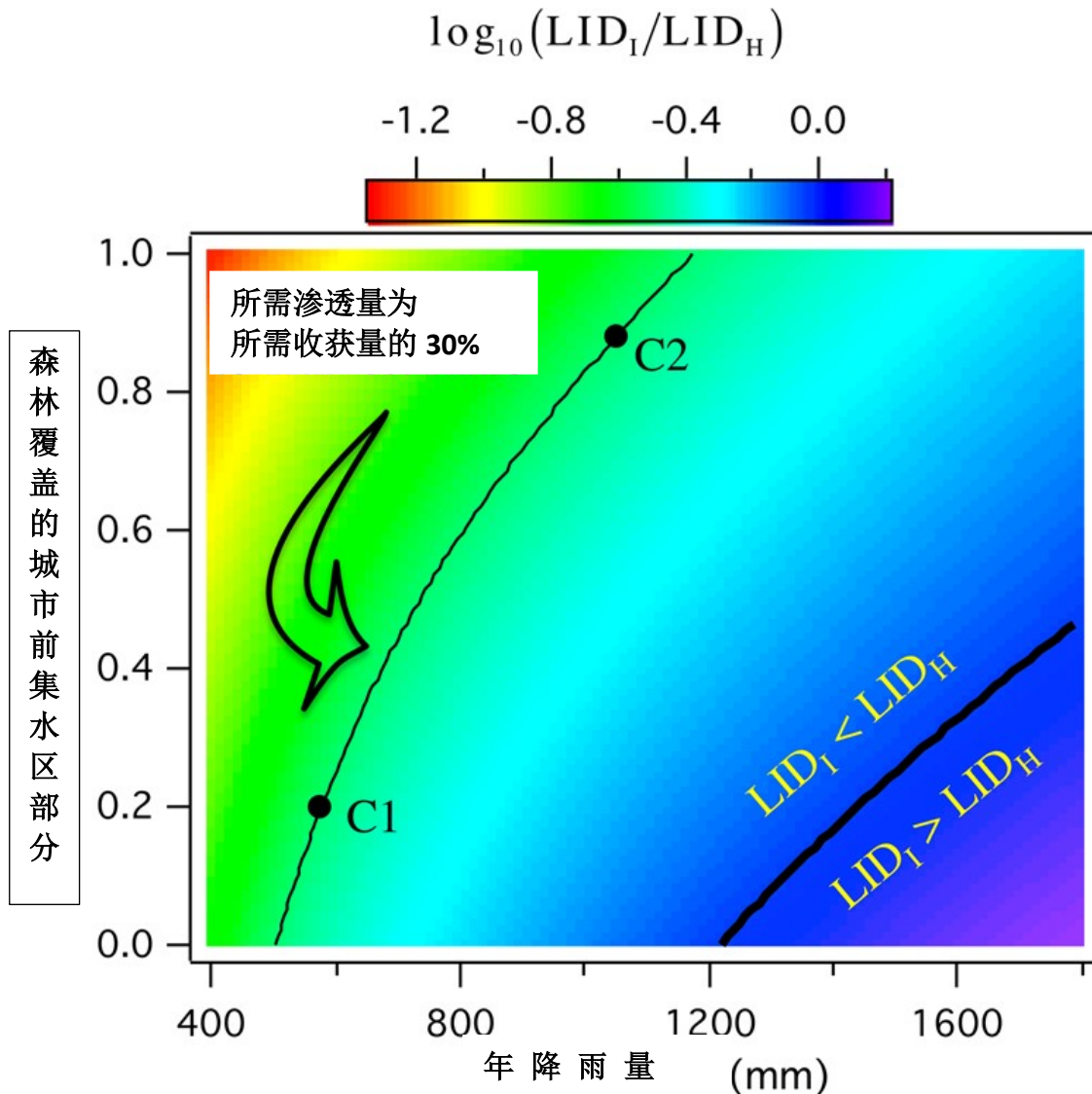


图 3. 年平均降雨量（MAR）和森林覆盖的城市前集水区部分的函数

为保持集水区河流的城市前流动状态，应渗透和收集的相对径流量（ LID_I/LID_H ），绘制为年平均降雨量（MAR）和森林覆盖的城市前集水区部分的函数。颜色表示通过组合等式 7、8 和 9a-9d 计算的 LID_I/LID_H 比率的对数转换值。大部分绘图区域位于黑色粗曲线的左侧（对应于 MAR 和 f_F 的组合，其中渗透量和收获量相等， $\log_{10}(LID_I/LID_H)=0$ ，这意味着应该有更多的雨水收获比渗透到大多数气候和城市前森林覆盖。细黑色曲线对应于 MAR 和 f_F 的所有值，其中所需渗透量为所需收获量的 30%。曲线上的点（标记为 C1 和 C2）代表两个

气候和城市前土地覆盖非常不同但所需渗透收获比相同的城市（见正文）。

沃尔什桶模型的优点和局限性。上述集水区规模水平平衡模型的优点在于其简单性，而且它可以很容易地应用于世界各地的各个地区；然而，该模型包含了许多在实践中可能无法满足的假设。

首先，集水区水平平衡公式 1 可能不适用于所有情况。例如，在过去的 50 年里，洛杉矶的水输入导致该地区受城市影响的河流中的干旱天气流量增加了 250% 或更多；在这段时间里，标志性的洛杉矶河的夏季流量增加了大约 500%。在其他地区，城市河流中的水的抽取，与下水道渗透和流入（I&I）一起，可以显著改变集水区的水平衡。马萨诸塞州的伊普斯维奇河由于市政取水而长期干涸。在马里兰州巴尔的摩周围的大都会集水区，I&I 可以超过每年的流量。

第二，在一些城市集水区，地下水（即“老水”）仍然是受城市影响河流中主要的暴雨流来源。尽管这一观测的基本机制还不清楚，一种可能的暗示是，城市化可能通过两种机制导致城市河流中的过量暴雨流：（1）通过增加有效不透水性（如沃尔什桶模型中所假设的）；和（2）通过改变暴雨期间旧水输送到河流的速率（如：通过加速雨水通过渗漏雨水或下水道系统向地下转移）。在第二个过程适用的城市地区，仅降低有效不渗透性可能无法控制暴雨期间输送到河流的水量。

第三，Walsh bucket 模型没有考虑到影响城市化模式和暴雨内河流响应的区域地形和地质（例如：在具有渗透性土壤、水平坡度和高湖密度的集水区，城市化对河流闪烁的影响往往得到缓冲）。

原则上，第一个限制可以通过在集水区水平平衡公式 1 中添加一些术语来解决，这些术语解释了水在年时间尺度上进出口的区域变化。另一方面，要解决第二和第三个限制，可能需要更复杂的（空间和时间上明确的）模型，以捕捉地表和地下储存和当地水文地质对风暴内部以及风暴间、径流变化的影响（见第 4 节中的建模工具）。接下来，我们将注意力转移到常用的 LID 技术上，并根据上述集水区水平平衡模型讨论它们的实用性。

3 维持或恢复城市前水文的 LID 技术

上述沃尔什桶模型表明，LID 技术有可能纠正与城市河流综合征相关的水文症状。将理论转化为实践需要一套不同的 LID 技术，以适应（1）在雨水进入河流之前捕获所有雨水径流；（2）以适当的比例渗透收集捕获的径流。实际上，LID 技术的选择涉及许多不同的因素（例如：防洪、运营和维护成本、特定场地的限制以及人类和生态系统的共同利益）。在这里，我们认为 LID 技术选择的首要关注点应该是维持（或恢复）城市前的水流状态，二级考虑其他限制和好处。因此，在本节中，我们将几个流行的 LID 技术与支持 Walsh bucket 模型的三个端点进行了分类，这三个端点表示了第 2 种情况：收集、渗透或留下的径流体积百分比为地表流（由图 4 中三元图的顶点表示；另见表 S1）。鉴于我们的重点是恢复城市前的流量平衡，我们选择不讨论仅通过存储和衰减起作用的技术，尽管这些技术对于缓解峰值暴雨流量（见第 2 节开头）。

过滤技术。渗透系统的例子包括渗透槽和渗透性路面（图 4 用青色箭头、青色箭头、青色虚线框和棕色箭头表示）。无地下排水沟的渗水沟和透水路面（即从系统中收集部分流出的排水沟）渗透的径流百分比最高（60-100%的径流被清除）。排水沟下的透水路面渗透的径流较少，因为流出的一部分通过管道输送到雨水管系统（25-66%的径流被清除，青色箭头，图 4）。将这部分管道重新铺设至储存设施，可以将带有地下排水管的透水路面从渗透系统转换为混合系统（即渗透和收获技术，蓝色虚线框，图 4），假设捕获的水用于灌溉（蒸散）或内部活动（如厕所冲洗）将水转移到下水道系统。尽管处理后的雨水在美国很少用于家庭用途，但此类系统正在澳大利亚东南部进行试验（见第 4 节）。

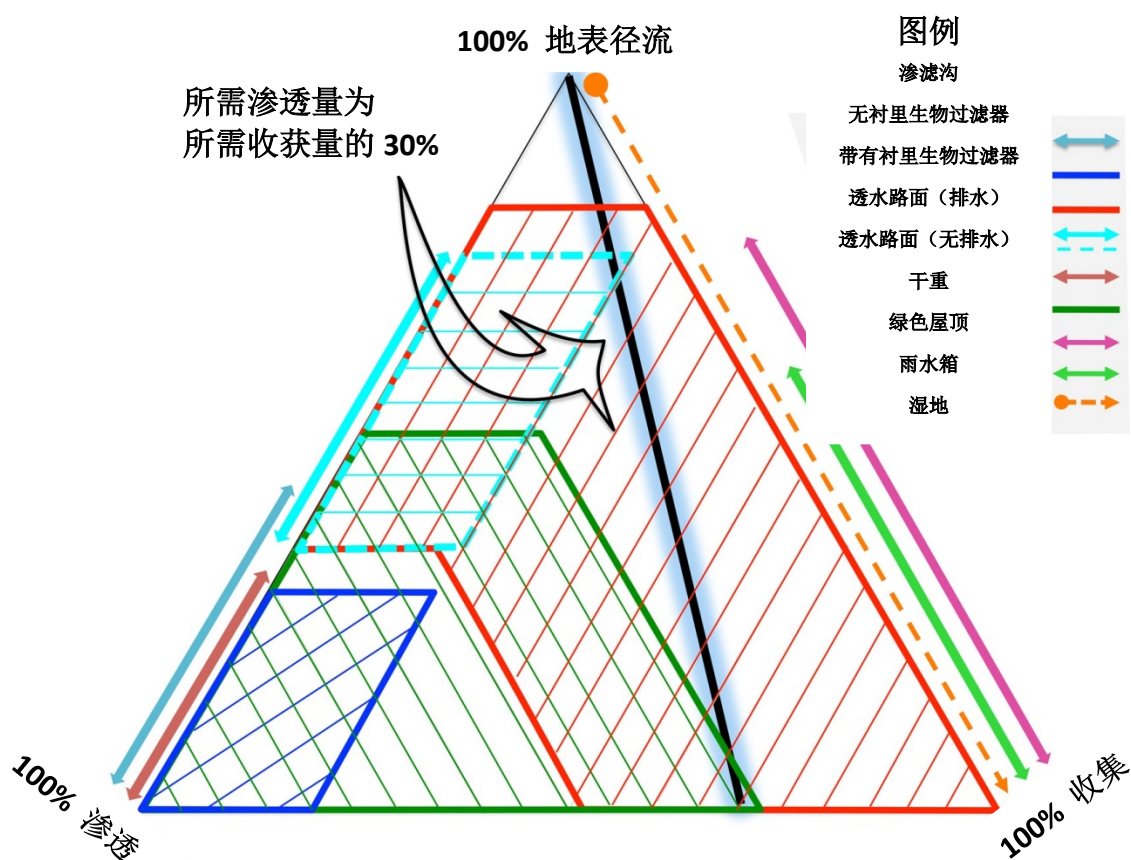


图 4. 现场和实验室数据的三元表示法，这些数据表示了与渗透（左下顶点）、收获（右下顶点）和允许通过连通不渗透性（顶顶点）流向河流的径流体积百分比相关的常用 LID 技术的性能。简称 PP 是指透水性路面。“带排水管”是指处理后的废水可被输送至不可循环使用的储存设施的系统，如花园灌溉和厕所冲洗。“无排水管”是指处理后的废水直接渗入地下的系统。三元图侧面的箭头表示主要用于渗透（三角形的左腿）或收获（三角形的右腿）的系统。多边形表示可以“调整”以提供特定过滤与收获比率的混合系统。实色线反映观察到的性能，而彩色虚线表示理论性能（即性能是可能的，但没有记录）。带有蓝色光晕的黑色粗线标志着达到 30% 渗透收获比的混合系统的位置（对应于图 3 中的黑色曲线，见正

文)。在正文中讨论了用于生成此图的数据。

收获技术。基于收获的盖子示例包括绿色屋顶、雨水箱和湿地（分别显示为粉色箭头、绿色箭头和橙色虚线箭头，如图 4 所示）。人们注意到绿色屋顶具有广泛的收获效率（23-100%的径流被去除）。绿色屋顶主要以蒸发蒸腾的形式输出径流，其中土壤/介质基质在冬季的输出占主导地位（低收获：34%的径流被去除），而“绿色”部分有助于夏季的输出（高收获：67%的径流被清除。雨水收集池的收集量平均为径流的 35%至 90%，这取决于雨水收集池的大小与屋顶面积的比例、暴雨频率和持续时间、可接受的雨水使用量（例如：冲厕、洗衣服、热水供应或花园灌溉）和建筑物占用率。考虑到单位面积不透水的居民人数较多，多层住宅和办公楼的雨水利用率预计将高于商业或工业建筑。尽管湿地通常以蒸发蒸腾（0-3%径流去除）的形式输出相对较小的径流，但流出量可供人类使用，大幅度提高径流总收获率。据报道，南澳大利亚州和新南威尔士州湿地系统的收成提高了 50%-100%，每年可节约饮用水 12 万至 663120 美元（2006 年为澳元）。

混合技术。在图 4 中，既可以收集雨水径流，也可以渗透雨水径流的 LID 技术，或“混合技术”，显示为多边形。混合技术的例子包括无内衬生物滤池（无排水沟，蓝色多边形）、部分或完全内衬生物滤池（有排水沟，红色多边形）和干生物滤池（无排水沟，绿色多边形）。术语“干生物滤池”是指在风暴之间干涸的洼地。图 5 显示了家用生物滤池的两种配置（内衬底水和无底水）。

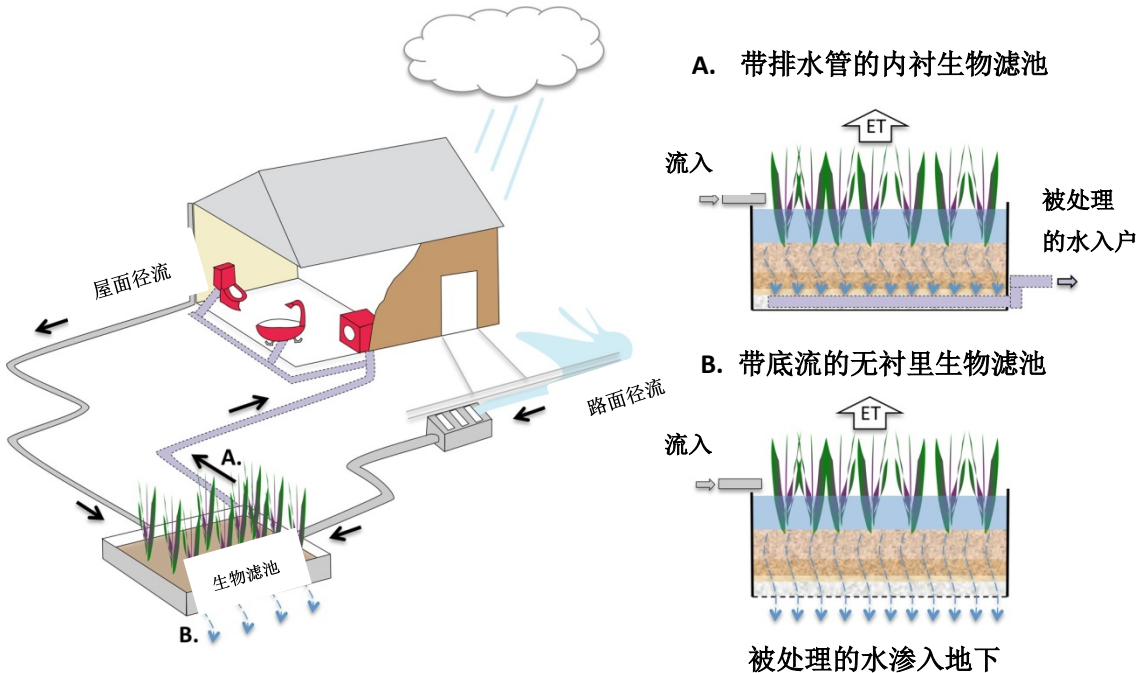


图 5. 生物滤池是一种混合盖技术，可以调节以实现不同程度的雨水收集和渗透。在本例中，生物滤池被配置为接收屋顶和道路径流。在收获配置中，来自生物滤池的处理水可以向家庭提供不可饮用的水，用于冲厕、洗衣和热水供应（带排水管的内衬生物滤池，a）。在渗透配置中，生物滤池支持地下水补给和河流基流（无底流的无衬里生物滤池，B）。在这两种情况下，生物滤池处理的一部分水通过蒸发蒸腾（ET）损失到大气中，这是另一种收获形式。生物滤池中的彩色层

（右上和右下面板）描绘了积水区（蓝色）、过滤介质（棕色）、过渡层（浅棕色）和砾石层（灰色）。改编自 Grant 等人和 Grant 等人

迄今为止，很少有研究量化混合系统通过蒸散量获得的径流百分比。据报道，无衬里生物滤池的径流去除率低至 2-3%；但是，这些百分比可能很低，因为大部分渗透径流进入上层土壤层，在那里可能会产生额外的（未量化的）蒸散量。有衬里生物滤池的较高蒸散量值（>19%的去除的径流）生物滤池。因此，通过生物滤池（有衬里和无衬里）的蒸发蒸散收集的径流百分比的暂定范围为 2-19%。无衬里生物滤池主要是渗透系统，蒸发蒸腾量是其对收获的主要贡献（去除的总径流为 73-99%；蒸发蒸腾量为 2-19%；渗透为 71-97%）。相比之下，内衬生物滤池通常用于在排放到雨水管系统之前处理雨水；处理后的废水也可被收集并储存起来供后续人类使用，增加了收获潜力（去除的总径流范围为 20-100%；蒸散量为 2-19%；人类使用量为 0-80%；渗透量为 1-63%）。干生物威尔士对收集和渗透径流有效，在渗透和收集百分比的广泛组合中，几乎 100%的径流去除率（总径流去除率为 46-100%；蒸散量为 2-19%；人类利用率为 0-54%；渗透率为 27-96%）。干生物威尔士收集径流的有效性与其他混合系统相比，它们的表面积与集水区面积之比相对较大。

将 LID 技术与雨水管理目标相匹配。根据图 3，应采伐的雨水量远远超过大多数气候和城市前森林覆盖下应渗透的水量。因此，在许多地区，重点应该放在基于收获的 LID 技术上。这在实践中可能具有挑战性，因为从雨水源头（例如：雨水槽和绿色屋顶）收集雨水径流的分布式收集系统只处理一种形式的不透水区域（屋顶），而其他形式的不透水区域（例如：道路停车场和住宅车道）未经处理。虽然可以使用区域（或集水区末端）盖（如湿地）来收集剩余的部分，但这种方法会牺牲区域设施上游河段的水质。或者可以使用分布式收集和收集道路和车道的径流混合系统（例如：内衬生物滤池、干生物墙和带地下排水沟的透水路面）配置为向人类提供不可饮用水（图 5 中的配置“A”）。

在地块尺度上，可以选择 LID 技术（或 LID 技术的组合）来匹配集水区尺度上渗透和收集的径流量目标。对于第 2 节中描述的两个假设城市（见 C1 和 C2 点，图 3），所需的渗透收获比为 30%，转化为图 4 中的直线（见带有蓝色光晕的黑色粗线）。在实践中，这种渗透收获比可以通过选择穿过或包围管道的混合技术（例如：内衬生物滤池“调整”以达到 30%的目标）通过渗透和收获技术的组合来实现，渗透和收获技术的设计是朝着光谱的收获端运行（例如：由大的雨水罐组成的处理系统，溢流至无衬里的生物滤池）。

4 集水区规模下 LID 选择的优化

建模工具。有许多建模工具可用于优化 LID 技术的选择和选址，从而最大限度地降低洪水风险，最大限度地提高人类和生态系统的综合效益，并保持在资本、维护和运营成本之内。这些优化方案有几个共同点，包括：（1）空间上明确的（例如：基于地理信息系统的）平台，包括现场非正式和正式排水以及 LID 技术候选

位置的信息；（2）通过集水区输送雨水的降雨径流模型；（3）量化水文性能的目标函数（例如：相对于雨水收集和渗透目标，参见第 2 节）和候选 LID 配置的成本；以及（4）识别最优解决方案的算法（例如：通过最小化一个或多个目标函数）或发现单位增量成本雨水控制的最大单位改进。示例包括大学研究人员开发的软件包，城市雨水改善概念化模型（MUSIC）和美国环境保护署的城市雨水处理和整合系统（SUSTAIN）。

降雨径流模型也可用于探索特定雨水管理策略如何影响受纳水质。一个例子是美国环境保护署对伊利诺伊河（阿肯色州和俄克拉荷马州阿肯色河的一条多管辖支流）的研究，其中基于水文模拟程序 Fortran（HSPF）的集水区模型对营养盐和与水动力和水质相关的输出进行了校准美国环境保护署（EPA）的 Tenkiller。EPA 模型使用产生的 HSPF 模型确定了一组满足该湖总日最大负荷目标的雨水管理方案。

不确定性量化的最新进展可用于提高雨水建模工具的实用性。一个例子是 DREAM 和 AMALGAM 统计工具箱，该工具使用马尔可夫链蒙特卡罗模拟量化模型参数和预测不确定性。在各种时间序列应用中，DREAM 被广泛应用于模型数据综合、假设检验和模型故障分析。AMALGAM 使用多目标方法生成一套同样可接受（帕累托最优）的解决方案，利益相关者可以从中选择最适合其集体需求的方案。重要的是，这两个统计软件包都考虑了所有形式的不确定性，从模型制定误差到数据噪声和偏差，从而揭示一个系统的已知和未知。这些信息可以帮助管理者和利益相关者澄清模型预测的可信度，并确定哪些领域有针对性的投资（例如：在数据收集或模型开发方面的投资）将大大改善模型预测。

导致模型不确定性的两个未知因素包括：（1）LID 技术的长期维护（其液压性能是否会随着时间而降低？）（2）气候变化（未来气候情景下 LID 的形成和功能将如何变化？）。除了雨水箱和湿地，图 4 中总结的所有 LID 技术都包括一个步骤，即通过颗粒介质过滤捕获的雨水。因此，由于各种进水和过滤器特定的物理、化学和生物过程，这些系统容易发生堵塞（随着时间的推移渗透性降低）。因为堵塞会减少可收集或渗透的雨水量（并可能影响污染物去除），持续的液压性能要求定期检查、清洁和更换过滤介质。在最近对墨尔本（维多利亚州）和洛杉矶（加利福尼亚州）的生物滤池进行的比较中，Ambrose 和 Winfrey 指出，大型系统往往由负责其建设的政府机构维护。另一方面，维护较小的分布式系统的责任往往转移给土地所有者，但结果并不确定。如果这些系统的水力性能随着时间的推移而降低，以竣工渗透性为前提的模型模拟将高估可在施工后收集和渗透的雨水量，并可能造成洪水风险。混淆这一维护问题的是，雨水管理系统的规模通常是基于历史气候是未来气候的良好预测因素的想法；这一假设在气候变化下被违背。气候变化也对许多 LID 系统的“绿色”部分有影响。最后，这两个挑战（不确定的维护和不确定的气候）都可能通过尽可能使用不确定性量化（例如，使用 DREAM 和 AMALGAM，见上文）、考虑冗余和设计智能（也许是模块化）LID 系统来最好地解决。

实际限制。第 2 节所述集水区水平衡的主要结果之一是，对于世界大多数地区来说，恢复集水区水平衡将需要侧重于基于收获的 LID 技术。一个双赢的例子是将收集的雨水和道路径流用于家庭活动（例如：用于冲厕、洗衣房和热水供应，配置 A，图 5），从而保护溪流并减少饮用水的消耗。然而，在美国，目前有许多制度障碍限制了室内使用不可饮用水。其中包括：（1）统一的低水价创造了一个环境，消费者和开发商几乎没有动力投资于减少饮用水消耗的计划，尽管这在美国西南部正在发生变化；（2）未明确说明雨水使用或无意中禁止雨水使用的管道规范，要求将落水管连接至雨水收集系统；（3）地方、州和联邦法规的拼凑，具有各种不同且相互冲突的处理标准；（4）禁止在某些地方室内使用不可饮用水，从而阻止当地水务公司赞助此类计划；（5）与一些州（例如：科罗拉多州）在所有雨水已分配给下游用户的前提下，禁止居民收集和再利用雨水；以及（6）饮用水供应商对广泛采用雨水和雨水收集可能危害公共健康或导致收入损失的担忧表示抵制。

尽管公众健康问题经常被认为是美国将收集的雨水和雨水用于不可饮用用途的障碍，但科学证据（和实践经验）通常不支持这一论点。公共卫生问题源于两种水源都可能含有导致人类疾病的微生物。人类感染取决于多种因素，包括病原体类型和负荷、接触方式，易感性最好通过流行病学研究和定量微生物风险评估（QMRA）框架进行评估，该框架包括危害识别、暴露评估、剂量反应评估和风险表征。

对南澳大利亚农村儿童进行的一项流行病学研究发现，饮用屋顶收集的雨水不会比饮用网状供水的水更容易患胃肠炎。然而，人们对该研究的敏感性（根据本底感染率检测影响的能力）提出了担忧，因为只有人们参与了 QMRA 研究，该研究被认为是流行病学调查的一个更敏感的替代品，QMRA 研究表明，经过最低限度处理的雨水和雨水可用于某些家庭用途，例如冲厕。雨水似乎也可用于花园灌溉和淋浴，然而，人们对雨水径流（例如：来自停车场或道路的雨水径流）在这些方面的适用性了解甚少，为了实现家庭使用的公共卫生目标，必须对收集系统进行适当的设计和维护，并采取适当的消毒措施，如紫外线消毒和氯化消毒，超过 200 万澳大利亚人将屋顶收集的雨水用于饮用水或不可饮用水的供应。维多利亚州现在要求新的家庭有一个雨水箱，用于花园浇水和家庭使用，如冲厕（尽管可以安装太阳能热水供暖作为替代，建议该文书广泛关注“可持续性”，澳大利亚正在进行的雨水池（以及最近的生物过滤器）试验应提供丰富的数据和经验，使世界各地的卫生官员能够客观地评估内部使用的风险和益处。

特定场地的限制也可能妨碍渗透方案。例如，欧文市（美国加利福尼亚州）由于土壤渗透性低，局部栖息浅层地下水，担心地下水污染物（如硒）可能会进入局部溪流或用于饮用水供应的深层含水层，因此在某些位置不鼓励雨水入渗。奥兰治县水区（负责管理向 200 多万居民提供饮用水的当地地下水流域）和奥兰治县医疗机构（负责管理该县的公共卫生），并被写入县法规。因此，对于南加州的这一特定地区，渗透可能只在少数几个地点可行，而且受到相当严格的控制；

例如：在战略上为便于径流处理和补给深层地下水蓄水层而布置的大型集中设施。

5 评估的有效性

一旦 LID 技术被选择和实施，就需要持续的监控计划来确保目标的实现。最近的一些评论总结了现场数据和用于评估土地利用和土地覆盖变化（一般）以及 LID 干预（特别是）对流域尺度水文预算和径流影响的建模方法。一般来说，可用技术可分为三类：（1）建模方法；（2）时间序列分析；和（3）成对流域。模拟方法模拟了土地覆盖变化对降雨径流关系的影响，在控制气候变化的同时，揭示了两者之间的因果关系。当目标是评估“假设”情景时（例如：评估暴雨过程线如何因各种 LID 干预而改变，见第 4 节中的建模工具讨论），以及在没有长期降雨径流记录的情况下，这种方法特别有用。或者，当目标是 LID 干预的事后评估时，可以对降雨和过程线数据进行时间序列分析，前提是干预前后都有质量数据。有多种时间序列工具，包括图形方法、自回归模型、线性和曲线回归模型、多元线性回归模型、趋势识别工具，和变化点分析。随着观测时间的推移，气候变化会使时间序列数据的解释变得复杂。

评估土地利用变化水文影响的金标准是成对（或三倍）集水区研究，其中感兴趣的集水区与类似气候和地形的控制集水区（和参考集水区，在三倍设计的情况下）配对，使用成对集水区研究评估植被变化对集水区水文的影响已有很长的历史，但该技术最近才应用于评估 LID 干预对河流健康的影响。这些研究共同表明，采用 LID 技术进行雨水管理（相对于传统的集中式蓄滞洪区）可显著改善溪流的水力性能，如在中等风暴期间较高的基流、较低的峰值流量和径流量、增加的滞后时间所测得的，以及更小更频繁降水事件的保留。这些现场结果通常得到建模研究的支持，尽管集中式雨水控制措施在控制大暴雨洪峰流量方面可能比分布式 LID 系统更好，问题 a 可能会克服适当的盖子技术布局和设计。毫不奇怪，没有一种城市雨水管理方法表现得像未城市化（参考）集水区那样好。因此，可以认为，保护河流健康的最佳方法是严格限制集水区内的城市发展。然而，除此之外，分布式 LID 技术应该用于管理雨水径流。

