



榆林学院
YULIN UNIVERSITY

课程教案

建筑工程学院 院系 (部)

课程名称 给水排水管网系统

课程代码 05020258

课程性质 专业必修课

任课教师 吴喜军

职 称 教 授

授课对象 给水 18 本 1



2020 至 2021 学年 第 一 学期

第一章 给水排水管道系统概论

本章内容：

- 1、给水排水系统的功能与组成
- 2、给水管网系统的类型
- 3、排水体制

本章重点：

- 1、给水管网系统的类型及其适用条件
- 2、排水体制及其选择

第一节 给水排水系统的组成

一、给水排水系统的功能与组成

给水排水系统是为人们的生活、生产、市政和消防提供用水和废水排除设施的总称。

给水排水系统的功能：向各种不同类别的用户供应满足不同需求的水量 and 水质，同时承担用户排除废水的收集、输送和处理，达到消除废水中污染物质对于人体健康和保护环境的目的。

给水系统（water supply system）是保障城市、工矿企业等用水的各项构筑物 and 输配水管网组成的系统。

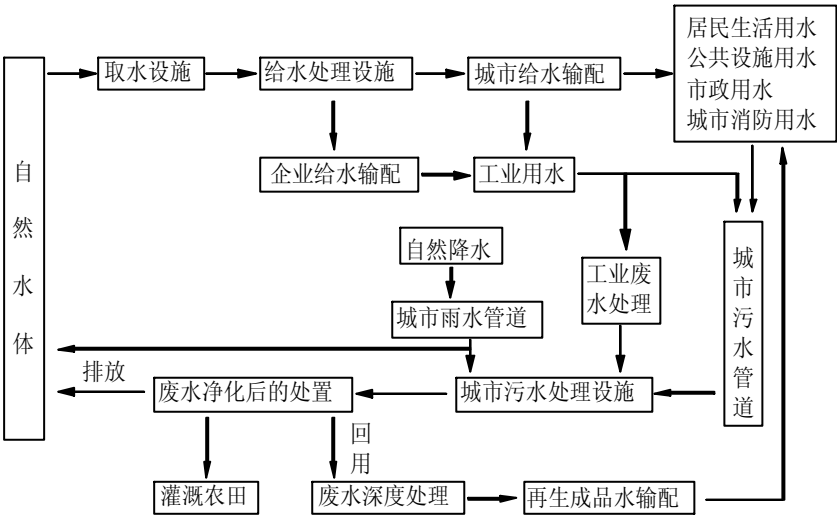
根据系统的性质不同有四种分类方法：按水源种类，分为地表水（江河、湖泊、水库、海洋等）和地下水（潜水、承压水、泉水等）给水系统；按服务范围，可分为区域给水、城镇给水、工业给水和建筑给水等系统；按供水方式可分为自流系统（重力供水）、水泵供水系统（加压供水）和两者相结合的混合供水系统；按使用目的，可分为生活给水、生产给水和消防给水系统。

根据用户使用水的目的，通常将给水分为生活用水、工业生产用水、消防用水和市政用水四大类。

废水收集、处理和排放工程设施，称为排水系统（sewerage system）。

根据排水系统所接受的废水的性质和来源不同，废水可分为生活污水、工业废水和雨水三类。

给水排水系统的功能和组成图



给水排水系统除以上功能外，还应具有以下三项主要功能：

- （1）水量保障。

- (2) 水质保障。
 - (3) 水压保障。
- 给水排水系统组成：
- (1) 取水系统。
 - (2) 给水处理系统。
 - (3) 给水管网系统。
 - (4) 排水管道系统。
 - (5) 废水处理系统。
 - (6) 废水排放系统。
 - (7) 重复利用系统。
- 城镇给水排水系统图

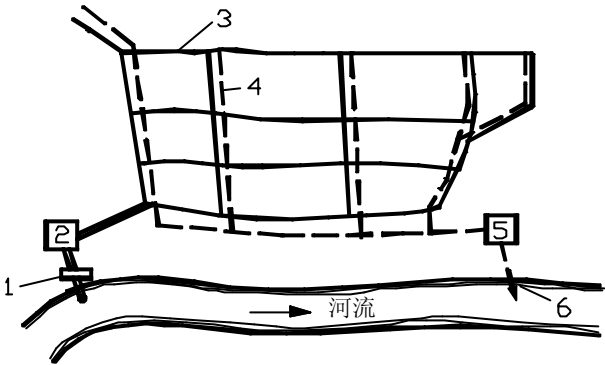


图 1-2 城镇给水排水系统示意图

1-取水系统；2-给水处理系统；3-给水管网系统；
4-排水管道系统；5-污水处理系统；6 污水排放系统

二、给水排水系统工作原理

1. 给水排水系统的流量关系

给水排水系统流量关系如图 1-3 所示，其中 q_1 为给水处理系统自用水， q_2 为给水管网系统漏失水量； q_3 为给水管网系统水量调节，其流向根据水塔（或高位水池）进水或出水而变； q_4 为用户使用后未排入排水系统的水量； q_5 为进入排水管网系统的降水或渗入的地下水； q_6 为排水管道水量调节，其流向根据调节池进水或出水而变化； q_7 为污水处理系统自耗水； q_8 为污水回用用水量。

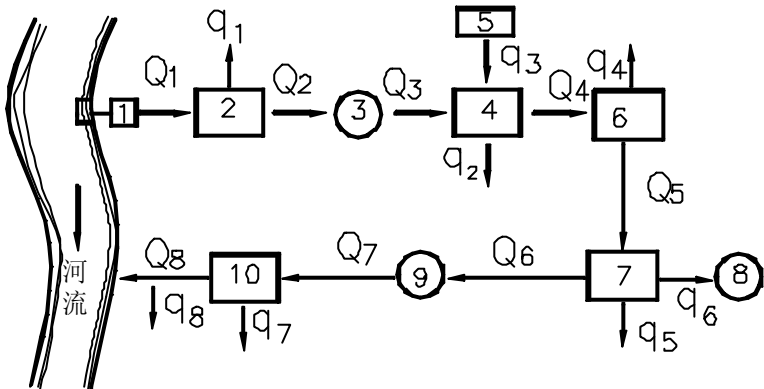


图 1-3 给水排水系统流量关系示意图

1-取水系统；2-给水处理系统；3-清水池；4-给水管网系统；5-水塔
6-用户；7-排水管道系统；8-调节池；9-均和池；10-污水处理系统
清水池是用来调节给水处理水量与管网中的用水量之差。

调节池和均和池是用来调节排水管道和污水处理厂之间的流量差,排水调节池(均和池)还具有均和水质的作用,以降低因污染物随时间变化造成的处理困难。

- 2. 给水排水系统的水质关系
- 3. 给水排水系统的水压关系
 - (1) 全重力供水
 - (2) 一级加压供水
 - (3) 二级加压供水
 - (4) 多级加压供水

第二节 给水排水管道系统的功能与特点

- 1、给水管道系统和排水管道系统均应具有以下功能:
 - 水量输送
 - 2.水量调节
 - 3.水压调节

2、给水排水管道系统的功能与特点

具有一般网络的特点:如:分散性、扩展性等,同时又具有自身的特点,如隐蔽性。

第三节 给水管网系统

3. 1、给水管网系统的组成

给水管网系统一般是由输水管(渠)、配水管网、水压调节设施(泵站、减压阀)及水量调节设施(清水池、水塔、高位水池)等构成。如图 1-4 (a)、1-4 (b) 所示。

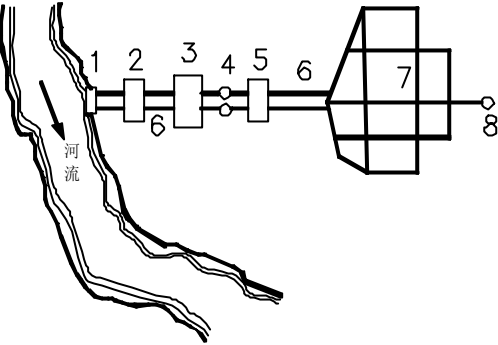


图 1-4 (a) 地表水源给水管网系统示意图

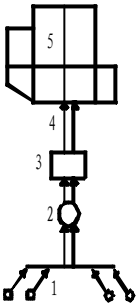


图 1-4 (b) 地下水源给水管网系统示意图

1-取水构筑物; 2-一级泵站; 3-水处理构筑物;
4-清水池; 5-二级泵站; 6-输水管; 7-管网; 8-水塔

1-地下水取水构筑物; 2-集水池;
3-泵站; 4-输水管; 5-管网

二、给水管网系统的类型

给水管网系统主要有统一给水管网系统、多水源给水管网系统和不同输水方式的给水管网系统三种类型。

1.统一给水管网系统:

根据向管网供水的水源数目,统一给水管网系统可分为单水源给水管网系统和多水源给水管网系统两种形式。

(1) 单水源给水管网系统: 即只有一个水源地, 处理过的清水经过泵站加压后进入输水管和管网, 所有用户的用水来源于一个水厂清水池(清水库), 较小的给水管网系统, 如企事业单位或小城镇给水管网系统, 多为单水源给水管网系统, 系统简单, 管理方便。如图 1-5 所示。

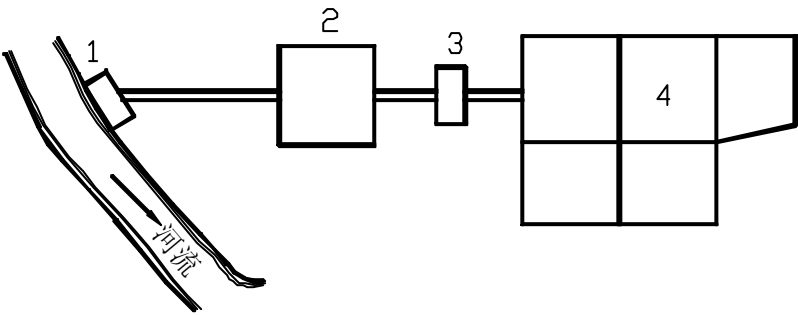


图 1-5 单水源给水管网系统示意图

1-取水设施；2-给水处理厂；3-加压泵站；4-给水管网

(2) 多水源给水管网系统：有多个水厂的清水池（清水库）作为水源的给水管网系统，清水从不同的地点经输水管进入管网，用户的用水可以来源于不同的水厂。较大的给水管网系统，如中大城市甚至跨城镇的给水管网系统，一般是多水源给水管网系统，如图 1-6 所示。

多水源给水管网系统的特点是：调度灵活、供水安全可靠（水源之间可以互补），就近给水，动力消耗较小；管网内水压较均匀，便于分期发展，但随着水源的增多，管理的复杂程度也相应提高。

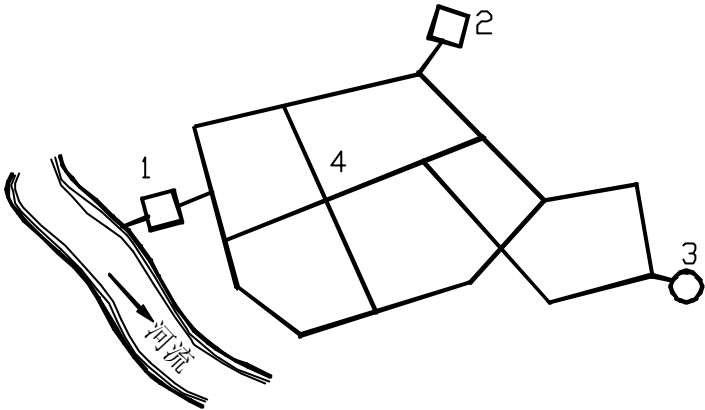


图 1-6 多水源给水管网系统示意图

1-地表水水源；2-地下水水源；3-水塔；4-给水管网

2.分系统给水管网系统：分系统给水管网系统和统一给水管网系统一样，也可采用单水源或多水源供水。根据具体情况，分系统给水管网系统又可分为：分区给水管网系统、分压给水管网系统和分质给水管网系统。

(1) 分区给水管网系统

管网分区的方法有两种：一种是城镇地形较平坦，功能分区较明显或自然分隔而分区，如图 1-7 所示，城镇被河流分隔，两岸工业和居民用水分别供给，自成给水系统，随着城镇发展，再考虑将管网相互沟通，成为多水源给水系统。另一种是因地形高差较大或输水距离较长而分区，又有串联分区和并联分区两类：采用串联分区，设泵站加压（或减压措施）从某一区取水，向另一区供水；采用并联分区，不同压力要求的区域有不同泵站（或泵站中不同水泵）供水。大型管网系统可能既有串联分区又有并联分区，以便更加节约能量。图 1-8 所示为并联分区给水管网系统，图 1-9 所示为串联分区给水管网系统。

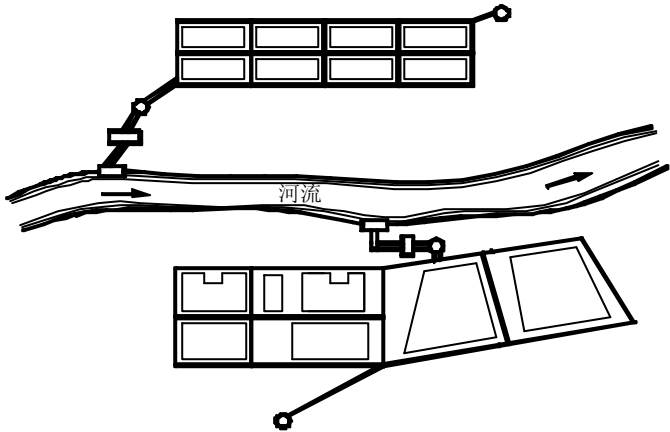


图 1-7 分区给水管网系统

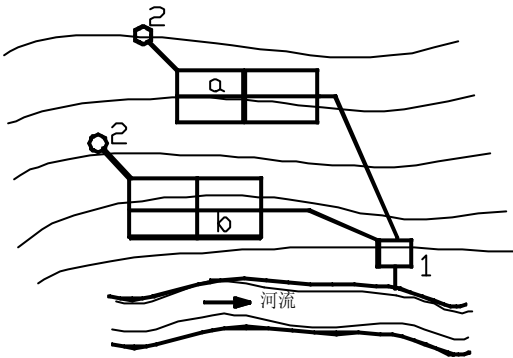


图 1-8 并联分区给水管网系统

a-高区；b-低渠；1-净水厂；2-水塔；

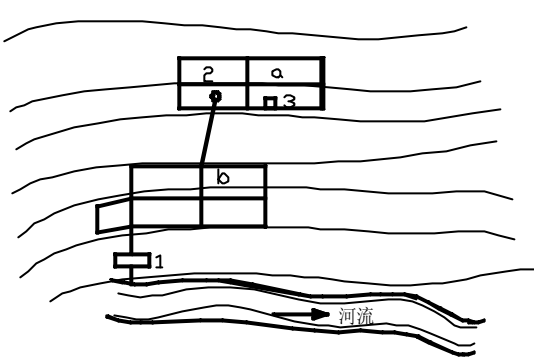


图 1-9 串联分区给水管网系统

a-高区；b-低区；1-净水厂；2-水塔；3-加压泵站

(2) 分压给水管网系统：由于用户对水压的要求不同而分成两个或两个以上的系统给水，如图 1-10 所示。符合用户水质要求的水，由同一泵站内的不同扬程的水泵分别通过高压、

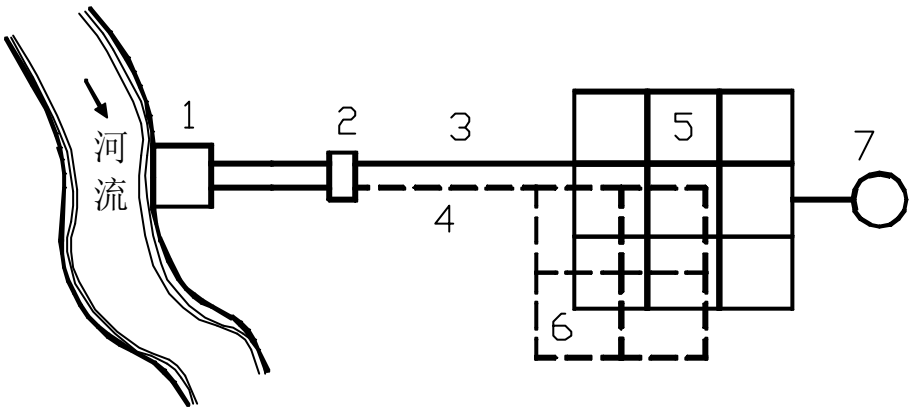


图 1-10 分压给水管网系统

1-净水厂；2-二级泵站；3-低压输水管；4-高压输水管；5-低压管网；6-高压管网；7-水塔

低压输水管网送往不同用户。

(2) 分质给水管网系统：因用户对水质的要求不同而分成两个或两个以上系统，分别供给各类用户，称为分质给水管网系统，如图 1-11 (a)、1-11 (b) 所示。

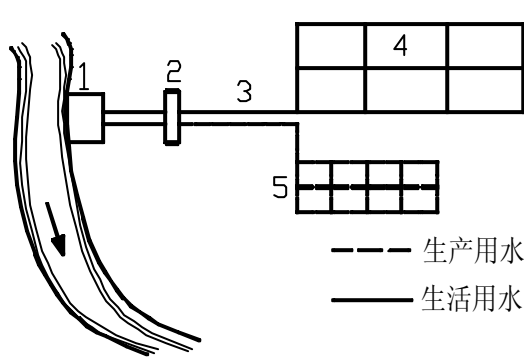


图 1-11 (a) 分质给水管网系统

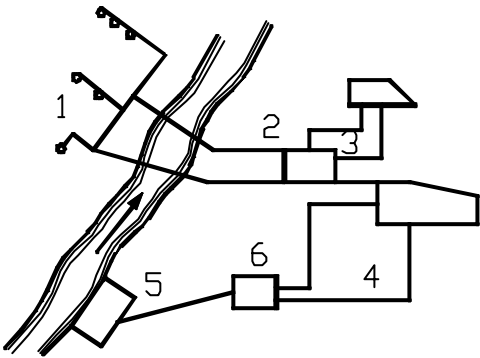


图 1-11 (b) 分质给水管网系统

1-分质净水厂；2-二级泵站；3-输水管；
4-居住区；5 工厂区

1-井群；2-地下水水厂；3-生活用水管网；
4-生产用水管网；5-取水构筑物；6-生产用水厂

3.不同输水方式的管网系统

根据水源和供水区域地势的实际情况，可采用不同的输水方式向用户供水。

(1) 重力输水管网系统

(2) 水泵加压输水管网系统

第四节 排水管道系统

4. 1、排水管道系统的组成

排水管道系统一般由废水收集设施、排水管道、水量调节池、提升泵站、废水输水管（渠）和排放口等组成。如图 1-14 所示。

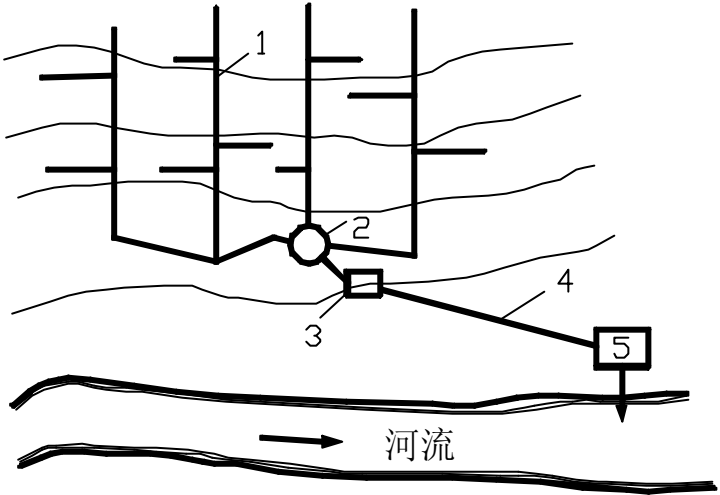


图 1-14 排水管道系统示意图

1-排水管道；2-水量调节池；3-提升泵站；4-输水管道（渠）；5-污水处理厂

4.2、排水管道系统的体制

城镇和工业企业排出的废水通常分为生活污水、工业废水和雨水三类，它们可以采用同一个排水管道系统来排除，也可以采用两个或两个以上各自独立的排水管道系统来排除。这

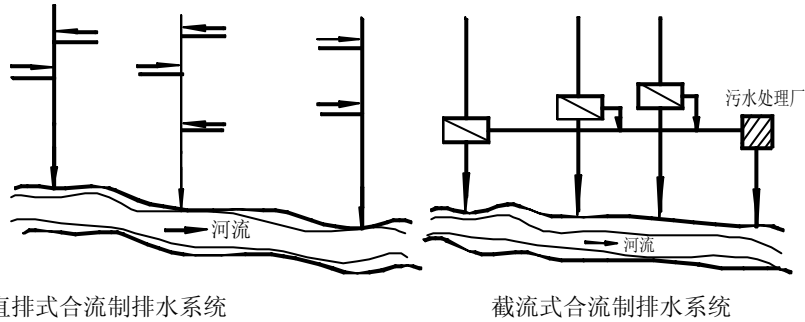
种不同的排除方式所形成的排水系统，称为排水体制。

排水系统的体制主要有合流制和分流制两种基本方式。

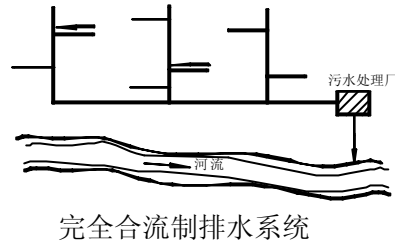
1. 合流制排水系统

将生活污水、工业废水和雨水混合在同一管道（渠）系统内排放的排水系统称为合流制排水系统。根据污水汇集后的处置方式不同，又可把合流制分为下列三种情况：

- (1) 直排式合流制排水系统
- (2) 截流式合流制排水系统



(3) 完全合流制排水系统：



2. 分流制排水系统

将生活污水、生产废水和雨水分别在两种或两种以上管道（渠）系统内排放的排水系统称为分流制排水系统。根据雨水的排除方式不同，分流制又分为下列两种情况：

(1) 完全分流制排水系统：在同一排水区域内，既有污水管道系统，又有雨水管道系统

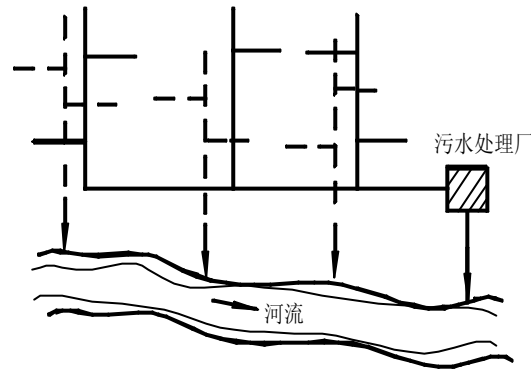


图 1-21 完全分流制排水系统

(2) 不完全分流制排水系统：这种体制只有污水排水系统，没有完整的雨水排水系统（图 1-22）。

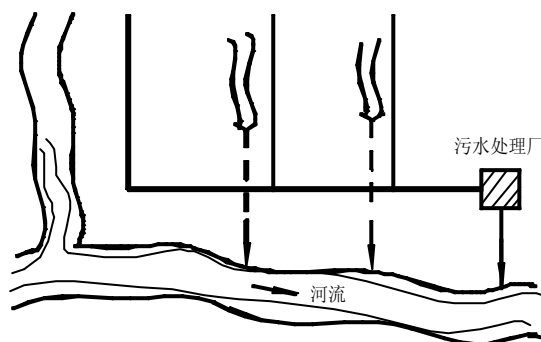
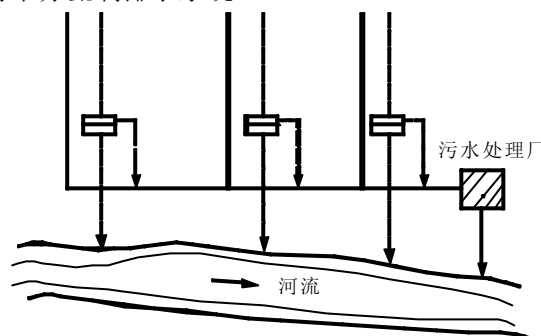


图 1-22 不完全分流制排水系统

还有一种情况称为半分流制排水系统



在一个城镇中，有时既有分流制，又有合流制，这种体制可称为混合制。

合理地选择排水体制，是城镇和小区排水系统设计的重要问题，它不仅从根本上影响排水系统的设计、施工和维修管理，而且对城镇和小区的规划和环境保护影响深远，同时也影响排水系统的工程总投资和初期投资。通常，排水体制的选择，必须符合城镇建设规划，在满足环境保护要求的前提下，根据当地的具体条件，通过技术经济比较决定。

从城镇规划方面看。

从环境保护方面看。

从投资方面看。

从排水系统的管理上看。

总的看来，排水系统体制的选择，应根据城镇和工业企业规划、当地降雨情况、排放标准、原有排水设施、污水处理和利用情况、地形和水体条件等，在满足环境保护要求的前提下，全面规划，接近期设计，考虑远期发展，通过技术经济比较，综合考虑而定。一般情况下，新建的城镇和小区宜采用分流制和不完全分流制；老城镇的城区由于历史原因，一般已采用合流制，要改造成完全分流制难度较大，故在同一城镇内可采用不同的排水体制，旧城区可采用截流式合流制，易改建地区和新建的小区宜采用分流制或不完全分流制；在干旱少雨地区，或街道较窄地下设施较多而修建污水和雨水两条管线有困难的地区，也可考虑采用完全合流制。

第二章 给水排水管道工程规划与布置

本章内容:

- 1、给水排水管道工程规划原则与建设程序
- 2、给水排水工程技术经济分析
- 3、给水排水管道的布置

本章难点: 给水排水管道的布置

第一节 给水排水管道工程规划原则与建设程序

给水排水管道系统规划是城市总体规划工作的重要组成部分,是对水源,供水系统、排水系统的综合优化功能和工程布局进行的专项规划,是城市专业功能规划的重要内容。

一、给水排水工程规划原则

1. 贯彻执行国家和地方的相关政策和法规

在进行给水排水工程规划时,必须认真贯彻执行国家及地方政府颁布的《城市规划法》、《环境保护法》、《水污染防治法》、《海洋环境保护法》、《水法》、《城市供水条例》等法律和法规及《城市给水工程规划规范》、《饮用水水源水质标准》、《环境保护法》、《生活饮用水卫生标准》、《防洪标准》等国家标准与设计规范,它是城市规划和工程建设的指导方针。

2. 给水排水工程规划要服从城镇总体规划

城镇及工业区总体规划中的设计规模、设计年限、功能分区布局、城镇人口的发展、居住区的建筑层数和标准以及相应的水量、水质、水压资料等,是给水排水工程规划的主要依据。

3. 近远期规划与建设相结合

给水排水工程一般可按远期规划,而按近期规划进行设计和分期建设。

4. 要合理利用水资源和保护环境

6. 规划方案尽可能经济和高效

二、给水排水工程规划与建设程序

1. 给水排水工程规划的主要依据和内容

给水排水工程规划应以批准的当地城镇(地区)总体规划为主要依据。给水排水工程规划包括给水水源规划、给水处理厂规划、给水管网规划、排水管道规划、污水处理厂规划和废水排放与利用规划等内容。规划工作的主要任务是:

- (1) 确定给水排水系统的服务范围和建设规模;
- (2) 确定水资源综合利用与保护措施;
- (3) 确定系统的组成与体系结构;
- (4) 确定给水排水主要构筑物的位置;
- (5) 确定给水处理及污水处理的工艺流程与水质保证措施;
- (6) 进行给水排水管网规划和干管布置与定线;
- (7) 确定污水的处置方案及其环境影响评价;
- (8) 进行给水排水工程规划的技术经济比较,包括经济、环境和社会效益分析。

给水排水工程规划应以规划文本和说明书的形式进行表达。

一般近期按 5~10 年进行规划,远期按 10~20 年进行规划。

2. 规划设计基础资料的调查

基础资料调查:

- (1) 城镇总体规划资料的收集:工业布局、人口规划、公共设施、地下构筑物、交通网络、竖向规划、各专项工程规划等资料的收集。

(2) 踏勘：按现状图对建设现场进行实际勘探，了解现状与城市规划的概貌，如流域的高程、坡度、坡向、建筑、道路、水资源及水环境概貌等内容，以便对工程作大体上的估计，并酝酿规划设计方案。

(3) 测量：测定规划设计流域面积、分水线、等高线、道路交叉点高程、高地和低地的高程、控制点高程。

(4) 给水和排水资料的收集：用水量标准、卫生设备情况、工业给水量和工业污水量以及水质情况、现有给水排水系统的情况等资料的收集。

(5) 气象资料的收集：风向、风速、气温（平均气温、极端最高气温和极端最低气温）、空气湿度、降雨量或当地的雨量公式等资料的收集。

(6) 水文、地质资料的调查：水体分布、河流流量、流向、水位、潮汐、地下水位、水源的水质、水体环境现状及综合利用规划，以及土质、冰冻深度、土壤承载力和地震等级等资料的调查。

3. 给水排水工程建设程序

给水排水工程建设程序可分为以下几个步骤：

- (1) 提出项目建议书
- (2) 进行可行性研究
- (3) 编制设计文件
- (4) 组织施工
- (5) 竣工验收、交付使用

给排水管道工程的规划设计可分为三个阶段（初步设计、技术设计、施工图设计）或两个阶段（初步设计或扩大初步设计和施工图设计）进行。

第二节 给水排水工程技术经济分析方法

技术分析的方法主要有数学分析法和方案比较法。

在给水排水工程项目中，通常采工程项目的年计算费用值来表达，即年平均费用值最低的工程方案为最佳方案。其分析方法有静态分析法和动态分析法两种。

一、静态分析法

$$W = \frac{1}{T} C + Y \quad (2-1)$$

式中 W——年计算费用，元/a；

C——工程项目投资额，元；

T——投资偿还期，a，一般由项目的性质和投资来源情况确定；

Y——年运行费，元/a。

二、动态分析法

投资资金的时间价值计算通常采用复利法，常用的计算公式如下：

1. 当资金的现值为 p，利率为 i%，则 n 年后的资金终值 F 为：

$$F = (1 + i\%)^n P \quad (2-2)$$

2. 因此，当已知资金的终值为 F，则现值 P 为：

$$P = \alpha F = \frac{F}{(1 + i\%)^n} \quad (2-3)$$

式中 α ——折现系数。

将资金的终值折算为现值称为贴现，其相应的利率称为贴现率。

3.当资金现值为 P ，利率为 $i\%$ ，设在 n 年内各年平均分摊资金现金 A ，则各年分摊资金现值的计算方法如下：

$$\begin{aligned} \text{第一年: } A_1 &= \frac{A}{(1+i\%)^1} \\ \text{第二年: } A_2 &= \frac{A}{(1+i\%)^2} \\ &\dots \quad \dots \\ \text{第 } n \text{ 年: } A_n &= \frac{A}{(1+i\%)^n} \end{aligned} \quad (2-4)$$

为保证资金现值 P 得到回收，则有：

$$\begin{aligned} P &= \sum (A_1 + A_2 + \dots + A_n) \\ &= \sum \left[\frac{A}{(1+i\%)^1} + \frac{A}{(1+i\%)^2} + \dots + \frac{A}{(1+i\%)^n} \right] \\ &= \frac{(1+i\%)^n - 1}{i\%(1+i\%)^n} A \end{aligned} \quad (2-5)$$

亦即：

$$A = \theta P = \frac{i\%(1+i\%)^n}{(1+i\%)^n - 1} P \quad (2-6)$$

式中 θ ——资金回收系数，表示资金现金在 n 年内每年平均分摊的份额。

由此可见，动态法计算工程费用更能反映项目经济效益的真实性。因此，工程项目的年计算费用即为上述的年平均分摊资金额与项目年运行费用之和，即：

$$W = \theta C + Y = \frac{i\%(1+i\%)^T}{(1+i\%)^T - 1} C + Y \quad (2-7)$$

【例 2-1】 某排水工程项目建设投资为 8800 万元，年运转费用为 260 万元/年，求：
(1) 投资偿还期为 20 年的静态年计算费用值；(2) 利率为 5.58%，还款期为 20 年的动态年计算费用值。

【解】 (1) 静态年计算费用值为：

$$W = \frac{8800}{20} + 260 = 700 \text{ 万元/a}$$

(2) 动态年计算费用值：

$$W = \frac{0.058 \times (1+0.0558)^{20}}{(1+0.0558)^{20} - 1} \times 8800 + 260 = \quad \text{万元/a}$$

第三节 给水管网系统规划布置

一、给水管网布置原则

给水管网的规划布置应符合下列基本原则：

1. 按照城市总体规划，结合当地实际情况布置给水管网，并进行多方案技术经济比较；
2. 管线应均匀地分布在整個给水区域内，保证用户有足够的水量和水压，并保持输送的水质不受污染；

3. 力求以最短距离敷設管线，并尽量减少穿越障碍物等

4. 必须保证供水安全可靠

5. 尽量减少拆迁，少占农田或不占农田；

6. 管渠的施工、运行和维护方便；

7. 规划布置时应远近期相结合，考虑分期建设的可能性，并留有充分的发展余地。

给水管网的规划布置主要受给水区域下列因素影响：地形起伏情况；天然或人为障碍物及其位置；街道情况及其用户的分布情况，尤其是大用户的位置；水源、水塔、水池的位置等。

二、给水管网布置的基本形式

树状管网

环状管网

三、给水管网定线

给水管网定线是指在地形平面图上确定管线的位置和走向。

1. 城镇给水管网

定线时干管的延伸方向应于水流方向基本一致。

干管位置应从用水量较大的街区通过。

干管的间距，一般为 500~800m 左右，连接管之间的间距一般在 800~1000m 左右。

干管一般按城镇规划道路定线，尽量避免在高级路面或重要道路下通过，给水管线与构筑物、铁路以及其它管道的水平净距，均应参照有关规定。

为了保证给水管网的正常运行以及消防和管网的维修管理工作，管网上必须安装各种必要的附件，如阀门、消防栓、排气阀和泄水阀等。阀门是控制水流、调节流量和水压的重要设备，阀门的布置应能满足故障管段的切断需要，其位置可结合连接管或重要支管的节点位置；消防栓易设在使用方便、明显易见之处，如路口、道边等位置。

在干管的高处应装设排气阀，在管线低处和两阀门之间的低处，应装设泄水管。2. 工业企业管网

四、输水管渠定线

第四节 排水管道系统规划布置

一、排水管道系统布置原则

1. 按照城市总体规划，结合当地实际情况布置排水管道，并对多方案进行技术经济比较；

2. 首先确定排水区界、排水流域和排水体制，然后布置排水管道，应按从主干管、干管、支管的顺序进行布置；

3. 充分利用地形，尽量采用重力流排除污水和雨水，并力求使管线最短和埋深最小；

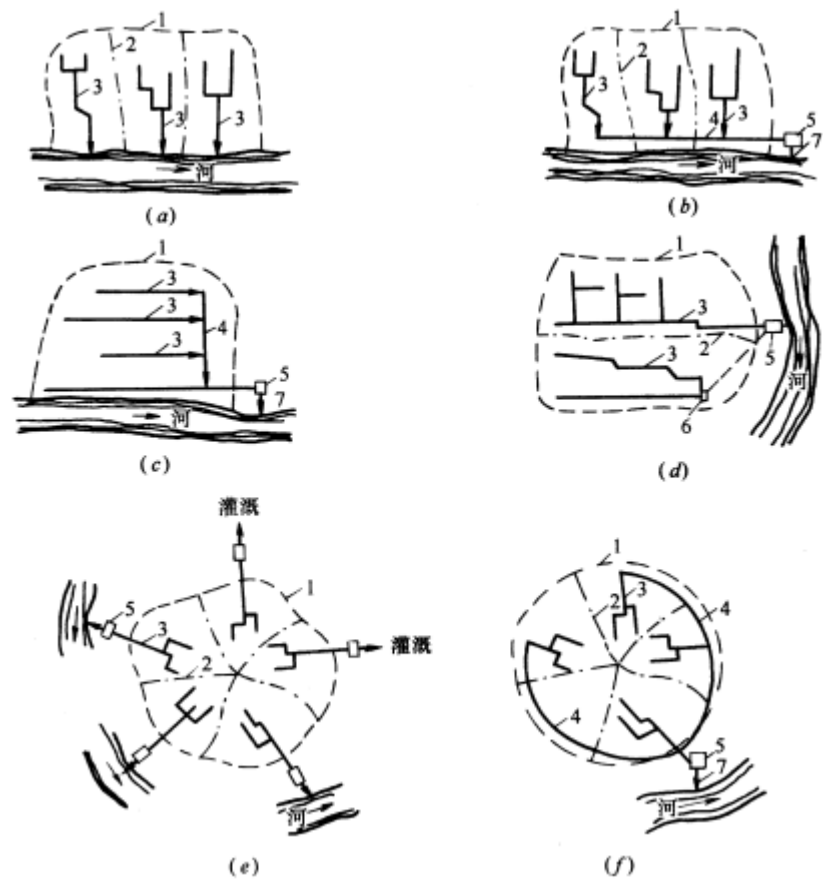
4. 协调好与其它地下管线和道路等工程的关系，考虑好与企业内部管网的衔接；

5. 规划时要考虑到使管渠的施工、运行和维护方便；

6. 规划布置时应远近期相结合，考虑分期建设的可能性，并留有充分的发展余地。

二、排水管道系统布置形式

1. 城镇排水管道系统的布置形式



2. 区域排水系统

三、污水管道系统布置

污水管道系统布置的主要内容有：

1. 确定排水区界、划分排水流域

2. 污水厂和出水口位置的选定

应遵循以下原则选定污水厂和出水口的位置。

- (1)出水口应位于城市河流的下游。
- (2)出水口不应设回水区，以防回水区的污染。
- (3)污水厂要位于河流的下游，并与出水口尽量靠近，以减少排放渠道的长度。
- (4)污水厂应设在城镇夏季主导风向的下风向，并与城镇、工矿企业以及郊区居民点保持 300m 以上的卫生防护距离。
- (5)污水厂应设在地质条件较好，不受雨洪水威胁的地方，并有扩建的余地。