下一个前沿是成对的流域研究，评估 LID 干预如何同时影响河流的水文、水质和生态响应。一个例子是墨尔本（澳大利亚）的 Stringybark。研究人员与当地一家自来水公司合作，制定了一项财政激励计划，鼓励房主安装雨水池和无衬里生物膜，并安装更大的邻里渗透和收集系统。以确定这些改造正在影响 Stringybark 的流量、水质和生态，研究人员正在采用“控制前、控制后参考影响”（BACRI）研究，包括研究集水区（实施 LID 技术的地方）、两个城市控制集水区（具有相似的有效不渗透性水平，但 LID 技术没有实施，两个非城市化的参考集水区代表自然条件。尽管此类实验雄心勃勃且具有挑战性，它们是一个严格的实地测试，以了解 LID 技术如何将河流与集水区城市化隔离开来。该项目已经在社区参与、机构方面、以及 LID 技术在防洪方面的表现方面产生了重要的经验教训。有一些早期迹象表明，改造可能会改善小溪的水质。

无论采用哪种方法（建模、时间序列或成对集水），在考虑仪器精度和精度后，应使用适当的统计方法将 LID 干预与河流性能变化联系起来。关键考虑的是响应变量的预测变化（例如：基流或峰值流量）相对于外来的变化源和噪声源。例如：如果建模研究表明基流将增加 1 到 2 L/s，那么流量测量的精度必须小于该值的一半。

6 城市河流综合征的情境依赖和路径依赖

在这最后一节中，我们描述了可能使城市河流综合症背景和路径依赖的社会、环境和生态因素。我们的意思是，河流的水文、水质和生态状态不仅取决于 LID 干预的程度（例如：通过收集和渗透的雨水量测量），还取决于环境背景和流域达到当前状态的历史路径。

认知锁定。认知锁定是路径依赖的一种形式，可以从社会感知、管理和河流的物理和生物条件之间的积极反馈中产生；它往往在社区内根据其经济发展状况而有所不同，“认知锁定”一词起源于社会心理学领域，它被用于理解消费者对产品或服务的习惯和选择。这种观点认为，重复消费或使用产品会导致（认知）转换成本，从而增加消费者继续选择产品或服务而不是其他选择。在这里，认知锁定可以以积极或消极的方式影响流健康（图 6）。如果一个社区意识到他们的河流是一个威胁（例如：由于洪水可能造成的破坏），当地管理者可能会被迫制定降低河流美学和生态价值的政策（例如：通过安装具有高效不渗透性的正式排水系统和河流掩埋），无意中强化了对河流作为排水沟的负面看法（图中为红色循环）。相反，如果一条河流被视为有价值的资产，当地管理者可以通过制定保护该河流不受城市化影响的政策作出回应，通过增加财产价值和提供绿地和其他生态系统服务（绿色循环）加强对该河流作为资产的积极认识。在雨水管理中存在大量的认知锁定的例子，其表现形式在洛杉矶、巴黎、莫斯科和墨尔本等不同的城市中心都很明显。常见的模式是，随着城市工业化，普遍的公共价值观要求对城市河流进行治理和限制，以实现防洪和房地产开发（有利于红环），而后工业发展则要求恢复娱乐、美学、文化遗产和生态价值（有利于绿环）。

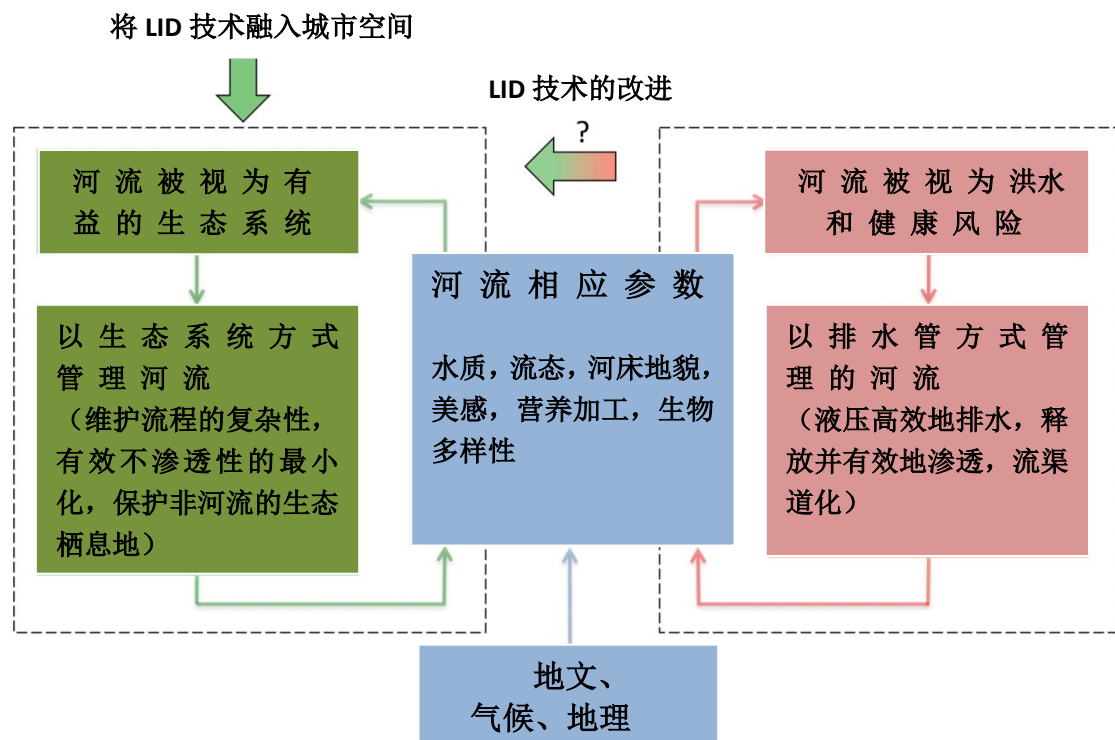


图 6. 社会-生态反馈回路可导致“认知锁定”，即河流保持在退化状态（因为它们主要被视为雨水排放沟，右回路）或健康状态（因为它们被视为生态有价值的资产，左回路）。随着城市的发展，如果将 LID 技术融入城市空间（“LID de novo”），则更可能出现左循环。使用 LID 技术改造已经开发的区域可能会也可能不会触发从右环路到左环路的过渡（“LID 改造”）（见正文）。“EI”指有效的不渗透性。

城市化门槛。路径依赖也可以在观察到的城市化阈值中发挥作用。城市化阈值被定义为城市强度的临界水平（例如：通过有效不透水性、道路密度或大都市区国家城市强度指数（MA-NUII）测量），在该水平下，如果集水区正在城市化，城市河流综合征的症状开始显现，或者如果已经城市化的集水区消失正在使用 LID 技术进行改造。城市化阈值存在的大多数证据来自比较两个或多个具有不同不透水性水平的附近集水区的河流健康指标（水文、水质和生态）（即成对集水区研究，见第 5 节）。例如，Walsh 等人发现，河流健康（通过水文指标、水质和生物多样性测量）在两个有效不透水性较低的集水区（小于 1%）表现良好，但在两个有效不透水性较高的附近集水区（5%和 22%）表现较差。高达 10%的有效不透水性阈值与一个或多个流量中的显著退化相关。如 Hopkins 等人所述。这一特定的阈值可能反映了城市社区从 10%以下的主要非正式（无电源）排水过渡到 10%以上的主要正式（有下水道）排水的趋势（尽管其不透水性的测量是卫星产品，可能不等同于有效不透水性）。总的来说，这些研究表明，预防城市河流综合征需要保持有效的不透水性远低于 10%，也许低于 1%，尽管有大量的研究要研究取决于气候、地理、地质、土地利用和河流历史的可变性。

在一些河流中，城市化的门槛可能不被遵守。作为美国地质调查局国家水质评估（NAWQA）计划的一部分，Cuffney et al 评估了城市化对美国九个大都市地区跨城乡梯度的河内无脊椎动物群落（河流生态系统结构和功能的测量）的影响。

他们发现无脊椎动物群落与城市强度（MA-NUII）有着密切的关系，但只有当城市发展发生在森林或草原上时。在以农业或放牧为主的地区观察到一种弱得多（或不存在）的相关性，可能是因为这些河流已经退化。重要的是，在森林和草地上，没有城市化门槛，低于这个门槛，生态系统对城市化具有抵抗力。即使是很小的不透水部分也与“显著的组合退化有关，不具有保护性”。

不透水性阈值并不总是存在，这并不奇怪，因为有效的不透水性只是可能对城市河流健康产生负面影响的众多压力源之一。例如，盐碱化对全世界的河流造成了巨大的生态损失。尽管道路径流明显加剧了这一问题（特别是在北方气候中，盐被用于除冰道路），但仍有其他盐源无法通过单独降低有效不透水性来消除（例如：灌溉回流）。城市河流压力源的其他例子包括河岸栖息地和树冠的丧失，改变流态和升高温度的蓄水，营养物质、重金属和新出现的污染物的点源排放，举几个例子，减少有效的不透水性可能是必要的，但不是部分集水区城市河流综合征治疗的充分条件。

由于上述所有原因，很难预测当城市化集水区进行盖子改造时，河流条件将显著改善的不透水性阈值（如果存在）。Shuster 和 Rhea 报告说，在 1.8km² 集水区安装了 165 个雨水桶和 81 个无衬里生物滤池（主要从屋顶降低有效不透水性约 1%）后，郊区小河（Shepherd creek，辛辛那提，俄亥俄州）的水文条件有了小但显著的改善。然而，对同一现场的后续研究表明，与附近集水区的对照河流相比，该河流的水质和生态几乎没有变化。作者提出了一些可能的解释，解释了缺乏水质和生态响应，最显著的是，尽管在 LID 方面的投资相对较大改造后，集水区的有效不透水性没有降低到预期改善河流健康的水平（改造后，Shepherd Creek 集水区的有效不透水性仍在 10% 以上）。作者的结论是，“需要进行额外的研究，以确定改造集水区以改善河流生态系统健康的最小影响阈值和恢复轨迹”。Stringy Bark Creek 项目（见第 5 节）正在进行的改造，将有效不透水性降低到 1% 以下，可能最终会揭示这一重要问题。

尽管可以公平地说，LID 技术并不能治愈所有集水区的城市河流综合症的所有症状，但它们确实解决了该疾病的关键水文和地貌症状，同时提供了无数的协同效应和辅助生态系统服务，包括水质改善、防洪、绿地，在澳大利亚东南部和美国西南部等干旱易发地区，休闲和美学价值、野生动物栖息地和走廊、碳封存、授粉服务、城市热岛冷却以及急需的不可饮用水（“适合用途”）供应。

感谢

这项工作得到了国家科学基金会国际研究和教育伙伴关系（OISE-1243543）的资助。NSF 水资源项目组正在调查墨尔本（澳大利亚）和南加州（美国）LID 技术和水管理的生态、工程、水文和社会科学方面，目的是将这些方面纳入提高城市水资源可持续性的决策工具（<http://Water.PIRE.uci.edu/>）。S. G.B. 承认来自澳大利亚研究委员会发现项目（DP130103619）的财政支持，L.A.L. 承认来自 USC Sea 赠款（NOAA award USC 61207781）的财政支持。作者感谢三位匿名审稿人和

以下个人对手稿的仔细审查：M.Stewardson、R.Casas Mulet、E.Gee、A.McCluskey、A.Herrero 和 B.Celine。

致 谢

白驹过隙，匆匆四年，校园里的银杏林又是一片金色的海洋，而我却要走了。在这四年里，发生了很多、经历了很多、改变了很多、接受了很多，也抗拒了很多，但无论悲伤与欢乐、失败与成功、犯错与重生、漫无目的与坚定如初、无所适从与满怀希望，结果就是我真的长大了！这结果，不是指一切外在的收获，而是对自我的找寻，对自我价值与意义的追求和思维本质上的突破，有了这些，我对未来充满信心！无论明天的暴风雨来的多么猛烈，自己距离梦想多么遥远，我将始终如一，像蜗牛一样一步一步向前爬，每一次蜷缩都为了更热情的向前，最终，实现自己人生的目标：对这个世界，认识多一点点，改变多一点点，借助科研实现自我的价值。

此时，我不得不感谢很多人，因为，没有你们的呵护、陪伴、和温暖，这个任性的、天真的、感性的小女生或许早已走上了另外一条道路。首先，我要感谢我的父母，对于每个人而言，父母都会是自己的一颗恒星，我们一回家，家里总是会有热乎乎的饭菜在等着我们，一直以来，父母总是认为我们不会长大，他们错了。我们也总是认为父母不会变老，到头来发现我们也错了。其次，我要感谢兰州理工大学，它给了我很多机会，无论是历练的机会还是触手可及的机会，都足以改写很多人的人生；然后，我要感谢土木工程学院的领导和老师们，是你们宽广的胸怀给了我从事所热爱的事业的机会，也让我以及其他很多学生有了提前接触科研领域的缓冲时间，给了我们一个较为自由的过度期、蜕变期；此外，兰州理工大学土木工程学院的多位老师以其丰富的专业知识、美好的人格魅力、独特的思维方式让我学到了很多、收获了很多，有王老师、杨老师、胡老师和张老师等；然后，我还要特别感谢我在学校的几位挚友：“飞扬的科学家”飞哥、总有点“孩子气儿”的亮亮、“少年老成”的姚叔叔、“酒量与颜值”并存的弟弟袁、温暖善良的可欣、“老奸巨猾”的老蔡。当然，最怀念的还是小明同学的肩膀，真好，这四年你都在。感谢曾经的相遇，成就了现在的我们，现在的我们，一定会成为更好的自己。

最后，不得不感谢这个时代，作为一名 90 后，我们有幸生活在这样一个衣食无缺、高速发展的时代，有了上一代人为我们创下的基业和物质财富，让我们这代人有了更多选择的权利，有了更多追逐梦想的机会。也请前辈们放心，我们这些精神上的“后浪”，一定能稳稳接过时代的接力棒，缔造更多美好！

写着写着，又想到教学楼前的银杏林了，一年又一年，凋零、盛开，轮回往

复。算着日子，过段时间，就会有许多在这片沃土中由青涩成长到金黄的叶子最终成熟，带着不舍、憧憬、热情等诸多情绪飘向未知的远方了，而这片孕育了无数美好的银杏林，始终会保持着她饱满的热情和旺盛的生命力，深深扎根在黄河畔，培育着新的希望。十年后，二十年后，五十年后，再回来看看，她，一定会更加繁茂的！

附 录

附表 1

区域编号	面积	区域编号	面积	区域编号	面积	区域编号	面积
1	3	11	12	21	7.8	31	30
2	7.8	12	7.8	22	9.9	32	12
3	9.9	13	9.9	23	12	33	9.9
4	12	14	12	24	30	34	12
5	7.8	15	7.8	25	30	35	7.8
6	9.9	16	9.9	26	7.8	36	9.9
7	12	17	12	27	9.9	37	12
8	7.8	18	7.8	28	12	38	7.8
9	30	19	9.9	29	7.8	39	9.9
10	9.9	20	12	30	9.9	40	12
区域编号	面积	区域编号	面积	区域编号	面积	区域编号	面积
41	3	51	9.9	61	12	71	12
42	3	52	12	62	7.8	72	7.8
43	3	53	7.8	63	9.9	73	9.9
44	7.8	54	9.9	64	12	74	12
45		55	12	65	30	75	7.8
46	3	56	7.8	66	3	76	3
47	3	57	9.9	67	3	77	9.9
48	30	58	30	68	7.8	78	12
49	30	59	30	69	3	79	7.8
50	30	60	30	70	9.9	80	9.9
区域编号	面积	区域编号	面积	区域编号	面积	区域编号	面积
81	12	91	30	101	4	111	6
82	7.8	92	2	102	6	112	4
83	9.9	93	4	103	4	113	6
84	12	94	6	104	6	114	4
85	7.8	95	4	105	4	115	8
86	3	96	6	106	6	116	6
87	9.9	97	4	107	4	117	10
88	12	98	6	108	3	118	8
89	7.8	99	4	109	2.6		
90	9.9	100	6	110	8		

驻马店市某城区排水工程设计

附表 2

区域编号	面积	区域编号	面积	区域编号	面积	区域编号	面积
119	20	129	4.5	139	5.5	149	4.8
120	4.8	130	20	140	4.8	150	4.5
121	4.5	131	2	141	2	151	5.5
122	20	132	5.5	142	4.5	152	4.8
123	20	133	4.8	143	5.5	153	4.5
124	5.5	134	4.5	144	4.8	154	20
125	4.8	135	5.5	145	2	155	2
126	4.5	136	20	146	4.5	156	5.5
127	5.5	137	4.8	147	20	157	4.8
128	4.8	138	4.5	148	5.5	158	4.5
区域编号	面积	区域编号	面积	区域编号	面积	区域编号	面积
159	5.5	169	5.5	179	5.5	189	5.5
160	4.8	170	4.8	180	4.8	190	4.8
161	4.5	171	4.5	181	4.5	191	4.5
162	5.5	172		182	5.5	192	5.5
163	4.8	173	5.5	183	4.8	193	2
164	2	174	4.8	184	4.5	194	4.8
165	4.5	175	4.5	185	5.5	195	4.5
166	5.5	176	5.5	186	4.8	196	5.5
167	4.8	177	4.8	187	4.5	197	4.8
168	4.5	178	4.5	188	2	198	4.5
区域编号	面积	区域编号	面积	区域编号	面积		
199	5.5	209	5.5	219	4.8		
200	4.8	210	2	220	4.5		
201	4.5	211	4.8	221	5.5		
202	5.5	212	4.5	222	4.8		
203	2	213	5.5	223	2		
204	4.8	214	4.8	224	4.5		
205	4.5	215	2	225	5.5		
206	5.5	216	2	226	4.8		
207	4.8	217	4.5	227	2		
208	4.5	218	5.5				

附表 3

管段编号	居住 I 区生活污水量 Q1								集中流量		设计流量 (L/s)
	本段流量				转输流量 q2(L/s)	合计平均流量 (L/s)	总变化系数 Kz	生活污水设计流量 Q1 (L/s)	本段流量 (L/s)	转输流量 (L/s)	
	街坊编号	街坊面积 (ha)	比流量 q0(L/s. ha)	流量 q1 (L/s)							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
15~16			0.301		4.515	4.515	2.30	10.38	32.307		42.69
16~17			0.301		12.1905	12.1905	2.05	25.00		32.307	57.31
17~18			0.301		21.7623	21.7623	1.92	41.87		32.307	74.18
18~19			0.301		31.3341	31.3341	1.85	57.92		32.307	90.23
19~20			0.301		39.0096	39.0096	1.80	70.39		32.307	102.70
20~21			0.301		48.5814	48.5814	1.76	85.57		32.307	117.88
21~22			0.301		58.1532	58.1532	1.73	100.42		32.307	132.73
22~1			0.301		72.5109	72.5109	1.69	122.21		32.307	154.52
1~2	25	30	0.301	9.03	81.5409	90.5709	1.64	148.96		32.307	181.27
23~24			0.301		4.6956	4.6956	2.30	10.80			10.80
24~25			0.301		10.6554	10.6554	2.08	22.18			22.18
25~26			0.301		17.8794	17.8794	1.97	35.15			35.15
26~27			0.301		22.575	22.575	1.92	43.26			43.26
27~28			0.301		28.5348	28.5348	1.87	53.29			53.29
28~29			0.301		41.1768	41.1768	1.79	73.86			73.86
29~30			0.301		45.6918	45.6918	1.77	81.03			81.03
30~2			0.301		49.5747	49.5747	1.76	87.13			87.13

驻马店市某城区排水工程设计

2~3	43	3	0.301	0.903	143.7576	144.6606	1.56	225.98		32.307	258.29
31~32			0.301		5.3277	5.3277	2.25	11.97			11.97
32~33			0.301		8.9397	8.9397	2.12	18.97	21.421		40.39
33~34			0.301		19.7757	19.7757	1.94	38.45		21.421	59.87
34~35			0.301		37.8357	37.8357	1.81	68.50		21.421	89.92
35~36			0.301		55.8957	55.8957	1.73	96.95		21.421	118.37
36~37			0.301		68.5377	68.5377	1.70	116.24		21.421	137.66
37~38			0.301		74.4975	74.4975	1.68	125.19		21.421	146.61
38~3			0.301		81.7215	81.7215	1.66	135.94		21.421	157.36
3~4	65	30	0.301	9.03	228.7299	237.7599	1.48	351.66		53.728	405.39
39~40			0.301		4.1538	4.1538	2.31	9.59			9.59
40~41			0.301		11.0166	11.0166	2.07	22.84			22.84
41~42			0.301		16.9764	16.9764	1.98	33.57			33.57
42~43			0.301		20.2272	20.2272	1.94	39.23			39.23
43~44			0.301		26.187	26.187	1.89	49.37			49.37
44~45			0.301		33.411	33.411	1.84	61.32			61.32
45~46			0.301		40.4544	40.4544	1.80	72.70			72.70
46~47			0.301		46.4142	46.4142	1.77	82.16			82.16
47~4			0.301		53.6382	53.6382	1.74	93.45			93.45
4~5	85	7.8	0.301	2.3478	293.7459	296.0937	1.44	427.50		53.728	481.23
48~49			0.301		4.214	4.214	2.30	9.71			9.71
49~50			0.301		9.03	9.03	2.12	19.14			19.14
50~51			0.301		13.244	13.244	2.03	26.91			26.91
51~52			0.301		18.06	18.06	1.96	35.47			35.47

52~53			0.301		23.177	23.177	1.91	44.29			44.29
53~54			0.301		31.5749	31.5749	1.85	58.31			58.31
54~55			0.301		40.0029	40.0029	1.80	71.98			71.98
55~5			0.301		50.4476	50.4476	1.75	88.49			88.49
5~91	109、118	10.6	0.301	3.1906	357.3773	361.11	1.41	510.11		53.728	563.84

驻马店市某城区排水工程设计

附表 4

管段编号	居住Ⅱ区生活污水量 Q1								集中流量		设计流量 (L/s)
	本段流量				转输流量 q2 (L/s)	合计平均流 量 (L/s)	总变化 系数 Kz	生活污水设计 流量 Q1 (L/s)	本段流量 (L/s)	转输流量 (L/s)	
	街坊编号	街坊面积 (ha)	比流量 q0 (L/s. ha)	流量 q1 (L/s)							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6~7	124、125、126	14.5	0.331	4.7995	9.6983	14.4978	2.01	29.17			29.17
56~57			0.331	0	13.24	13.24	2.03	26.91	39.84		66.75
57~58			0.331	0	21.3495	21.3495	1.93	41.16		39.84	81.00
58~59			0.331	0	23.17	23.17	1.91	44.27		39.84	84.11
59~60			0.331	0	24.7588	24.7588	1.90	46.97		39.84	86.81
60~7			0.331	0	34.6888	34.6888	1.83	63.41		39.84	103.25
7~8	131、132、133	12.3	0.331	4.0713	49.1866	53.2579	1.74	92.86		39.84	132.70
8~9	137、138	9.3	0.331	3.0783	53.2579	56.3362	1.73	97.63		39.84	137.47
9~10	142、143	10	0.331	3.31	56.3362	59.6462	1.72	102.71		39.84	142.55
10~11	146、147	24.5	0.331	8.1095	59.6462	67.7557	1.70	115.06		39.84	154.90
61~62			0.331	0	10.4596	10.4596	2.09	21.81			21.81
62~63			0.331	0	13.7696	13.7696	2.02	27.86			27.86
63~64			0.331	0	19.0987	19.0987	1.95	37.28			37.28
64~65			0.331	0	22.508	22.508	1.92	43.15			43.15
65~11			0.331	0	28.3998	28.3998	1.87	53.07			53.07
11~12	154	20	0.331	6.62	96.1555	102.7755	1.62	166.70		39.84	206.54
66~67			0.331	0	6.1566	6.1566	2.21	13.61			13.61

给排水科学与工程专业毕业论文设计

67~68			0.331	0	12.9752	12.9752	2.04	26.43			26.43
68~69			0.331	0	18.1057	18.1057	1.96	35.55	6		41.55
69~70			0.331	0	24.163	24.163	1.90	45.96		6	51.96
70~71			0.331	0	28.2343	28.2343	1.87	52.79		6	58.79
71~12			0.331	0	33.1331	33.1331	1.84	60.87		6	66.87
12~13	190	4.8	0.331	1.5888	135.9086	137.4974	1.57	216.00		45.84	261.84
72~73			0.331		3.31	3.31	2.30	7.61			7.61
73~74			0.331		9.6983	9.6983	2.10	20.39			20.39
74~75			0.331		15.3584	15.3584	2.00	30.71			30.71
75~76			0.331		19.3304	19.3304	1.95	37.68			37.68
76~77			0.331		22.7397	22.7397	1.91	43.54			43.54
77~78			0.331		24.8912	24.8912	1.90	47.19			47.19
78~79			0.331		28.3005	28.3005	1.87	52.90			52.90
79~13			0.331		31.6105	31.6105	1.85	58.37			58.37
13~14			0.331		169.1079	169.1079	1.54	259.67		45.84	305.51
80~81			0.331		1.324	1.324	2.30	3.05			3.05
81~82			0.331		3.5748	3.5748	2.30	8.22			8.22
82~83			0.331		6.9841	6.9841	2.18	15.23			15.23
83~84			0.331		10.2941	10.2941	2.09	21.51			21.51
84~85			0.331		12.4456	12.4456	2.05	25.46			25.46
85~86			0.331		14.0344	14.0344	2.02	28.34			28.34
86~87			0.331		17.4437	17.4437	1.97	34.39			34.39
87~88			0.331		19.5952	19.5952	1.95	38.14			38.14
88~89			0.331		23.0045	23.0045	1.91	43.99			43.99

驻马店市某城区排水工程设计

89~90			0.331		26.3145	26.3145	1.88	49.58			49.58
90~14			0.331		29.3928	29.3928	1.86	54.71			54.71
14~91			0.331		198.61	198.61	1.51	299.90		45.84	345.74

附表 5

污水管网 I 区主干管水力计算																
管段编号	管段长度 L(m)	设计流量 q(L/s)	管径 d(mm)	管段坡度 I	管内流速 v	充满度		降落量 I*L(m)	标高 (m)						埋设深度 (m)	
						h/D	h (m)		地面		水面		管底			
									上端	下端	上端	下端	上端	下端	上端	下端
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
15~16	260.32	42.69	350	0.0018	0.65	0.65	0.2275	0.469	129.500	128.900	128.228	127.759	128.000	127.531	1.500	1.369
16~17	266.64	57.31	400	0.0017	0.7	0.65	0.26	0.453	128.900	128.400	127.741	127.288	127.481	127.028	1.419	1.372
17~18	342.7	74.18	450	0.0015	0.7	0.65	0.2925	0.514	128.400	127.800	127.271	126.756	126.978	126.464	1.422	1.336
18~19	334.58	90.23	450	0.0022	0.85	0.65	0.2925	0.736	127.800	127.200	126.756	126.020	126.464	125.727	1.337	1.473
19~20	359.17	102.7	450	0.0024	0.9	0.65	0.2925	0.862	127.200	126.600	126.020	125.158	125.728	124.865	1.473	1.735
20~21	223.19	117.88	500	0.0017	0.8	0.7	0.35	0.379	126.600	126.000	125.158	124.779	124.808	124.429	1.792	1.571
21~22	672.74	132.73	500	0.002	0.9	0.7	0.35	1.345	126.000	125.500	124.779	123.434	124.429	123.084	1.571	2.416
22~1	503.84	154.52	500	0.0028	1.05	0.7	0.35	1.411	125.500	124.800	123.434	122.023	123.084	121.673	2.416	3.127
1~2	732.89	181.27	600	0.0014	0.85	0.7	0.42	1.026	124.800	124.600	121.993	120.967	121.573	120.547	3.227	4.053
23~24	243.74	10.8	200	0.0036	0.6	0.55	0.11	0.877	128.500	128.000	127.110	126.233	127.000	126.123	1.500	1.877
24~25	266.26	22.18	300	0.0021	0.6	0.55	0.165	0.559	128.000	127.600	126.188	125.629	126.023	125.464	1.977	2.136
25~26	306.15	35.15	350	0.0016	0.6	0.6	0.21	0.490	127.600	127.100	125.624	125.134	125.414	124.924	2.186	2.176
26~27	307.35	43.26	350	0.0019	0.7	0.65	0.2275	0.584	127.100	126.600	125.134	124.550	124.907	124.323	2.194	2.277
27~28	407.28	53.29	400	0.0013	0.63	0.65	0.26	0.529	126.600	126.100	124.533	124.004	124.273	123.744	2.327	2.356
28~29	453.21	73.86	450	0.0015	0.7	0.65	0.2925	0.680	126.100	125.600	123.987	123.307	123.694	123.014	2.406	2.586