3. 污水管道的布置与定线

污水管道平面布置，一般按主干管、干管、支管的顺序进行。

图 2-7 某市排水流域的划分及污水管道平面布置

0-排水区界； I、II、III、IV-排水流域编号； 1、2、3、4-各排水流域干管； 5-污水处理厂

污水干管一般沿城镇道路敷设，不宜设在交通繁忙的快车道下和狭窄的道路下，也不宜设在无道路的空地上，而通常设在污水量较大或地下管线较少一侧的人行道、绿化带或慢车

道下。道路宽度超过 40 米时，可考虑在道路两侧各设一条污水管，以减少连接支管的数目以及与其他管道的交叉，并便于施工、检修和维护管理。污水干管最好以排放大量工业废水的工厂（或污水最大的公共建筑）为起端，除了能较快发挥效用外，还能保证良好的水力条件。污水支管的平面布置取决于地形及街区建筑特征，并应便于用户接管排水。低边式布置；周边式；穿坊式布置。

4. 确定污水管道系统的控制点和泵站的设置地点

控制点是指在污水排水区域内，对管道系统的埋深起控制作用的点。

5. 确定污水管道在街道下的具体位置

污水管道与建筑物应有一定间距，与生活给水管道交叉时，应敷设在生活给水管的下面。管线综合规划时，所有地下管线都应尽量设置在人行道、非机动车辆和绿化带下，只有在不得已时，才考虑将埋深大，维修次数较小的污水、雨水管道布置在机动车道下。

若各种管线布置时发生冲突，处理的原则是：未建让已建的，临时性管让永久性管，小管让大管，有压管让无压管，可弯管让不可弯管。

四、雨水管渠系统布置

雨水管渠规划布置的主要内容有：确定排水流域与排水方式，进行雨水管渠的定线；确定雨水泵房、雨水调节池、雨水排放口的位置。

雨水管渠系统的布置

1. 充分利用地形，就近排入水体。
2. 根据街区及道路规划布置雨水管道。

道路边沟最好低于相邻街区地面标高，尽量利用道路两侧边沟排除地面径流。雨水管渠应平行与道路敷设，宜布置在人行道或草地下，不宜设在交通量大的干道下。当路宽大于 40m 时，应考虑在道路两侧分别设置雨水管道。雨水干管的平面和竖向布置应考虑与其它地下管线和构筑物在相交处相互协调，以满足其最小净距的要求。

3. 合理布置雨水口，保证路面雨水顺畅排除。雨水口的布置应根据地形和汇水面积确定，以使雨水不至漫过路口。一般在道路交叉口的汇水点、低洼地段均应设置于水口。此外，在道路上每隔 25~50m 也应设置雨水口。道路交叉口雨水口的布置见图 2-9 所示。

4. 采用明渠和暗渠相结合的形式。
5. 出水口的设置。
6. 调蓄水体的布置。
7. 排洪沟的设置。

第三章 给水排水管道系统水力计算基础

本章内容:

- 1、水头损失计算
- 2、无压圆管的水力计算
- 3、水力等效简化

本章难点: 无压圆管的水力计算

第一节 基本概念

一、管道内水流特征

进行水力计算前首先要进行流态的判别。判别流态的标准采用临界雷诺数 Re_k ，临界雷诺数大都稳定在 2000 左右，当计算出的雷诺数 Re 小于 2000 时，一般为层流，当 Re 大于 4000 时，一般为紊流，当 Re 介于 2000 到 4000 之间时，水流状态不稳定，属于过渡流态。

对给水排水管道进行水力计算时，管道内流体流态均按紊流考虑

紊流流态又分为三个阻力特征区：紊流光滑区、紊流过渡区及紊流粗糙管区。

二、有压流与无压流

水体沿流程整个周界与固体壁面接触，而无自由液面，这种流动称为有压流或压力流。水体沿流程一部分周界与固体壁面接触，另一部分与空气接触，具有自由液面，这种流动称为无压流或重力流

给水管道基本上采用有压流输水方式，而排水管道大都采用无压流输水方式。

从水流断面形式看，在给水排水管道中采用圆管最多

三、恒定流与非恒定流

给水排水管道中水流的运动，由于用水量和排水量的经常性变化，均处于非恒定流状态，但是，非恒定流的水力计算特别复杂，在设计时，一般也只能按恒定流（又称稳定流）计算。

四、均匀流与非均匀流

液体质点流速的大小和方向沿流程不变的流动，称为均匀流；反之，液体质点流速的大小和方向沿流程变化的流动，称为非均匀流。从总体上看，给水排水管道中的水流不但多为非恒定流，且常为非均匀流，即水流参数往往随时间和空间变化。

对于满管流动，如果管道截面在一段距离内不变且不发生转弯，则管内流动为均匀流；而当管道在局部有交汇、转弯与变截面时，管内流动为非均匀流。均匀流的管道对水流的阻力沿程不变，水流的水头损失可以采用沿程水头损失公式进行计算；满管流的非均匀流动距离一般较短，采用局部水头损失公式进行计算。

对于非满管流或明渠流，只要长距离截面不变，也没有转弯或交汇时，也可以近似为均

匀流,按沿程水头损失公式进行水力计算,对于短距离或特殊情况下的非均匀流动则运用水力学理论按缓流或急流计算。

五、水流的水头和水头损失

水头是指单位重量的流体所具有的机械能,一般用符号 h 或 H 表示,常用单位为米水柱 (mH₂O),简写为米 (m)。水头分为位置水头、压力水头和流速水头三种形式。位置水头是指因为流体的位置高程所得的机械能,又称位能,用流体所处的高程来度量,用符号 Z 表示;压力水头是指流体因为具有压力而具有的机械能,又称压能,根据压力进行计算,即 p/γ (式中的 p 为计算断面上的压力, γ 为流体的比重);流速水头是指因为流体的流动速度而具有的机械能,又称动能,根据动能进行计算,即 $v^2/2g$ (式中 v 为计算断面的平均流速, g 为重力加速度)。

位置水头和压力水头属于势能,它们二者的和称为测压管水头,流速水头属于动能。流体在流动过程中,三种形式的水头 (机械能)总是处于不断转换之中。给水排水管道中的测压管水头较之流速水头一般大得多,在水力计算中,流速水头往往可以忽略不计。

实际流体存在粘滞性,因此在流动中,流体受固定界面的影响 (包括摩擦与限制作用),导致断面的流速不均匀,相邻流层间产生切应力,即流动阻力。流体克服阻力所消耗的机械能,称为水头损失。当流体受固定边界限制做均匀流动 (如断面大小,流动方向沿流程不变的流动) 时,流动阻力中只有沿程不变的切应力,称沿程阻力。由沿程阻力所引起的水头损失称为沿程水头损失。当流体的固定边界发生突然变化,引起流速分布或方向发生变化,从而集中发生在较短范围的阻力称为局部阻力。由局部阻力所引起的水头损失称为局部水头损失。

在给水排水管道中,由于管道长度较大,沿程水头损失一般远远大于局部水头损失,所以在进行管道水力计算时,一般忽略局部水头损失,或将局部阻力转换成等效长度的管道沿程水头损失进行计算。

第二节 管渠水头损失计算

一、沿程水头损失计算

管渠的沿程水头损失常用谢才公式计算,其形式为:

$$h_f = \frac{v^2}{C^2 R} l \quad (\text{m}) \quad (3-1)$$

式中 h_f — 沿程水头损失, m;

v — 过水断面平均流速, m/s;

C — 谢才系数;

R — 过水断面水力半径,即过水断面面积除以湿周, m, 圆管满流时 $R = 0.25D$

(D 为圆管直径);

l — 管渠长度, m 。

对于圆管满流, 沿程水头损失也可用达西公式计算:

$$h_f = \lambda \frac{l}{D} \frac{v^2}{2g} \quad (m) \quad (3-2)$$

式中 D — 圆管直径, m ;

g — 重力加速度, m/s^2 ;

λ — 沿程阻力系数, $\lambda = \frac{8g}{C^2}$ 。

沿程阻力系数或谢才系数与水流流态有关, 一般只能采用经验公式或半经验公式计算。目前国内外较为广泛使用的主要有舍维列夫 ($\Phi \cdot A \cdot \text{Шевелев}$) 公式、海曾—威廉 (Hazen-Williams) 公式、柯尔勃洛克—怀特 (Colebrook-White) 公式和巴甫洛夫斯基 ($H \cdot H \cdot \text{Павловский}$) 等公式, 其中, 国内常用的是舍维列夫公式和巴甫洛夫斯基公式。

(1) 舍维列夫公式

舍维列夫公式根据他对旧铸铁管和旧钢管的水力实验 (水温 $10^\circ C$), 提出了计算紊流过渡区的经验公式。

当 $v \geq 1.2 m/s$ 时

$$\lambda = 0.00214 \frac{g}{D^{0.3}} \quad (3-3)$$

当 $v < 1.2 m/s$ 时

$$\lambda = 0.001824 \frac{g}{D^{0.3}} \left(1 + \frac{0.867}{v} \right)^{0.3} \quad (3-4)$$

将 (3-3)、(3-4) 式代入 (3-2) 式分别得:

当 $v \geq 1.2 m/s$ 时

$$h_f = 0.00107 \frac{v^2}{D^{1.3}} l \quad (3-5)$$

当 $v < 1.2 m/s$ 时

$$h_f = 0.000912 \frac{v^2}{D^{1.3}} \left(1 + \frac{0.867}{v} \right)^{0.3} l \quad (3-6)$$

(2) 海曾—威廉公式

海曾—威廉公式适用于较光滑的圆管满管紊流计算:

$$\lambda = \frac{13.16 g D^{0.13}}{C_w^{1.852} q^{0.148}} \quad (3-7)$$

式中 q — 流量, m^3/s ;

C_w — 海曾—威廉粗糙系数, 其值见表 3-1;

其余符号意义同 (3-2) 式。

海曾—威廉粗糙系数 C_w 值

表 3-1

管道材料	C_w	管道材料	C_w
塑料管	150	新铸铁管、涂沥青或水泥的铸铁管	130
石棉水泥管	120~140	使用 5 年的铸铁管、焊接钢管	120
混凝土管、焊接钢管、木管	120	使用 10 年的铸铁管、焊接钢管	110
水泥衬里管	120	使用 20 年的铸铁管	90~100
陶土管	110	使用 30 年的铸铁管	75~90

将式 (3-7) 代入式 (3-2) 得:

$$h_f = \frac{10.67 q^{1.852}}{C_w^{1.852} D^{4.87}} l \quad (3-8)$$

(3) 柯尔勃洛克—怀特公式

柯尔勃洛克—怀特公式适用于各种紊流:

$$C = -17.71 \lg \left(\frac{e}{14.8R} + \frac{C}{3.53 \text{Re}} \right) \text{ 或 } \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left(\frac{e}{3.7D} + \frac{2.51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right) \quad (3-9)$$

式中 Re —雷诺数, $\text{Re} = \frac{4\nu R}{\nu} = \frac{\nu D}{\nu}$, 其中 ν 为水的动力粘滞系数, 和水温有关, 其单位为: m^2/s ;

e —管壁当量粗糙度, m , 由实验确定, 常用管材的 e 值见表 3-2。

该式适用范围广, 是计算精度最高的公式之一, 但运算较复杂, 为便于应用, 可简化为直接计算的形式:

$$C = -17.71 \lg \left(\frac{e}{14.8R} + \frac{4.462}{\text{Re}^{0.875}} \right) \text{ 或 } \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left(\frac{e}{3.7D} + \frac{4.462}{\text{Re}^{0.875}} \right) \quad (3-10)$$

常用管渠材料内壁当量粗糙度 e (mm)

表 3-2

管渠材料	光滑	平均	粗糙
玻璃	0	0.003	0.006
钢、PVC 或 AC	0.015	0.03	0.06
有覆盖的钢	0.03	0.06	0.15
镀锌钢管、陶土管	0.06	0.15	0.3
铸铁管或水泥衬里	0.15	0.3	0.6
预应力混凝土管或木管	0.3	0.6	1.5
铆接钢管	1.5	3	6
脏的污水管道或结瘤的给水主管线	6	15	30
毛砌石头或土渠	60	150	300

(4) 巴甫洛夫斯基公式

巴甫洛夫斯基公式适用于明渠流和非满流管道的计算, 公式为:

$$C = \frac{R^y}{n_b} \quad (3-11)$$

式中: $y = 2.5\sqrt{n_b} - 0.13 - 0.75\sqrt{R}(\sqrt{n_b} - 0.10)$

n_b —巴甫洛夫斯基公式粗糙系数, 见表 3-3。

将 (3-11) 式代入 (3-2) 式得:

$$h_f = \frac{n_b^2 v^2}{R^{2.475}} l \quad (3-12)$$

常用管渠材料粗糙系数 n_b 值

表 3-3

管渠材料	n_b	管渠材料	n_b
铸铁管、陶土管	0.013	浆砌砖渠道	0.015
混凝土管、钢筋混凝土管	0.013~0.014	浆砌块石渠道	0.017
水泥砂浆抹面渠道	0.013~0.014	干砌块石渠道	0.020~0.025
石棉水泥管、钢管	0.012	土明渠 (带或不带草皮)	0.025~0.030

(5) 曼宁 (Manning) 公式

曼宁公式是巴甫洛夫斯基公式中 $y=1/6$ 时的特例, 适用于明渠或较粗糙的管道计算:

$$C = \frac{\sqrt[6]{R}}{n} \quad (3-13)$$

式中 n —粗糙系数, 与 (3-12) 式中 n_b 相同, 见表 3-3。

将 (3-13) 式代入 (3-1) 得:

$$h_f = \frac{n^2 v^2}{R^{1.333}} l \text{ 或 } h_f = \frac{10.29 n^2 q^2}{D^{5.333}} l \quad (3-14)$$

二、局部水头损失计算

局部水头损失用下式计算:

$$h_j = \zeta \frac{v^2}{2g} \quad (3-15)$$

式中 h_j —局部水头损失, m;

ζ —局部阻力系数, 见表 3-4。

根据经验, 室外给水排水管网中的局部水头损失一般不超过沿程水头损失的 5%, 因和沿程水头损失相比很小, 所以在管网水力计算中, 常忽略局部水头损失的影响, 不会造成大的计算误差。

局部阻力系数 ζ

表 3-4

配件、附件或设施	ζ	配件、附件或设施	ζ
全开闸阀	0.19	90° 弯头	0.9
50%开启闸阀	2.06	45° 弯头	0.4
截止阀	3~5.5	三通转弯	1.5
全开蝶阀	0.24	三通直流	0.1

第三节 无压圆管的水力计算

所谓无压圆管，是指非满流的圆形管道。在环境工程和给排水工程中，圆形断面无压均匀流的例子很多，如城市排水管道中的污水管道、雨水管道以及无压涵管中的流动等。这是因为它们既是水力最优断面，又具有制作方便、受力性能好等特点。由于这类管道内的流动都具有自由液面，所以常用明渠均匀流的基本公式对其进行计算。

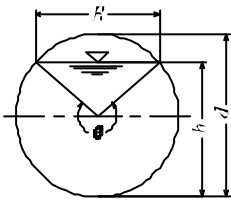


图 3-1 无压圆管均匀流的过水断面

圆形断面无压均匀流的过水断面如图 3-1 所示。设其管径为 d 水深为 h ，定义 $\alpha = \frac{h}{d} = \sin^2 \frac{\theta}{4}$ ， α 称为充满度，所对应的圆心角 θ 称为充满角。由几何关系可得各水力要素之间的关系为：

过水断面面积：

$$A = \frac{d^2}{8} (\theta - \sin \theta) \quad (3-16)$$

湿周：

$$\chi = \frac{d}{2} \theta \quad (3-17)$$

水力半径：

$$R = \frac{d}{4} \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right) \quad (3-18)$$

所以

$$\nu = \frac{1}{n} \left[\frac{d}{4} \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right) \right]^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}} \quad (3-19)$$

$$Q = \frac{d^2}{8} (\theta - \sin \theta) \frac{1}{n} \left[\frac{d}{4} \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right) \right]^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{n} A R^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}} \quad (3-20)$$

为便于计算，表 3-5 列出不同充满度时圆形管道过水断面面积 A 和水力半径 R 的值。

不同充满度时圆形管道过水断面面积 A 和水力半径 R 的值（表中 d 以 m 计）表 3-5

充满度 α	过水断面面积 A (m ²)	水力半径 (R)	充满度 α	过水断面面积 A (m ²)	水力半径 (R)
0.05	0.0147 d ²	0.0326d	0.55	0.4426 d ²	0.2649 d
0.10	0.0400 d ²	0.0635 d	0.60	0.4920 d ²	0.2776 d
0.15	0.0739 d ²	0.0929 d	0.65	0.5404 d ²	0.2881 d
0.20	0.1118 d ²	0.1206 d	0.70	0.5872 d ²	0.2962 d
0.25	0.1535 d ²	0.1466 d	0.75	0.6319 d ²	0.3017 d
0.30	0.1982 d ²	0.1709 d	0.80	0.6736 d ²	0.3042 d
0.35	0.2450 d ²	0.1935 d	0.85	0.7115 d ²	0.3033 d
0.40	0.2934 d ²	0.2142 d	0.90	0.7445 d ²	0.2980 d
0.45	0.3428 d ²	0.2331 d	0.95	0.7707 d ²	0.2865 d
0.50	0.3927 d ²	0.2500 d	1.00	0.7845 d ²	0.2500 d

为了避免上述各式繁复的数学运算,在实际工作中,常用预先制作好的图表来进行计算,(见《给水排水设计手册》)。下面介绍计算图表的制作及其使用方法。为了使图表在应用上更具有普遍意义,能适用于不同管径、不同粗糙系数的情况,特引入一些无量纲数来表示图形的坐标。

设以 Q_0 、 v_0 、 C_0 、 R_0 分别表示满流时的流量、流速、谢才系数、水力半径;以 Q 、 v 、 C 、 R 分别表示不同充满度时的流量、流速、谢才系数、水力半径。令:

$$A=\frac{Q}{Q_0}=\frac{K\sqrt{i}}{K_0\sqrt{i}}=\frac{f(h)}{f(d)}=f_1\left(\frac{h}{d}\right)=f_1(\alpha) \tag{3-21}$$

$$B=\frac{v}{v_0}=\left(\frac{R}{R_0}\right)^{\frac{2}{3}}=\frac{f(h)}{f(d)}=f_2\left(\frac{h}{d}\right)=f_2(\alpha) \tag{3-22}$$

根据式 (3-21) 和式 (3-22),只要有一个 α 值,就可求得对应的 A 和 B 值。根据它们的关系即可绘制出关系曲线,如图 3-2 所示。

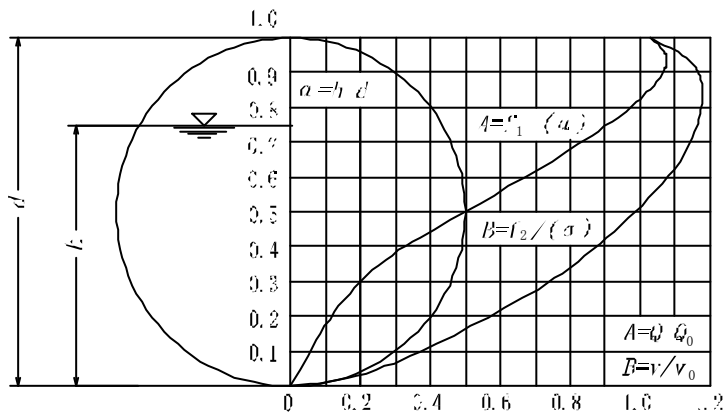


图 3-2 水力计算图

从图 3-2 中可看出:

当 $h/d=0.95$ 时, $A_{\max}=Q/Q_0=1.087$, 此时通过的流量为最大, 恰好为满管流流量的 1.087 倍;

当 $h/d=0.81$ 时, $B_{\max}=v/v_0=1.16$, 此时管中的流速为最大, 恰好为满管流时流速的 1.16 倍。

因为, 水力半径 R 在 $\alpha=0.81$ 时达到最大, 其后, 水力半径相对减小, 但过水断面却在继续增加, 当 $\alpha=0.95$ 时, A 值达到最大; 随着 α 的继续增加, 过水断面虽然还在增加, 但湿周 χ 增加得更多, 以致水力半径 R 相比之下反而降低, 所以过流量有所减少。

在进行无压管道的水力计算时, 还要遵从一些有关规定。《室外排水设计规范》GB 50101-2005 中规定:

- (1) 污水管道应按非满流计算, 其最大设计充满度按其附表采用;
- (2) 雨水管道和合流管道应按满管流计算;
- (3) 排水管的最小设计流速: 对于污水管道(在设计充满度时), 当管径 $d \leq 500\text{mm}$ 时, 为 0.7m/s ; 当管径 $d > 500\text{mm}$ 时, 为 0.8m/s 。

另外, 对最小管径和最小设计坡度等也有相应规定。在实际工作中可参阅有关手册与现行规范。

【例 3-1】 已知: 圆形污水管道, 直径 $d=600\text{mm}$, 管壁粗糙系数 $n=0.014$, 管底坡度 $i=0.0024$ 。求最大设计充满度时的流速 v 和流量 Q 。

【解】 管径 $d=600\text{mm}$ 的污水管最大设计充满度 $\alpha = \frac{h}{d} = 0.75$; 由表 3-5 查得, $\alpha = 0.75$ 时, 过水断面上的水力要素为:

$$A = 0.6319 d^2 = 0.6319 \times 0.6^2 = 0.2275 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$R = 0.3017 d = 0.3017 \times 0.6 = 0.1810 \text{ (m)}$$

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} = \frac{1}{0.014} \times 0.181^{\frac{1}{6}} = 53.722 \text{ (m}^{1/2}\text{/s)}$$

从而得:

$$v = C \sqrt{Ri} = 53.722 \times \sqrt{0.181 \times 0.0024} = 1.12 \text{ (m/s)}$$

$$Q = vA = 1.12 \times 0.2275 = 0.2548 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

【例 3-2】 已知: 圆形管道直径 $d=1\text{m}$, 管底坡度 $i=0.0036$, 粗糙系数 $n=0.013$ 。求在水深 $h=0.7\text{m}$ 时的流量 Q 和流速 v 。

【解】 根据图 3-2 计算。首先计算满流时的流量 Q_0 和流速 v_0 。

$$R_0 = \frac{d}{4} = \frac{1}{4} = 0.25 \text{ (m)}$$

$$C_0 = \frac{1}{n} R_0^{\frac{1}{6}} = \frac{1}{0.013} \times 0.25^{\frac{1}{6}} = 61.1 \text{ (m}^{1/2}/\text{s)}$$

$$v_0 = C_0 \sqrt{R_0 i} = 61.1 \times \sqrt{0.25 \times 0.0036} = 1.83$$

$$Q_0 = A_0 v_0 = \frac{\pi}{4} \times 1^2 \times 1.83 = 1.44 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$$\alpha = \frac{h}{d} = \frac{0.7}{1} = 0.7$$

由图 3-2 查得，当 $\alpha = 0.7$ 时， $A = 0.84$ ， $B = 1.12$ ，所以：

$$Q = A Q_0 = 0.84 \times 1.44 = 1.21 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$$v = B v_0 = 1.12 \times 1.83 = 2.05 \text{ (m/s)}$$

第四节 非满流管渠水力计算

流体具有自由表面，其重力作用下沿管渠的流动称为非满流。因为在自由水面上各点的压强为大气压强，其相对压强为零，所以又称为无压流。

非满流管渠水力计算的目的是，在于确定管渠的流量、流速、断面尺寸、充满度、坡度之间的水力关系。

一、非满流管渠水力计算公式

非满流管渠内的水流状态基本上都处于阻力平方区，接近于均匀流，所以，在非满流管渠的水力计算中一般都采用均匀流公式，其形式为：

$$v = C \sqrt{Ri} \quad (3-23)$$

$$Q = Av = AC \sqrt{Ri} = K \sqrt{i} \quad (3-24)$$

式中， $K = AC \sqrt{R}$ ，称为流量模数，其值相当于底坡等于 1 时的流量。

式 (3-23)、(3-24) 中的谢才系数 C 如采用曼宁公式计算，则可分别写成：

$$v = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}} \quad (3-25)$$

$$Q = A \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}} \quad (3-26)$$

式中 Q —流量， m^3/s ；

v —流速， m/s ；

A —过水断面面积， m^2 ；

R —水力半径（过水断面面积 A 与湿周 χ 的比值： $R = A/\chi$ ）， m ；

i —水力坡度（等于水面坡度，也等于管底坡度）， m/m ；

C — 谢才系数或称流速系数;

n — 粗糙系数。

式 (3-25)、(3-26) 为非满流管渠水力计算的基本公式。

粗糙系数 n 的大小综合反映了管渠壁面对水流阻力的大小, 是管渠水力计算中的主要因素之一。

管渠的粗糙系数 n 不仅与管渠表面材料有关, 同时还和施工质量以及管渠修成以后的运行管理情况等因素有关。因而, 粗糙系数 n 的确定要慎重。在实践中, n 值如选得偏大, 即设计阻力偏大, 设计流速就偏小, 这样将增加不必要的管渠断面积, 从而增加管渠造价, 而且, 由于实际流速大于设计流速, 还可能会引起管渠冲刷。反之, 如 n 选得偏小, 则过水能力就达不到设计要求, 而且因实际流速小于设计流速, 还会造成管渠淤积。通常所采用的各种管渠的粗糙系数见表 3-3, 或参照有关规范和设计手册。

二、非满流管渠水力计算方法

在非满流管渠水力计算的基本公式中, 有 q 、 d 、 h 、 i 和 v 共五个变量, 已知其中任意三个, 就可以求出另外两个。由于计算公式的形式很复杂, 所以非满流管渠水力计算比满流管渠水力计算要繁杂得多, 特别是在已知流量、流速等参数求其充满度时, 需要解非线性方程, 手工计算非常困难。为此, 必须找到手工计算的简化方法。常用简化计算方法如下:

1. 利用水力计算图表进行计算

应用非满流管渠水力计算的基本公式 (3-25) 和 (3-26), 制成相应的水力计算图表, 将水力计算过程简化为查图表的过程。这是《室外排水工程设计规范》和《给水排水设计手册》推荐采用的方法, 使用起来比较简单。

水力计算图适用于混凝土及钢筋混凝土管道, 其粗糙系数 $n=0.014$ (也可制成不同粗糙系数的图表)。每张图适用于一个指定的管径。图上的纵座标表示坡度 i , 即是设计管道的管底坡度, 横座标表示流量 Q , 图中的曲线分别表示流量、坡度、流速和充满度间的关系。当选定管材与管径后, 在流量 Q 、坡度 i 、流速 v 、充满度 h/d 四个因素中, 只要已知其中任意两个, 就可由图查出另外两个。参见附录 8-1、设计手册或其他有关书籍, 这里不详细介绍。

2. 借助于满流水力计算公式并通过一定的比例变换进行计算

假设: 同一条满流管道与待计算的非满流管道具有相同的管径 d 和水力坡度 i , 其过水断面面积为 A_0 , 水力半径为 R_0 , 通过流量为 Q_0 , 流速为 v_0 。满流管渠的 A_0 、 R_0 、 Q_0 、 v_0 与非满流时相应的 A 、 R 、 Q 、 v 存在一定的比例关系, 且随充满度 $\alpha = h/d$ 的变化而变化。

为方便计算, 可根据上述关系预先制作成图 3-2 和表 3-5, 供水力计算时采用, 具体计算方法见“无压圆管的水力计算”。

第五节 管道的水力等效简化

为了计算方便,在给水管网水力计算过程中,经常采用水力等效原理,将局部管网简化成为一种较简单的形式。如多条管道串联或并联工作时,可以将其等效为单条管道;管道沿线分散的出流或者入流可以等效转换为集中的出流或入流;泵站多台水泵并联工作可以等效为单台水泵等。

水力等效简化原则是:经过简化后,等效的管网对象与原来的实际对象具有相同的水力特性。如两条并联管道简化成一条后,在相同的总输水流量下,应具有相同的水头损失。

一、串联或并联管道的简化

1. 串联

当两条或两条以上管道串联使用时,设它们的长度和直径分别为 $l_1, l_2, \dots, l_N$ 和 $d_1, d_2, \dots, d_N$ 。如图 3-3 所示,则可以将它们等效为一条直径为 d , 长度为 $l = l_1 + l_2 + \dots + l_N$ 的管道。根据水力等效原则有:

$$h_f = \frac{kq^n}{d^m} l \quad (3-27)$$

$$\frac{kq^n}{d^m} l = \sum_{i=1}^N \frac{kq^n l_i}{d_i^m}$$

$$d = \left(l / \sum_{i=1}^N \frac{l_i}{d_i^m} \right)^{\frac{1}{m}} \quad (3-28)$$

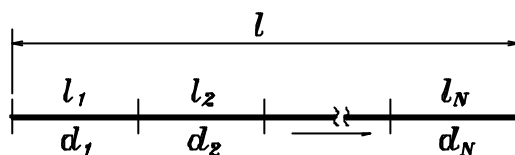


图 3-3 管道串联示意

2. 并联

当两条或两条以上管道并联使用时,各并联管道的长度 l 相等,设它们的直径和流量分别为:

$d_1, d_2, \dots, d_N$ 和 $q_1, q_2, \dots, q_N$ 。

如图 3-4 所示,可以将它们等效

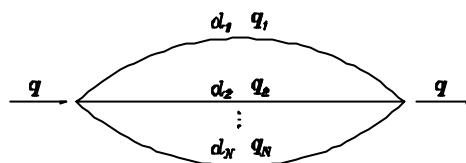


图 3-4 管道并联示意

为一条直径为 d 长度为 l 的管道,输送流量为:

$$q = q_1 + q_2 + \dots + q_N$$

根据水力等效原则和式 (3.27), 有:

$$\frac{kq^n}{d^m} l = \frac{kq_1^n l}{d_1^m} = \frac{kq_2^n l}{d_2^m} = \dots = \frac{kq_N^n l}{d_N^m}$$

$$d = \left(\sum_{i=1}^N d_i^{\frac{m}{n}} \right)^{\frac{n}{m}} \quad (3-29)$$

当并联管道直径相同,即 $d_1 = d_2 = \dots = d_N = d_i$ 时,则有:

$$d = (N d_i^{\frac{n}{m}})^{\frac{m}{n}} = (N)^{\frac{m}{n}} d_i \quad (3-30)$$

[例 3-3] 两条相同直径管道并联使用，管径分别为 DN200、300、400、500、600、700、800、900、1000 和 1200mm，试计算等效管道直径。

[解] 采用曼宁公式计算水头损失， $n=2$ ， $m=5.333$ ，计算结果见表 3-6，如两条 DN500mm 管道并联，其等效管道直径为：

$$d = (N)^{\frac{n}{m}} d_i = 2^{\frac{2}{5.333}} \times 500 = 648 \text{ (mm)}$$

双管并联等效管道直径										表 3-6
双管并联管道直径 (mm)	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1200
等效管道的直径 (mm)	259	389	519	648	778	908	1037	1167	1297	1556

二、沿线均匀出流的简化

在给水管网中，配水管道沿线向用户供水，设沿线用户的用水流量为 q_l ，向下游管道转输的流量为 q_t ，如图 3-5 所示。假设沿线出流量是均匀的，则管道内任意断面 x 处的流量可表示为：

$$q_x = q_t + \frac{l-x}{l} q_l$$

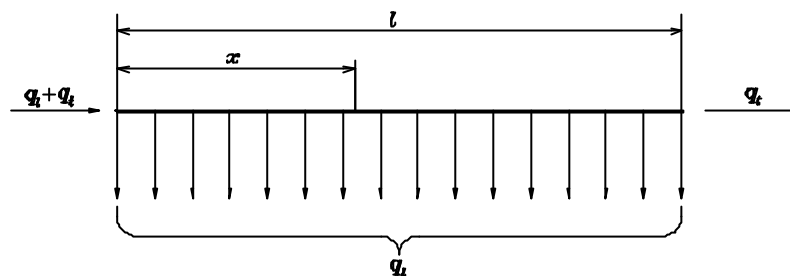


图 3-5 管道沿线出流示意

沿程水头损失计算如下：

$$h_f = \int_0^l \frac{k(q_t + \frac{l-x}{l} q_l)^n}{d^m} dx = k \frac{(q_t + q_l)^{n+1} - q_t^{n+1}}{(n+1)d^m q_l} l$$

为了简化计算，现将沿线流量 q_l 分为两个集中流量，分别转移到管道的起端和末端，假设转移到末端的沿线流量为 αq_l ，（ α 称为流量折算系数），其余沿线流量转移到起端，则通过管道的流量为 $q = q_t + \alpha q_l$ ，根据水力等效原则，应有：

$$h_f = k \frac{(q_i + q_l)^{n+1} - q_l^{n+1}}{(n+1)d^m q_l} l = k \frac{(q_i + \alpha q_l)^n}{d^m} l$$

令 $n = 2$, $\gamma = q_i / q_l$, 代入上式可求得:

$$\alpha = \sqrt{\gamma^2 + \gamma + \frac{1}{3}} - \gamma \quad (3-31)$$

从上式可见, 流量折算系数 α 只和 γ 值有关, 在管网末端的管道, 因转输流量为零, 即 $\gamma = 0$, 代入上式得 $\alpha = \sqrt{1/3} = 0.577$, 而在管网起端的管道, 转输流量远大于沿线流量, $\gamma \rightarrow \infty$, 流量折算系数 $\alpha \rightarrow 0.50$ 。由此表明, 管道沿线出流的流量可以近似地一分为二, 转移到两个端点上, 由此造成的计算误差在工程上是允许的。

三、局部水头损失计算的简化

在给水管网中, 局部水头损失一般占总水头损失的比例较小, 通常可以忽略不计。但在一些特殊情况下, 局部水头损失必须进行计算。为了简化计算, 可以将局部水头损失等效于一定长度的管道 (称为当量管道长度) 的沿程水头损失, 从而可以与沿程水头损失合并计算。

设某管道直径为 d , 管道上的局部阻力设施的阻力系数为 ζ , 令其局部水头损失与当量管道长度的沿程水头损失相等, 则有:

$$\zeta \frac{v^2}{2g} = \lambda \frac{l_d v^2}{d 2g} = \frac{v^2}{C^2 R} l_d$$

经简化得:

$$l_d = \frac{d \zeta}{\lambda} = \frac{d \zeta}{8g} C^2 \quad (3-32)$$

式中 l_d — 当量管道长度, m。

[例 3-4] 已知某管道直径 $d=800\text{mm}$, 管壁粗糙系数 $n=0.0013$, 管道上有 2 个 45° 和一个 90° 弯头, 2 个闸阀, 2 个直流三通, 试计算当量管道长度 l_d 。

[解] 查表 3-4, 该管道上总的局部阻力系数:

$$\zeta = 2 \times 0.4 + 1 \times 0.9 + 2 \times 0.19 + 2 \times 0.1 = 2.28$$

采用曼宁公式计算谢才系数:

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} = \frac{1}{0.013} \times (0.25 \times 0.8)^{\frac{1}{6}} = 58.82$$

求得当量管道长度为:

$$l_d = \frac{d \zeta}{8g} C^2 = \frac{0.8 \times 2.28}{8 \times 9.81} \times 58.82^2 = 80.41 \quad (\text{m})$$

第四章 给水管道设计用水量

本章内容:

- 1、设计用水量组成
- 2、用水量变化
- 3、用水量计算

本章难点: 用水量计算

城市用水量计算是给水系统规划和设计的主要内容之一,是决定给水系统中水资源的利用量、取水、水处理、泵站和管网等设施的工程建设规模和投资额的基本依据。

设计用水量通常由下列各项组成:

(1) 综合生活用水,包括居民生活用水和公共建筑及设施用水。前者指城市中居民的饮用、烹调、洗涤、冲厕、洗澡等日常生活用水,后者则包括娱乐场所、宾馆、浴室、商业、学校和机关办公楼等用水;

(2) 工业企业生产用水和职工生活用水;

(3) 消防用水;

(4) 浇洒道路和绿地用水等市政用水;