驻马店市某城区排水工程设计

29~30	491.13	81.03	450	0.0016	0.74	0.65	0.2925	0.786	125.600	125.200	123.307	122.521	123.015	122.229	2.586	2.971
30~2	492.01	87.13	450	0.0018	0.8	0.65	0.2925	0.886	125.200	124.800	122.521	121.635	122.229	121.343	2.972	3.457
2~3	497.27	258.29	700	0.0013	0.9	0.7	0.49	0.646	124.600	124.400	120.937	120.291	120.447	119.801	4.153	4.599
31~32	244.79	11.97	250	0.0033	0.6	0.42	0.105	0.808	127.500	127.200	126.105	125.297	126.000	125.192	1.500	2.008
32~33	125.91	40.39	350	0.0015	0.6	0.65	0.2275	0.189	127.200	126.800	125.297	125.108	125.070	124.881	2.131	1.919
33~34	436.66	59.87	400	0.0017	0.7	0.65	0.26	0.742	126.800	126.400	125.091	124.349	124.831	124.089	1.969	2.311
34~35	406.87	89.92	450	0.0021	0.85	0.65	0.2925	0.854	126.400	126.000	124.332	123.477	124.039	123.185	2.361	2.815
35~36	584.35	118.37	500	0.0017	0.8	0.7	0.35	0.993	126.000	125.600	123.477	122.484	123.127	122.134	2.873	3.466
36~37	333.9	137.66	500	0.002	0.9	0.7	0.35	0.668	125.600	125.200	122.484	121.816	122.134	121.466	3.466	3.734
37~38	281.15	146.61	500	0.0026	1	0.7	0.35	0.731	125.200	124.800	121.816	121.085	121.466	120.735	3.734	4.065
38~3	493.21	157.36	600	0.0012	0.75	0.7	0.42	0.592	124.800	124.400	121.055	120.463	120.635	120.043	4.165	4.357
3~4	652.72	405.39	800	0.0015	1.1	0.7	0.56	0.979	124.400	123.900	120.261	119.282	119.701	118.722	4.699	5.178
39~40	309.03	9.59	200	0.004	0.6	0.5	0.1	1.236	128.000	127.500	126.600	125.364	126.500	125.264	1.500	2.236
40~41	377.23	22.84	300	0.0021	0.6	0.55	0.165	0.792	127.500	127.100	125.329	124.537	125.164	124.372	2.336	2.728
41~42	174.11	33.57	350	0.0016	0.6	0.6	0.21	0.279	127.100	126.700	124.532	124.253	124.322	124.043	2.778	2.657
42~43	341.39	39.23	350	0.0017	0.65	0.65	0.2275	0.580	126.700	126.300	124.271	123.690	124.043	123.463	2.657	2.837
43~44	306.44	49.37	350	0.0026	0.8	0.65	0.2275	0.797	126.300	125.800	123.674	122.877	123.446	122.649	2.854	3.151
44~45	402.84	61.32	400	0.0017	0.7	0.65	0.26	0.685	125.800	125.400	122.859	122.174	122.599	121.914	3.201	3.486
45~46	326.92	72.7	400	0.0025	0.85	0.65	0.26	0.817	125.400	124.900	122.174	121.357	121.914	121.097	3.486	3.803
46~47	283.35	82.16	450	0.0017	0.75	0.65	0.2925	0.482	124.900	124.400	121.340	120.858	121.047	120.565	3.853	3.835
47~4	494.18	93.45	450	0.0021	0.87	0.65	0.2925	1.038	124.400	123.900	120.859	119.821	120.566	119.528	3.834	4.372
4~5(节点5 处设置提升 泵站)	933.42	481.23	800	0.0025	1.35	0.7	0.56	2.334	123.900	123.400	119.282	116.948	118.722	116.388	5.178	7.012

48~49	306.47	9.71	200	0.004	0.6	0.48	0.096	1.226	127.000	126.600	125.596	124.370	125.500	124.274	1.500	2.326
49~50	272.63	19.14	300	0.0023	0.6	0.48	0.144	0.627	127.000	126.200	124.318	123.691	124.174	123.547	2.826	2.653
50~51	438.47	26.91	300	0.0023	0.64	0.55	0.165	1.008	126.600	125.800	123.691	122.683	123.526	122.518	3.074	3.282
51~52	347.07	35.47	350	0.0017	0.6	0.6	0.21	0.590	126.200	125.300	122.678	122.088	122.468	121.878	3.732	3.422
52~53	305.81	44.29	350	0.002	0.7	0.65	0.2275	0.612	125.800	124.800	122.088	121.476	121.861	121.249	3.940	3.551
53~54	281.89	58.31	400	0.0014	0.68	0.65	0.26	0.395	125.300	123.400	121.459	121.064	121.199	120.804	4.101	2.596
54~55	580.73	71.98	400	0.0023	0.83	0.65	0.26	1.336	124.800	123.900	121.064	119.728	120.804	119.468	3.996	4.432
55~5 (节点 5处设置提 升泵站)	498.5	88.49	450	0.0018	0.8	0.65	0.2925	0.897	124.400	123.400	119.711	118.813	119.418	118.521	4.982	4.879
5~91 (节点 5处设置提 升泵站)	456.12	563.16	900	0.0017	1.2	0.7	0.63	0.775	123.400	123.200	122.030	121.255	121.400	120.625	2.000	2.575

驻马店市某城区排水工程设计

附表 6

污水管网Ⅱ区主干管水力计算																
管段编号	管段长度 L (m)	设计流量 q (L/s)	管径 d (mm)	管段坡度 I	管内流速 V	充满度		降落量 I*L (m)	标高 (m)						埋设深度 (m)	
						h/D	h (m)		地面		水面		管底			
									上端	下端	上端	下端	上端	下端	上端	下端
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
6~7	323.69	29.17	350	0.0018	0.6	0.52	0.182	0.583	128.000	127.600	126.182	125.599	126.000	125.417	2.000	2.183
56~57	171.92	66.75	400	0.0022	0.8	0.65	0.26	0.378	129.500	129.200	127.760	127.382	127.500	127.122	2.000	2.078
57~58	184.38	81	450	0.0017	0.75	0.65	0.2925	0.313	129.200	128.800	127.365	127.051	127.072	126.759	2.128	2.041
58~59	134.5	84.11	450	0.0018	0.78	0.65	0.2925	0.242	128.800	128.400	127.051	126.809	126.759	126.516	2.042	1.884
59~60	220.59	86.81	450	0.0019	0.8	0.65	0.2925	0.419	128.400	128.000	126.809	126.390	126.517	126.097	1.884	1.903
60~7	365.55	103.25	450	0.0024	0.9	0.65	0.2925	0.877	128.000	127.600	126.390	125.513	126.098	125.220	1.903	2.380
7~8	283.86	132.7	500	0.002	0.9	0.7	0.35	0.568	127.600	127.300	125.617	125.049	125.267	124.699	2.333	2.601
8~9	162.89	137.47	500	0.0021	0.92	0.7	0.35	0.342	127.300	127.000	125.049	124.707	124.699	124.357	2.601	2.643
9~10	166.53	142.55	500	0.0022	0.95	0.7	0.35	0.366	127.000	126.600	124.707	124.341	124.357	123.991	2.643	2.609
10~11	416.13	154.9	500	0.0028	1.05	0.7	0.35	1.165	126.600	126.300	124.341	123.176	123.991	122.826	2.609	3.474
61~62	170.55	21.81	300	0.002	0.6	0.52	0.156	0.341	128.500	128.000	126.656	126.315	126.500	126.159	2.000	1.841
62~63	192.6	27.86	300	0.0028	0.7	0.55	0.165	0.539	128.000	127.500	126.315	125.776	126.150	125.611	1.850	1.889
63~64	186.98	37.28	350	0.0015	0.6	0.65	0.2275	0.280	127.500	127.100	125.776	125.496	125.549	125.268	1.952	1.832
64~65	190.36	43.15	350	0.0019	0.68	0.65	0.2275	0.362	127.100	126.700	125.496	125.134	125.269	124.907	1.831	1.793
65~11	387.66	53.07	400	0.0013	0.62	0.65	0.26	0.504	126.700	126.300	125.117	124.613	124.857	124.353	1.843	1.947

给排水科学与工程专业毕业论文设计

11~12	753.28	206.54	600	0.0018	0.95	0.7	0.42	1.356	126.300	125.800	123.146	121.790	122.726	121.370	3.574	4.430
66~67	180.18	13.61	250	0.0034	0.6	0.43	0.1075	0.613	128.500	128.100	126.608	125.995	126.500	125.887	2.000	2.213
67~68	270.3	26.43	300	0.0025	0.65	0.55	0.165	0.676	128.100	127.800	125.695	125.019	125.530	124.854	2.570	2.946
68~69	262.53	41.55	350	0.0018	0.65	0.65	0.2275	0.473	127.800	127.300	125.019	124.546	124.792	124.319	3.009	2.981
69~70	134.37	51.96	400	0.0013	0.6	0.65	0.26	0.175	127.300	126.800	124.529	124.354	124.269	124.094	3.031	2.706
70~71	251.95	58.79	400	0.0015	0.68	0.65	0.26	0.378	126.800	126.300	124.354	123.976	124.094	123.716	2.706	2.584
71~12	274.99	66.87	400	0.0021	0.78	0.65	0.26	0.577	126.300	125.800	123.976	123.399	123.716	123.139	2.584	2.661
12~13	490.2	261.84	600	0.0028	1.15	0.7	0.42	1.373	125.800	125.400	121.790	120.417	121.370	119.997	4.430	5.403
72~73	136.14	7.61	200	0.0044	0.6	0.43	0.086	0.599	128.000	127.700	126.086	125.487	126.000	125.401	2.000	2.299
73~74	165.06	20.39	300	0.0021	0.6	0.48	0.144	0.347	127.700	127.400	125.445	125.098	125.301	124.954	2.399	2.446
74~75	101.92	30.71	300	0.0034	0.8	0.55	0.165	0.347	127.400	127.100	125.098	124.751	124.933	124.586	2.467	2.514
75~76	301.04	37.68	350	0.0015	0.6	0.65	0.2275	0.452	127.100	126.800	124.751	124.299	124.524	124.072	2.577	2.728
76~77	195.18	43.54	350	0.0018	0.68	0.65	0.2275	0.351	126.800	126.400	124.299	123.948	124.072	123.720	2.729	2.680
77~78	107.38	47.19	350	0.0023	0.75	0.65	0.2275	0.247	126.400	126.100	123.948	123.701	123.721	123.474	2.680	2.626
78~79	294.05	52.9	400	0.0013	0.63	0.65	0.26	0.382	126.100	125.800	123.684	123.302	123.424	123.042	2.676	2.758
79~13	200.15	58.37	400	0.0015	0.68	0.65	0.26	0.300	125.800	125.400	123.302	123.002	123.042	122.742	2.758	2.658
13~14 (节点 14 设置提升泵站)	493.56	305.51	700	0.0018	1.05	0.7	0.49	0.888	125.400	125.000	120.387	119.499	119.897	119.009	5.503	5.991
80~81	89.11	3.05	200	0.004	0.6	0.15	0.03	0.356	128.000	127.800	126.030	125.674	126.000	125.644	2.000	2.156
81~82	156.31	8.22	200	0.004	0.6	0.45	0.09	0.625	127.800	127.500	125.689	125.064	125.599	124.974	2.201	2.526
82~83	130.37	15.23	250	0.0024	0.6	0.55	0.1375	0.313	127.500	127.300	125.062	124.749	124.924	124.611	2.576	2.689
83~84	151.37	21.51	300	0.0022	0.6	0.5	0.15	0.333	127.300	127.000	124.711	124.378	124.561	124.228	2.739	2.772
84~85	115.94	25.46	300	0.0023	0.65	0.55	0.165	0.267	127.000	126.700	124.378	124.111	124.213	123.946	2.787	2.754

驻马店市某城区排水工程设计

85~86	132.68	28.34	300	0.0028	0.73	0.55	0.165	0.372	126.700	126.400	124.111	123.739	123.946	123.574	2.754	2.826
86~87	164.33	34.39	350	0.0016	0.6	0.6	0.21	0.263	126.400	126.100	123.734	123.471	123.524	123.261	2.876	2.839
87~88	275.5	38.14	350	0.0016	0.6	0.65	0.2275	0.441	126.100	125.800	123.471	123.030	123.244	122.803	2.857	2.997
88~89	172.66	43.99	350	0.002	0.7	0.65	0.2275	0.345	125.800	125.600	123.030	122.685	122.803	122.457	2.998	3.143
89~90	96.89	49.58	400	0.0013	0.6	0.63	0.252	0.126	125.600	125.300	122.659	122.533	122.407	122.281	3.193	3.019
90~14 (节点 14 设置提升泵站)	275.7	54.71	400	0.0014	0.63	0.65	0.26	0.386	125.300	125.000	122.533	122.147	122.273	121.887	3.027	3.113
14~91 (节点 14 设置提升泵站)	912.7	345.32	800	0.0012	0.95	0.7	0.56	1.095	125.000	123.200	123.560	122.465	123.000	121.905	2.000	1.295

附表 7

管段编号	管长 L (m)	汇水面 积 A	管内雨水流行时 间 (min)		集水时 间 t	单位 面积 径流 量 q ₀	设计流 量 Q (L/s)	管径 D (mm)	水力 坡度 S (‰)	流速 v (m/s)	坡降 S· L (m)	设计地面标高 (m)		设计管内底标高 (m)		埋深 (m)	
			t ₂	L/v								起点	终点	起点	终点	起点	终点
1~2	260.32	12	0	5.42	10.00	74.64	509.22	880	0.8	0.8	0.208	130.000	129.500	128.5	128.292	1.500	1.208
2~3	266.64	29.7	5.42	4.44	20.84	53.82	908.74	1100	0.9	1	0.240	129.500	129.000	128.072	127.832	1.428	1.168
3~4	342.7	51.6	9.86	5.19	29.72	44.49	1305.09	1250	0.9	1.1	0.308	129.000	128.300	127.682	127.374	1.318	0.926
4~5	334.58	71.4	15.05	4.65	40.10	37.37	1516.92	1250	1.3	1.2	0.435	128.300	127.500	127.374	126.939	0.926	0.561
5~6	359.17	89.1	19.7	4.60	49.40	32.89	1665.98	1250	1.4	1.3	0.503	127.500	127.000	126.939	126.436	0.561	0.564
6~7	223.19	111	24.3	2.66	58.60	29.52	1863.13	1300	1.5	1.4	0.335	127.000	126.700	126.386	126.051	0.614	0.649
7~8	672.74	130.8	26.96	7.47	63.92	27.92	2075.99	1350	1.7	1.5	1.144	126.700	126.100	126.001	124.857	0.699	1.243
8~9	415.91	170.7	34.43	4.62	78.86	24.32	2360.43	1450	1.5	1.5	0.624	126.100	125.500	124.757	124.133	1.343	1.367
9~116	234.82	200.7	39.05	2.61	88.10	22.59	2577.22	1500	1.4	1.5	0.329	125.500	125.000	124.083	123.754	1.417	1.246
10~11	243.74	15.6	0	4.06	10.00	74.64	661.99	900	1.3	1	0.317	130.000	129.500	128.5	128.183	1.5	1.317
11~12	266.26	35.4	4.06	4.03	18.12	57.70	1161.21	1100	1.2	1.1	0.320	129.500	129.000	127.983	127.663	1.517	1.337
12~13	306.15	59.4	8.09	4.25	26.18	47.73	1611.62	1300	1.2	1.2	0.367	129.000	128.300	127.463	127.096	1.537	1.204
13~14	308.49	75	12.34	3.96	34.68	40.73	1736.43	1300	1.3	1.3	0.401	128.300	127.500	127.096	126.695	1.204	0.805
14~15	407.26	94.8	16.3	5.22	42.60	36.03	1941.79	1350	1.3	1.3	0.529	127.500	127.000	126.645	126.116	0.855	0.884
15~16	453.19	136.8	21.52	5.04	53.04	31.46	2446.33	1450	1.5	1.5	0.680	127.000	126.500	126.016	125.336	0.984	1.164
16~17	491.13	151.8	26.56	5.46	63.12	28.15	2429.01	1450	1.5	1.5	0.737	126.500	126.000	125.336	124.599	1.164	1.401
17~18	395.86	164.7	32.02	4.40	74.04	25.36	2374.56	1450	1.5	1.5	0.594	126.000	125.500	124.599	124.005	1.401	1.495
18~117	522.85	179.7	36.42	5.81	82.84	23.54	2404.71	1450	1.5	1.5	0.784	125.500	125.000	124.005	123.221	1.495	1.779
19~20	244.79	17.7	0	4.29	10.00	74.64	751.10	1000	1	0.95	0.245	130.000	129.500	128.5	128.255	1.5	1.245

驻马店市某城区排水工程设计

20~21	125.91	29.7	4.29	2.00	18.58	57.00	962.39	1100	1.1	1.05	0.139	129.500	129.000	128.155	128.016	1.345	0.984
21~22	436.66	65.7	6.29	5.60	22.58	51.64	1928.85	1350	1.3	1.3	0.568	129.000	128.500	127.766	127.198	1.234	1.302
22~23	406.87	125.7	11.89	4.84	33.78	41.35	2955.07	1600	1.2	1.4	0.488	128.500	127.700	126.948	126.460	1.552	1.240
23~24	584.35	185.7	16.73	5.13	43.46	35.59	3757.70	1600	2	1.9	1.169	127.700	127.100	126.46	125.291	1.240	1.809
24~25	333.9	227.7	21.86	2.78	53.72	31.20	4039.24	1640	1.9	2	0.634	127.100	126.500	125.251	124.617	1.849	1.883
25~26	281.15	247.5	24.64	2.34	59.28	29.31	4123.68	1640	2.3	2	0.647	126.500	126.000	124.617	123.970	1.883	2.030
26~27	407.89	271.5	26.98	4.00	63.96	27.91	4307.37	1800	1.4	1.7	0.571	126.000	125.500	123.81	123.239	2.190	2.261
27~118	449.85	309.3	30.98	4.17	71.96	25.84	4543.79	1800	1.6	1.8	0.720	125.500	125.000	123.239	122.519	2.261	2.481
28~29	304.82	10.8	0	6.77	10.00	74.64	458.30	880	0.75	0.75	0.229	130.000	129.600	128.5	128.271	1.5	1.329
29~30	437.97	18.6	6.77	9.12	23.54	50.53	534.26	880	0.8	0.8	0.350	129.600	129.300	128.271	127.921	1.329	1.379
30~31	374.35	21.6	15.89	8.32	41.78	36.46	447.68	880	0.75	0.75	0.281	129.300	128.900	127.921	127.640	1.379	1.260
31~32	371.7	31.5	24.21	8.26	58.42	29.58	529.77	880	0.75	0.75	0.279	128.900	128.500	127.64	127.361	1.260	1.139
32~33	306.44	43.5	32.47	5.11	74.94	25.16	622.18	900	1.3	1	0.398	128.500	128.100	127.341	126.943	1.159	1.157
33~34	402.84	55.5	37.58	7.07	85.16	23.11	729.10	1000	1	0.95	0.403	128.100	127.700	126.843	126.440	1.257	1.260
34~35	326.92	71.1	44.65	4.95	99.30	20.83	842.07	1000	1.3	1.1	0.425	127.700	127.300	126.44	126.015	1.260	1.285
35~36	283.35	90.9	49.6	4.37	109.20	19.52	1008.96	1100	1.1	1.08	0.312	127.300	126.900	125.915	125.603	1.385	1.297
36~37	407.02	114.9	53.97	5.65	117.94	18.52	1209.63	1100	1.4	1.2	0.570	126.900	126.200	125.603	125.033	1.297	1.167
37~119	322.47	130.5	59.62	4.13	129.24	17.38	1289.61	1100	1.6	1.3	0.516	126.200	125.800	125.033	124.517	1.167	1.283
38~39	348.39	5	0	7.74	10.00	74.64	212.18	600	1.3	0.75	0.453	130.500	130.000	129	128.547	1.5	1.453
39~40	311.03	18.9	7.74	6.91	25.48	48.43	520.38	880	0.75	0.75	0.233	130.000	129.500	128.267	128.034	1.733	1.466
40~41	483.11	36.9	14.65	8.05	39.30	37.83	793.48	1000	1.1	1	0.531	129.500	129.000	127.914	127.383	1.586	1.617
41~42	352.39	48.7	22.7	5.34	55.40	30.60	847.22	1000	1.3	1.1	0.458	129.000	128.500	127.383	126.925	1.617	1.575
42~43	279.36	57.7	28.04	4.05	66.08	27.32	896.24	1000	1.4	1.15	0.391	128.500	128.000	126.925	126.534	1.575	1.466
43~44	318.27	71.6	32.09	5.05	74.18	25.33	1031.01	1100	1	1.05	0.318	128.000	127.500	126.434	126.116	1.566	1.384

给排水科学与工程专业毕业论文设计

44~45	271.12	89.6	37.14	4.11	84.28	23.27	1185.28	1100	1.2	1.1	0.325	127.500	127.000	126.116	125.791	1.384	1.209
45~46	283.46	97.4	41.25	3.78	92.50	21.86	1210.33	1100	1.5	1.25	0.425	127.000	126.500	125.791	125.366	1.209	1.134
46~47	394.09	111.3	45.03	5.97	100.06	20.73	1311.36	1250	1	1.1	0.394	126.500	126.000	125.216	124.822	1.284	1.178
47~56	411.41	147.3	51	5.71	112.00	19.19	1606.84	1300	1.2	1.2	0.494	126.000	125.500	124.772	124.278	1.228	1.222
48~49	244.56	12	0	5.43	10.00	74.64	509.22	880	0.75	0.75	0.183	129.500	129.000	126	125.817	3.5	3.183
49~50	275.55	24	5.43	4.83	20.86	53.80	733.98	1000	1	0.95	0.276	129.000	128.500	125.697	125.421	3.303	3.079
50~51	339.4	32	10.26	5.66	30.52	43.83	797.32	1000	1.1	1	0.373	128.500	128.000	125.421	125.048	3.079	2.952
51~52	345.05	44	15.92	5.23	41.84	36.43	911.15	1050	1.3	1.1	0.449	128.000	127.500	124.998	124.549	3.002	2.951
52~53	347.43	52	21.15	5.79	52.30	31.74	938.16	1100	0.9	1	0.313	127.500	127.000	124.499	124.186	3.001	2.814
53~54	237.48	66	26.94	3.60	63.88	27.93	1047.94	1100	1.2	1.1	0.285	127.000	126.500	124.186	123.901	2.814	2.599
54~55	624.52	76	30.54	8.67	71.08	26.05	1125.54	1100	1.4	1.2	0.874	126.500	126.000	123.541	122.667	2.959	3.333
55~56	401.74	89	39.21	5.58	88.42	22.53	1140.08	1100	1.4	1.2	0.562	126.000	125.500	122.667	122.105	3.333	3.395
56~112	490.09	246.9	56.71	5.83	123.42	17.95	2519.03	1500	1.3	1.4	0.637	125.500	125.000	121.705	121.068	3.795	3.932
120~121	382.21	3	0	8.49	10.00	74.64	127.31	500	1.5	0.75	0.573	130.000	129.500	128.5	127.927	1.5	1.573
121~122	271.72	10.8	8.49	6.04	26.98	46.95	288.24	700	1	0.75	0.272	129.500	129.000	127.727	127.455	1.773	1.545
122~123	511.02	20.7	14.53	9.46	39.06	37.96	446.76	800	1.2	0.9	0.613	129.000	128.500	127.355	126.742	1.645	1.758
123~124	351.56	32.7	23.99	6.51	57.98	29.73	552.61	900	0.9	0.9	0.316	128.500	128.000	126.642	126.326	1.858	1.674
124~125	273.5	40.5	30.5	5.06	71.00	26.07	600.24	900	1	0.9	0.274	128.000	127.400	126.326	126.053	1.674	1.348
125~126	329.01	50.4	35.56	6.09	81.12	23.87	683.95	1000	0.9	0.9	0.296	127.400	126.500	125.953	125.657	1.447	0.843
126~127	565.14	62.4	41.65	9.91	93.30	21.73	770.91	1000	1	0.95	0.565	126.500	126.000	125.657	125.092	0.843	0.908
127~128	441.82	70.2	51.56	7.75	113.12	19.06	760.57	1000	1	0.95	0.442	126.000	125.500	125.092	124.650	0.908	0.850
128~129	306.26	100.2	59.31	4.86	128.62	17.44	993.49	1100	1	1.05	0.306	125.500	125.000	124.55	124.244	0.950	0.756

驻马店市某城区排水工程设计

附表 8

管段编号	管长 L (m)	汇水面 积 A	管内雨水流行时 间 (min)		集水 时间 t	径流 量 q ₀	设计流量 Q (L/s)	管径 D (mm)	水力 坡度 S (%)	流速 v (m/s)	坡降 S· L (m)	设计地面标高 (m)		设计管内底标高 (m)		埋深 (m)	
			t ₂	L/v								起点	终点	起点	终点	起点	终点
57~58	169.13	20	0	2.56	10.00	74.64	848.70	1000	1.3	1.1	0.220	129.500	129.000	128	127.780	1.500	1.220
58~59	174.6	24.5	2.56	2.65	15.12	62.83	875.07	1000	1.4	1.1	0.244	129.000	128.400	127.78	127.536	1.220	0.864
59~60	131.29	44.5	5.21	2.19	20.42	54.38	1375.72	1250	0.8	1	0.105	128.400	128.200	127.386	127.281	1.014	0.919
60~61	239.08	49.3	7.4	3.98	24.80	49.14	1377.31	1250	0.9	1	0.215	128.200	127.800	127.281	127.066	0.919	0.734
61~62	348.44	74.8	11.38	4.84	32.76	42.09	1789.89	1350	1.1	1.2	0.383	127.800	127.500	126.966	126.583	0.834	0.917
62~63	245.39	83.8	16.22	3.41	42.44	36.11	1720.41	1350	1.1	1.2	0.270	127.500	127.000	126.583	126.313	0.917	0.687
63~64	312.47	108.6	19.63	4.34	49.26	32.95	2034.19	1450	0.9	1.2	0.281	127.000	126.800	126.213	125.932	0.787	0.868
64~69	293.82	118.9	23.97	4.08	57.94	29.74	2010.24	1450	0.9	1.2	0.264	126.800	126.500	125.932	125.668	0.868	0.832
65~66	363.76	22	0	6.06	10.00	74.64	933.57	1050	1.3	1	0.473	128.000	127.700	126.5	126.027	1.500	1.673
66~67	345.95	34.3	6.06	5.24	22.12	52.20	1017.83	1100	1.2	1.1	0.415	127.700	127.300	125.977	125.562	1.723	1.738
67~68	371.32	49.1	11.3	5.16	32.60	42.21	1178.23	1100	1.4	1.2	0.520	127.300	126.800	125.562	125.042	1.738	1.758
68~69	235.28	58.4	16.46	3.27	42.92	35.87	1190.78	1100	1.4	1.2	0.329	126.800	126.500	125.042	124.713	1.758	1.787
69~113	675.25	187.6	28.05	9.38	66.10	27.32	2913.38	1800	0.7	1.2	0.473	126.500	125.800	124.013	123.540	2.487	2.260
70~77	423.55	10	0	8.82	10.00	74.64	424.35	800	0.9	0.8	0.381	126.600	126.400	125.1	124.719	1.500	1.681
71~72	240.45	19.3	8.82	4.01	27.64	46.33	508.29	800	1.5	1	0.361	129.000	128.600	127.5	127.139	1.500	1.461
72~73	170.55	29.6	12.83	2.71	35.66	40.07	674.23	900	1.3	1.05	0.222	128.600	128.200	127.039	126.817	1.561	1.383
73~74	192.6	39.6	15.54	3.21	41.08	36.83	829.17	1050	1	1	0.193	128.200	127.800	126.667	126.474	1.533	1.326
74~75	186.98	48.9	18.75	3.12	47.50	33.70	936.89	1100	0.9	1	0.168	127.800	127.300	126.424	126.256	1.376	1.044
75~76	190.36	59.2	21.87	3.02	53.74	31.20	1049.92	1100	1.1	1.05	0.209	127.300	126.800	126.256	126.047	1.044	0.753

给排水科学与工程专业毕业论文设计

76~77	387.66	66.7	24.89	5.87	59.78	29.15	1105.34	1100	1.1	1.1	0.426	126.800	126.400	126.047	125.621	0.753	0.779
77~91	753.28	111.2	30.76	11.41	71.52	25.95	1640.19	1350	0.9	1.1	0.678	126.400	126.200	125.371	124.693	1.029	1.507
78~79	218.5	14.8	0	3.64	10.00	74.64	628.04	900	1.3	1	0.284	129.000	128.600	127.5	127.216	1.500	1.384
79~80	190.8	19.3	3.64	3.18	17.28	59.03	647.73	900	1.3	1	0.248	128.600	128.500	127.216	126.968	1.384	1.532
80~81	269.35	29.6	6.82	4.49	23.64	50.41	848.31	1050	1	1	0.269	128.500	128.000	126.818	126.549	1.682	1.451
81~82	258.69	35.1	11.31	4.31	32.62	42.20	841.98	1050	1	1	0.259	128.000	127.600	126.549	126.290	1.451	1.310
82~83	150.71	44.1	15.62	2.51	41.24	36.75	921.23	1100	0.9	1	0.136	127.600	127.300	126.24	126.104	1.360	1.196
83~89	253.38	50.9	18.13	4.02	46.26	34.26	991.28	1100	1	1.05	0.253	127.300	127.100	126.104	125.851	1.196	1.249
84~85	182.25	19.3	0	3.04	10.00	74.64	819.00	1050	1	1	0.182	129.000	128.600	127.8	127.618	1.2	0.982
85~86	267.55	36.4	3.04	4.46	16.08	61.07	1263.81	1250	0.8	1	0.214	128.600	128.200	127.418	127.204	1.182	0.996
86~87	274.64	51.9	7.5	4.36	25.00	48.93	1443.71	1250	1	1.05	0.275	128.200	127.800	127.204	126.929	0.996	0.871
87~88	243.63	56.7	11.86	3.87	33.72	41.40	1334.33	1250	1	1.05	0.244	127.800	127.400	126.929	126.685	0.871	0.715
88~89	129.68	61.5	15.73	2.16	41.46	36.63	1280.59	1250	0.8	1	0.104	127.400	127.100	126.685	126.581	0.715	0.519
89~90	251.95	71.8	17.89	4.00	45.78	34.48	1407.33	1250	1	1.05	0.252	127.100	126.900	126.581	126.329	0.519	0.571
90~91	274.99	81.8	21.89	4.36	53.78	31.18	1450.05	1250	1	1.05	0.275	126.900	126.700	126.329	126.054	0.571	0.646
91~114	640.67	193	42.17	7.63	94.34	21.57	2366.59	1500	1.3	1.4	0.833	126.700	126.100	125.804	124.971	0.896	1.129
92~93	136.14	10	0	2.84	10.00	74.64	424.35	800	0.9	0.8	0.123	129.000	128.500	127.5	127.377	1.500	1.123
93~94	165.06	19.3	2.84	2.50	15.68	61.79	677.96	900	1.5	1.1	0.248	128.500	128.000	127.277	127.029	1.223	0.971
94~95	101.92	29.6	5.34	1.89	20.68	54.03	909.24	1100	0.8	0.9	0.082	128.000	127.800	126.829	126.747	1.171	1.053
95~96	301.04	36.1	7.23	4.78	24.46	49.51	1016.01	1100	1.1	1.05	0.331	127.800	127.500	126.747	126.416	1.053	1.084
96~97	195.18	46.4	12.01	2.96	34.02	41.18	1086.34	1100	1.1	1.1	0.215	127.500	127.200	126.416	126.201	1.084	0.999
97~98	107.38	52.9	14.97	1.63	39.94	37.46	1126.58	1100	1.1	1.1	0.118	127.200	126.900	126.201	126.083	0.999	0.817
98~99	294.05	63.2	16.6	4.90	43.20	35.72	1283.56	1250	0.8	1	0.235	126.900	126.600	125.933	125.698	0.967	0.902
99~111	525.66	72.5	21.5	8.76	53.00	31.47	1297.10	1250	0.8	1	0.421	126.600	126.200	125.698	125.277	0.902	0.923