(5) 管网漏失水量及未预计水量。

在确定设计用水量时,应根据各种供水对象的使用要求及发展规划和现行用水定额,计算出相应的用水量,最后加以综合作为设计的依据。

第一节 用水量定额

用水量定额是指不同的用水对象在设计年限内达到的用水水平。

一、生活用水定额

生活用水定额指每人、每天的用水量,以 $L/(\text{Cap} \cdot d)$ 计。影响生活用水定额的因素很多,如当地的水资源和气候条件、人民的生活水平、生活习惯、收费标准及办法、管理水平、水质和水压等因素有关。

1. 居民生活用水定额和综合生活用水定额

设计时应根据当地国民经济、城市发展规划和水资源充沛程度,在现有用水定额基础上,结合给水专业规划和给水工程发展条件综合分析确定。如缺乏实际用水资料,则居民生活用水定额和综合生活用水定额可参照现行《室外给水设计规范》的规定。

2. 公共建筑用水定额

可参照现行《建筑给水排水设计规范》的规定。

3. 工业企业职工生活及淋浴用水定额

工业企业职工生活及淋浴用水定额是指工业企业职工在从事生产活动时所消费的生活及淋浴用水量,以 $L/(\text{Cap} \cdot \text{班})$ 计,设计时可按《工业企业设计卫生标准》的规定。工作

人员生活用水量应根据车间性质决定，一般车间采用每人每班 25L，高温车间采用每人每班 35L。职工淋浴用水定额与车间特征有关，淋浴时间在下班后一小时内进行，

二、工业企业生产用水定额

工业生产用水一般是指工业企业在生产过程中的用水，包括直接冷却水、工艺用水（产品用水、洗涤用水、直接冷却水、锅炉用水）、空调用水等方面。

工业企业生产用水定额通常采用以下三种表示方法：①以万元产值用水量表示。②按单位产品用水量表示。③按每台设备每天用水量表示。可参照有关工业用水量定额。

生产用水量通常由企业的工艺部门提供。在缺乏资料时，可参考同类型企业用水指标。在估计工业企业生产用水量时，应按当地水源条件、工业发展情况、工业生产水平，预估将来可能达到的重复利用率。

三、消防用水定额

消防用水量、水压和火灾延续时间等，应按照现行的《建筑设计防火规范》及《高层民用建筑设计防火规范》等执行。

四、其他用水

浇洒道路和绿化用水量应根据路面种类、绿化面积、气候和土壤等条件确定。浇洒道路用水量一般为每平方米路面每次 1.0~2.0L，每日 2~3 次。大面积绿化用水量可采用 $1.5 \sim 4.0 \text{ L}/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$ 。

城市的未预见水量和管网漏失水量可按最高日用水量的 15%~25% 合并计算，工业企业自备水厂的上述水量可根据工艺和设备情况确定。

第二节 用水量变化

用水量变化规律可以用变化系数或变化曲线表示,为了计算给水系统各组成部分的设计流量,必须给出最高日用水量的变化规律。

一、变化系数的基本概念

室外给水工程系统设计只需要考虑日与日、时与时之间的差别,即逐日逐时用水量变化情况。

为了反映用水量逐日逐时的变化幅度大小,在给水工程中,引入了两个重要的特征系数:日变化系数和时变化系数。

1.日变化系数

在一年中,每天用水量的变化可以用日变化系数表示,即最高日用水量与平均日用水量的比值,称为日变化系数,记作 K_d ,即:

$$K_d = \frac{Q_d}{\bar{Q}_d} \quad (4-1)$$

或
$$K_d = 365 \frac{Q_d}{Q_y} \quad (4-2)$$

式中 Q_d —最高日用水量, m^3/d ;

Q_y —全年用水量, m^3/a ;

$\bar{Q}_d$ —平均日用水量, m^3/d 。

2.时变化系数

在一日内,每小时用水量的变化可以用时变化系数表示,设计时一般计最高日用水量的时变化系数。最高一小时用水量与平均时用水量的比值,叫做时变化系数,记作 K_h ,即:

$$K_h = \frac{Q_h}{\bar{Q}_h} \quad (4-3)$$

或
$$K_d = 24 \frac{Q_h}{\bar{Q}_d} \quad (4-4)$$

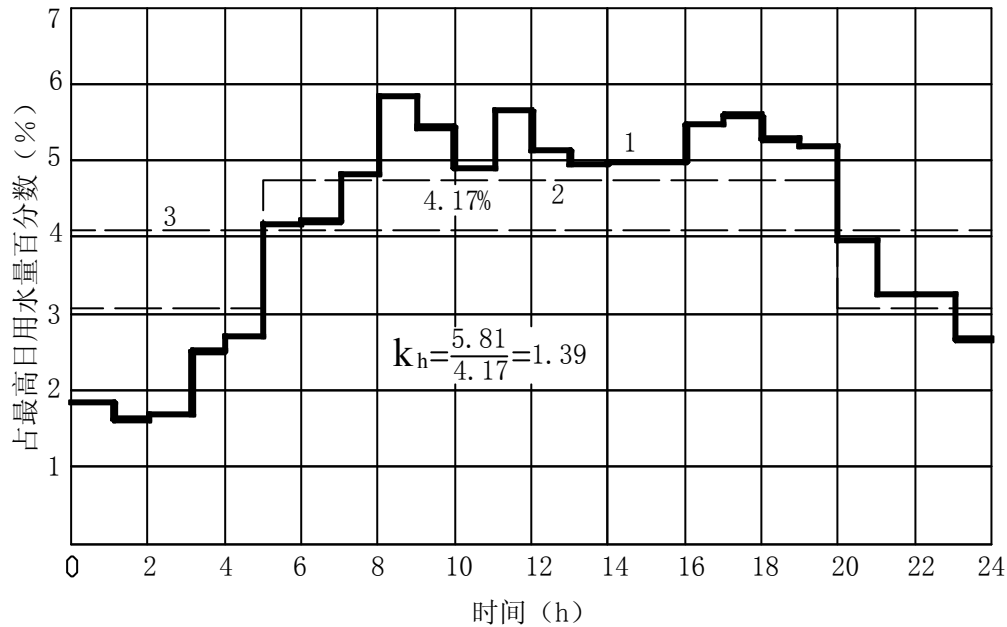
式中 Q_h —最高日最高时用水量, m^3/h ;

$\bar{Q}_h$ —最高日平均时用水量, m^3/h 。

在缺乏实际用水资料情况下,最高日城市综合用水的时变化系数 K_h 宜采用 1.3~1.6,大中城市的用水比较均匀, K_h 值较小,可取下限,小城市可取上限或适当加大。日变化系数 K_d ,根据给水区的地理位置、气候、生活习惯和室内给水排水设施完善程度,其值约为 1.1~1.8,可根据《城市给水工程规划规范》(GB50282—98)选用,

二、用水量变化曲线

在设计给水系统时，除了求出设计年限内最高日用水量和最高日的最高一小时用水量外，还应知道 24h 的用水量变化，以确定各种给水构筑物的大小，这种用水量变化规律，通常以用水量变化曲线表示



1-用水量变化曲线；2-二级泵站设计供水线；3-一级泵站设计供水线

第三节 用水量计算

城市总用水量的计算,应包括设计年限内该给水系统所供应的全部用水:居住区综合生活用水、工业企业职工生活用水、淋浴用水和生产用水、浇洒道路和绿地用水等市政用水以及未预见水量和管网漏失水量等。由于用水集中且历时短暂,消防用水量不累计到总用水量中,仅作设计校核。

一、最高日设计用水量计算

城市最高日设计用水量应包括以下几项:

1. 生活用水量计算

(1) 综合生活用水量 Q_1 的计算

综合生活用水量包括城市居民生活用水量 Q_1' 和公共建筑用水量 Q_1'' , 其中:

①居民生活用水量 Q_1' 可按下式计算:

$$Q_1' = \frac{N_1 q_1'}{1000} \text{ (m}^3/\text{d)} \quad (4-5)$$

式中 q_1' —设计年限内采用的最高日居民生活用水定额, L/(cap·d), 参见表 4-1;

N_1 —设计年限内规划人口数, cap。

②公共建筑用水量 Q_1'' , 可按下式计算:

$$Q_1'' = \frac{1}{1000} \sum_{i=1}^n N_{1i} q_{1i}'' \text{ (m}^3/\text{d)} \quad (4-6)$$

式中 q_{1i}'' —某类公共建筑最高日用水定额, 按表 4-3 采用;

N_{1i} —对应用水定额用水单位的数量 (人、床位等)。

所以: $Q_1 = Q_1' + Q_1''$

综合生活用水量 Q_1 也可直接按下式计算:

$$Q_1 = \frac{1}{1000} \sum_{i=1}^n N_{1i} q_{1i} \text{ (m}^3/\text{d)} \quad (4-7)$$

式中 q_{1i} —设计年限内城市各用水分区的最高日综合生活用水定额, L/(cap·d), 参见表 4-2;

N_{1i} —设计年限内城市各用水分区的计划用水人口数, cap。

一般情况下,城市应按房屋卫生设备类型不同,划分不同的用水区域,以分别选用用水量定额,使计算更准确。城市计划人口数往往并不等于实际用水人数,所以,应按实际情况考虑用水普及率,以便得出实际用水人数。

(2) 工业企业职工的生活用水和淋浴用水量 Q_2 计算

$$Q_2 = \sum \frac{q_{2ai}N_{2ai} + q_{2bi}N_{2bi}}{1000} \text{ (m}^3/\text{d)} \quad (4-8)$$

式中 q_{2ai} —各工业企业车间职工生活用水量定额, L/(cap·班);

q_{2bi} —各工业企业车间职工淋浴用水量定额, L/(cap·班);

N_{2ai} —各工业企业车间最高日职工生活用水总人数, cap;

N_{2bi} —各工业企业车间最高日职工淋浴用水总人数, cap。

注意, N_{2ai} 和 N_{2bi} 应计算全日各班人数之和, 不同车间用水量定额不同时, 应分别计算。

2. 工业企业生产用水量 Q_3 计算

$$Q_3 = \sum q_{3i}N_{3i}(1-n) \text{ (m}^3/\text{d)} \quad (4-9)$$

式中 q_{3i} —各工业企业最高日生产用水量定额, m³/万元、m³/产品单位或 m³/(生产设备单位·d);

N_{3i} —各工业企业产值, 万元/d, 或产量, 产品单位/d, 或生产设备数量, 生产设备单位;

n —各工业企业生产用水重复利用率。

3. 市政用水量计算 Q_4 计算

$$Q_4 = \frac{q_{4a}N_{4a}n_4 + q_{4b}N_{4b}}{1000} \text{ (m}^3/\text{d)} \quad (4-10)$$

式中 q_{4a} —城市浇洒道路用水量定额, L/(m²·次);

q_{4b} —城市大面积绿化用水量定额, L/(m²·d);

N_{4a} —城市最高日浇洒道路面积, m²;

n_4 —城市最高日浇洒道路次数;

N_{4b} —城市最高日大面积绿化面积, m²。

除上述各种用水量外, 未预见水量及管网漏失水量, 一般按上述各项用水量之和的 15%~25% 计算。

因此, 设计年限内城镇最高日设计用水量为:

$$Q_d = (1.15 \sim 1.25)(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) \text{ (m}^3/\text{d)} \quad (4-11)$$

二、最高日平均时和最高时用水量计算

1. 最高日平均时用水量为:

$$\bar{Q}_h = \frac{Q_d}{24} \text{ (m}^3/\text{d)} \quad (4-12)$$

2. 最高日最高时设计用水量为:

$$Q_{\max} = K_h Q_d / 24 \text{ (m}^3/\text{d)} \quad (4-13)$$

$$\text{或 } Q_h = \frac{1000 \times K_h Q_d}{24 \times 3600} = \frac{K_h Q_d}{86.4} \quad (\text{L/s}) \quad (4-14)$$

式中 K_h —时变化系数；

Q_d —最高日设计用水量， m^3/d 。

由于各种用水的最高时用水量并不一定同时发生，因此不能简单将其叠加，一般是通过编制整个给水区域的逐时用水量计算表，从中求出各种用水按各自用水规律合并后的最高时用水量或时变化系数 K_h ，作为设计依据。

三、消防用水量计算

由于消防用水量是偶然发生的，不累计到设计总用水量中，所以消防用水量 Q_x 仅作为给水系统校核计算之用， Q_x 可按下式计算：

$$Q_x = N_x q_x \quad (4-15)$$

式中 N_x 、 q_x —分别为同时发生火灾次数和一次灭火用水量，按国家现行《建筑设计防火规范》的规定确定。

第五章 给水系统的工作工况

本章内容:

- 1、给水系统的流量关系
- 2、给水系统的水压关系

本章难点: 清水池和水塔容积计算

给水系统是由功能互不相同而且又彼此密切联系的各组成部分连接而成,它们必须共同工作满足用户对给水的要求。因此,需从整体上对给水系统各组成部分的工作特点和它们在流量、压力方面的关系进行分析,以便确定各构筑物、管道和设备的设计或运行参数。

第一节 给水系统的流量关系

为了保证供水的可靠性,给水系统中所有构筑物都应以最高日设计用水量 Q_d 为基础进行设计计算。但是,给水系统中各组成部分的工作特点不同,其设计流量也不同。

一、取水构筑物、一级泵站和给水处理构筑物

取水构筑物、一级泵站和水厂是连续、均匀地运行。原因是:①从水厂运行角度,流量稳定,有利于水处理构筑物稳定运行和管理;②从工程造价角度,每日均匀工作,平均每小时的流量将会比最高时流量有较大的降低,同时又能满足最高日供水要求,这样,取水和水处理系统的各项构筑物尺寸、设备容量及连接管直径等都可以最大限度地缩小,从而降低工程造价。取水和水处理工程的各项构筑物、设备及其连接管道,以最高日平均时设计用水量加上水厂的自用水量作为设计流量,即:

$$Q_1 = \frac{\alpha Q_d}{T} \quad (\text{m}^3/\text{d}) \quad (5-1)$$

式中 α —考虑水厂本身用水量系数,以供沉淀池排泥、滤池冲洗等用水。其值取决于水处理工艺、构筑物类型及原水水质等因素,一般在 1.05~1.10 之间;

T —每日工作小时数。水处理构筑物不宜间歇工作,一般按 24 均匀工作考虑,只有夜间用水量很小的县镇、农村等才考虑一班或两班制运转。

取用地下水若仅需在进入管网前消毒而无需其他处理时,一级泵站可直接将井水输入管网,但为提高水泵的效率和延长井的使用年限,一般先将水输送到地面水池,再经二级泵站将水池水输入管网。因此,取用地下水的一级泵站计算流量为:

$$Q_1 = \frac{Q_d}{T} \quad (\text{m}^3/\text{d}) \quad (5-2)$$

和式 (5-1) 不同的是,水厂本身用水量系数 α 为 1。

二、二级泵站

二级泵站的工作情况与管网中是否设置流量调节构筑物(水塔或高地水池等)有关。当管网中无流量调节构筑物时,任一小时的二级泵站供水量应等于用水量。这种情况下,二级泵

站最大供水流量，应等于最高日最高时设计用水量 Q_h ；为使二级泵站在任何时候既能保证安全供水，又能在高效率下经济运转，设计二级泵站时，应根据用水量变化曲线选用多台大小搭配的水泵（或采用改变水泵转速的方式调节水泵装置的工况）来适应用水量变化。实际运行时，由管网的压力进行控制。例如，管网压力上升时，表明用水量减少，应适当减开水泵或大泵换成小泵（或降低水泵转速）；反之，应增开水泵或小泵换成大泵（或提高水泵转速）。水泵切换（或改变转速）均可自动控制。这种供水方式，完全通过二级泵站的工况调节来适应用水量的变化，使二级泵站供水曲线符合用户用水曲线。目前，大中城市一般不设水塔，均采用此种供水方式。

当管网内设有水塔或高地水池时，二级泵站分级供水。二级泵站的设计供水线应根据用水量变化曲线拟定。拟定时应注意以下几点：①泵站各级供水线尽量接近用水线，以减小水塔的调节容积，但从泵站运转管理的角度来说，分级数又不宜过多，一般不应多于3~5级。②分级供水时，应注意每级能否选到合适的水泵，以及水泵机组的合理搭配，并尽可能满足目前和今后一段时间内用水量增长的需要。

管网内设有水塔或高地水池时，由于它们能调节水泵供水和用水之间的流量差，因此二级泵站每小时的供水量可以不等于用水量。

三、输水管和配水管网

输水管和配水管网的计算流量均应按输配水系统在最高日最高用水时工作情况确定，并与管网中有无水塔(或高地水池)及其在管网中的位置有关。

当管网中无水塔时，泵站到管网的输水管和配水管网都应以最高日最高时设计用水量 Q_h 作为设计流量。

管网起端设水塔时（网前水塔），泵站到水塔的输水管直径应按泵站分级工作的最大一级供水流量计算，水塔到管网的输水管和配水管网仍按最高时用水量 Q_h 计算。

管网末端设水塔时（对置水塔或网后水塔），因最高时用水量必须从二级泵站和水塔同时向管网供水，泵站到管网的输水管以泵站分级工作的最大一级供水流量作为设计流量，水塔到管网的输水管流量按照水塔输入管网的流量进行计算。

设有网中水塔时，有两种情况，一种是水塔靠近二级泵站，并且泵站的供水流量大于泵站与水塔之间用户的用水流量，此种情况类似于网前水塔；一种是水塔离泵站较远，以致泵站的供水流量小于泵站与水塔之间用户的用水流量，在泵站与水塔之间将出现供水分界线，情况类似于对置水塔。这两种情况下的设计流量确定问题可参见前文所述。

四、水塔与清水池的调节作用

1. 水塔的流量调节

二级泵站供水流量和用户用水流量不相等时，其差额可由水塔来调节。

2. 清水池的流量调节

调节一、二级泵站供水量的差额。

第二节 清水池和水塔

清水池和水塔在给水中主要起流量调节作用，另外，清水池还兼有贮存水量和保证与消毒剂有充分消毒接触时间等作用，水塔还兼有贮存水量和保证管网水压的作用。

一、清水池和水塔的容积计算

1.清水池和水塔的调节容积计算

清水池和水塔的调节容积的计算，通常采用两种方法：一种是根据 24h 供水量和用水量变化曲线推算，一种是凭经验估算。

缺乏用水量变化规律的资料时，城市水厂的清水池调节容积，可凭运转经验，按最高日用水量的 10%~20%估算。水塔的调节容积，可按最高日用水量的 2.5%~6%估算，城市用水量小时取低值。工业用水可按生产上的要求（调度、事故和消防）确定水塔调节容积。

当有城市 24 小时的用水量变化的详细资料时，清水池和水塔的调节容积可按连续相加法等方法进行计算

水塔和清水池的调节容积计算见表 5-1。

清水池和水塔调节容积计算

表 5-1

时间	用水量 (%)	二级泵站 供水量 (%)	一级泵站 供水量 (%)	清水池调节容积 (%)		水塔调节 容积 (%)
				无水塔时	有水塔时	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
0~1	1.71	3.11	4.17	-2.46	-1.06	-1.40
1~2	1.64	3.11	4.17	-2.53	-1.06	-1.47
2~3	1.66	3.11	4.16	-2.50	-1.05	-1.45
3~4	2.49	3.11	4.17	-1.68	-1.06	-0.62
4~5	2.68	3.11	4.17	-1.49	-1.06	-0.43
5~6	4.26	4.80	4.16	0.10	0.64	-0.54
6~7	4.35	4.80	4.17	0.18	0.63	-0.45
7~8	4.81	4.80	4.17	0.64	0.63	0.01
8~9	5.81	4.80	4.16	1.65	0.64	1.01
9~10	5.43	4.80	4.17	1.26	0.63	0.63
10~11	4.87	4.80	4.17	0.70	0.63	0.07
11~12	5.68	4.80	4.16	1.52	0.64	0.88
12~13	5.19	4.80	4.17	1.02	0.63	0.39
13~14	4.89	4.80	4.17	0.72	0.63	0.09
14~15	4.93	4.80	4.16	0.77	0.64	0.13

15~16	4.93	4.80	4.17	0.76	0.63	0.13
16~17	5.42	4.80	4.17	1.25	0.63	0.62
17~18	5.57	4.80	4.16	1.41	0.64	0.77
18~19	5.32	4.80	4.17	1.15	0.63	0.52
19~20	5.26	4.80	4.17	1.09	0.63	0.46
20~21	3.94	3.11	4.16	-0.22	-1.05	0.83
21~22	3.23	3.11	4.17	-0.94	-1.06	0.12
22~23	3.23	3.11	4.17	-0.94	-1.06	0.12
23~24	2.70	3.11	4.16	-1.46	-1.05	-0.41
累计	100.00	100.00	100.00	14.22	9.50	6.78

清水池中除了贮存调节用水以外，还存放消防用水和水厂生产用水，因此，清水池有效容积等于：

$$W = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 \tag{5-3}$$

- 式中 W_1 —清水池调节容积, m^3 ;
 W_2 —消防贮水量, m^3 , 按 2h 火灾延续时间计算;
 W_3 —水厂冲洗滤池和沉淀池排泥等生产用水, 等于最高日用水量的 5%~10%;
 W_4 —安全贮水量。

清水池有效容积按上式计算时，尚需复核必要的消毒接触时间(消毒时间不低于 30 分钟)。

清水池的个数一般不少于两个，并能单独工作和分别放空。如有特殊措施能保证供水要求时，亦可采用一个，但需分格或采取适当措施，以便清洗或检修时不间断供水。

水塔除了贮存调节用水量以外，还需贮存室内消防用水量。因此，水塔设计有效容积为：

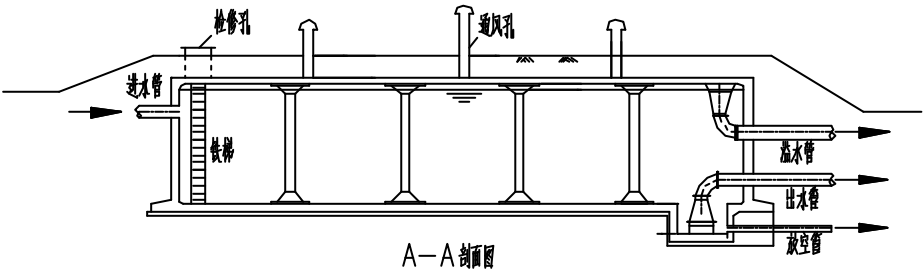
$$W = W_1 + W_2 \tag{5-4}$$

- 式中 W_1 —调节容积, m^3 ;
 W_2 —消防贮水量, m^3 , 按 10min 室内消防用水量计算。

二、清水池和水塔的构造

1.清水池的构造

一般当水池容积小于 2500 m^3 时，以圆形较为经济，大于 2500 m^3 以矩形较为经济。



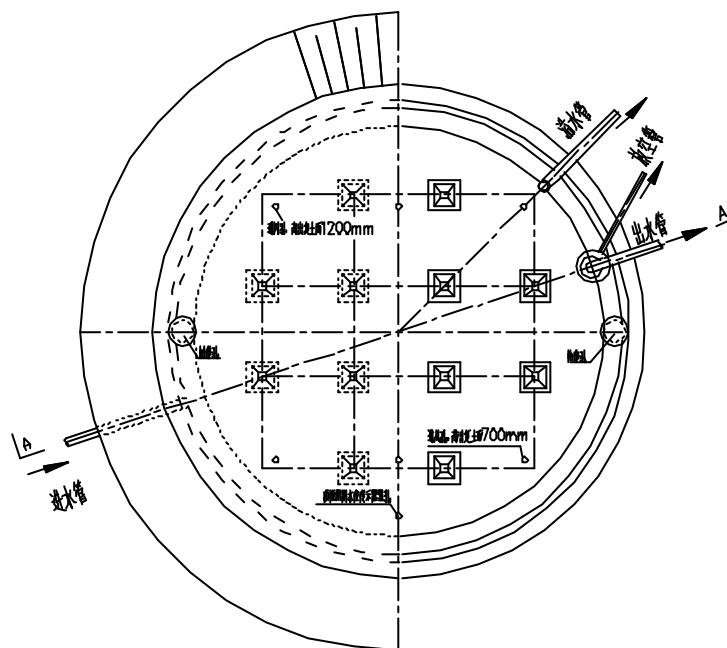


图 5-2 圆形钢筋混凝土水池

清水池个数或分格数，一般不少于两个，并且可以单独工作，分别检修。如近期只建造一个清水池时，水厂应设超越管绕过清水池，以便清洗时仍可供水。

2. 水塔的构造

多数水塔采用钢筋混凝土或砖石等建造，但以钢筋混凝土水塔或砖支座的钢筋混凝土水柜用得较多。

钢筋混凝土水塔主要由水柜（或水箱）、塔架、管道和基础组成。

- (1) 水柜（或水箱）
- (2) 塔体
- (3) 管道和设备
- (4) 基础

第三节 给水系统的水压关系

为供给用户足够的生活用水或生产用水,给水系统应保证一定的水压,通常叫做自由水压,即从地面算起的水压。城市给水管网需保持最小的自由水压为:1层10m,2层12m,2层以上每层增加4m。

一、一级泵站水泵扬程确定

水泵扬程 H_p 等于静扬程和水头损失之和:

$$H_p = H_{ST} + \sum h \quad (5-5)$$

水头损失 $\sum h$ 包括水泵吸水管、压水管和泵站连接管线的水头损失。

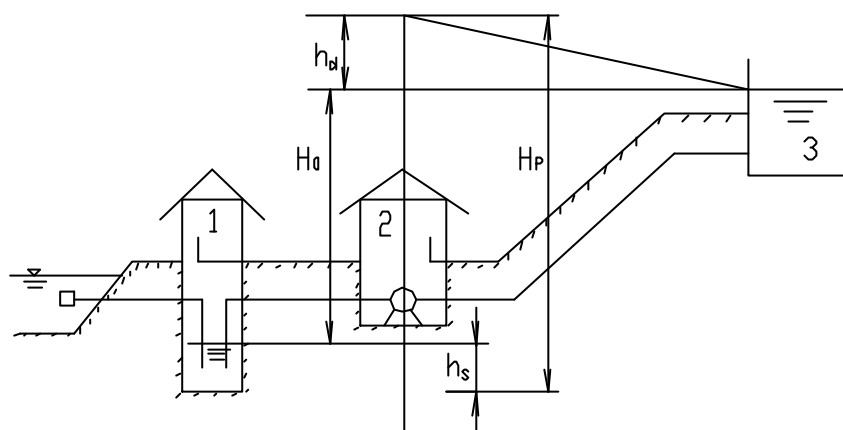
所以一级泵站的扬程为(图5-3):

$$H_p = H_0 + h_s + h_d \quad (5-6)$$

式中 H_0 —静扬程, m;

h_s —由最高日平均时供水量加水厂自用水量确定的吸水管路水头损失, m;

h_d —由最高日平均时供水量加水厂自用水量确定的压水管和泵站到絮凝池管线中的水头损失, m。



1—吸水井; 2—一级泵站; 3—絮凝池

二、二级泵站水泵扬程和水塔高度的确定

二级泵站水泵扬程和水塔的高度与管网中是否设置水塔及水塔在管网中的位置有关。

1. 无水塔管网

无水塔的管网(图5-4)由泵站直接输水到用户时,静扬程等于清水池最低水位与管网

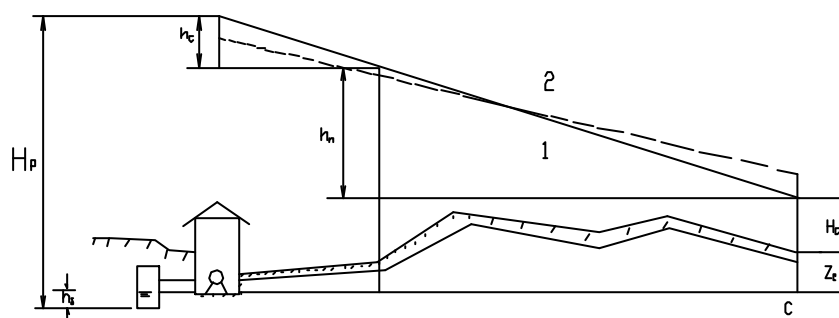


图 5-4 无水塔管网的水压线

1-最小用水时；2-最高用水时

控制点所需水压标高的高程差。所谓的控制点是指整个给水系统中水压最不容易满足的地点（又称最不利点），用以控制整个供水系统的水压，只要该点的压力在最高用水量时可以达到最小服务水头的要求，整个管网就不会存在低水压区。该点对供水系统起点（泵站或水塔）的供水压力要求最高，这一特征是判断某点是不是控制点的基本准则。正确地分析确定系统的控制点非常重要，它是正确进行给水系统水压分析的关键。一般情况下，控制点通常在系统的下列地点：

- （1）地形最高点；
- （2）距离供水起点最远点；
- （3）要求自由水压最高点。

当然，若系统中某一地点能同时满足上述条件，这一地点一定是控制点，但实际工程中，往往不是这样，多数情况下只具备其中的一个或两个条件，这时需选出几个可能的地点通过分析比较才能确定。另外，选择控制点时，应排除个别对水压要求很高的特殊用户（如高层建筑、工厂等），这些用户对水压的要求应自行加压解决，对于同一管网系统，各种工况（最高时、消防时、最不利管段损坏时、最大转输时等）的控制点往往不是同一地点，需根据具体情况正确选定。

水头损失包括吸水管、压水管、输水管和管网等水头损失之和。故无水塔时二级泵站扬程为：

$$H_p = Z_c + H_c + h_s + h_c + h_n \quad (5-7)$$

式中 Z_c —管网控制点 c 的地面标高和清水池最低水位的高程差，m；

H_c —控制点所需的最小服务水头，m；

h_s —吸水管中的水头损失，m；

h_c, h_n —输水管和管网中水头损失，m。

h_s ， h_c 和 h_n 都应按水泵最高时供水量计算。

2.网前（前置）水塔管网

对于网前（前置）水塔，当泵站供水量大于管网中用户用水量时，多余的水量通过输水管送至水塔中贮存，而在最高用水时，由泵站和水塔联合向管网中用户供水以满足水量的需求。网前（前置）水塔的水压线见图 5-5，由图中的水压关系，最高用水时的水压平衡关系为：

$$Z_t + H_t = Z_c + H_c + h_n \quad (5-8)$$

式中 Z_t —设置水塔处的地形标高，m；

H_t —水塔高度，m；

Z_c —控制点处的地形标高，m；

H_c —控制点要求的自由水压，m；

h_n —按最高时用水量计算的从水塔至控制点之间管路的水头损失，m。

故水塔高度计算公式为：

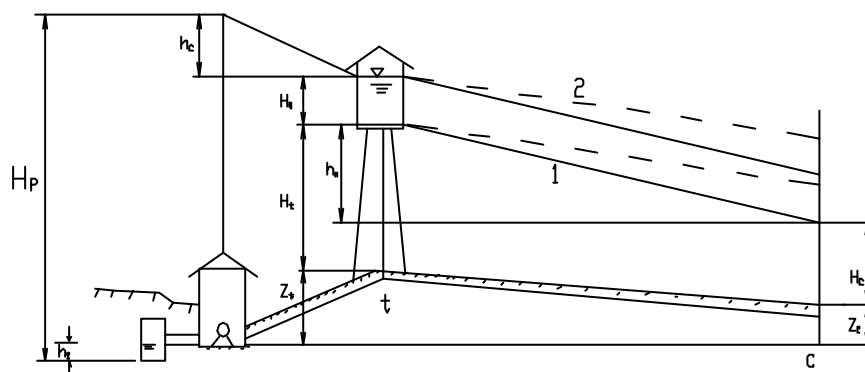


图 5-5 网前水塔管网的水压线

1—最高用水时；2—最小用水时

3.网后（对置）水塔管网

由于城市地形和保证供水区水压的需要，水塔可能布置在管网末端的高地上，这样就形

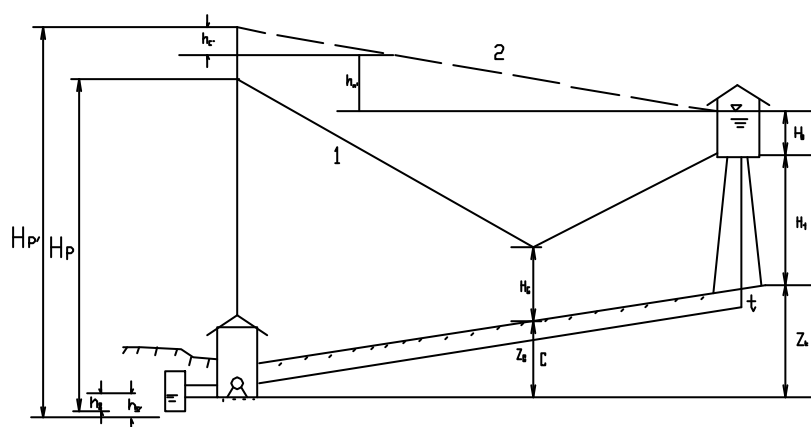


图 5-6 对置水塔管网的水压线

1-最高用水时；2-最大转输时

(1) 在最高用水量时，管网用水由泵站和水塔同时供给，两者各有自己的给水区，在给水分界线上，水压最低。水泵扬程可按无水塔管网的计算公式（式 5-7）进行计算，水塔高度的计算公式可按网前水塔的计算公式（式 5-9）进行计算。

(2) 在一天内有若干小时因二级泵站供水量大于用水量，多余的水通过管网转输入水塔贮存，一般取最大一小时的转输流量作为管网设计校核的依据。

最大转输时水泵扬程的计算公式为：

$$H_p' = Z_t + H_t + H_0 + h_s' + h_c' + h_n' \quad (5-10)$$

式中 H_p' —最大转输时水泵扬程，m；

h_s', h_c', h_n' —最大转输时吸水管、输水管和管网中水头损失，m。

h_s' ， h_c' 和 h_n' 都应按最大转输流量计算。

这时需校核根据最高用水量确定的水泵扬程 H_p 能否满足最大转输时水泵扬程 H_p' 。

三、消防时的水压关系

二级泵站的扬程除了满足最高用水的水压外，还应满足消防流量时的水压要求。消防时管网通过的总流量按最高时设计用水量加消防流量($Q_h + Q_x$)，管网的自由水压值应保证不低于 10mH₂O 进行核算，以确定按最高用水时确定的管径和水泵扬程是否能适应这一工作情况的需要。

根据两种扬程的差别大小,有时需在泵站内设置专用的消防泵，或放大管网中个别管段的管径以减少水头损失而不用设专用消防泵。

第六章 给水管网设计

（一）教学要求

- 1、了解相关的基本概念；
- 2、熟练掌握给水管网的设计计算方法和步骤；

（二）教学内容

- 1、沿线流量和节点流量计算
- 2、管段流量分配
- 3、初拟管径
- 4、平差计算
- 5、泵站扬程与水塔高度设计；
- 6、管网校核；

（三）重点：沿线流量和节点流量计算，环状管网设计计算的理论、步骤及平差方法和管网校核。

第1节管段设计流量计算

确定各管段的设计流量的目的，在于依此来选定管径，进行管网水力计算。但要确定各管段的计算流量，需首先确定各管段的沿线流量和节点流量。

一、管网图形的简化

（一）简化目的及原则

在管网计算中，城市管网的现状核算及旧管网的扩建计算最为常见。由于给水管线遍布在街道下，不仅管线很多而且管径差别很大，若计算全部管线，实际上既无必要，也不大可能。因此，除了新设计的管网，因定线和计算仅限于干管网的情况外，对城镇管网的现状核算以及管网的扩建或改建往往需要将实际的管网加以简化，保留主要的干管，略去一些次要的、水力条件影响较小的管线，使简化后的管网基本上能反映实际用水情况，大大减轻计算工作量。通常管网越简化，计算工作量越小。但过分简化的管网，计算结果难免与实际用水情况的差别增大。所以，管网图形简化是保证计算结果接近于实际情况的前提下，对管线进行的简化。

（二）简化方法

在进行管网简化时，应先对实际管网的管线情况进行充分了解和他析，然后采用分解、合并、省略等方法进行简化。

1.分解

只有一条管线连接的两个管网，可以把连接管线断开，分解成为两个独立的管网；有两条管线连接的分支管网，若其位于管网的末端且连接管线的流向和流量可以确定时，也可以进行分解；管网分解后即可分别计算。

2.合并

管径较小、相互平行且靠近的管线可考虑合并。如管线交叉点很近时，可以将其合并为同一交叉点。相近交叉点合并后可以减少管线数目，使系统简化。在给水管网中，为了施工方便和减小水流阻力，管线交叉处往往用两个三通代替四通（实际工程中很少使用四通），不必将两个三通认为是两个交叉点，仍应简化为四通交叉点。

3.省略

管线省略时，首先略去水力条件影响较小的管线，即省略管网中管径相对较小的管线。管线

省略后的计算结果是偏于安全的，但是由于流量集中，管径增大，并不经济。

二、沿线流量

城市给水管网的干管和分配管上，承接了许多用户，沿线配水情况比较复杂，既有工厂、机关、学校、医院、宾馆等大用户，其用水量称为集中流量，又有数量很多、但用水量较小的居民用水、浇洒道路或绿化用水等沿线流量，以致不但沿线所接用户很多，而且用水量变化也很大。干管的配水情况如图 6-3 所示。