驻马店市某城区排水工程设计

100~101	89.11	4	0	1.65	10.00	74.64	169.74	500	2	0.9	0.178	129.500	129.200	126	125.822	3.500	3.378
101~102	156.31	10.8	1.65	3.26	13.30	66.50	408.29	800	0.9	0.8	0.141	129.200	128.800	125.522	125.381	3.678	3.419
102~103	130.37	21.1	4.91	2.07	19.82	55.20	662.17	900	1.3	1.05	0.169	128.800	128.600	125.281	125.112	3.519	3.488
103~104	151.37	31.1	6.98	2.40	23.96	50.05	884.97	1050	1.1	1.05	0.167	128.600	128.300	124.962	124.795	3.638	3.505
104~105	115.94	37.6	9.38	1.84	28.76	45.32	968.65	1100	1	1.05	0.116	128.300	128.000	124.745	124.629	3.555	3.371
105~106	132.68	42.4	11.22	2.11	32.44	42.33	1020.33	1100	1.1	1.05	0.146	128.000	127.500	124.629	124.483	3.371	3.017
106~107	164.33	52.7	13.33	2.38	36.66	39.42	1181.04	1100	1.3	1.15	0.214	127.500	127.300	124.483	124.269	3.017	3.031
107~108	275.5	59.2	15.71	3.83	41.42	36.65	1233.42	1100	1.4	1.2	0.386	127.300	127.100	124.269	123.883	3.031	3.217
108~109	171.52	69.5	19.54	2.72	49.08	33.02	1304.78	1250	0.8	1.05	0.137	127.100	126.600	123.733	123.596	3.367	3.004
109~110	96.89	74	22.26	1.54	54.52	30.91	1300.49	1250	0.8	1.05	0.078	126.600	126.400	123.596	123.518	3.004	2.882
110~111	192.71	79.5	23.8	2.92	57.60	29.85	1349.16	1250	1	1.1	0.193	126.400	126.200	123.518	123.325	2.882	2.875
111~115	403.35	166.8	30.26	4.80	70.52	26.19	2483.12	1500	1.3	1.4	0.524	126.200	125.800	123.075	122.551	3.125	3.249

附表1

区域编号	面积	区域编号	面积	区域编号	面积	区域编号	面积
1	3	11	12	21	7.8	31	30
2	7.8	12	7.8	22	9.9	32	12
3	9.9	13	9.9	23	12	33	9.9
4	12	14	12	24	30	34	12
5	7.8	15	7.8	25	30	35	7.8
6	9.9	16	9.9	26	7.8	36	9.9
7	12	17	12	27	9.9	37	12
8	7.8	18	7.8	28	12	38	7.8
9	30	19	9.9	29	7.8	39	9.9
10	9.9	20	12	30	9.9	40	12
区域编号	面积	区域编号	面积	区域编号	面积	区域编号	面积
41	3	51	9.9	61	12	71	12
42	3	52	12	62	7.8	72	7.8
43	3	53	7.8	63	9.9	73	9.9
44	7.8	54	9.9	64	12	74	12
45		55	12	65	30	75	7.8
46	3	56	7.8	66	3	76	3
47	3	57	9.9	67	3	77	9.9
48	30	58	30	68	7.8	78	12
49	30	59	30	69	3	79	7.8
50	30	60	30	70	9.9	80	9.9
区域编号	面积	区域编号	面积	区域编号	面积	区域编号	面积
81	12	91	30	101	4	111	6
82	7.8	92	2	102	6	112	4
83	9.9	93	4	103	4	113	6
84	12	94	6	104	6	114	4
85	7.8	95	4	105	4	115	8
86	3	96	6	106	6	116	6
87	9.9	97	4	107	4	117	10
88	12	98	6	108	3	118	8
89	7.8	99	4	109	2.6		
90	9.9	100	6	110	8		

附表2

区域编号	面积	区域编号	面积	区域编号	面积	区域编号	面积
119	20	129	4.5	139	5.5	149	4.8
120	4.8	130	20	140	4.8	150	4.5
121	4.5	131	2	141	2	151	5.5
122	20	132	5.5	142	4.5	152	4.8
123	20	133	4.8	143	5.5	153	4.5
124	5.5	134	4.5	144	4.8	154	20
125	4.8	135	5.5	145	2	155	2
126	4.5	136	20	146	4.5	156	5.5
127	5.5	137	4.8	147	20	157	4.8
128	4.8	138	4.5	148	5.5	158	4.5
区域编号	面积	区域编号	面积	区域编号	面积	区域编号	面积
159	5.5	169	5.5	179	5.5	189	5.5
160	4.8	170	4.8	180	4.8	190	4.8
161	4.5	171	4.5	181	4.5	191	4.5
162	5.5	172		182	5.5	192	5.5
163	4.8	173	5.5	183	4.8	193	2
164	2	174	4.8	184	4.5	194	4.8
165	4.5	175	4.5	185	5.5	195	4.5
166	5.5	176	5.5	186	4.8	196	5.5
167	4.8	177	4.8	187	4.5	197	4.8
168	4.5	178	4.5	188	2	198	4.5
区域编号	面积	区域编号	面积	区域编号	面积		
199	5.5	209	5.5	219	4.8		
200	4.8	210	2	220	4.5		
201	4.5	211	4.8	221	5.5		
202	5.5	212	4.5	222	4.8		
203	2	213	5.5	223	2		
204	4.8	214	4.8	224	4.5		
205	4.5	215	2	225	5.5		
206	5.5	216	2	226	4.8		
207	4.8	217	4.5	227	2		
208	4.5	218	5.5				

附表3

管段编号	居住 I 区生活污水量Q1								集中流量		设计流量 (L/s)
	本段流量				转输流量 q2 (L/s)	合计平均 流量 (L/s)	总变化系 数Kz	生活污水设 计流量Q1 (L/s)	本段流 量 (L/s)	转输流 量 (L/s)	
	街坊编号	街坊面积 (ha)	比流量q0 (L/s. ha)	流量 q1 (L/s)							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
15~16			0.301		4.515	4.515	2.30	10.38	32.307		42.69
16~17			0.301		12.1905	12.1905	2.05	25.00		32.307	57.31
17~18			0.301		21.7623	21.7623	1.92	41.87		32.307	74.18
18~19			0.301		31.3341	31.3341	1.85	57.92		32.307	90.23
19~20			0.301		39.0096	39.0096	1.80	70.39		32.307	102.70
20~21			0.301		48.5814	48.5814	1.76	85.57		32.307	117.88
21~22			0.301		58.1532	58.1532	1.73	100.42		32.307	132.73
22~1			0.301		72.5109	72.5109	1.69	122.21		32.307	154.52
1~2	25	30	0.301	9.03	81.5409	90.5709	1.64	148.96		32.307	181.27
23~24			0.301		4.6956	4.6956	2.30	10.80			10.80
24~25			0.301		10.6554	10.6554	2.08	22.18			22.18
25~26			0.301		17.8794	17.8794	1.97	35.15			35.15
26~27			0.301		22.575	22.575	1.92	43.26			43.26
27~28			0.301		28.5348	28.5348	1.87	53.29			53.29
28~29			0.301		41.1768	41.1768	1.79	73.86			73.86
29~30			0.301		45.6918	45.6918	1.77	81.03			81.03
30~2			0.301		49.5747	49.5747	1.76	87.13			87.13
2~3	43	3	0.301	0.903	143.7576	144.6606	1.56	225.98		32.307	258.29
31~32			0.301		5.3277	5.3277	2.25	11.97			11.97
32~33			0.301		8.9397	8.9397	2.12	18.97	21.421		40.39
33~34			0.301		19.7757	19.7757	1.94	38.45		21.421	59.87
34~35			0.301		37.8357	37.8357	1.81	68.50		21.421	89.92
35~36			0.301		55.8957	55.8957	1.73	96.95		21.421	118.37
36~37			0.301		68.5377	68.5377	1.70	116.24		21.421	137.66
37~38			0.301		74.4975	74.4975	1.68	125.19		21.421	146.61

38~3			0.301		81.7215	81.7215	1.66	135.94		21.421	157.36
3~4	65	30	0.301	9.03	228.7299	237.7599	1.48	351.66		53.728	405.39
39~40			0.301		4.1538	4.1538	2.31	9.59			9.59
40~41			0.301		11.0166	11.0166	2.07	22.84			22.84
41~42			0.301		16.9764	16.9764	1.98	33.57			33.57
42~43			0.301		20.2272	20.2272	1.94	39.23			39.23
43~44			0.301		26.187	26.187	1.89	49.37			49.37
44~45			0.301		33.411	33.411	1.84	61.32			61.32
45~46			0.301		40.4544	40.4544	1.80	72.70			72.70
46~47			0.301		46.4142	46.4142	1.77	82.16			82.16
47~4			0.301		53.6382	53.6382	1.74	93.45			93.45
4~5	85	7.8	0.301	2.3478	293.7459	296.0937	1.44	427.50		53.728	481.23
48~49			0.301		4.214	4.214	2.30	9.71			9.71
49~50			0.301		9.03	9.03	2.12	19.14			19.14
50~51			0.301		13.244	13.244	2.03	26.91			26.91
51~52			0.301		18.06	18.06	1.96	35.47			35.47
52~53			0.301		23.177	23.177	1.91	44.29			44.29
53~54			0.301		31.5749	31.5749	1.85	58.31			58.31
54~55			0.301		40.0029	40.0029	1.80	71.98			71.98
55~5			0.301		50.4476	50.4476	1.75	88.49			88.49
5~91	109、118	10.6	0.301	3.1906	357.3773	361.11	1.41	510.11		53.728	563.84

附表4

管段编号	居住Ⅱ区生活污水量Q1								集中流量		设计流量 (L/s)
	本段流量				转输流量 q2 (L/s)	合计平均 流量 (L/s)	总变化系 数Kz	生活污水 设计流量 Q1 (L/s)	本段流量 (L/s)	转输流量 (L/s)	
	街坊编号	街坊面积 (ha)	比流量q0 (L/s. ha)	流量q1 (L/s)							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6~7	124、125、126	14.5	0.331	4.7995	9.6983	14.4978	2.01	29.17			29.17
56~57			0.331	0	13.24	13.24	2.03	26.91	39.84		66.75
57~58			0.331	0	21.3495	21.3495	1.93	41.16		39.84	81.00
58~59			0.331	0	23.17	23.17	1.91	44.27		39.84	84.11
59~60			0.331	0	24.7588	24.7588	1.90	46.97		39.84	86.81
60~7			0.331	0	34.6888	34.6888	1.83	63.41		39.84	103.25
7~8	131、132、133	12.3	0.331	4.0713	49.1866	53.2579	1.74	92.86		39.84	132.70
8~9	137、138	9.3	0.331	3.0783	53.2579	56.3362	1.73	97.63		39.84	137.47
9~10	142、143	10	0.331	3.31	56.3362	59.6462	1.72	102.71		39.84	142.55
10~11	146、147	24.5	0.331	8.1095	59.6462	67.7557	1.70	115.06		39.84	154.90
61~62			0.331	0	10.4596	10.4596	2.09	21.81			21.81
62~63			0.331	0	13.7696	13.7696	2.02	27.86			27.86
63~64			0.331	0	19.0987	19.0987	1.95	37.28			37.28
64~65			0.331	0	22.508	22.508	1.92	43.15			43.15
65~11			0.331	0	28.3998	28.3998	1.87	53.07			53.07
11~12	154	20	0.331	6.62	96.1555	102.7755	1.62	166.70		39.84	206.54
66~67			0.331	0	6.1566	6.1566	2.21	13.61			13.61
67~68			0.331	0	12.9752	12.9752	2.04	26.43			26.43
68~69			0.331	0	18.1057	18.1057	1.96	35.55	6		41.55
69~70			0.331	0	24.163	24.163	1.90	45.96		6	51.96
70~71			0.331	0	28.2343	28.2343	1.87	52.79		6	58.79
71~12			0.331	0	33.1331	33.1331	1.84	60.87		6	66.87
12~13	190	4.8	0.331	1.5888	135.9086	137.4974	1.57	216.00		45.84	261.84
72~73			0.331		3.31	3.31	2.30	7.61			7.61
73~74			0.331		9.6983	9.6983	2.10	20.39			20.39
74~75			0.331		15.3584	15.3584	2.00	30.71			30.71

75～76			0.331		19.3304	19.3304	1.95	37.68			37.68
76～77			0.331		22.7397	22.7397	1.91	43.54			43.54
77～78			0.331		24.8912	24.8912	1.90	47.19			47.19
78～79			0.331		28.3005	28.3005	1.87	52.90			52.90
79～13			0.331		31.6105	31.6105	1.85	58.37			58.37
13～14			0.331		169.1079	169.1079	1.54	259.67		45.84	305.51
80～81			0.331		1.324	1.324	2.30	3.05			3.05
81～82			0.331		3.5748	3.5748	2.30	8.22			8.22
82～83			0.331		6.9841	6.9841	2.18	15.23			15.23
83～84			0.331		10.2941	10.2941	2.09	21.51			21.51
84～85			0.331		12.4456	12.4456	2.05	25.46			25.46
85～86			0.331		14.0344	14.0344	2.02	28.34			28.34
86～87			0.331		17.4437	17.4437	1.97	34.39			34.39
87～88			0.331		19.5952	19.5952	1.95	38.14			38.14
88～89			0.331		23.0045	23.0045	1.91	43.99			43.99
89～90			0.331		26.3145	26.3145	1.88	49.58			49.58
90～14			0.331		29.3928	29.3928	1.86	54.71			54.71
14～91			0.331		198.61	198.61	1.51	299.90		45.84	345.74

附表5

污水管网 I 区主干管水力计算																
管段编号	管段长度L (m)	设计流量 q(L/s)	管径 d(mm)	管段坡度I	管内流速V	充满度		降落量 I*L (m)	标高 (m)						埋设深度 (m)	
						h/D	h(m)		地面		水面		管底			
									上端	下端	上端	下端	上端	下端	上端	下端
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
15~16	260.32	42.69	350	0.0018	0.65	0.65	0.2275	0.469	129.500	128.900	128.228	127.759	128.000	127.531	1.500	1.369
16~17	266.64	57.31	400	0.0017	0.7	0.65	0.26	0.453	128.900	128.400	127.741	127.288	127.481	127.028	1.419	1.372
17~18	342.7	74.18	450	0.0015	0.7	0.65	0.2925	0.514	128.400	127.800	127.271	126.756	126.978	126.464	1.422	1.336
18~19	334.58	90.23	450	0.0022	0.85	0.65	0.2925	0.736	127.800	127.200	126.756	126.020	126.464	125.727	1.337	1.473
19~20	359.17	102.7	450	0.0024	0.9	0.65	0.2925	0.862	127.200	126.600	126.020	125.158	125.728	124.865	1.473	1.735
20~21	223.19	117.88	500	0.0017	0.8	0.7	0.35	0.379	126.600	126.000	125.158	124.779	124.808	124.429	1.792	1.571
21~22	672.74	132.73	500	0.002	0.9	0.7	0.35	1.345	126.000	125.500	124.779	123.434	124.429	123.084	1.571	2.416
22~1	503.84	154.52	500	0.0028	1.05	0.7	0.35	1.411	125.500	124.800	123.434	122.023	123.084	121.673	2.416	3.127
1~2	732.89	181.27	600	0.0014	0.85	0.7	0.42	1.026	124.800	124.600	121.993	120.967	121.573	120.547	3.227	4.053
23~24	243.74	10.8	200	0.0036	0.6	0.55	0.11	0.877	128.500	128.000	127.110	126.233	127.000	126.123	1.500	1.877
24~25	266.26	22.18	300	0.0021	0.6	0.55	0.165	0.559	128.000	127.600	126.188	125.629	126.023	125.464	1.977	2.136
25~26	306.15	35.15	350	0.0016	0.6	0.6	0.21	0.490	127.600	127.100	125.624	125.134	125.414	124.924	2.186	2.176
26~27	307.35	43.26	350	0.0019	0.7	0.65	0.2275	0.584	127.100	126.600	125.134	124.550	124.907	124.323	2.194	2.277
27~28	407.28	53.29	400	0.0013	0.63	0.65	0.26	0.529	126.600	126.100	124.533	124.004	124.273	123.744	2.327	2.356
28~29	453.21	73.86	450	0.0015	0.7	0.65	0.2925	0.680	126.100	125.600	123.987	123.307	123.694	123.014	2.406	2.586
29~30	491.13	81.03	450	0.0016	0.74	0.65	0.2925	0.786	125.600	125.200	123.307	122.521	123.015	122.229	2.586	2.971
30~2	492.01	87.13	450	0.0018	0.8	0.65	0.2925	0.886	125.200	124.800	122.521	121.635	122.229	121.343	2.972	3.457
2~3	497.27	258.29	700	0.0013	0.9	0.7	0.49	0.646	124.600	124.400	120.937	120.291	120.447	119.801	4.153	4.599
31~32	244.79	11.97	250	0.0033	0.6	0.42	0.105	0.808	127.500	127.200	126.105	125.297	126.000	125.192	1.500	2.008
32~33	125.91	40.39	350	0.0015	0.6	0.65	0.2275	0.189	127.200	126.800	125.297	125.108	125.070	124.881	2.131	1.919
33~34	436.66	59.87	400	0.0017	0.7	0.65	0.26	0.742	126.800	126.400	125.091	124.349	124.831	124.089	1.969	2.311
34~35	406.87	89.92	450	0.0021	0.85	0.65	0.2925	0.854	126.400	126.000	124.332	123.477	124.039	123.185	2.361	2.815
35~36	584.35	118.37	500	0.0017	0.8	0.7	0.35	0.993	126.000	125.600	123.477	122.484	123.127	122.134	2.873	3.466
36~37	333.9	137.66	500	0.002	0.9	0.7	0.35	0.668	125.600	125.200	122.484	121.816	122.134	121.466	3.466	3.734
37~38	281.15	146.61	500	0.0026	1	0.7	0.35	0.731	125.200	124.800	121.816	121.085	121.466	120.735	3.734	4.065

38~3	493.21	157.36	600	0.0012	0.75	0.7	0.42	0.592	124.800	124.400	121.055	120.463	120.635	120.043	4.165	4.357
3~4	652.72	405.39	800	0.0015	1.1	0.7	0.56	0.979	124.400	123.900	120.261	119.282	119.701	118.722	4.699	5.178
39~40	309.03	9.59	200	0.004	0.6	0.5	0.1	1.236	128.000	127.500	126.600	125.364	126.500	125.264	1.500	2.236
40~41	377.23	22.84	300	0.0021	0.6	0.55	0.165	0.792	127.500	127.100	125.329	124.537	125.164	124.372	2.336	2.728
41~42	174.11	33.57	350	0.0016	0.6	0.6	0.21	0.279	127.100	126.700	124.532	124.253	124.322	124.043	2.778	2.657
42~43	341.39	39.23	350	0.0017	0.65	0.65	0.2275	0.580	126.700	126.300	124.271	123.690	124.043	123.463	2.657	2.837
43~44	306.44	49.37	350	0.0026	0.8	0.65	0.2275	0.797	126.300	125.800	123.674	122.877	123.446	122.649	2.854	3.151
44~45	402.84	61.32	400	0.0017	0.7	0.65	0.26	0.685	125.800	125.400	122.859	122.174	122.599	121.914	3.201	3.486
45~46	326.92	72.7	400	0.0025	0.85	0.65	0.26	0.817	125.400	124.900	122.174	121.357	121.914	121.097	3.486	3.803
46~47	283.35	82.16	450	0.0017	0.75	0.65	0.2925	0.482	124.900	124.400	121.340	120.858	121.047	120.565	3.853	3.835
47~4	494.18	93.45	450	0.0021	0.87	0.65	0.2925	1.038	124.400	123.900	120.859	119.821	120.566	119.528	3.834	4.372
4~5（节点 5处设置提 升泵站）	933.42	481.23	800	0.0025	1.35	0.7	0.56	2.334	123.900	123.400	119.282	116.948	118.722	116.388	5.178	7.012
48~49	306.47	9.71	200	0.004	0.6	0.48	0.096	1.226	127.000	126.600	125.596	124.370	125.500	124.274	1.500	2.326
49~50	272.63	19.14	300	0.0023	0.6	0.48	0.144	0.627	127.000	126.200	124.318	123.691	124.174	123.547	2.826	2.653
50~51	438.47	26.91	300	0.0023	0.64	0.55	0.165	1.008	126.600	125.800	123.691	122.683	123.526	122.518	3.074	3.282
51~52	347.07	35.47	350	0.0017	0.6	0.6	0.21	0.590	126.200	125.300	122.678	122.088	122.468	121.878	3.732	3.422
52~53	305.81	44.29	350	0.002	0.7	0.65	0.2275	0.612	125.800	124.800	122.088	121.476	121.861	121.249	3.940	3.551
53~54	281.89	58.31	400	0.0014	0.68	0.65	0.26	0.395	125.300	123.400	121.459	121.064	121.199	120.804	4.101	2.596
54~55	580.73	71.98	400	0.0023	0.83	0.65	0.26	1.336	124.800	123.900	121.064	119.728	120.804	119.468	3.996	4.432
55~5（节 点5处设置 提升泵站	498.5	88.49	450	0.0018	0.8	0.65	0.2925	0.897	124.400	123.400	119.711	118.813	119.418	118.521	4.982	4.879
5~91（节 点5处设置 提升泵站	456.12	563.16	900	0.0017	1.2	0.7	0.63	0.775	123.400	123.200	122.030	121.255	121.400	120.625	2.000	2.575

附表6

污水管网Ⅱ区主干管水力计算															
管段编号	管段长度L (m)	设计流量 q (L/s)	管径 d (mm)	管段坡度I	管内流速V	充满度		降落量 I*L (m)	标高 (m)						埋设 (m)
						h/D	h (m)		地面		水面		管底		
									上端	下端	上端	下端	上端	下端	上端
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
6~7	323.69	29.17	350	0.0018	0.6	0.52	0.182	0.583	128.000	127.600	126.182	125.599	126.000	125.417	2.000
56~57	171.92	66.75	400	0.0022	0.8	0.65	0.26	0.378	129.500	129.200	127.760	127.382	127.500	127.122	2.000
57~58	184.38	81	450	0.0017	0.75	0.65	0.2925	0.313	129.200	128.800	127.365	127.051	127.072	126.759	2.128
58~59	134.5	84.11	450	0.0018	0.78	0.65	0.2925	0.242	128.800	128.400	127.051	126.809	126.759	126.516	2.042
59~60	220.59	86.81	450	0.0019	0.8	0.65	0.2925	0.419	128.400	128.000	126.809	126.390	126.517	126.097	1.884
60~7	365.55	103.25	450	0.0024	0.9	0.65	0.2925	0.877	128.000	127.600	126.390	125.513	126.098	125.220	1.903
7~8	283.86	132.7	500	0.002	0.9	0.7	0.35	0.568	127.600	127.300	125.617	125.049	125.267	124.699	2.333
8~9	162.89	137.47	500	0.0021	0.92	0.7	0.35	0.342	127.300	127.000	125.049	124.707	124.699	124.357	2.601
9~10	166.53	142.55	500	0.0022	0.95	0.7	0.35	0.366	127.000	126.600	124.707	124.341	124.357	123.991	2.643
10~11	416.13	154.9	500	0.0028	1.05	0.7	0.35	1.165	126.600	126.300	124.341	123.176	123.991	122.826	2.609
61~62	170.55	21.81	300	0.002	0.6	0.52	0.156	0.341	128.500	128.000	126.656	126.315	126.500	126.159	2.000
62~63	192.6	27.86	300	0.0028	0.7	0.55	0.165	0.539	128.000	127.500	126.315	125.776	126.150	125.611	1.850
63~64	186.98	37.28	350	0.0015	0.6	0.65	0.2275	0.280	127.500	127.100	125.776	125.496	125.549	125.268	1.952
64~65	190.36	43.15	350	0.0019	0.68	0.65	0.2275	0.362	127.100	126.700	125.496	125.134	125.269	124.907	1.831
65~11	387.66	53.07	400	0.0013	0.62	0.65	0.26	0.504	126.700	126.300	125.117	124.613	124.857	124.353	1.843
11~12	753.28	206.54	600	0.0018	0.95	0.7	0.42	1.356	126.300	125.800	123.146	121.790	122.726	121.370	3.574
66~67	180.18	13.61	250	0.0034	0.6	0.43	0.1075	0.613	128.500	128.100	126.608	125.995	126.500	125.887	2.000
67~68	270.3	26.43	300	0.0025	0.65	0.55	0.165	0.676	128.100	127.800	125.695	125.019	125.530	124.854	2.570
68~69	262.53	41.55	350	0.0018	0.65	0.65	0.2275	0.473	127.800	127.300	125.019	124.546	124.792	124.319	3.009
69~70	134.37	51.96	400	0.0013	0.6	0.65	0.26	0.175	127.300	126.800	124.529	124.354	124.269	124.094	3.031
70~71	251.95	58.79	400	0.0015	0.68	0.65	0.26	0.378	126.800	126.300	124.354	123.976	124.094	123.716	2.706
71~12	274.99	66.87	400	0.0021	0.78	0.65	0.26	0.577	126.300	125.800	123.976	123.399	123.716	123.139	2.584
12~13	490.2	261.84	600	0.0028	1.15	0.7	0.42	1.373	125.800	125.400	121.790	120.417	121.370	119.997	4.430
72~73	136.14	7.61	200	0.0044	0.6	0.43	0.086	0.599	128.000	127.700	126.086	125.487	126.000	125.401	2.000

73~74	165.06	20.39	300	0.0021	0.6	0.48	0.144	0.347	127.700	127.400	125.445	125.098	125.301	124.954	2.399
74~75	101.92	30.71	300	0.0034	0.8	0.55	0.165	0.347	127.400	127.100	125.098	124.751	124.933	124.586	2.467
75~76	301.04	37.68	350	0.0015	0.6	0.65	0.2275	0.452	127.100	126.800	124.751	124.299	124.524	124.072	2.577
76~77	195.18	43.54	350	0.0018	0.68	0.65	0.2275	0.351	126.800	126.400	124.299	123.948	124.072	123.720	2.729
77~78	107.38	47.19	350	0.0023	0.75	0.65	0.2275	0.247	126.400	126.100	123.948	123.701	123.721	123.474	2.680
78~79	294.05	52.9	400	0.0013	0.63	0.65	0.26	0.382	126.100	125.800	123.684	123.302	123.424	123.042	2.676
79~13	200.15	58.37	400	0.0015	0.68	0.65	0.26	0.300	125.800	125.400	123.302	123.002	123.042	122.742	2.758
13~14（节点14设置提升泵站）	493.56	305.51	700	0.0018	1.05	0.7	0.49	0.888	125.400	125.000	120.387	119.499	119.897	119.009	5.503
80~81	89.11	3.05	200	0.004	0.6	0.15	0.03	0.356	128.000	127.800	126.030	125.674	126.000	125.644	2.000
81~82	156.31	8.22	200	0.004	0.6	0.45	0.09	0.625	127.800	127.500	125.689	125.064	125.599	124.974	2.201
82~83	130.37	15.23	250	0.0024	0.6	0.55	0.1375	0.313	127.500	127.300	125.062	124.749	124.924	124.611	2.576
83~84	151.37	21.51	300	0.0022	0.6	0.5	0.15	0.333	127.300	127.000	124.711	124.378	124.561	124.228	2.739
84~85	115.94	25.46	300	0.0023	0.65	0.55	0.165	0.267	127.000	126.700	124.378	124.111	124.213	123.946	2.787
85~86	132.68	28.34	300	0.0028	0.73	0.55	0.165	0.372	126.700	126.400	124.111	123.739	123.946	123.574	2.754
86~87	164.33	34.39	350	0.0016	0.6	0.6	0.21	0.263	126.400	126.100	123.734	123.471	123.524	123.261	2.876
87~88	275.5	38.14	350	0.0016	0.6	0.65	0.2275	0.441	126.100	125.800	123.471	123.030	123.244	122.803	2.857
88~89	172.66	43.99	350	0.002	0.7	0.65	0.2275	0.345	125.800	125.600	123.030	122.685	122.803	122.457	2.998
89~90	96.89	49.58	400	0.0013	0.6	0.63	0.252	0.126	125.600	125.300	122.659	122.533	122.407	122.281	3.193
90~14（节点14设置提升泵站）	275.7	54.71	400	0.0014	0.63	0.65	0.26	0.386	125.300	125.000	122.533	122.147	122.273	121.887	3.027
14~91（节点14设置提升泵站）	912.7	345.32	800	0.0012	0.95	0.7	0.56	1.095	125.000	123.200	123.560	122.465	123.000	121.905	2.000

深度 n)
下端
17
2.183
2.078
2.041
1.884
1.903
2.380
2.601
2.643
2.609
3.474
1.841
1.889
1.832
1.793
1.947
4.430
2.213
2.946
2.981
2.706
2.584
2.661
5.403
2.299

2. 446
2. 514
2. 728
2. 680
2. 626
2. 758
2. 658
5. 991
2. 156
2. 526
2. 689
2. 772
2. 754
2. 826
2. 839
2. 997
3. 143
3. 019
3. 113
1. 295