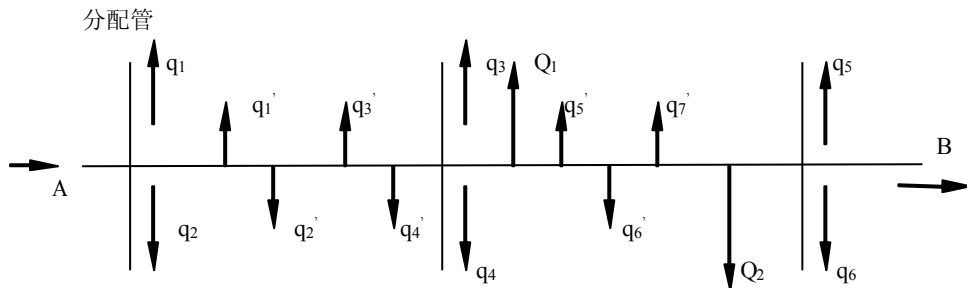


图 6-3 干管配水情况

从图中可以看出，干管除供沿线两旁为数较多的居民生活用水 q_1' 、 q_2' 、 q_3' 等外，还要供给分配管流量 q_1 、 q_2 、 q_3 等，还有可能给少数大用水户供应集中流量 Q_1 、 Q_2 、 Q_3 等。由于用水点多，用水量经常变化，所以按实际情况进行管网计算是非常繁杂的，而且在实际工程中也无必要。所以，为了计算方便，常采用简化法——比流量法，即假定小用水户的流量均匀分布在全部干管上。比流量法有长度比流量和面积比流量两种。

（一）长度比流量

所谓长度比流量法是假定沿线流量 q_1' 、 q_2' ……均匀分布在全部配水干管上，则管线单位长度上的配水流量称为长度比流量，记为 $q_s [L/(s \cdot m)]$ 。

q_s 可按下式计算：

$$q_s = \frac{Q - \sum Q_i}{\sum L} \quad (6-2)$$

式中 Q ——管网总用水量， L/s ；

$\sum Q_i$ ——工业企业及其他大用户的集中流量之和， L/s 。

$\sum L$ ——管网配水干管总计算长度， m ；单侧配水的管段（如沿河岸等地段敷设的只有一侧配水的管线）按实际长度的一半计入；双侧配水的管段，计算长度等于实际长度；两侧不配水的管线长度不计（即不计穿越广场、公园等无建筑物地区的管线长度）。

比流量的大小随用水量的变化而变化。因此，控制管网水力情况的不同供水条件下的比流量（如在最高用水时、消防时、最大转输时的比流量）是不同的，须分别计算。另外，若城市内各区人口密度相差较大时，也应根据各区的用水量和干管长度，分别计算其比流量。

长度比流量按用水量全部均匀分布在干管上的假定来求比流量，忽视了沿管线供水人数和用水量的差别，存在一定的缺陷。因此计算出来的配水量可能和实际配水量有一定差异。为接近实际配水情况，也可按面积比流量法计算。

（二）面积比流量

假定沿线流量 q_1' 、 q_2' ……均匀分布在整个供水面积上，则单位面积上的配水流量称为面积比流量，记作 $q_A [L/(s \cdot m^2)]$ ，按下式计算：

$$q_A = \frac{Q - \sum Q_i}{\sum A} \quad (6-3)$$

式中 $\sum A$ ——给水区域内沿线配水的供水面积总和, m^2 ;

其余符号意义同前。

干管每一管段所负担的供水面积可按分角线或对角线的方法进行划分, 如图 6-4 所示。在街区长边上的管段, 其单侧供水面积为梯形; 在街区短边上的管段, 其单侧供水面积为三角形。

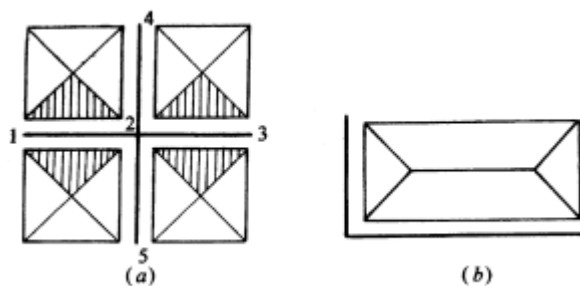


图 6-4 供水面积划分

(a) 对角线法;

(b) 分角线法

用面积比流量法计算虽然比较准确, 但计算过程较麻烦。当供水区域的干管分布比较均匀、干管距离大致相同的管网, 用长度比流量法计算较为简便。

由比流量 q_s 、 q_A 可计算出各管段的沿线配水流量即沿线流量, 记作 q_y , 则任一管段的沿线流量 $q_y(\text{L/s})$ 可按下式计算:

$$q_y = q_s \cdot L_i \quad (6-4)$$

$$\text{或 } q_y = q_A \cdot A_i \quad (6-5)$$

式中 L ——该管段的计算长度, m ;

A_i ——该管段所负担的供水面积, m^2 。

三、节点流量

管网中任一管段的流量, 包括两部分: 一部分是沿本管段均匀泄出供给各用户的沿线流量 q_y , 流量大小沿程直线减小, 到管段末端等于零; 另一部分是通过本管段流到下游管段的流量, 沿程不发生变化, 称为转输流量 q_{zs} 。从管段起端 A 到末端 B 管段内流量由 $q_{zs} + q_y$ 变为 q_{zs} , 流量是变化的。对于流量变化的管段, 难以确定管径和水头损失。因此, 需对其进一步简化。简化的方法是化渐变流为均匀流, 既以变化的沿线流量折算为管段两端节点流出的流量, 即节点流量。全管段引用一个不变的流量, 称为折算流量, 记为 q_{if} , 使它产生的水头损失与实际上沿线变化的流量产生的水头损失完全相同, 从而得出管线折算流量的计算公式为:

$$q_{if} = q_{zs} + \alpha q_y \quad (6-6)$$

式中 α ——折减系数, 通常统一采用 0.5, 即将管段沿线流量平分到管段两端的节点上。

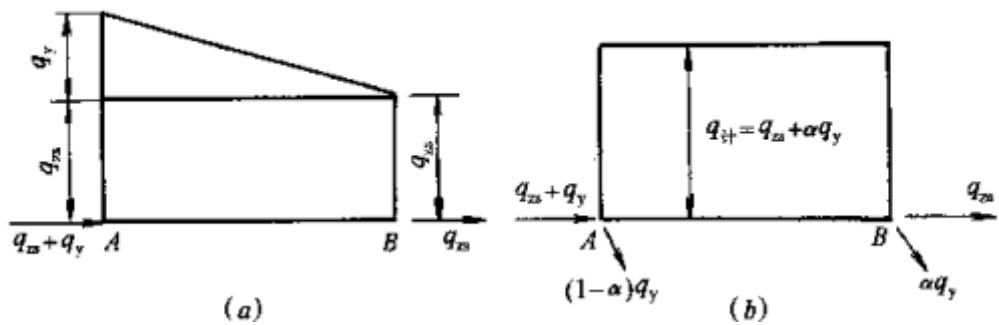


图 6-5 管段输配水情况

因此管网任一节点的节点流量为：

$$q_i = 0.5 \sum q_y \quad (6-7)$$

即管网中任一节点的节点流量 q_i 等于与该节点相连各管段的沿线流量总和的一半。

当整个给水区域内管网的比流量 q_{cb} 或 q_{mb} 相同时，由式（6-4）、（6-5）可得节点流量计算式（6-7）的另一种表达形式：

$$q_i = 0.5 q_s \sum L_i \quad (6-8)$$

$$\text{或 } q_i = 0.5 q_s \sum A_i \quad (6-9)$$

式中 $\sum L_i$ ——与该节点相连各管段的计算长度之和，m；

$\sum A_i$ ——与该节点相连各管段所负担的配水面积之和， m^2 。

城市管网中，工业企业大用户所需流量，可直接作为接入大用户节点的节点流量。工业企业内的生产用水管网，水量大的车间用水量也可直接作为节点流量。

这样，管网图上各节点的流量包括由沿线流量折算的节点流量和大用户的集中流量。大用户的集中流量可以在管网图上单独注明，也可与节点流量加在一起，在相应节点上注出总流量。一般在管网计算图的各节点旁引出细实线箭头，并在箭头的前端注明该节点总流量的大小。

在计算完节点设计流量后，应验证流量平衡，即：

$$Q = \sum Q_i + \sum q_i \quad (6-10)$$

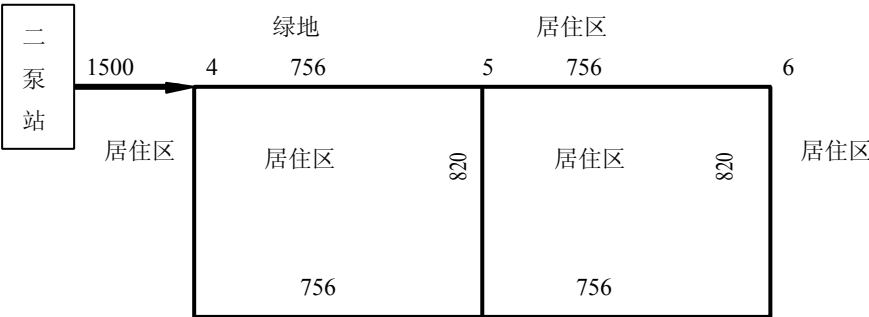
式中 Q ——管网总用水量，L/s；

Q_i ——各节点的集中流量，L/s；

q_i ——各节点的节点流量，L/s。

如果有较大误差，则应检查计算过程中的错误，如误差较小，可能是计算精确度误差（小数尾数四舍五入造成），可以直接调整某些项集中流量和节点流量，使流量达到平衡。

【例题 6-1】 某城镇最高时总用水量为 284.7 L/s，其中集中供应工业用水量为 189.2 L/s。干管各管段编号及长度如图 6-6 所示，管段 4-5、1-2 及 2-3 为单侧配水，其余为两侧配水。试求：（1）干管的比流量；（2）各管段的沿线流量；（3）各节点流量。



020

1

工厂

2

绿地

3

图 6-6 节点流量计算 (单位: m)

[解] 按长度比流量法计算。

1. 配水干管计算长度: 因二泵站~4 为输水管, 不参与配水, 其计算长度为零, 4~5、1~2、2~3 管段为单侧配水, 其计算长度按实际长度的一半计入, 其余均为双侧配水管段, 均按实际长度计入, 则:

$$\Sigma L = 0.5 \times 756m \times 3 + 756m + 820m \times 3 = 4350m$$

2. 配水干管比流量:

$$q_s = \frac{284.7L/s - 189.2L/s}{4350m} = 0.0219L/s \cdot m$$

3. 沿线流量:

管段 1-2 的沿线流量为:

$$q_{1-2} = q_s L_{1-2} = 0.0219L/s \cdot m \times 0.5 \times 756m = 8.3L/s$$

各管段的沿线流量计算见表 6-1。

各管段的沿线流量计算

表 6-1

管段编号	管段长度 /m	管段计算长度 /m	比流量 $/L \cdot s^{-1} \cdot m^{-1}$	沿线流量 $/L \cdot s^{-1}$
1-2	756	$0.5 \times 756 = 378$	0.0219	8.3
2-3	756	$0.5 \times 756 = 378$		8.3
1-4	820	820		18.0
2-5	820	820		18.0
3-6	820	820		18.0
4-5	756	$0.5 \times 756 = 378$		8.3
5-6	756	756		16.6
合计	—	4350		95.5

4. 节点流量计算:

如节点 5 的节点流量为:

$$\begin{aligned} q_5 &= 0.5 \sum q_i = 0.5(q_{4-5} + q_{5-6} + q_{5-2}) \\ &= 0.5(8.3L/s + 16.6L/s + 18.0L/s) \\ &= 21.6L/s \end{aligned}$$

各节点的节点流量计算见表 6-2。

各管段节点流量计算

表 6-2

节点	连接管段	节点流量 $/L \cdot s^{-1}$	集中流量 $/L \cdot s^{-1}$	节点总流量 $/L \cdot s^{-1}$
1	1-4、1-2	$0.5(18.0+8.3)=13.1$	189.2	202.3

2	1-2、2-5、2-3	$0.5(8.3+18.0+8.3)=17.3$	——	17.3
3	2-3、3-6	$0.5(8.3+18.0)=13.1$	——	13.1
4	1-4、4-5	$0.5(18.0+8.3)=13.1$	——	13.1
5	4-5、2-5、5-6	$0.5(8.3+18.0+16.6)=21.6$	——	21.6
6	3-6、5-6	$0.5(18.0+16.6)=17.3$	——	17.3
合计	——	95.5	189.2	284.7

将节点流量和集中流量标注于相应节点上，如图 6-7。

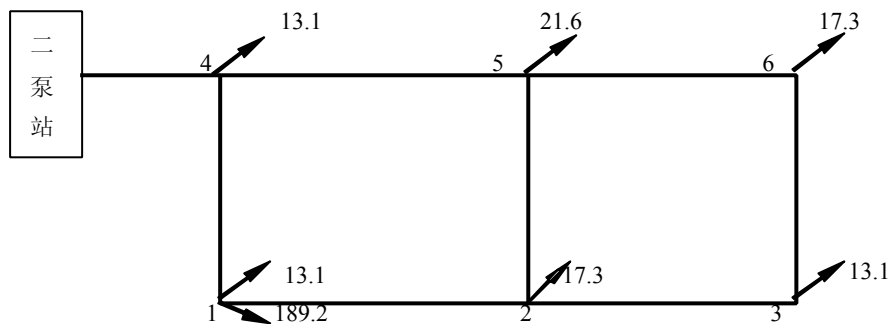


图 6-7 节点流量图（单位：L/s）

四、管段流量

管网各管段的沿线流量简化成各节点流量后，可求出各节点流量，并把大用水户的集中流量也加于相应的节点上，则所有节点流量的总和，便是由二级泵站送来的总流量，（即总供水量）。按照质量守恒原理，每一节点必须满足节点流量平衡条件：流入任一节点的流量必须等于流出该节点的流量，即流进等于流出。

若规定流入节点的流量为负，流出节点为正，则上述平衡条件可表示为：

$$q_i + \sum q_{ij} = 0 \tag{6-11}$$

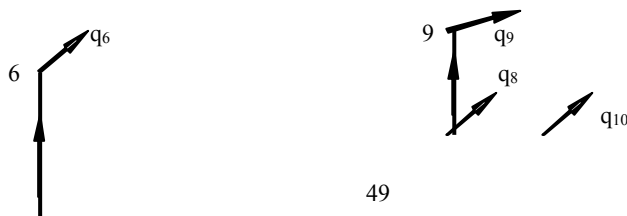
式中 q_i ——节点 i 的节点流量，L/s；
 q_{ij} ——连接在节点 i 上的各管段流量，L/s。

依据式(6-11)，用二级泵站送来的总流量沿各节点进行流量分配，所得出的各管段所通过的流量，就是各管段的计算流量。

在单水源枝状管网中，各管段的计算流量容易确定。从配水源（泵站或水塔等）供水到各节点只能沿一条管路通道，即管网中每一管段的水流方向和计算流量都是确定的。每一管段的计算流量等于该管段后面（顺水流方向）所有节点流量和大用户集中用水量之和。因此，对于枝状管网，若任一管段发生事故，该管段以后地区就会断水。

如图 6-8 所示的一枝状管网，部分管段的计算流量为：

$$q_{4-5} = q_5; \quad q_{8-10} = q_{10};$$
$$q_{3-4} = q_4 + q_5 + q_8 + q_9 + q_{10}$$



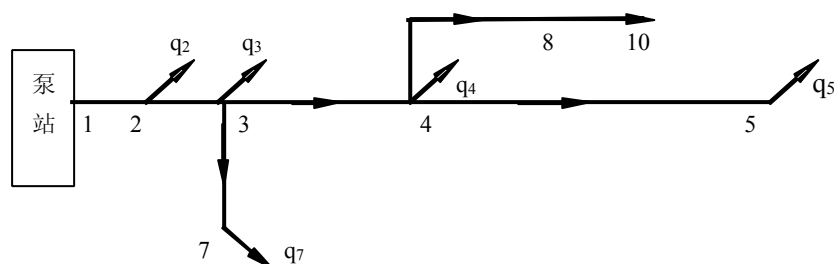


图 6-8 枝状管网管段流量计算

对于环状管网，各管段的计算流量不是唯一确定的。配水干管相互连接环通，环路中每一用户所需水量可以沿两条或两条以上的管路供给，各环内每条配水管段的水流方向和流量值都是不确定的。

如图 6-9 中的 1 节点，图中流入节点 1 的流量只有 $q_{0-1} = Q$ （泵站供水流量），流出节点 1 的流量有 q_1 、 q_{1-2} 、 q_{1-5} 和 q_{1-7} ，由公式（6-11）得：

$$-Q + q_1 + q_{1-2} + q_{1-5} + q_{1-7} = 0$$

$$\text{或} \quad Q - q_1 = q_{1-2} + q_{1-5} + q_{1-7}$$

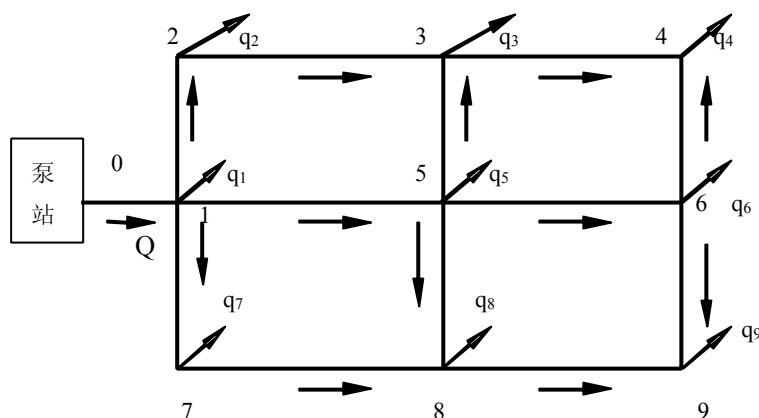


图 6-9 环状管网流量分配

对于节点 1 来说，流入管网的总流量 Q 和节点流量 q_1 是已知的，但各管段的流量 q_{1-2} 、 q_{1-5} 、 q_{1-7} 可以有不同的分配方法，也就是有不同的管段流量。为了确定各管段的计算流量，需人为地假定各管段的流量分配值称为流量预分配，以此确定经济管径。在环状管网流量预分配时，不仅要考虑经济性（即一定年限内管网的工程总造价和管理费用最小），而且还要考虑可靠性问题（指能够不间断地向用户供水，并保证应有的水量、水压和水质），做到经济性和可靠性并重。但经济性和可靠性是一对矛盾，一般只能在满足可靠性的前提下，力争得到最经济的管径。在综合考虑经济性和可靠性后，可按如下步骤进行环状管网流量分配：