附表7

管段编号	管长L(m)	汇水面积 A	管内雨水流行时间		集水时间 t	单位面积 径流量q0	设计流量 Q (L/s)	管径 D(mm)
			t2	L/v				
1~2	260.32	12	0	5.42	10.00	74.64	509.22	880
2~3	266.64	29.7	5.42	4.44	20.84	53.82	908.74	1100
3~4	342.7	51.6	9.86	5.19	29.72	44.49	1305.09	1250
4~5	334.58	71.4	15.05	4.65	40.10	37.37	1516.92	1250
5~6	359.17	89.1	19.7	4.60	49.40	32.89	1665.98	1250
6~7	223.19	111	24.3	2.66	58.60	29.52	1863.13	1300
7~8	672.74	130.8	26.96	7.47	63.92	27.92	2075.99	1350
8~9	415.91	170.7	34.43	4.62	78.86	24.32	2360.43	1450
9~116	234.82	200.7	39.05	2.61	88.10	22.59	2577.22	1500
10~11	243.74	15.6	0	4.06	10.00	74.64	661.99	900
11~12	266.26	35.4	4.06	4.03	18.12	57.70	1161.21	1100
12~13	306.15	59.4	8.09	4.25	26.18	47.73	1611.62	1300
13~14	308.49	75	12.34	3.96	34.68	40.73	1736.43	1300
14~15	407.26	94.8	16.3	5.22	42.60	36.03	1941.79	1350
15~16	453.19	136.8	21.52	5.04	53.04	31.46	2446.33	1450
16~17	491.13	151.8	26.56	5.46	63.12	28.15	2429.01	1450
17~18	395.86	164.7	32.02	4.40	74.04	25.36	2374.56	1450
18~117	522.85	179.7	36.42	5.81	82.84	23.54	2404.71	1450
19~20	244.79	17.7	0	4.29	10.00	74.64	751.10	1000
20~21	125.91	29.7	4.29	2.00	18.58	57.00	962.39	1100
21~22	436.66	65.7	6.29	5.60	22.58	51.64	1928.85	1350
22~23	406.87	125.7	11.89	4.84	33.78	41.35	2955.07	1600
23~24	584.35	185.7	16.73	5.13	43.46	35.59	3757.70	1600
24~25	333.9	227.7	21.86	2.78	53.72	31.20	4039.24	1640
25~26	281.15	247.5	24.64	2.34	59.28	29.31	4123.68	1640
26~27	407.89	271.5	26.98	4.00	63.96	27.91	4307.37	1800
27~118	449.85	309.3	30.98	4.17	71.96	25.84	4543.79	1800
28~29	304.82	10.8	0	6.77	10.00	74.64	458.30	880
29~30	437.97	18.6	6.77	9.12	23.54	50.53	534.26	880
30~31	374.35	21.6	15.89	8.32	41.78	36.46	447.68	880
31~32	371.7	31.5	24.21	8.26	58.42	29.58	529.77	880
32~33	306.44	43.5	32.47	5.11	74.94	25.16	622.18	900
33~34	402.84	55.5	37.58	7.07	85.16	23.11	729.10	1000
34~35	326.92	71.1	44.65	4.95	99.30	20.83	842.07	1000
35~36	283.35	90.9	49.6	4.37	109.20	19.52	1008.96	1100
36~37	407.02	114.9	53.97	5.65	117.94	18.52	1209.63	1100
37~119	322.47	130.5	59.62	4.13	129.24	17.38	1289.61	1100
38~39	348.39	5	0	7.74	10.00	74.64	212.18	600
39~40	311.03	18.9	7.74	6.91	25.48	48.43	520.38	880
40~41	483.11	36.9	14.65	8.05	39.30	37.83	793.48	1000
41~42	352.39	48.7	22.7	5.34	55.40	30.60	847.22	1000
42~43	279.36	57.7	28.04	4.05	66.08	27.32	896.24	1000
43~44	318.27	71.6	32.09	5.05	74.18	25.33	1031.01	1100
44~45	271.12	89.6	37.14	4.11	84.28	23.27	1185.28	1100
45~46	283.46	97.4	41.25	3.78	92.50	21.86	1210.33	1100
46~47	394.09	111.3	45.03	5.97	100.06	20.73	1311.36	1250
47~56	411.41	147.3	51	5.71	112.00	19.19	1606.84	1300
48~49	244.56	12	0	5.43	10.00	74.64	509.22	880
49~50	275.55	24	5.43	4.83	20.86	53.80	733.98	1000
50~51	339.4	32	10.26	5.66	30.52	43.83	797.32	1000

51~52	345.05	44	15.92	5.23	41.84	36.43	911.15	1050
52~53	347.43	52	21.15	5.79	52.30	31.74	938.16	1100
53~54	237.48	66	26.94	3.60	63.88	27.93	1047.94	1100
54~55	624.52	76	30.54	8.67	71.08	26.05	1125.54	1100
55~56	401.74	89	39.21	5.58	88.42	22.53	1140.08	1100
56~112	490.09	246.9	56.71	5.83	123.42	17.95	2519.03	1500
120~121	382.21	3	0	8.49	10.00	74.64	127.31	500
121~122	271.72	10.8	8.49	6.04	26.98	46.95	288.24	700
122~123	511.02	20.7	14.53	9.46	39.06	37.96	446.76	800
123~124	351.56	32.7	23.99	6.51	57.98	29.73	552.61	900
124~125	273.5	40.5	30.5	5.06	71.00	26.07	600.24	900
125~126	329.01	50.4	35.56	6.09	81.12	23.87	683.95	1000
126~127	565.14	62.4	41.65	9.91	93.30	21.73	770.91	1000
127~128	441.82	70.2	51.56	7.75	113.12	19.06	760.57	1000
128~129	306.26	100.2	59.31	4.86	128.62	17.44	993.49	1100

水力坡度 S(‰)	流速 v(m/s)	坡降 S•L(m)	设计地面标高(m)		设计管内底标高(m)		埋深(m)	
			起点	终点	起点	终点	起点	终点
0.8	0.8	0.208	130.000	129.500	128.5	128.292	1.500	1.208
0.9	1	0.240	129.500	129.000	128.072	127.832	1.428	1.168
0.9	1.1	0.308	129.000	128.300	127.682	127.374	1.318	0.926
1.3	1.2	0.435	128.300	127.500	127.374	126.939	0.926	0.561
1.4	1.3	0.503	127.500	127.000	126.939	126.436	0.561	0.564
1.5	1.4	0.335	127.000	126.700	126.386	126.051	0.614	0.649
1.7	1.5	1.144	126.700	126.100	126.001	124.857	0.699	1.243
1.5	1.5	0.624	126.100	125.500	124.757	124.133	1.343	1.367
1.4	1.5	0.329	125.500	125.000	124.083	123.754	1.417	1.246
1.3	1	0.317	130.000	129.500	128.5	128.183	1.5	1.317
1.2	1.1	0.320	129.500	129.000	127.983	127.663	1.517	1.337
1.2	1.2	0.367	129.000	128.300	127.463	127.096	1.537	1.204
1.3	1.3	0.401	128.300	127.500	127.096	126.695	1.204	0.805
1.3	1.3	0.529	127.500	127.000	126.645	126.116	0.855	0.884
1.5	1.5	0.680	127.000	126.500	126.016	125.336	0.984	1.164
1.5	1.5	0.737	126.500	126.000	125.336	124.599	1.164	1.401
1.5	1.5	0.594	126.000	125.500	124.599	124.005	1.401	1.495
1.5	1.5	0.784	125.500	125.000	124.005	123.221	1.495	1.779
1	0.95	0.245	130.000	129.500	128.5	128.255	1.5	1.245
1.1	1.05	0.139	129.500	129.000	128.155	128.016	1.345	0.984
1.3	1.3	0.568	129.000	128.500	127.766	127.198	1.234	1.302
1.2	1.4	0.488	128.500	127.700	126.948	126.460	1.552	1.240
2	1.9	1.169	127.700	127.100	126.46	125.291	1.240	1.809
1.9	2	0.634	127.100	126.500	125.251	124.617	1.849	1.883
2.3	2	0.647	126.500	126.000	124.617	123.970	1.883	2.030
1.4	1.7	0.571	126.000	125.500	123.81	123.239	2.190	2.261
1.6	1.8	0.720	125.500	125.000	123.239	122.519	2.261	2.481
0.75	0.75	0.229	130.000	129.600	128.5	128.271	1.5	1.329
0.8	0.8	0.350	129.600	129.300	128.271	127.921	1.329	1.379
0.75	0.75	0.281	129.300	128.900	127.921	127.640	1.379	1.260
0.75	0.75	0.279	128.900	128.500	127.64	127.361	1.260	1.139
1.3	1	0.398	128.500	128.100	127.341	126.943	1.159	1.157
1	0.95	0.403	128.100	127.700	126.843	126.440	1.257	1.260
1.3	1.1	0.425	127.700	127.300	126.44	126.015	1.260	1.285
1.1	1.08	0.312	127.300	126.900	125.915	125.603	1.385	1.297
1.4	1.2	0.570	126.900	126.200	125.603	125.033	1.297	1.167
1.6	1.3	0.516	126.200	125.800	125.033	124.517	1.167	1.283
1.3	0.75	0.453	130.500	130.000	129	128.547	1.5	1.453
0.75	0.75	0.233	130.000	129.500	128.267	128.034	1.733	1.466
1.1	1	0.531	129.500	129.000	127.914	127.383	1.586	1.617
1.3	1.1	0.458	129.000	128.500	127.383	126.925	1.617	1.575
1.4	1.15	0.391	128.500	128.000	126.925	126.534	1.575	1.466
1	1.05	0.318	128.000	127.500	126.434	126.116	1.566	1.384
1.2	1.1	0.325	127.500	127.000	126.116	125.791	1.384	1.209
1.5	1.25	0.425	127.000	126.500	125.791	125.366	1.209	1.134
1	1.1	0.394	126.500	126.000	125.216	124.822	1.284	1.178
1.2	1.2	0.494	126.000	125.500	124.772	124.278	1.228	1.222
0.75	0.75	0.183	129.500	129.000	126	125.817	3.5	3.183
1	0.95	0.276	129.000	128.500	125.697	125.421	3.303	3.079
1.1	1	0.373	128.500	128.000	125.421	125.048	3.079	2.952

1.3	1.1	0.449	128.000	127.500	124.998	124.549	3.002	2.951
0.9	1	0.313	127.500	127.000	124.499	124.186	3.001	2.814
1.2	1.1	0.285	127.000	126.500	124.186	123.901	2.814	2.599
1.4	1.2	0.874	126.500	126.000	123.541	122.667	2.959	3.333
1.4	1.2	0.562	126.000	125.500	122.667	122.105	3.333	3.395
1.3	1.4	0.637	125.500	125.000	121.705	121.068	3.795	3.932
1.5	0.75	0.573	130.000	129.500	128.5	127.927	1.5	1.573
1	0.75	0.272	129.500	129.000	127.727	127.455	1.773	1.545
1.2	0.9	0.613	129.000	128.500	127.355	126.742	1.645	1.758
0.9	0.9	0.316	128.500	128.000	126.642	126.326	1.858	1.674
1	0.9	0.274	128.000	127.400	126.326	126.053	1.674	1.348
0.9	0.9	0.296	127.400	126.500	125.953	125.657	1.447	0.843
1	0.95	0.565	126.500	126.000	125.657	125.092	0.843	0.908
1	0.95	0.442	126.000	125.500	125.092	124.650	0.908	0.850
1	1.05	0.306	125.500	125.000	124.55	124.244	0.950	0.756

附表8

管段编号	管长L(m)	汇水面积 A	管内雨水流行时间		集水时间 t	径流量q ₀	设计流量 Q (L/s)	管径 D(mm)
			t ₂	L/v				
57~58	169.13	20	0	2.56	10.00	74.64	848.70	1000
58~59	174.6	24.5	2.56	2.65	15.12	62.83	875.07	1000
59~60	131.29	44.5	5.21	2.19	20.42	54.38	1375.72	1250
60~61	239.08	49.3	7.4	3.98	24.80	49.14	1377.31	1250
61~62	348.44	74.8	11.38	4.84	32.76	42.09	1789.89	1350
62~63	245.39	83.8	16.22	3.41	42.44	36.11	1720.41	1350
63~64	312.47	108.6	19.63	4.34	49.26	32.95	2034.19	1450
64~69	293.82	118.9	23.97	4.08	57.94	29.74	2010.24	1450
65~66	363.76	22	0	6.06	10.00	74.64	933.57	1050
66~67	345.95	34.3	6.06	5.24	22.12	52.20	1017.83	1100
67~68	371.32	49.1	11.3	5.16	32.60	42.21	1178.23	1100
68~69	235.28	58.4	16.46	3.27	42.92	35.87	1190.78	1100
69~113	675.25	187.6	28.05	9.38	66.10	27.32	2913.38	1800
70~77	423.55	10	0	8.82	10.00	74.64	424.35	800
71~72	240.45	19.3	8.82	4.01	27.64	46.33	508.29	800
72~73	170.55	29.6	12.83	2.71	35.66	40.07	674.23	900
73~74	192.6	39.6	15.54	3.21	41.08	36.83	829.17	1050
74~75	186.98	48.9	18.75	3.12	47.50	33.70	936.89	1100
75~76	190.36	59.2	21.87	3.02	53.74	31.20	1049.92	1100
76~77	387.66	66.7	24.89	5.87	59.78	29.15	1105.34	1100
77~91	753.28	111.2	30.76	11.41	71.52	25.95	1640.19	1350
78~79	218.5	14.8	0	3.64	10.00	74.64	628.04	900
79~80	190.8	19.3	3.64	3.18	17.28	59.03	647.73	900
80~81	269.35	29.6	6.82	4.49	23.64	50.41	848.31	1050
81~82	258.69	35.1	11.31	4.31	32.62	42.20	841.98	1050
82~83	150.71	44.1	15.62	2.51	41.24	36.75	921.23	1100
83~89	253.38	50.9	18.13	4.02	46.26	34.26	991.28	1100
84~85	182.25	19.3	0	3.04	10.00	74.64	819.00	1050
85~86	267.55	36.4	3.04	4.46	16.08	61.07	1263.81	1250
86~87	274.64	51.9	7.5	4.36	25.00	48.93	1443.71	1250
87~88	243.63	56.7	11.86	3.87	33.72	41.40	1334.33	1250
88~89	129.68	61.5	15.73	2.16	41.46	36.63	1280.59	1250
89~90	251.95	71.8	17.89	4.00	45.78	34.48	1407.33	1250
90~91	274.99	81.8	21.89	4.36	53.78	31.18	1450.05	1250
91~114	640.67	193	42.17	7.63	94.34	21.57	2366.59	1500
92~93	136.14	10	0	2.84	10.00	74.64	424.35	800
93~94	165.06	19.3	2.84	2.50	15.68	61.79	677.96	900
94~95	101.92	29.6	5.34	1.89	20.68	54.03	909.24	1100
95~96	301.04	36.1	7.23	4.78	24.46	49.51	1016.01	1100
96~97	195.18	46.4	12.01	2.96	34.02	41.18	1086.34	1100
97~98	107.38	52.9	14.97	1.63	39.94	37.46	1126.58	1100
98~99	294.05	63.2	16.6	4.90	43.20	35.72	1283.56	1250
99~111	525.66	72.5	21.5	8.76	53.00	31.47	1297.10	1250
100~101	89.11	4	0	1.65	10.00	74.64	169.74	500
101~102	156.31	10.8	1.65	3.26	13.30	66.50	408.29	800
102~103	130.37	21.1	4.91	2.07	19.82	55.20	662.17	900
103~104	151.37	31.1	6.98	2.40	23.96	50.05	884.97	1050
104~105	115.94	37.6	9.38	1.84	28.76	45.32	968.65	1100
105~106	132.68	42.4	11.22	2.11	32.44	42.33	1020.33	1100
106~107	164.33	52.7	13.33	2.38	36.66	39.42	1181.04	1100

107~108	275.5	59.2	15.71	3.83	41.42	36.65	1233.42	1100
108~109	171.52	69.5	19.54	2.72	49.08	33.02	1304.78	1250
109~110	96.89	74	22.26	1.54	54.52	30.91	1300.49	1250
110~111	192.71	79.5	23.8	2.92	57.60	29.85	1349.16	1250
111~115	403.35	166.8	30.26	4.80	70.52	26.19	2483.12	1500

水力坡度 S(‰)	流速 v(m/s)	坡降 S•L(m)	设计地面标高(m)		设计管内底标高(m)		埋深(m)	
			起点	终点	起点	终点	起点	终点
1.3	1.1	0.220	129.500	129.000	128	127.780	1.500	1.220
1.4	1.1	0.244	129.000	128.400	127.78	127.536	1.220	0.864
0.8	1	0.105	128.400	128.200	127.386	127.281	1.014	0.919
0.9	1	0.215	128.200	127.800	127.281	127.066	0.919	0.734
1.1	1.2	0.383	127.800	127.500	126.966	126.583	0.834	0.917
1.1	1.2	0.270	127.500	127.000	126.583	126.313	0.917	0.687
0.9	1.2	0.281	127.000	126.800	126.213	125.932	0.787	0.868
0.9	1.2	0.264	126.800	126.500	125.932	125.668	0.868	0.832
1.3	1	0.473	128.000	127.700	126.5	126.027	1.500	1.673
1.2	1.1	0.415	127.700	127.300	125.977	125.562	1.723	1.738
1.4	1.2	0.520	127.300	126.800	125.562	125.042	1.738	1.758
1.4	1.2	0.329	126.800	126.500	125.042	124.713	1.758	1.787
0.7	1.2	0.473	126.500	125.800	124.013	123.540	2.487	2.260
0.9	0.8	0.381	126.600	126.400	125.1	124.719	1.500	1.681
1.5	1	0.361	129.000	128.600	127.5	127.139	1.500	1.461
1.3	1.05	0.222	128.600	128.200	127.039	126.817	1.561	1.383
1	1	0.193	128.200	127.800	126.667	126.474	1.533	1.326
0.9	1	0.168	127.800	127.300	126.424	126.256	1.376	1.044
1.1	1.05	0.209	127.300	126.800	126.256	126.047	1.044	0.753
1.1	1.1	0.426	126.800	126.400	126.047	125.621	0.753	0.779
0.9	1.1	0.678	126.400	126.200	125.371	124.693	1.029	1.507
1.3	1	0.284	129.000	128.600	127.5	127.216	1.500	1.384
1.3	1	0.248	128.600	128.500	127.216	126.968	1.384	1.532
1	1	0.269	128.500	128.000	126.818	126.549	1.682	1.451
1	1	0.259	128.000	127.600	126.549	126.290	1.451	1.310
0.9	1	0.136	127.600	127.300	126.24	126.104	1.360	1.196
1	1.05	0.253	127.300	127.100	126.104	125.851	1.196	1.249
1	1	0.182	129.000	128.600	127.8	127.618	1.2	0.982
0.8	1	0.214	128.600	128.200	127.418	127.204	1.182	0.996
1	1.05	0.275	128.200	127.800	127.204	126.929	0.996	0.871
1	1.05	0.244	127.800	127.400	126.929	126.685	0.871	0.715
0.8	1	0.104	127.400	127.100	126.685	126.581	0.715	0.519
1	1.05	0.252	127.100	126.900	126.581	126.329	0.519	0.571
1	1.05	0.275	126.900	126.700	126.329	126.054	0.571	0.646
1.3	1.4	0.833	126.700	126.100	125.804	124.971	0.896	1.129
0.9	0.8	0.123	129.000	128.500	127.5	127.377	1.500	1.123
1.5	1.1	0.248	128.500	128.000	127.277	127.029	1.223	0.971
0.8	0.9	0.082	128.000	127.800	126.829	126.747	1.171	1.053
1.1	1.05	0.331	127.800	127.500	126.747	126.416	1.053	1.084
1.1	1.1	0.215	127.500	127.200	126.416	126.201	1.084	0.999
1.1	1.1	0.118	127.200	126.900	126.201	126.083	0.999	0.817
0.8	1	0.235	126.900	126.600	125.933	125.698	0.967	0.902
0.8	1	0.421	126.600	126.200	125.698	125.277	0.902	0.923
2	0.9	0.178	129.500	129.200	126	125.822	3.500	3.378
0.9	0.8	0.141	129.200	128.800	125.522	125.381	3.678	3.419
1.3	1.05	0.169	128.800	128.600	125.281	125.112	3.519	3.488
1.1	1.05	0.167	128.600	128.300	124.962	124.795	3.638	3.505
1	1.05	0.116	128.300	128.000	124.745	124.629	3.555	3.371
1.1	1.05	0.146	128.000	127.500	124.629	124.483	3.371	3.017
1.3	1.15	0.214	127.500	127.300	124.483	124.269	3.017	3.031

1.4	1.2	0.386	127.300	127.100	124.269	123.883	3.031	3.217
0.8	1.05	0.137	127.100	126.600	123.733	123.596	3.367	3.004
0.8	1.05	0.078	126.600	126.400	123.596	123.518	3.004	2.882
1	1.1	0.193	126.400	126.200	123.518	123.325	2.882	2.875
1.3	1.4	0.524	126.200	125.800	123.075	122.551	3.125	3.249



图例

DN600-490-2.8

管径-管长(米)-坡度

居民小区
居民小区编号
污水汇流箭头

等高线数值
等高线

污水管线节点标号
污水管线
污水管线节点

铁路

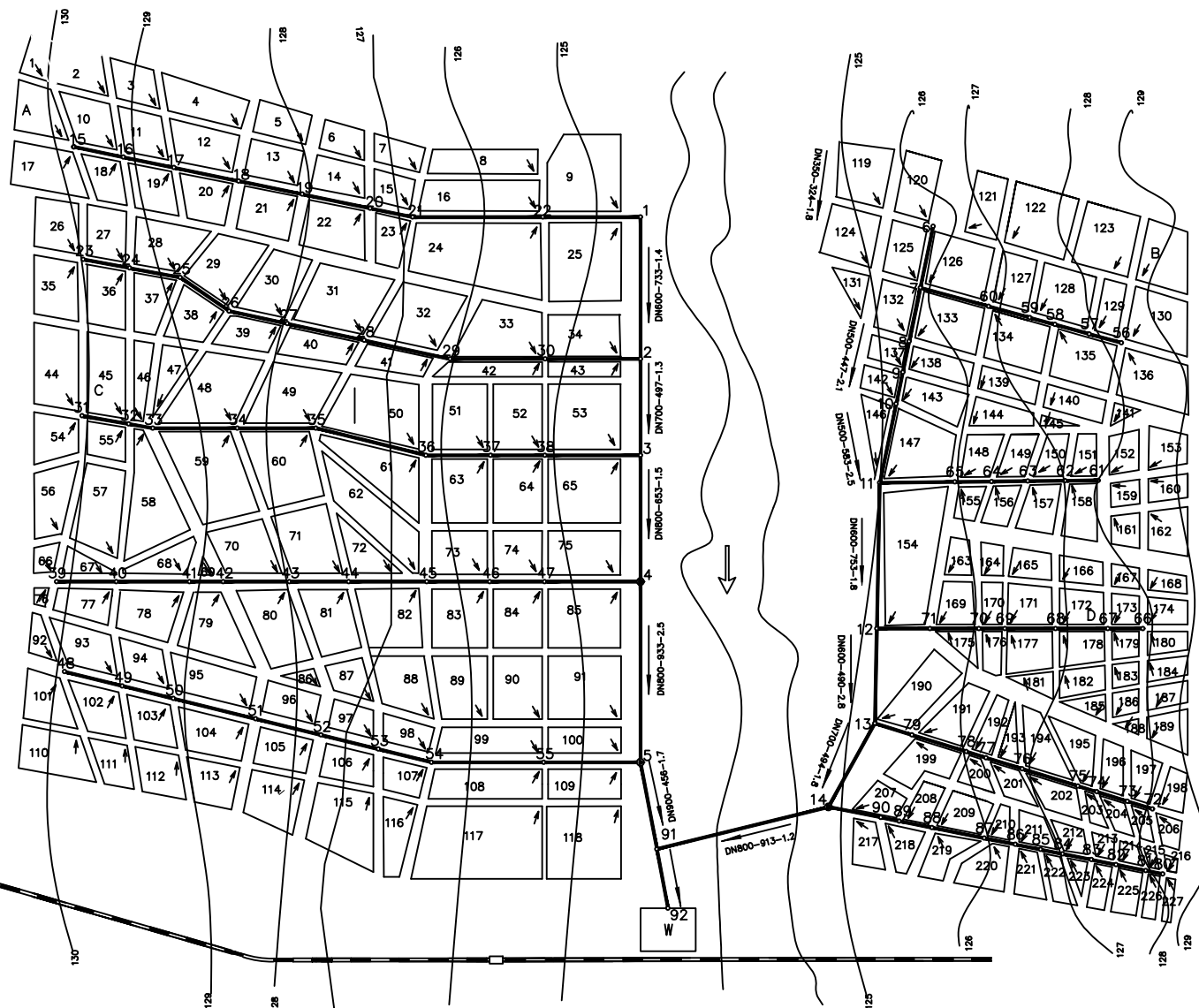
河岸
河流
河流流向

污水处理厂

污水中途提升泵站

A/B/C 工厂

D 公共建筑

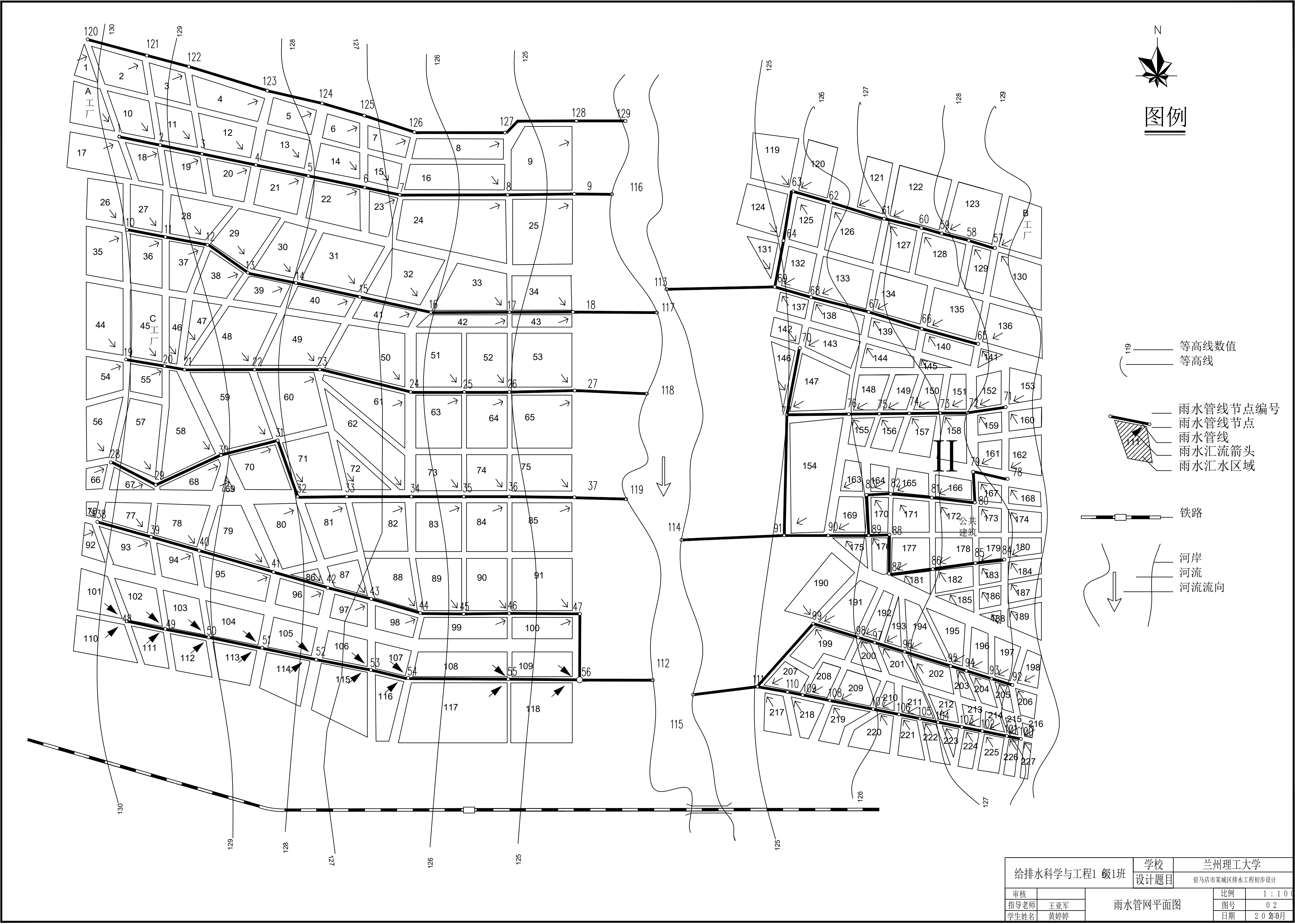


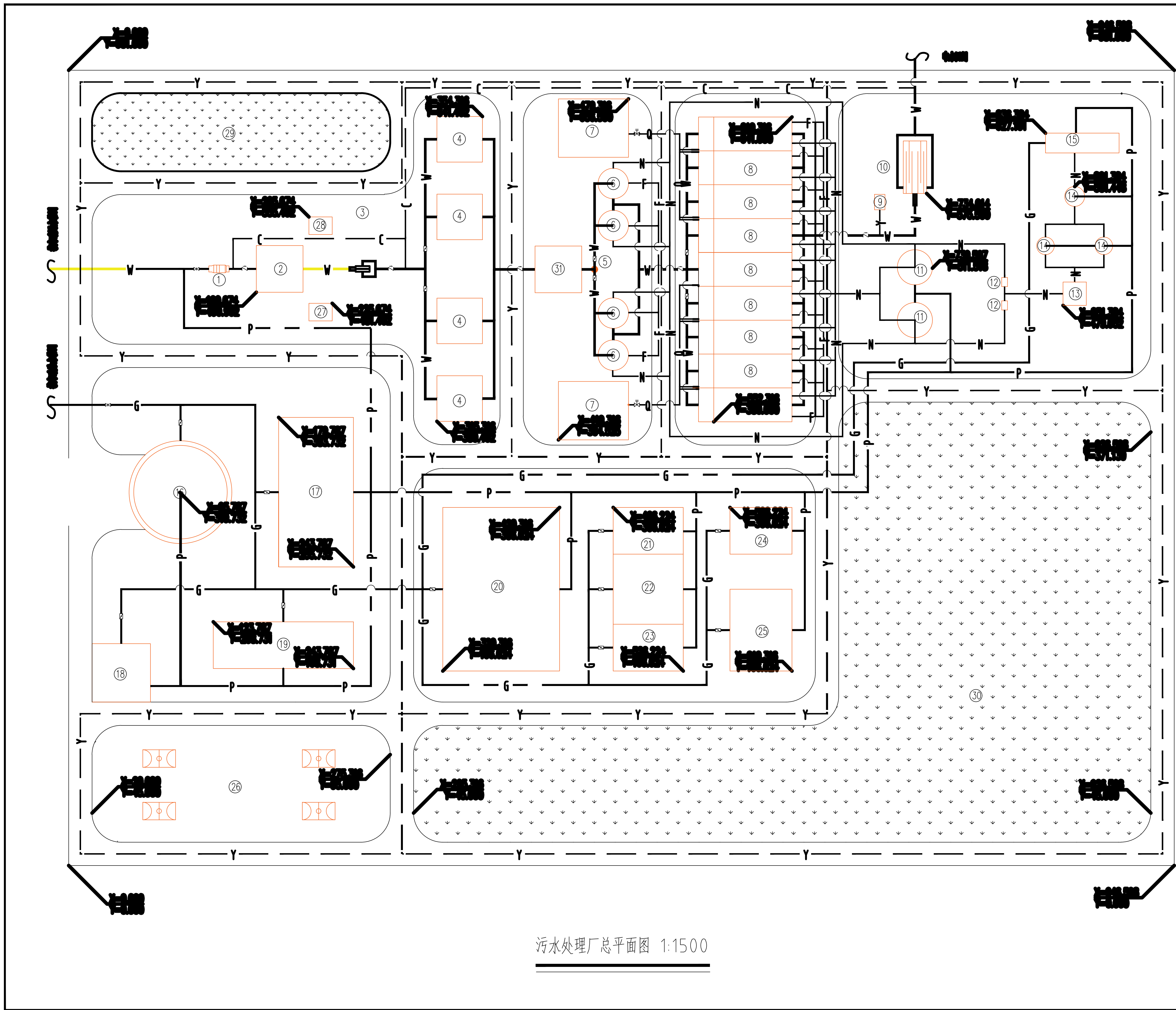
污水管网平面图 1:1000

给排水科学与工程1 概1班	学校	兰州理工大学
设计题目	驻马店市某城区排水工程设计	
审核	王重宝	比例
指导老师	王重宝	图号
设计姓名	黄晓峰	日期

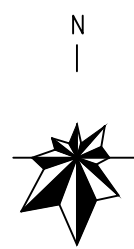
污水管网平面图

1:1000
0.1
2020年5月





污水处理厂总平面图 1:1500



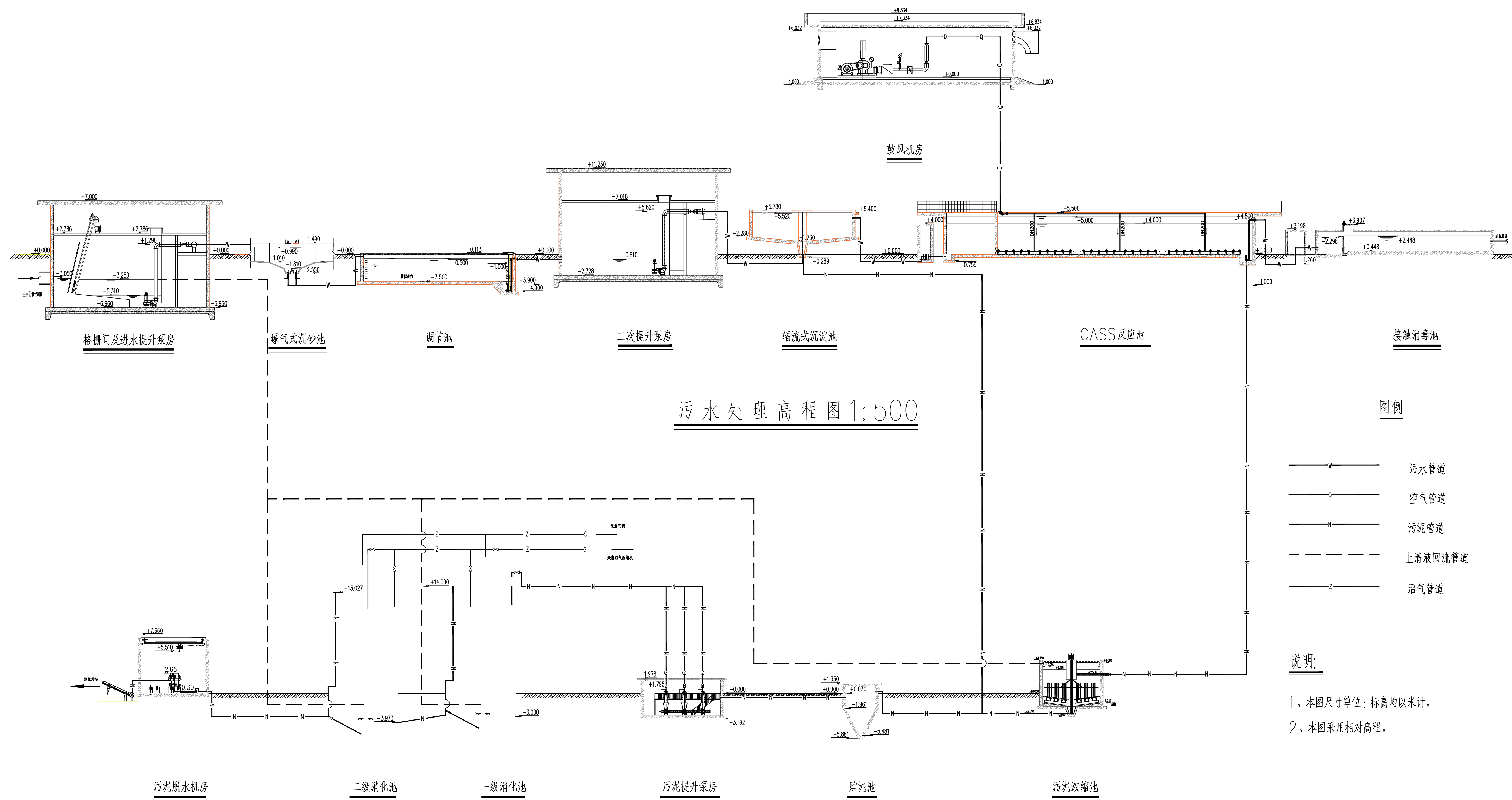
厂内构筑物一览表

序号	名称	规格(mm)	数量	单位
①	格栅	2500X1310	2	组
②	污水提升泵房	40000X40000	1	组
③	曝气式沉砂池	12000X2320	2	组
④	调节池	39000X39000	4	座
⑤	集配水井	DN1100	1	座
⑥	辐流式沉淀池	D=26000	4	组
⑦	鼓风机房	60000X50000	2	座
⑧	CASS池	80000X29000	9	组
⑨	加氧间	9000X132000	1	座
⑩	消毒接触池	10000×10000	2	组
⑪	重力浓缩池	D=15000	2	组
⑫	贮泥池	7810X5000	2	组
⑬	污泥泵房	20000X20000	1	座
⑭	消化池	D=17000	3	座
⑮	脱水机房	63040X17000	1	座
⑯	喷泉	D=40000	1	座
⑰	综合楼	128000X64000	1	座
⑱	值班室	50000X50000	1	座
⑲	车库	120000X40000	1	个
⑳	实验楼	40000X100000	1	座
㉑	食堂	60000X40000	1	个
㉒	宿舍	60000X60000	1	座
㉓	浴室	60000X40000	1	座
㉔	锅炉房	53092X40000	1	个
㉕	仓库	70000X53092	1	个
㉖	篮球场	255316X100000	1	个
㉗	变电所	20000X15000	1	座
㉘	机修间	20000X15000	1	座
㉙	花坛	255316X66902	1	个
㉚	预留用地	133350m2	1	个
㉛	二次提升泵房	40000X40000	1	座

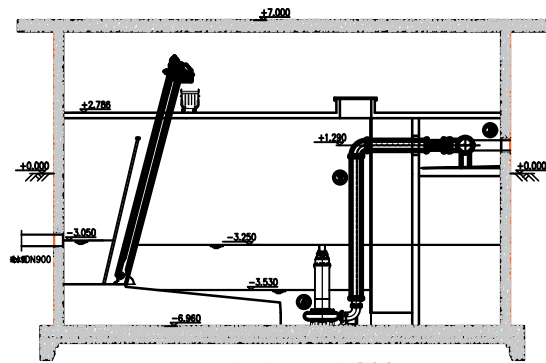
图例

建筑物	厂内道路
雨水口	污水管线
空气管线	加药管线
污泥管线	超越管线
雨水管线	给水管线
排水管线	放空管线

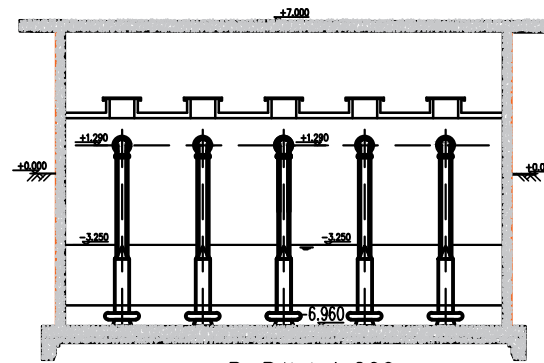
给排水科学与工程1 级1班	学校	兰州理工大学	
	设计题目	驻马店市某城区排水工程设计	
审核		比例	1 : 150
指导老师	王亚军	图号	04
学生姓名	黄婷婷	日期	20 年6月



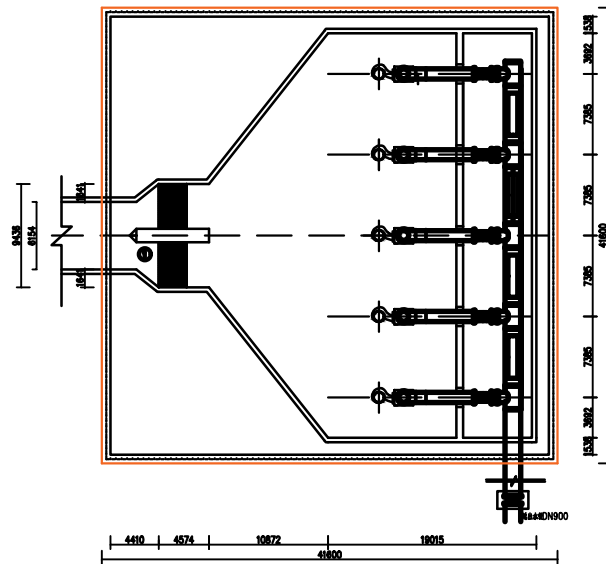
给排水科学与工程1 级1班		学校	兰州理工大学		
		设计题目	驻马店市某城区排水工程设计		
审核		污水处理厂高程图		比例	1 : 5 0 0
指导老师	王亚军			图号	0 5
学生姓名	黄婷婷			日期	2 0 年0月



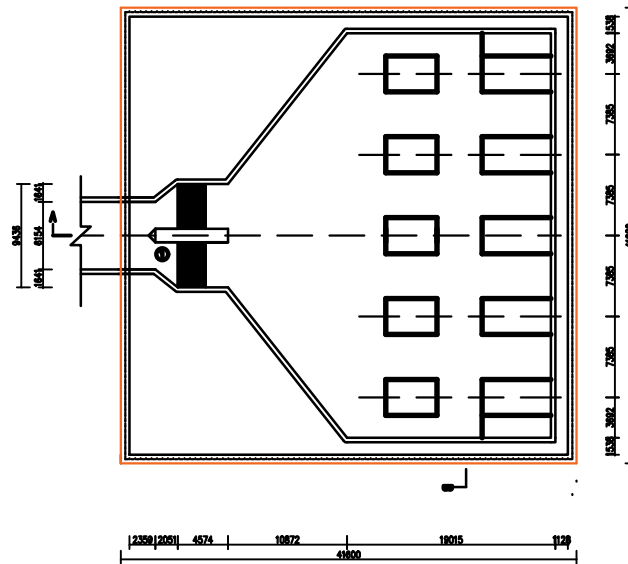
A-A 剖面图 1:200



B-B 剖面图 1:200



泵房平面图 1:200



泵房基础平面图 1:200

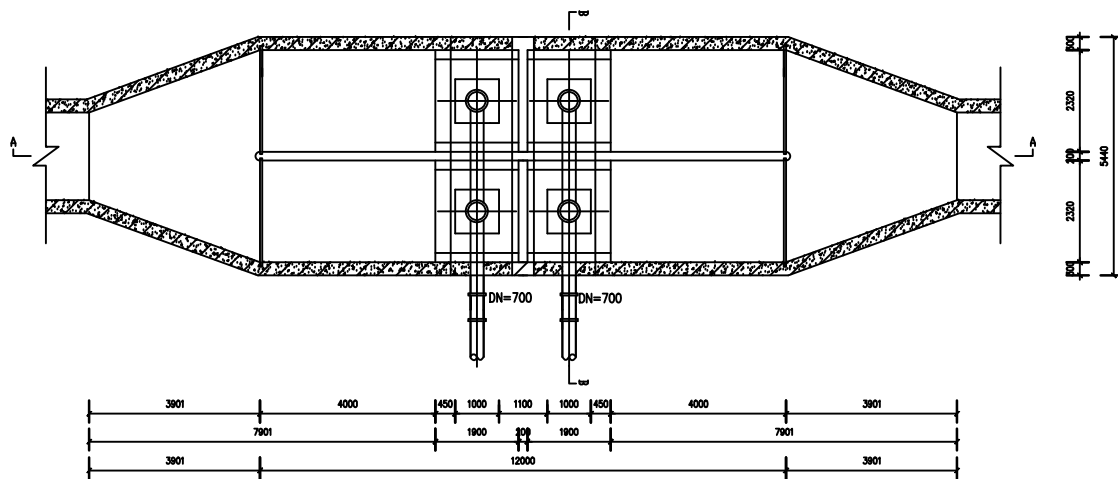
主要材料一览表

序号	名称	规格	材料
①	吸水管	DN500	铸铁
②	排水管	DN500	铸铁
③	进水管	DN900	铸铁
④	进水管壁厚	3000W900-15-55	

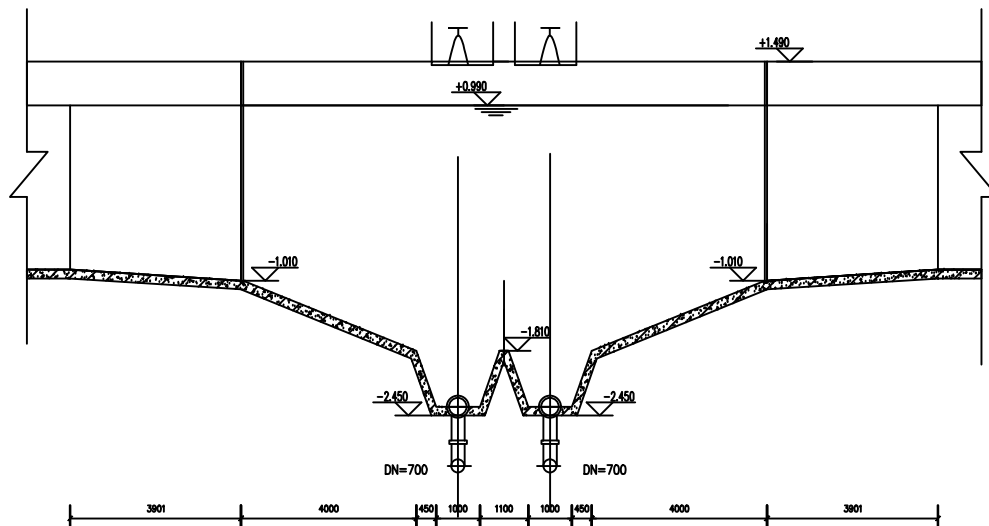
说明:

- 1 图中尺寸均以毫米计, 标高标注以米计;
- 2 水泵泵头之尺寸按实际标注为准;
- 3 图中管径按标准计。

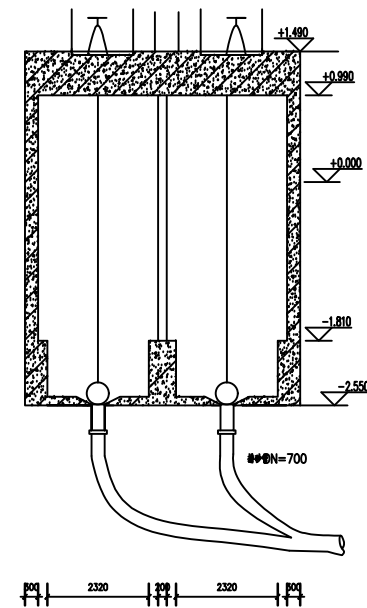
给排水科学与工程1 级1班		学校	兰州理工大学
设计题目		临马店市某城区排水工程设计	
审核	王重军	比例	1:200
指导老师	王重军	图号	0.6
学生姓名	黄晓峰	日期	2020年6月



沉砂池平面图 1:50



A-A剖面图 1:50



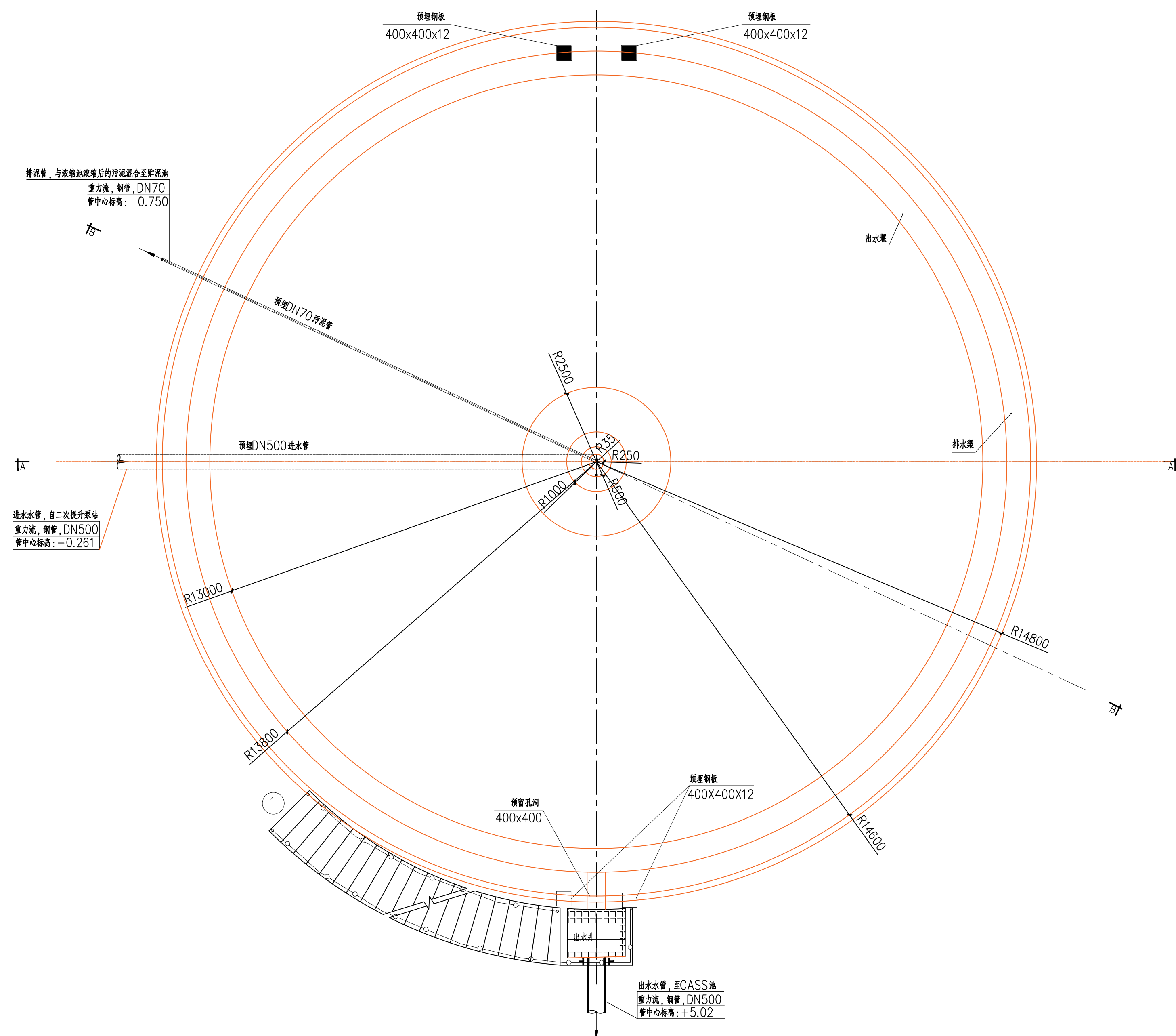
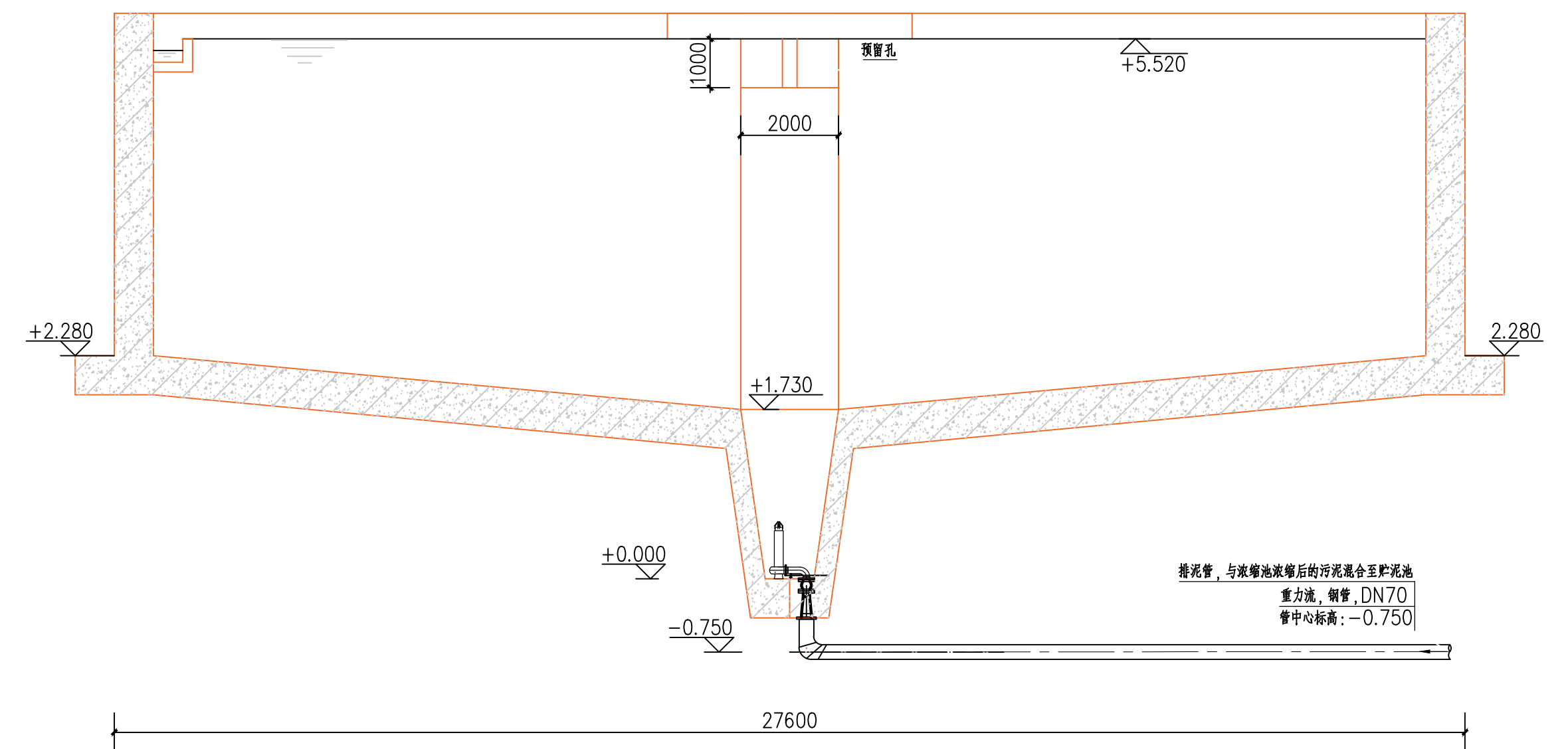
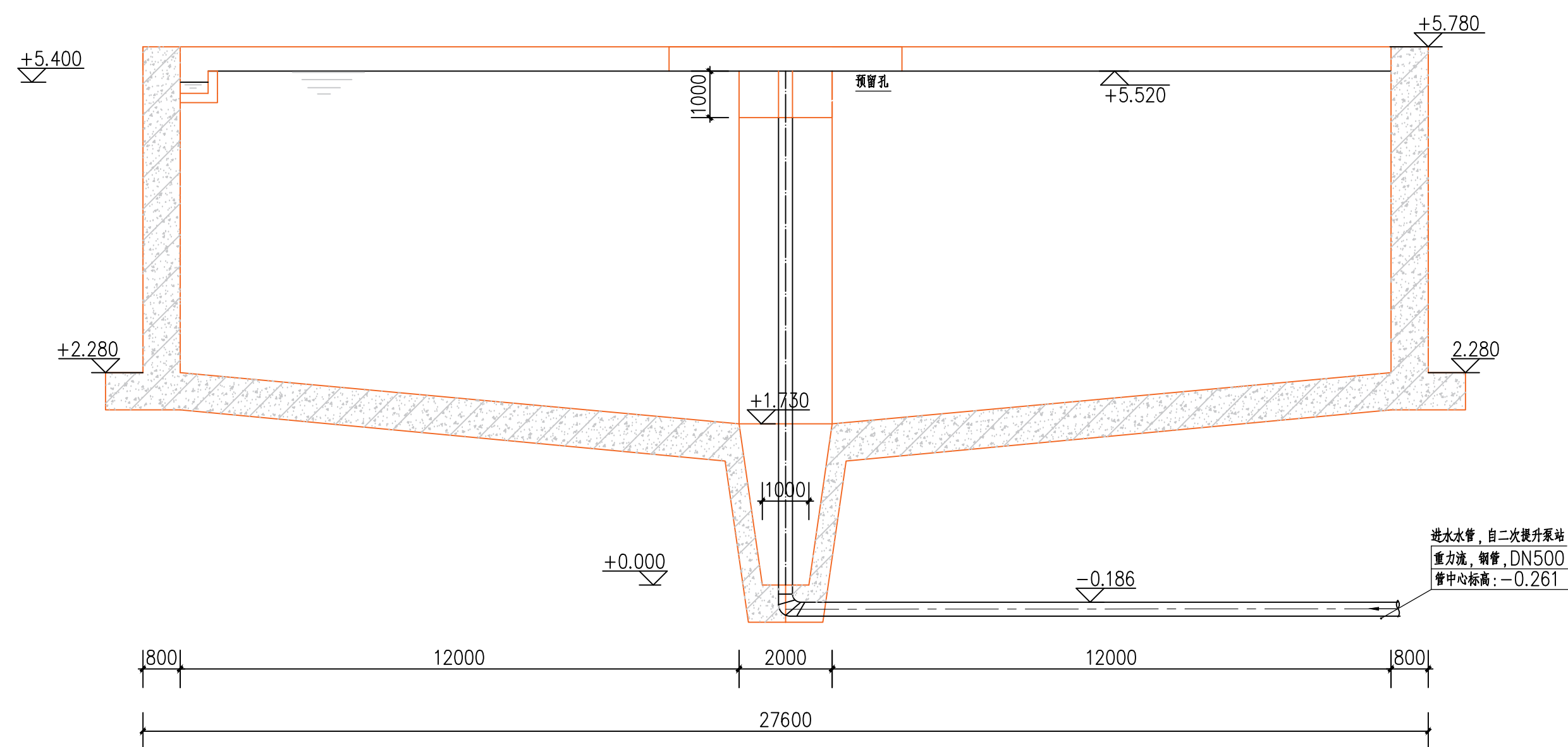
B-B剖面图 1:50

说明:

- 1、图中尺寸皆以毫米计,高程标注以米计;
- 2、未详尽之处请以实际情况为准;
- 3、图中管径以毫米计。

给排水科学与工程1 级1班		学校	兰州理工大学		
		设计题目	驻马店市某城区排水工程设计		
审核		曝气式沉砂池平面剖面图		比例	1 : 5 0
指导老师	王亚军			图号	0 7
学生姓名	黄懿婷			日期	2 0 年6月

曝气式沉砂池平面图



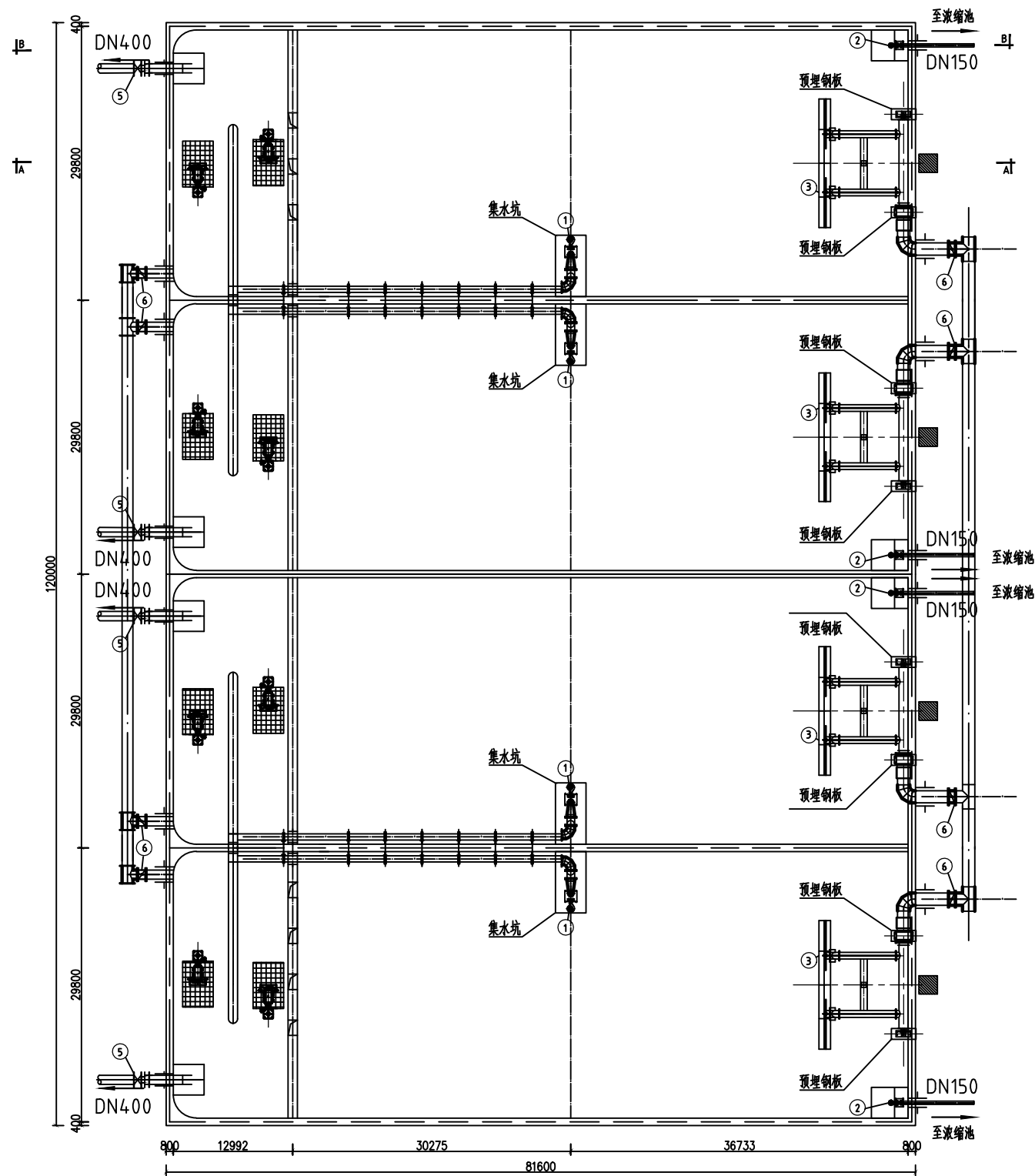
设备表

序号	设备名称	技术参数	单位	数量
①	全桥式中心传动刮泥机	B=16.0m, 0.75kW, 有效水深3.0m, 水下碳钢衬胶, 液面以上部分碳钢防腐	台	1

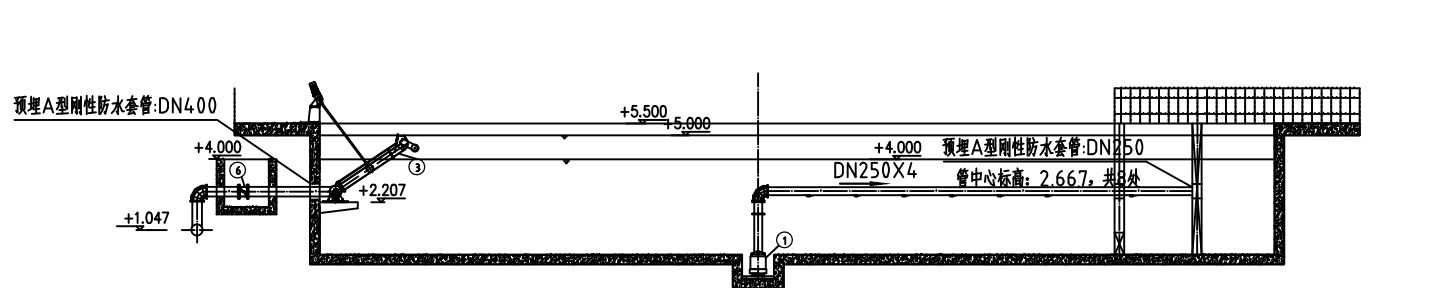
说明：

- 1、图中尺寸皆以毫米计, 高程标注以米计;
- 2、未详尽之处请以实际情况为准;
- 3、图中管径以毫米计。

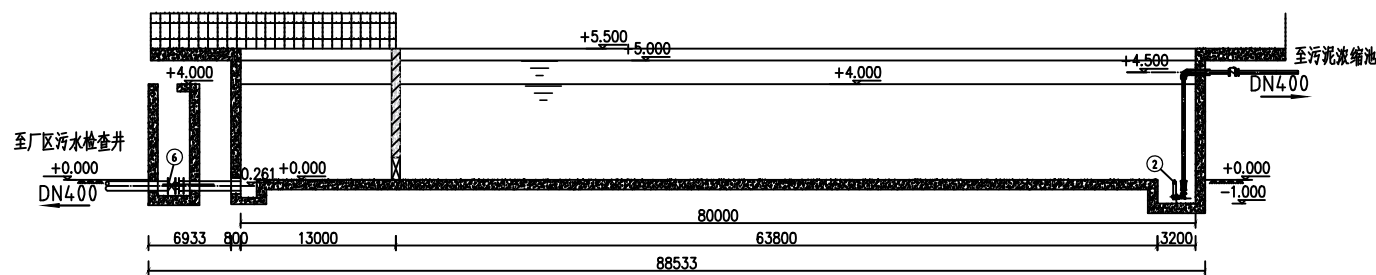
给排水科学与工程1 级1班		学校	兰州理工大学		
		设计题目	驻马店市某城区排水工程设计		
审核		辐流式沉淀池剖面图		比例	1 : 1 0 0
指导老师	王亚军			图号	0 8
学生姓名	黄婷婷			日期	2 0 2 年0月



CASS池平面图 1:300



A-A剖面图 1:300



B-B剖面图 1:300

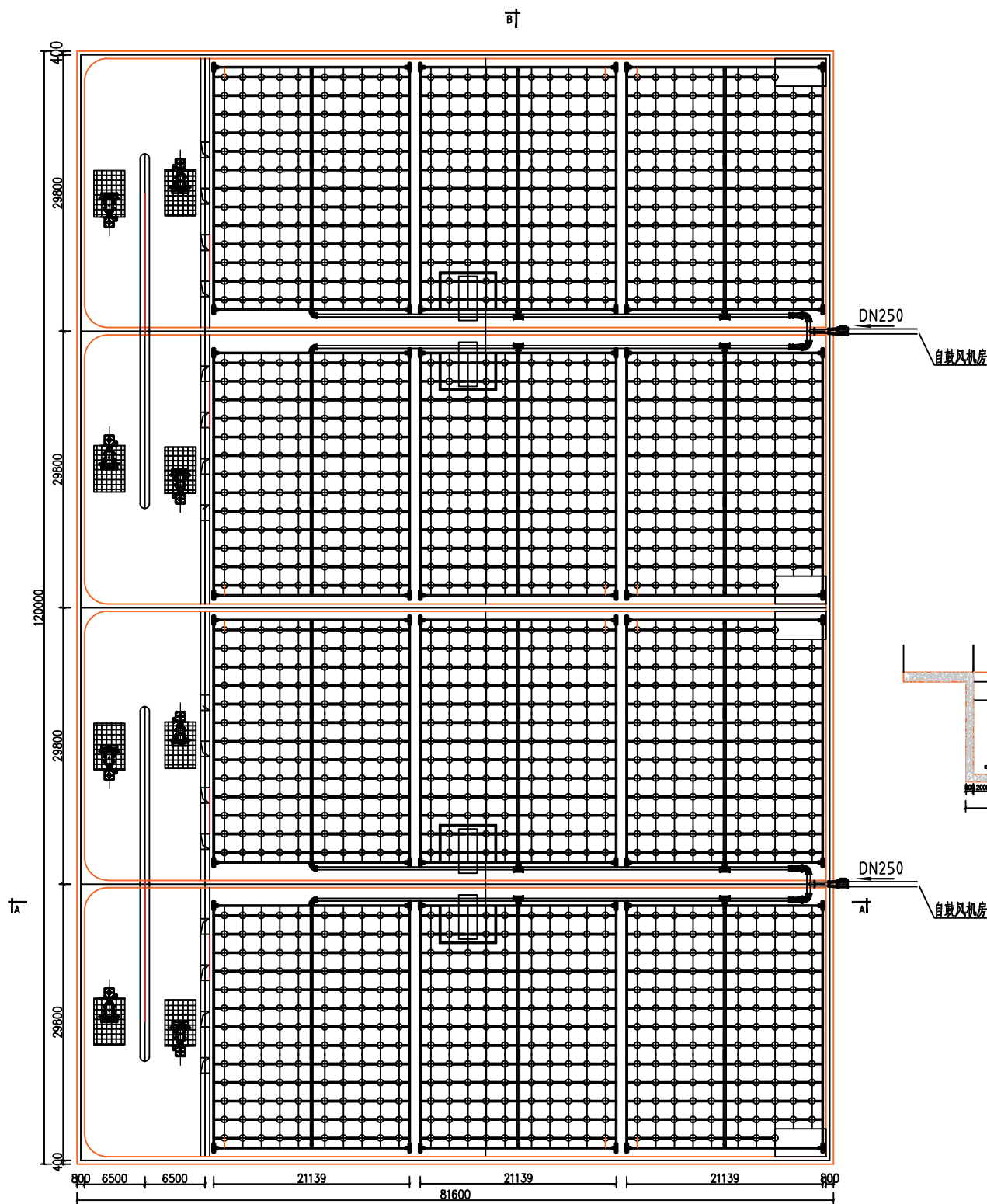
主要设备表

序号	设备材料名称	型号参数	材料	单位	数量
1	潜污泵	$Q = 800 \text{ m}^3/\text{h}$, $H = 6 \text{ m}$, $N = 7.5 \text{ kW}$	铸铁	台	4
2	泥浆泵	$Q = 3 \text{ m}^3/\text{h}$, $H = 8 \text{ m}$, $N = 2.2 \text{ kW}$	铸铁	台	4
3	旋转式滗水器	$Q = 800 \text{ m}^3/\text{h}$, $\Delta H = 1 \text{ m}$, 堰长4 m, $t = 0.5 \text{ h}$, 不锈钢75 k套	不锈钢	套	4
4	推流器	叶轮直径260 mm, 功率0.85 kW, 转速740 r/min	铸铁	台	8
5	曝气头	盆形曝气头 $\Phi 650 \text{ mm}$	ABS	个	1560
6	电磁阀	D043X-10Z DN400	铸铁	个	12

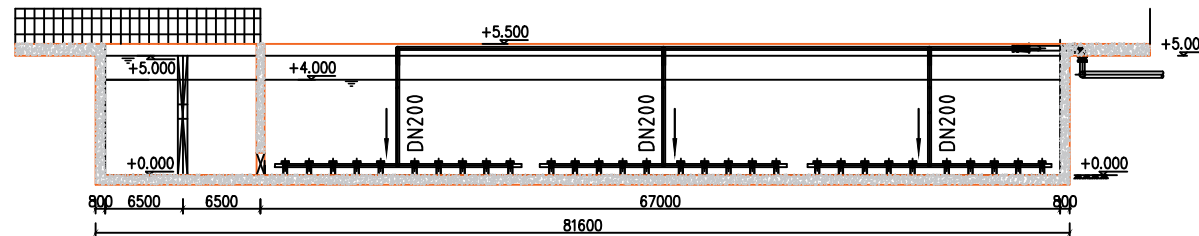
说明:

- 图中尺寸皆以毫米计, 高程标注以米计;
- 未详尽之处请以实际情况为准;
- 图中管径以毫米计。

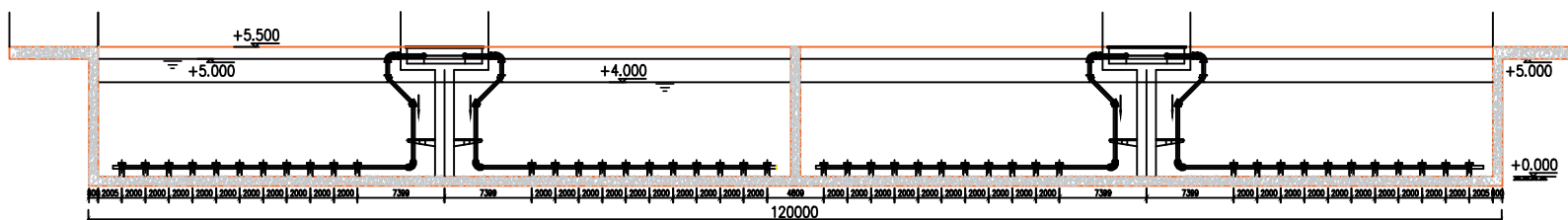
给排水科学与工程1 级1班		学校	兰州理工大学		
		设计题目	驻马店市某城区排水工程设计		
审核		C A 池剖面图		比例	1 : 3 0 0
指导老师	王亚军			图号	0 9
学生姓名	黄婷婷			日期	2 0 2 0年6月



C A S S 池空气管道平面图 1 : 3 0 0



A - A 剖面图 1 : 3 0 0

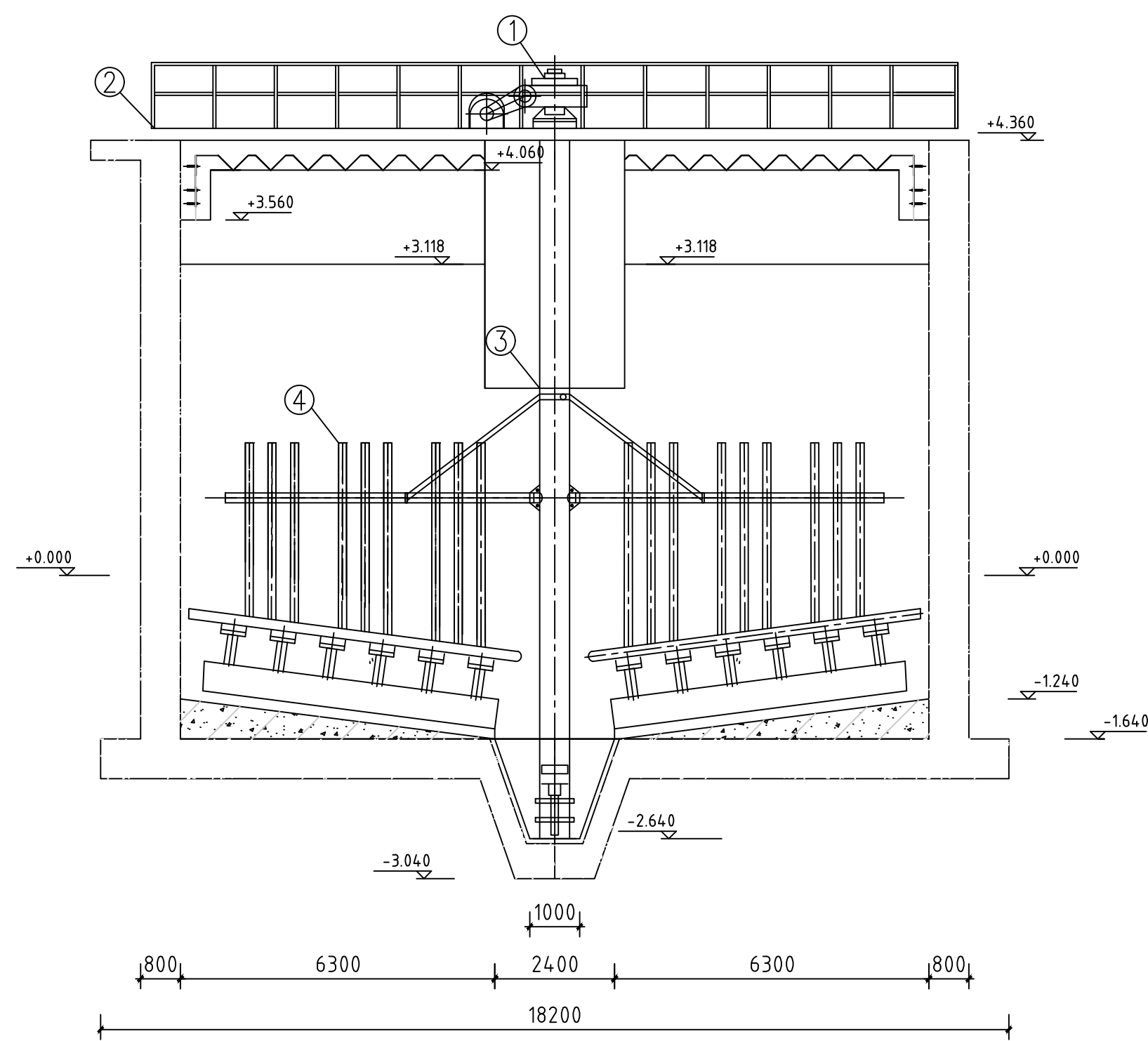


B - B 剖面图 1 : 3 0 0

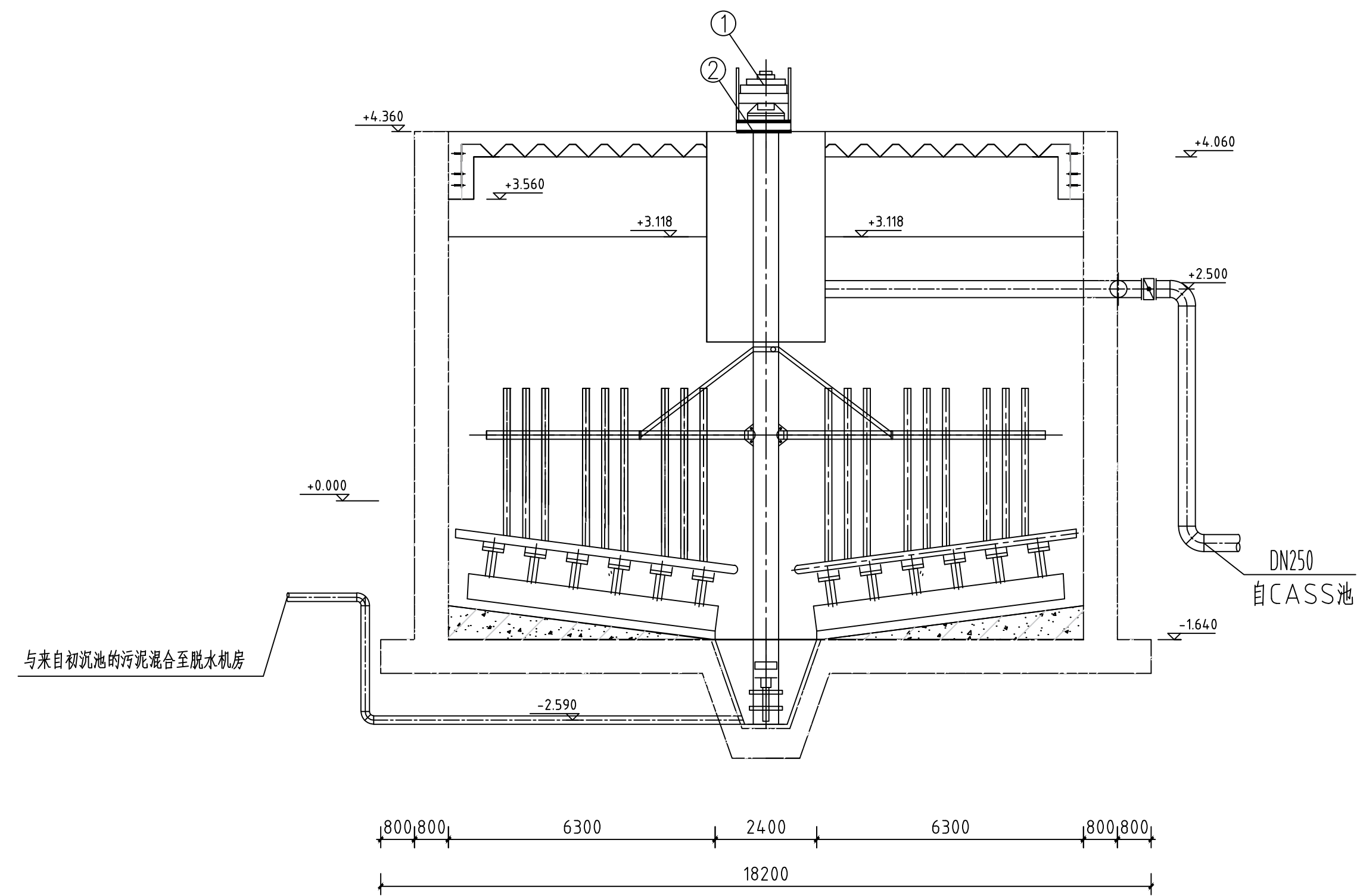
说明:

- 1 、图中尺寸皆以毫米计，高程标注以米计；
- 2 、未详尽之处请以实际情况为准；
- 3 、图中管径以毫米计。

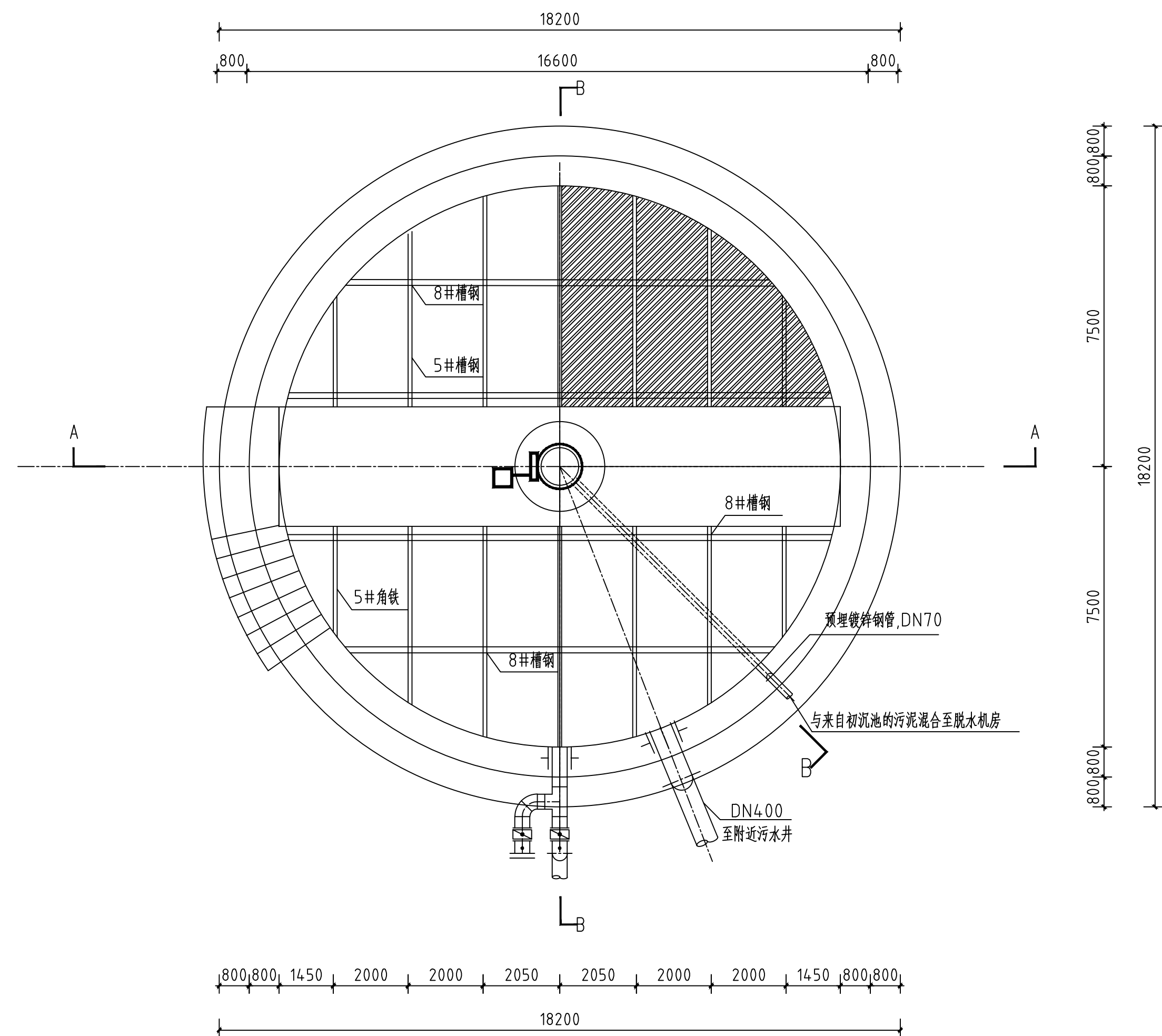
给排水科学与工程1 级1班		学校	兰州理工大学	
指导老师 王亚军		设计题目	驻马店市某城区排水工程设计	
审核		C A 池空气管道平剖面图		比例 1 : 3 0 0
学生姓名	黄婷婷	图号 1 0		日期 2 0 年6月



A-A 剖面图 1:100



B-B 剖面图 1:100



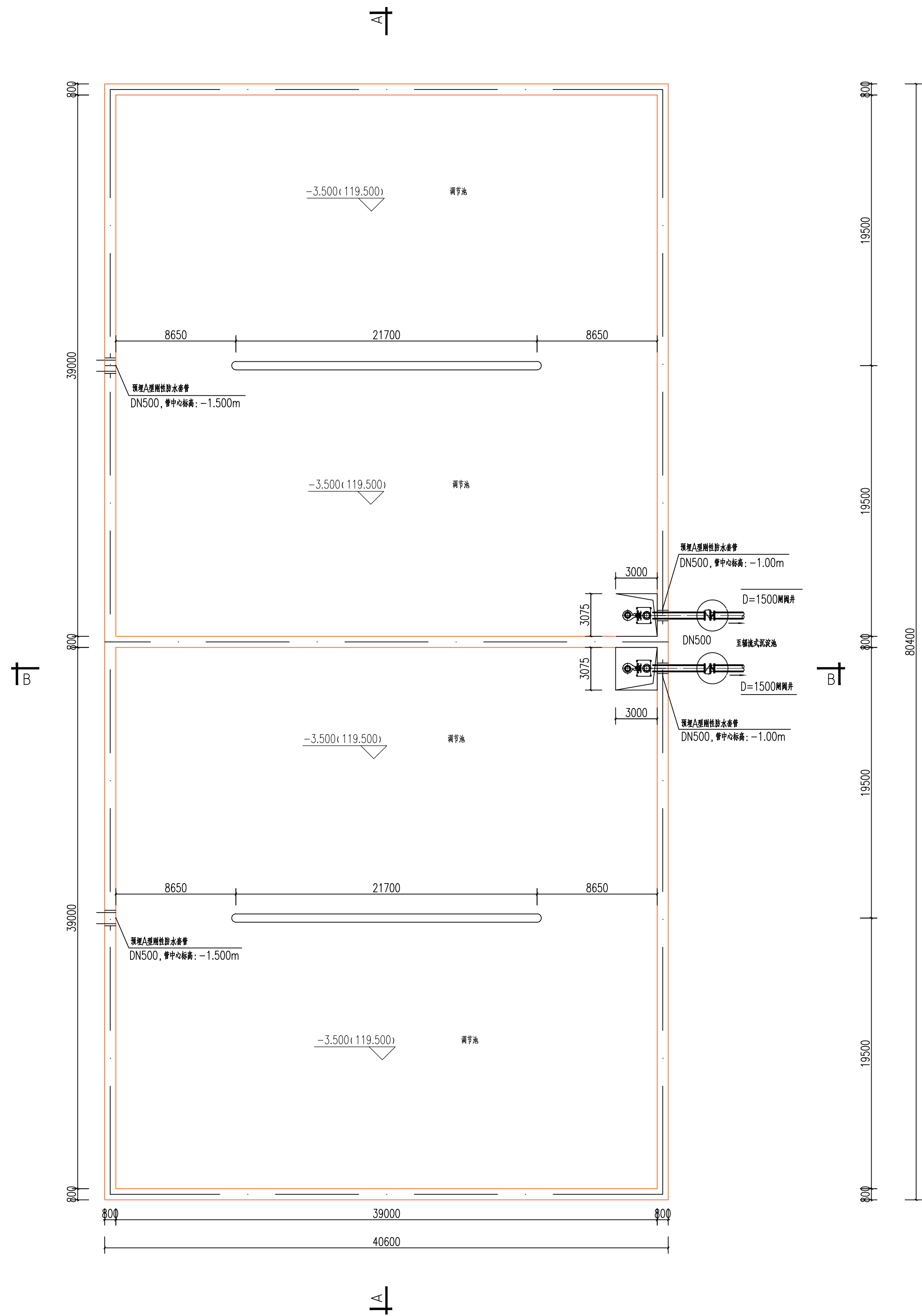
污泥浓缩池平面图 1: 100

设备一览表					
序号	名 称	规 格	材质	单位	数量
①	悬挂式中心传动刮泥机	型号:ZN-7, 池径14.00m, 功率P=1.1kW, 有效水深H=5.00m, i=1/3	组合	套	1
②	桥架	与悬挂式中心传动刮泥机配套	碳钢	台	1
③	稳流筒	与悬挂式中心传动刮泥机配套	碳钢	个	1
④	刮臂	与悬挂式中心传动刮泥机配套	304SS	个	1

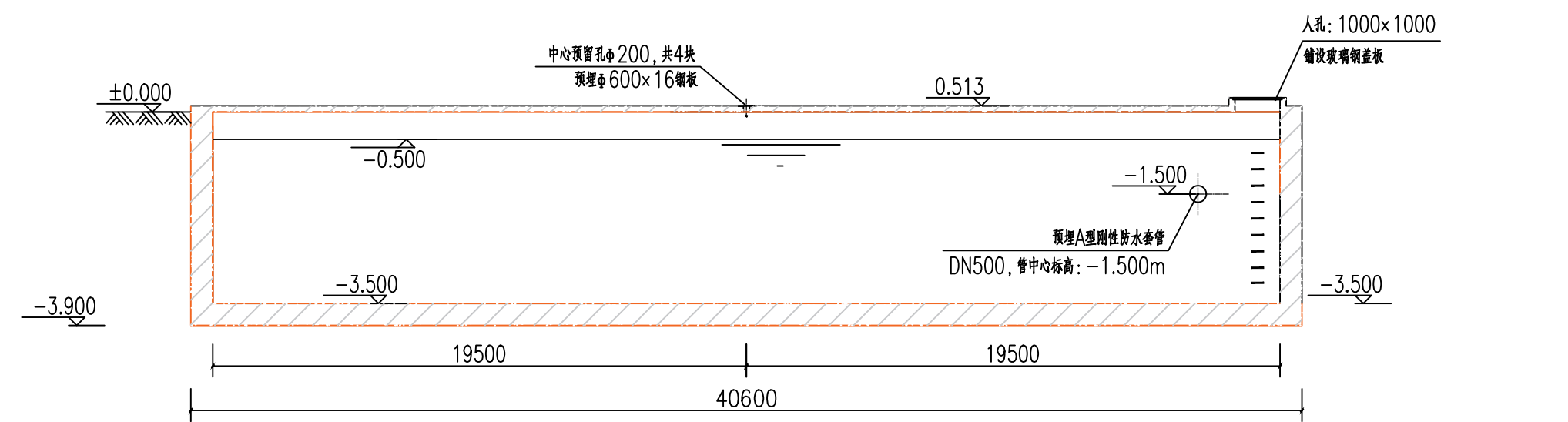
说明:

- 1、图中尺寸皆以毫米计, 高程标注以米计;
- 2、未详尽之处请以实际情况为准;
- 3、图中管径以毫米计。

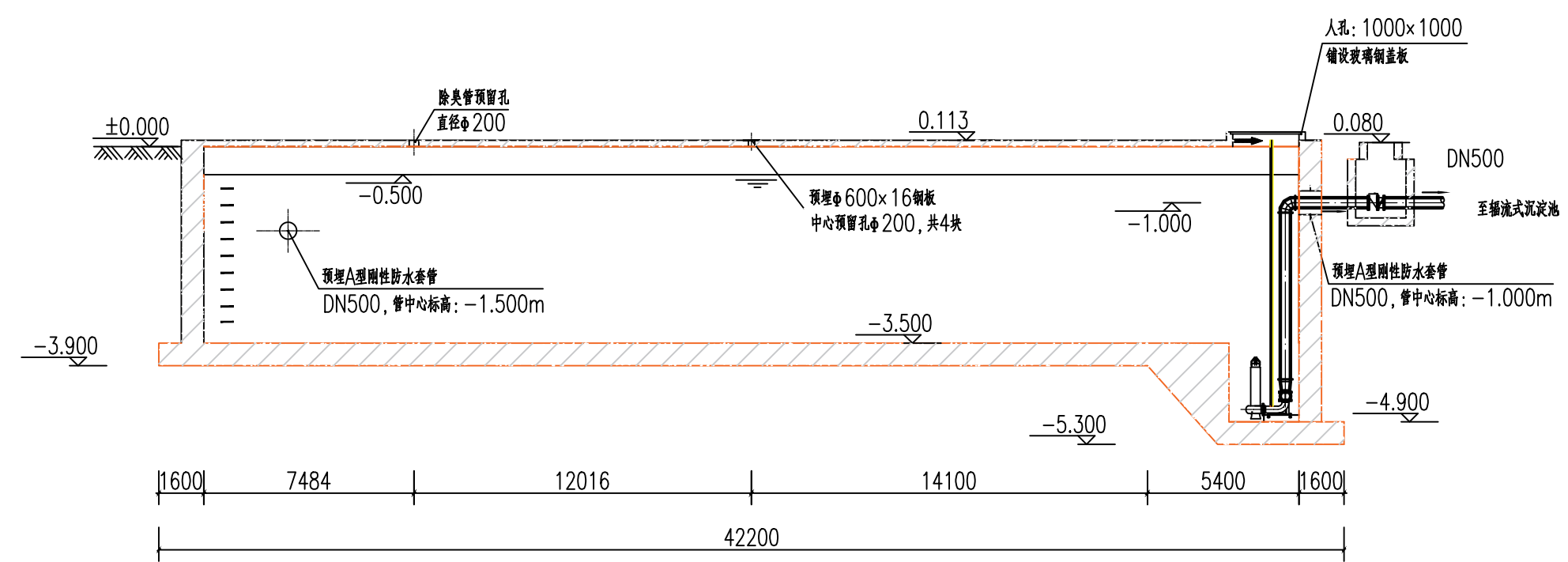
给排水科学与工程16级1班		学校	兰州理工大学	
指导老师		设计题目	驻马店市某城区排水工程设计	
审核	王亚军	污泥浓缩池平剖面图	比例	1:100
指导老师	黄婷婷		图号	11
学生姓名			日期	2020年5月



调节池平面图 1:200



A-A剖面图 1:200

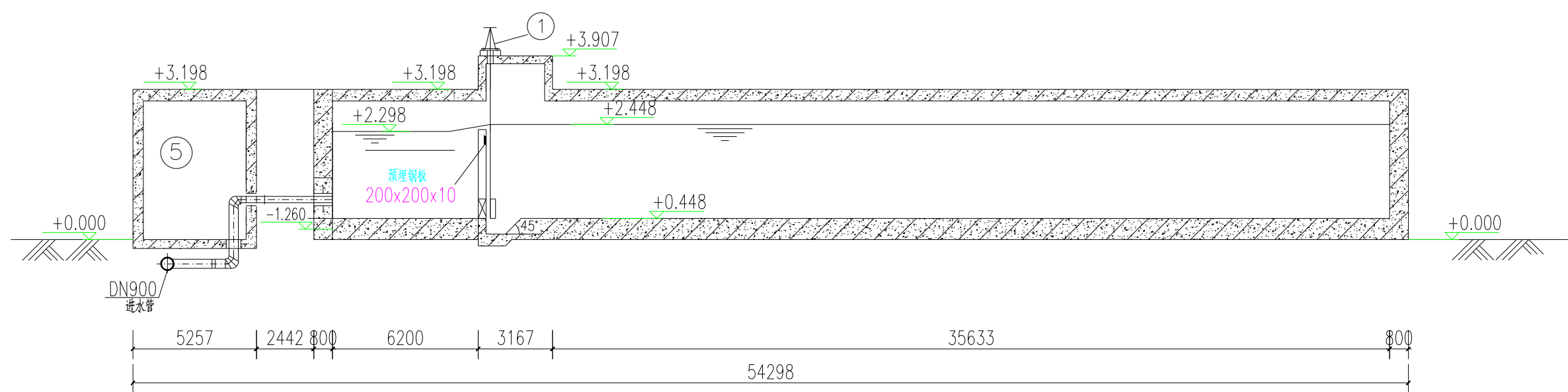


B-B剖面图 1:200

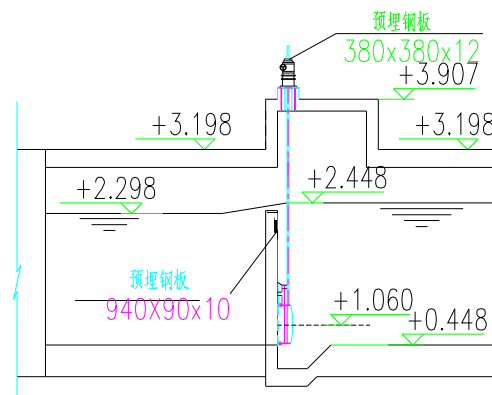
说明:

- 1、图中尺寸皆以毫米计, 高程标注以米计;
- 2、未详尽之处请以实际情况为准;
- 3、图中管径以毫米计。

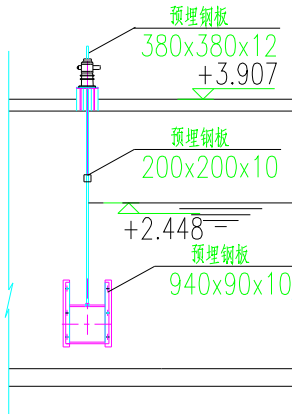
给排水科学与工程1 级1班		学校	兰州理工大学	
		设计题目	驻马店市某城区排水工程设计	
审核		调节池平剖面图	比例	1:200
指导老师	王亚军		图号	12
学生姓名	黄婷婷		日期	20年6月



A-A剖面图 1:200



提板闸大样图 1:200



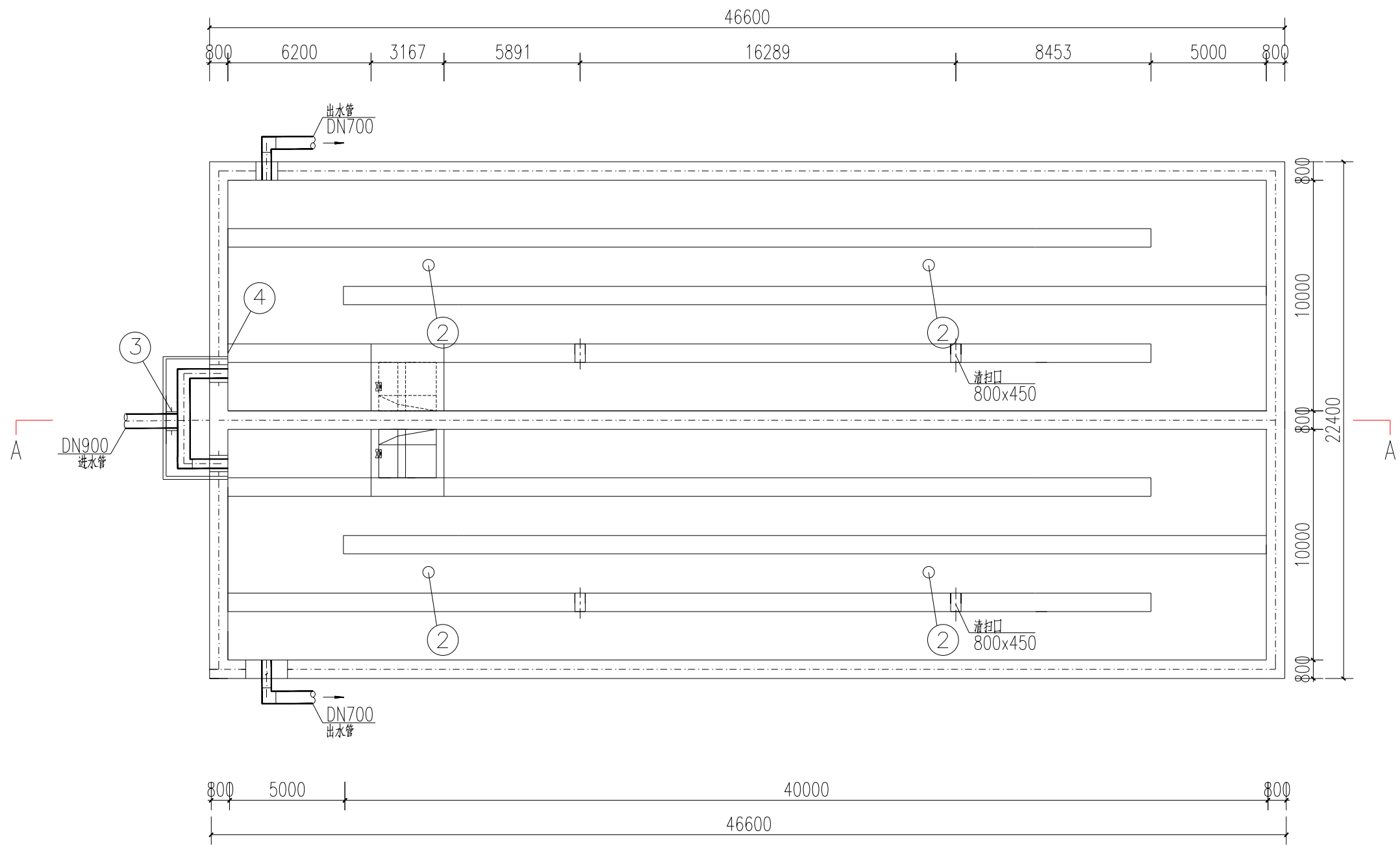
提板闸大样图 1:200

材料一览表

序号	名称	规格	单位	数量
①	手动提板闸及启闭机	0.5x0.5m 启闭力: t=1t	套	2
②	钢制通气管, 通风帽	DN250	套	4
③	IV 防水套管	DN900	套	2
④	IV 防水套管	DN700	套	4
⑤	异径管	DN900X700	根	2

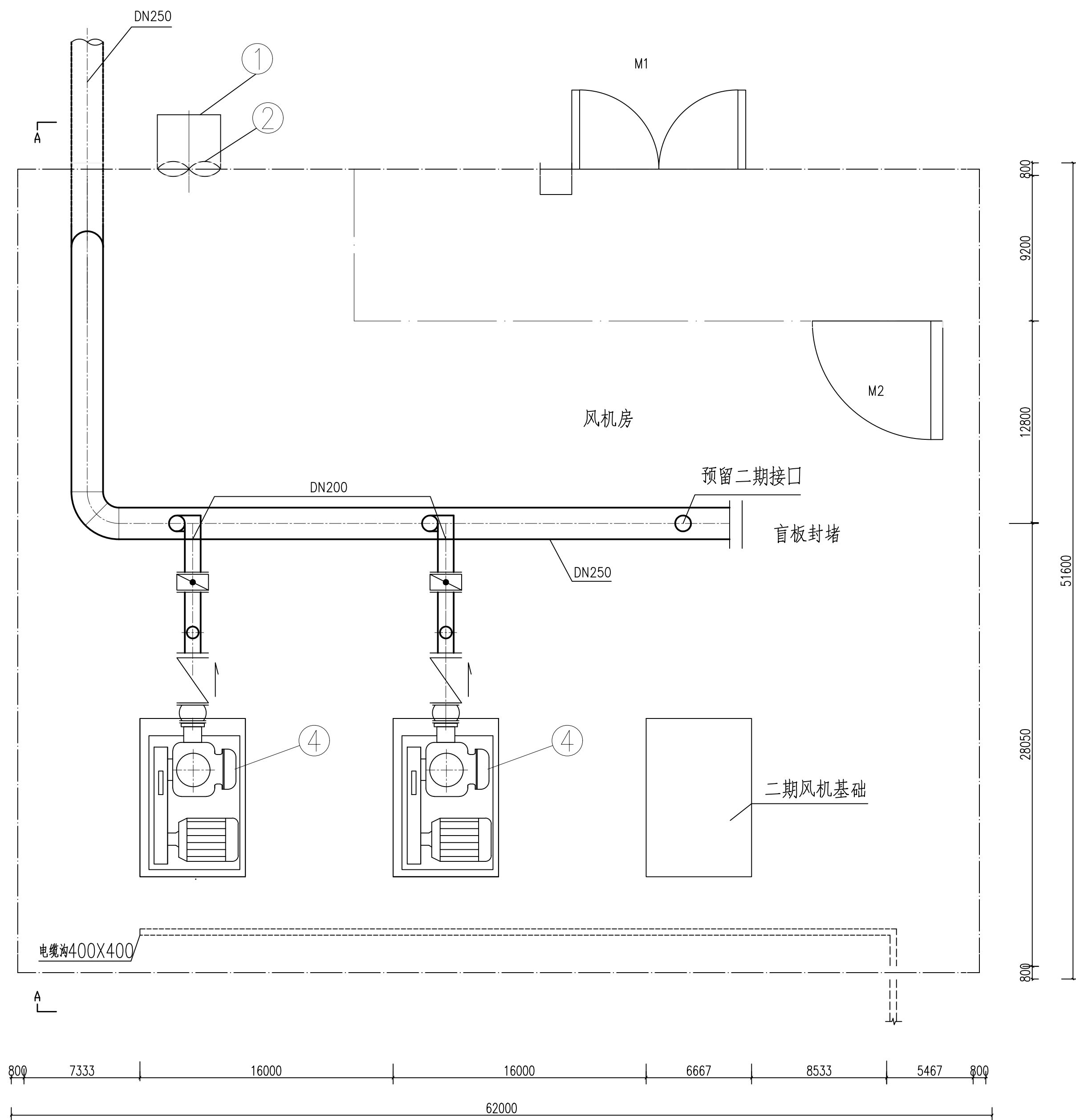
说明:

- 1、图中尺寸皆以毫米计, 高程标注以米计;
- 2、未详尽之处请以实际情况为准;
- 3、图中管径以毫米计。

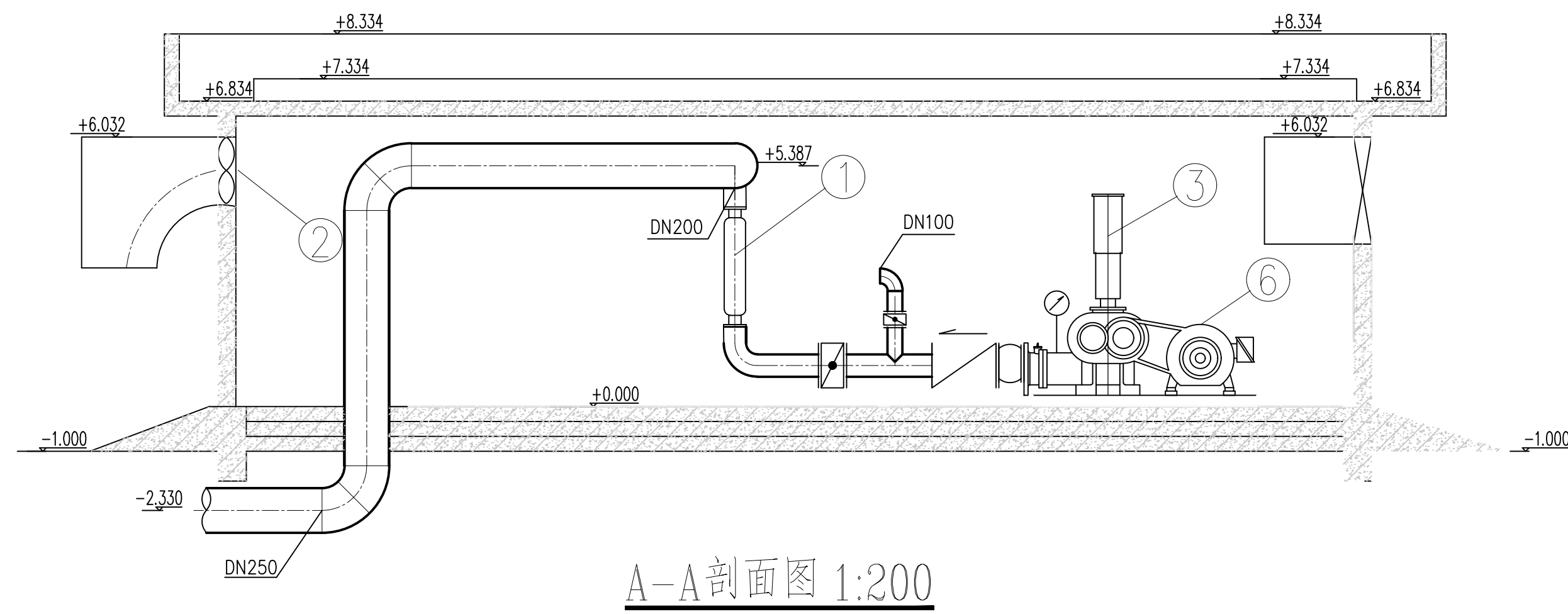


消毒接触池平面图 1:200

给排水科学与工程1 级1班		学校	兰州理工大学	
		设计题目	驻马店市某城区排水工程设计	
审核		消毒接触池平剖面图	比例	1:200
指导老师	王亚军		图号	1.3
学生姓名	黄婷婷		日期	2020年6月



鼓风机房平面图 1:200

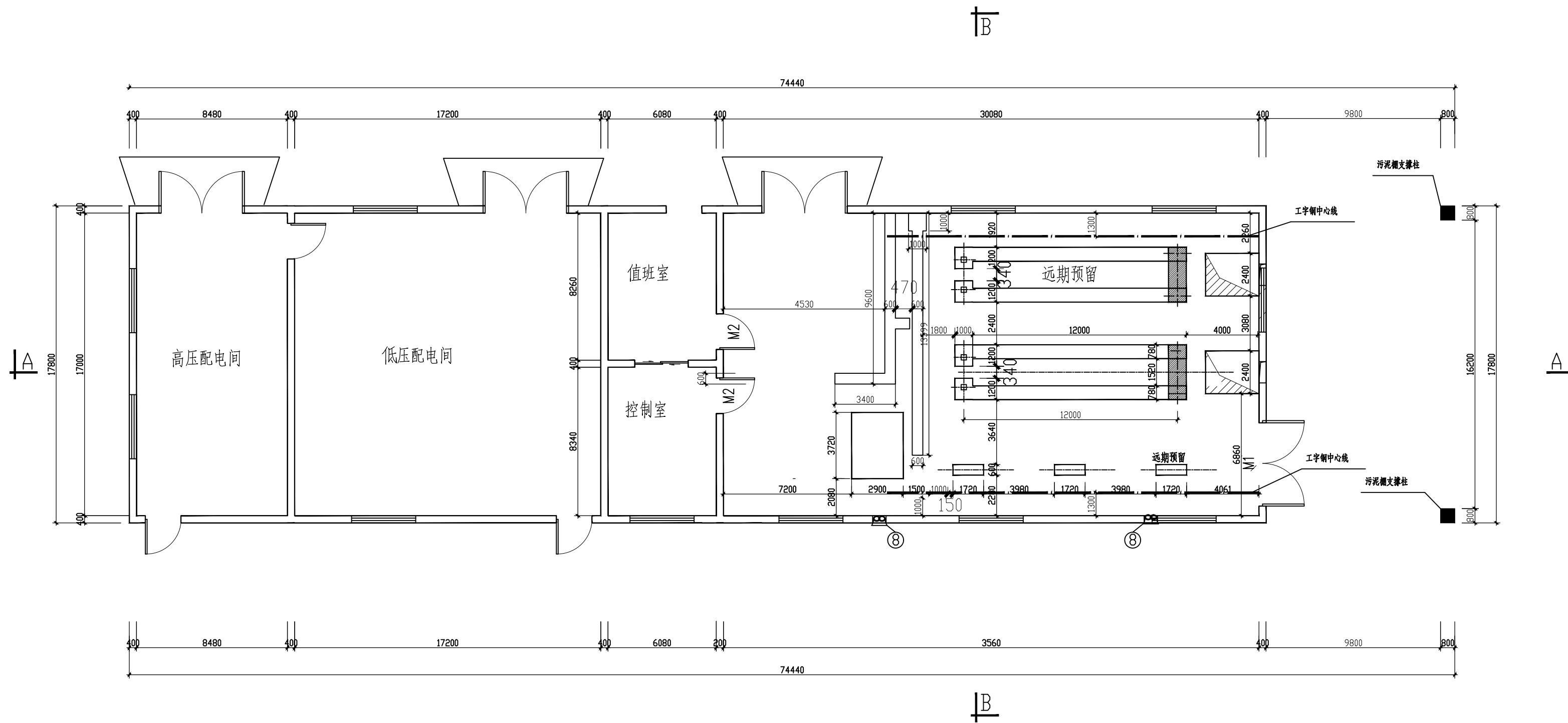


设备一览表						
序号	名称	规格	材质	单位	数量	备注
①	风机房出风消音器	ø600	镀锌	套	1	
②	轴流风机	Q=10000m³/h P=200~300Pa N=0.55KW	组合	台	1	
③	进风口消声器	与罗茨风机配套		个	2	
④	罗茨风机	Q=100m³/min P=53.9KPa N=30KW	组合	台	2	1用1备 包含进出口消声器、压力表、安全阀、止回阀、软接头

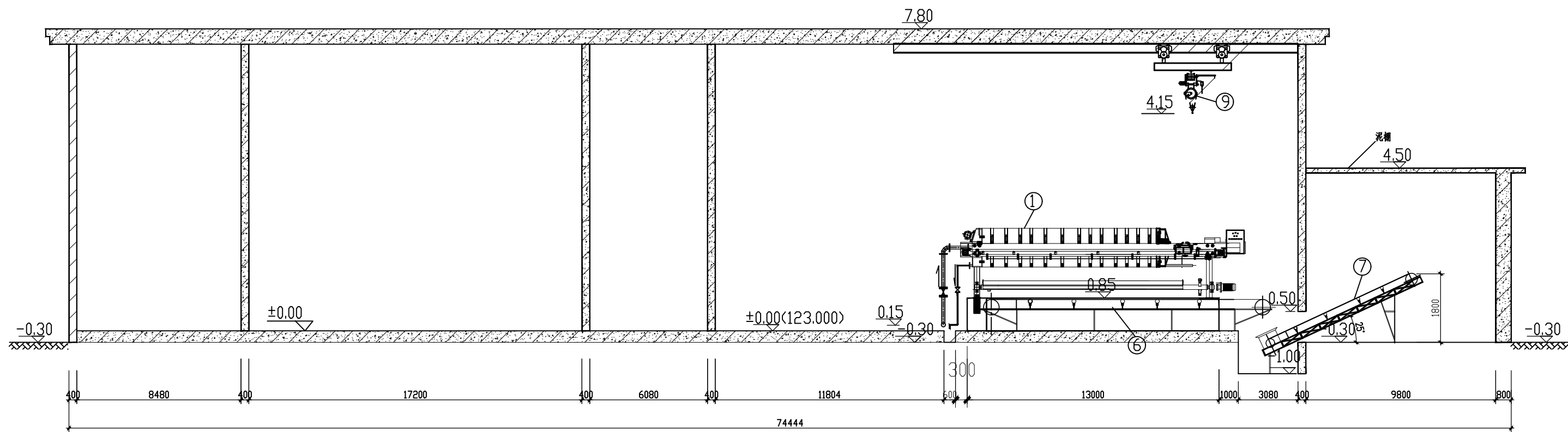
说明：

- 1、图中尺寸皆以毫米计,高程标注以米计；
- 2、未详尽之处请以实际情况为准；
- 3、图中管径以毫米计。

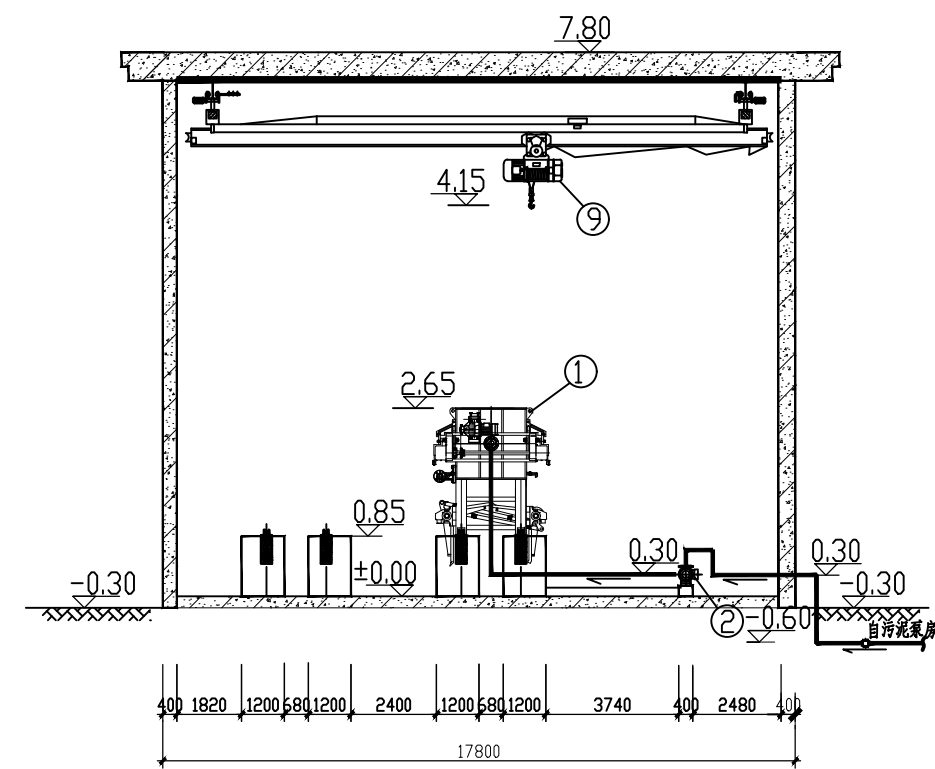
给排水科学与工程1 级1班		学校	兰州理工大学	
		设计题目	驻马店市某城区排水工程设计	
审核		鼓风机房剖面图	比例	1 : 2 0 0
指导老师	王亚军		图号	1 4
学生姓名	黄婷婷		日期	2 0 年6月



污泥脱水机房平面图 1:200



A-A剖面图 1:200



B-B剖面图 1:200

主要设备表

序号	设备名称	规格	数量	备注
①	螺旋压榨机	$Q=10m^3/h$, 主电机 $N=37kW$, 副电机 $N=11kW$	1台	
②	螺旋泵	$Q=10m^3/h$, $H=8m$, $N=22kW$	2台	1备用
③	刮泥机	$\phi 1000 \times 1000$, $N=0.75kW$, 轴DN20	1套	
④	加药管电磁流量计	计量范围: $Q=1-1500L/h$	1台	
⑤	污泥管电磁流量计	计量范围: $Q=1-1500L/h$	1台	
⑥	水平管带式输送机	带宽 $B=500mm$, 长度 $L=8m$, $N=1.6kW$	1套	
⑦	倾斜管带式输送机	带宽 $B=500mm$, 长度 $L=7m$, $N=1.4kW$, $\alpha=25^\circ$	1套	
⑧	刮泥机	$Q=2408m^3/h$, $\Delta P=77Pa$, $N=0.09kW$	2套	
⑨	电动机房悬挂起重机的CD /MD 电动机葫芦	LX重 $S=7.2m$ $H=8m$ $T=1t$ $N=2 \times 0.2+1.5=1.9kW$	1套	成品

说明:

- 图中尺寸皆以毫米计, 高程标注以米计;
- 未详尽之处请以实际情况为准;
- 图中管径以毫米计。

给排水科学与工程1 级1班		学校	兰州理工大学	
		设计题目	驻马店市某城区排水工程设计	
审核		污泥脱水机房剖面图	比例	1 : 2 0 0
指导老师	王亚军		图号	1 5
学生姓名	黄婷婷		日期	2 0 年6月