1. 首先在管网平面布置图上，确定出控制点的位置，并根据配水源、控制点、大用户及调节构筑物的位置确定管网的主要流向。

2. 参照管网主要流向拟定各管段的水流方向，使水流沿最近路线输水到大用户和边远

地区，以节约输水电耗和管网基建投资。

3. 根据管网中各管线的地位和功能来分配流量。尽量使平行的主要干管分配相近的流量，以免个别主要干管损坏时，其余管线负荷过重，使管网流量减少过多；干管与干管之间的连接管，主要是沟通平行干管之间的流量，有时起输水作用，有时只是就近供水到用户，平时流量一般不大，只有在干管损坏时，才转输较大流量。因此，连接管中可分配较少的流量。

4. 分配流量时应满足节点流量平衡条件，即在每个节点上满足 $q_i + \sum q_{ij} = 0$ 。

对于多水源管网，会出现由两个或两个以上水源同时供水的节点，这样的节点叫供水分界点；各供水分界点的连线即为供水分界线；各水源供水流量应等于该水源供水范围内的全部节点流量加上分界线上由该水源供给的那部分节点流量之和。因此，流量分配时，应首先按每一水源的供水量确定大致的供水范围，初步划定供水分界线，然后从各水源开始，向供水分界方向逐节点进行流量分配。

环状管网流量分配后得出的是各管段的计算流量，由此流量即可确定管径，计算水头损失，但环状管网各管段计算流量的最后数值必须由平差计算结果来定出。

第二节 管 径 计 算

确定管网中每一管段的直径是输水和配水系统设计计算的主要课题之一。管段的直径应按分配后的流量确定。

在设计中，各管段的管径按下式计算：

$$D = \sqrt{\frac{4q}{\pi v}} \quad (6-12)$$

式中 q ——管段流量， m^3/s ；

v ——管内流速， m/s 。

由上式可知，管径不但和管段流量有关，而且还与流速有关。因此，确定管径时必须先选定流速。

为了防止管网因水锤现象而损坏，在技术上最大设计流速限定在 $2.5 \sim 3.0 \text{m/s}$ 范围内；在输送浑浊的原水时，为了避免水中悬浮物质在水管内沉积，最低流速通常应大于 0.60m/s ，由此可见，在技术上允许的流速范围是较大的。因此，还需在上述流速范围内，根据当地的经济条件，考虑管网的造价和经营管理费用，来选定合适的流速。

从公式可以看出，流量一定时，管径与流速的平方根成反比。如果流速选用的大一些，管径就会减小，相应的管网造价便可降低，但水头损失明显增加，所需的水泵扬程将增大，从而使经营管理费（主要指电费）增大，同时流速过大，管内压力高，因水锤现象引起的破坏作用也随之增大。相反，若流速选用小一些，因管径增大，管网造价会增加。但因水头损失减小，可节约电费，使经营管理费降低。因此，管网造价和经营管理费（主要指电费）这两项经济因素是决定流速的关键。求一定年限 t （称为投资偿还期）内，管网造价和经营管理费用之和为最小的流速，称为经济流速），以此来确定的管径，称为经济管径。

若管网造价为 C ，每年的经营管理费用为 M ，包括电费 M_1 和折旧、大修费 M_2 ，因 M_2 和管网造价有关，故可按管网造价的百分数计，表示为 $p\%C$ ，那么在投资偿还期 t 年内，总费用为：

$$W_t = C + tM = C + (M_1 + \frac{P}{100} C)t \quad (6-13)$$

式中 p ——管网的折旧和大修率，以管网造价的百分比计。

式（6-13）除以投资偿还期 t ，则得年折算费用 W ：

$$W = \frac{C}{t} + M = \left(\frac{1}{t} + \frac{p}{100}\right)C + M_1 \tag{6-14}$$

总费用 W 曲线的最低点表示管网造价和经营管理费用之和为最小时的流速称为经济流速 v_e 。

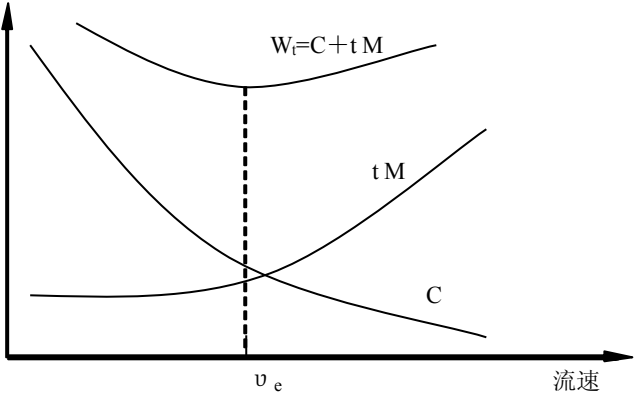


图 6-10 流速和费用的关系

各城市的经济流速值应按当地条件，如水管材料和价格、施工条件、电费 etc 来确定，不能直接套用其他城市的数据。另外，管网中各管段的经济流速也不一样，须随管网图形、该管段在管网中的位置、该管段流量和管网总流量的比例等决定。因为计算复杂，有时简便地应用“界限流量表”确定经济管径。

界限流量表 表 6-3

管径 /mm	界限流量 /L · s ⁻¹	管径 /mm	界限流量 /L · s ⁻¹
100	<9	450	130~168
150	9~15	500	168~237
200	15~28.5	600	237~355
250	28.5~45	700	355~490
300	45~68	800	490~685
350	68~96	900	685~822
400	96~130	1000	822~1120

由于实际管网的复杂性，加上情况在不断的变化，例如流量在不断增加，管网逐步扩展，诸多经济指标如水管价格、电费等也随时变化，要从理论上计算管网造价和年管理费用相当复杂且有一定难度。在条件不具备时，设计中也可采用由各地统计资料计算出的平均经济流速来确定管径，得出的是近似经济管径，见表 6-4。

平均经济流速 表 6-4

管径/mm	平均经济流速 v_e /L · s ⁻¹
D=100~400	0.6~0.9
D≥400	0.9~1.4

- 在使用各地区提供的经济流速或按平均经济流速确定管网管径时，需考虑以下原则：
- 1) 一般大管径可取较大的经济流速，小管径可取较小的经济流速；
 - 2) 首先定出管网所采用的最小管径（由消防流量确定），按 v_e 确定的管径小于最小管径时，一律采用最小管径；
 - 3) 连接管属于管网的构造管，应注重安全可靠，其管径应由管网构造来确定，即按

与它连接的次要干管管径相当或小一号确定；

4) 由管径和管道比阻 α 之间的关系可知，当管径较小时，管径缩小或放大一号，水头损失会大幅度增减，而所需管材变化不多；相反，当管径较大时，管径缩小或放大一号，水头损失增减不很明显，而所需管材变化较大。因此，在确定管网管径时，一般对于管网起端的大口径管道可按略高于平均经济流速来确定管径，对于管网末端较小口径的管道，可按略低于平均经济流速确定管径，特别是对确定水泵扬程影响较大的管段，适当降低流速，使管径放大一号，比较经济；

5) 管线造价（含管材价格、施工费用等）较高而电价相对较低时，取较大的经济流速，反之取较小的经济流速。

以上是指水泵供水时的经济管径确定方法，在求经济管径时，考虑了抽水所需的电费。重力供水时，由于水源水位高于给水区所需水压，两者的标高差 H 可使水在管内重力流动。此时，各管段的经济管径应按输水管和管网通过设计流量时，供水起点至控制点的水头损失总和等于或略小于可利用的水头来确定。

第三节 环状管网计算的理论

1. 环状管网计算时，必须满足下列基本水力条件

(1) 连续性方程（又称节点流量平衡条件） 即对任一节点来说，流入该节点的流量必须等于流出该节点的流量。

若规定流出节点的流量为正，流入节点的流量为负，则任一节点的流量代数等于零。即：

$$q_i + \sum q_{ij} = 0$$

(2) 能量方程（又称闭合环路内水头损失平衡条件） 即环状管网任一闭合环路内，水流为顺时针方向的各管段水头损失之和应等于水流为逆时针方向的各管段水头损失之和。若规定顺时针方向的各管段水头损失为正，逆时针方向为负，则在任一闭合环路内各管段水头损失的代数和等于零，即：

$$\sum h_{ij} = 0 \quad (6-17)$$

如图 6-13，由并联管路的基本公式可知，节点 1 至节点 4 之间均有下列关系成立：

$$h_{1\sim 2\sim 4} = h_{1\sim 3\sim 4} = H_1 - H_4$$

式中 $h_{1\sim 2\sim 4}$ —— 管线 1~2~4 的水头损失；

$h_{1\sim 3\sim 4}$ —— 管线 1~3~4 的水头损失；

H_1 、 H_4 —— 分别为节点 1 和节点 4 的水压标高值或测压管水头值（每一节点只有一个数值）。

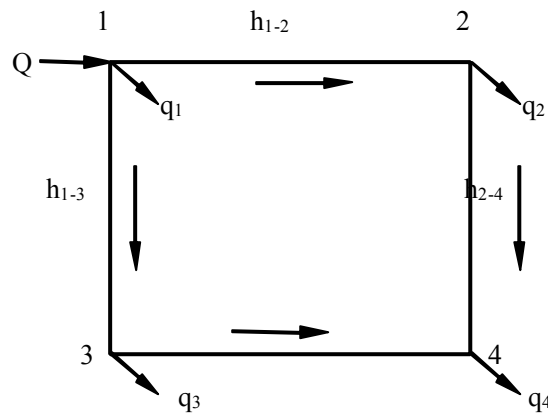


图 6-13 单环管网

另由串联管路的基本公式，得：

$$h_{1\sim 2\sim 4} = h_{1\sim 2} + h_{2\sim 4} \quad h_{1\sim 3\sim 4} = h_{1\sim 3} + h_{3\sim 4}$$

$$\text{所以有: } h_{1\sim 2} + h_{2\sim 4} = h_{1\sim 3} + h_{3\sim 4} \quad \text{或 } h_{1\sim 2} + h_{2\sim 4} - h_{1\sim 3} - h_{3\sim 4} = 0$$

2. 环状管网计算的基本方法和原理

环状管网计算时，节点流量、管段长度、管径和阻力系数等均已知，需要求解的是管网各管段的流量和水头损失（或节点水压）。求解时可采用解环方程组、解节点方程组和解管段方程组等 3 种方法。

- (1) 解环方程组法
- (2) 解节点方程组法
- (3) 解管段方程组法

三、环状管网平差方法

1. 哈代-克罗斯法

最早和应用广泛的管网分析方法有哈代-克罗斯法和洛巴切夫，即每环中各管段的流量用 Δq 修正的方法。现以图 6-14 为例加以说明，各参数的符号仍规定：顺时针方向为正，逆时针方向为负。

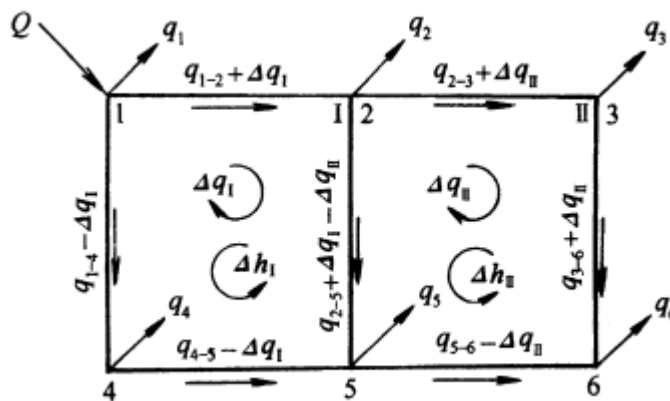


图 6-14 两环管网的流量调整

环状管网初步分配流量后,管段流量 $q_{ij}^{(0)}$ 为已知,并满足节点流量平衡条件,由 $q_{ij}^{(0)}$ 选出管径,计算出各管段的水头损失 h_{ij} 和各环的水头损失代数和 Σh_{ij} ,一般 $\Sigma h_{ij} = \Delta h \neq 0$, 不满足水头损失平衡条件,须引入校正流量 Δq 以减小闭合差。校正流量可按式估算确定:

$$\Delta q = -\frac{\Delta h_k}{2\Sigma S_{ij}|q_{ij}|} = -\frac{\Delta h_k}{2\Sigma \frac{S_{ij}|q_{ij}|^2}{|q_{ij\Delta}|}} = -\frac{\Delta h_k}{2\Sigma \left| \frac{h_{ij}}{q_{ij}} \right|} \quad (6-21)$$

式中 Δq_k —— 环路 k 的校正流量, L/s;

Δh_k —— 环路 k 的闭合差, 等于该环内各管段水头损失的代数和, m;

$\Sigma S_{ij}|q_{ij}|$ —— 环路 k 内各管段的摩阻 $s = \alpha_{ij}/l_{ij}$ 与相应管段流量 q_{ij} 的绝对值乘积之总和。

$\Sigma \left| \frac{h_{ij}}{q_{ij}} \right|$ —— 环路 k 的各管段的水头损失 h_{ij} 与相应管段流量 q_{ij} 之比的绝对值乘积之总和。

应该注意, 上式中 Δq_k 和 Δh_k 符号相反, 即闭合差 Δh_k 为正, 校正流量 Δq_k 就为负, 反之则为正; 闭合差 Δh_k 的大小及符号, 反映了与 $\Delta h=0$ 时的管段流量和水头损失的偏离程度和偏离方向。显然, 闭合差 Δh_k 的绝对值越大, 为使闭合差 $\Delta h_k = 0$ 所需的校正流量 Δq_k 的绝对值也越大。各环校正流量 Δq_k 用弧形箭头标注在相应的环内, 如图 6-14 所示, 然后在相应环路的各管段中引入校正流量 Δq_k , 即可得到各管段第一次修正后的流量 $q_{ij}^{(1)}$, 即:

$$q_{ij}^{(1)} = q_{ij}^{(0)} + \Delta q_s^{(0)} + \Delta q_n^{(0)} \quad (6-22)$$

式中 $q_{ij}^{(0)}$ —— 本环路内初步分配的各管段流量, L/s;

$\Delta q_s^{(0)}$ —— 本环路内初次校正的流量, L/s;

$\Delta q_n^{(0)}$ —— 邻环路初次校正的流量, L/s。

如图 6-14 中环 I 和环 II:

$$\text{环 I: } q_{1-2}^{(1)} = q_{1-2}^{(0)} + \Delta q_I^{(0)} \quad q_{4-5}^{(1)} = q_{4-5}^{(0)} - \Delta q_I^{(0)} \quad q_{2-5}^{(1)} = q_{2-5}^{(0)} + \Delta q_I^{(0)} - \Delta q_{II}^{(0)}$$

$$\text{环 II: } q_{2-3}^{(1)} = q_{2-3}^{(0)} + \Delta q_{II}^{(0)} \quad q_{5-6}^{(1)} = q_{5-6}^{(0)} - \Delta q_{II}^{(0)} \quad q_{2-5}^{(1)} = -q_{2-5}^{(0)} - \Delta q_I^{(0)} + \Delta q_{II}^{(0)}$$

由于初步分配流量时, 已经符合节点流量平衡条件, 即满足了连续性方程, 所以每次调整流量时能自动满足此条件。

采用哈代-克罗斯法进行管网平差的步骤:

(1) 根据城镇的供水情况, 拟定环状网各管段的水流方向, 按每一节点满足连续性方程的条件, 并考虑供水可靠性要求分配流量, 得初步分配的管段流量 $q_{ij}^{(1)}$ 。

(2) 由 $q_{ij}^{(1)}$ 计算各管段的水头损失 $h_{ij}^{(0)}$ 。

(3) 假定各环内水流顺时针方向管段中的水头损失为正, 逆时针方向管段中的水头损失为负, 计算该环内各管段的水头损失代数和 $\Sigma h_{ij}^{(0)}$, 如 $\Sigma h_{ij}^{(0)} \neq 0$, 其差值即为第一次闭合差 $\Delta h_k^{(0)}$ 。

如 $\Delta h_k^{(0)} > 0$, 说明顺时针方向各管段中初步分配的流量多了些, 逆时针方向管段中分配的流量少了些, 反之, 如 $\Delta h_k^{(0)} < 0$, 说明顺时针方向各管段中初步分配的流量少了些, 逆时针方向管段中分配的流量多了些。

(4) 计算每环内各管段的 $\Sigma \left| \frac{h_{ij}}{q_{ij}} \right|$, 按式 (6-16) 求出校正流量。如闭合差为正, 校正流量为负; 反之, 则校正流量为正。

(5) 设图上的校正流量 Δq_k 符号以顺时针方向为正, 逆时针方向为负, 凡是流向和校正流量 Δq_k 方向相同的管段, 加上校正流量, 否则减去校正流量, 据此调整各管段的流量, 得第一次校正的管段流量。对于两环的公共管段, 应按相邻两环的校正流量符号, 考虑邻环校正流量的影响。

按此流量再计算, 如闭合差尚未达到允许的精度, 再从第 2 步按每次调整后的流量反复计算, 直到每环的闭合差达到要求为止。

第四节、管网水力计算

一、枝状管网水力计算

枝状管网中的计算比较简单，因为水从供水起点到任一节点的水流路线只有一个，每一管段也只有唯一确定的计算流量。因此，在枝状管网计算中，应首先计算对供水经济性影响最大的干管，即管网起点到控制点的管线，然后再计算支管。

当管网起点水压未知时，应先计算干管，按经济流速和流量选定管径，并求得水头损失；再计算支管，此时支管起点及终点水压均为已知，支管计算应按充分利用起端的现有水压条件选定管径，经济流速不起主导作用，但需考虑技术上对流速的要求，若支管负担消防任务，其管径还应满足消防要求。

当管网起点水压已知时，仍先计算干管，再计算支管，但注意此时干管和支管的计算方法均与管网起点水压未知时的支管相同。

枝状管网水力计算步骤：

(1) 按城镇管网布置图，绘制计算草图，对节点和管段顺序编号，并标明管段长度和节点地形标高。

(2) 按最高日最高时用水量计算节点流量，并在节点旁引出箭头，注明节点流量。大用户的集中流量也标注在相应节点上。

(3) 在管网计算草图上，从距二级泵站最远的管网末梢的节点开始，按照任一管段中的流量等于其下游所有节点流量之和的关系，逐个向二级泵站推算每个管段的流量。

(4) 确定管网的最不利点（控制点），选定泵房到控制点的管线为干线。有时控制点不明显，可初选几个点作为管网的控制点。

(5) 根据管段流量和经济流速求出干线上各管段的管径和水头损失。

(6) 按控制点要求的最小服务水头和从水泵到控制点管线的总水头损失，求出水塔高度和水泵扬程。（若初选了几个点作为控制点，则使二级泵站所需扬程最大的管路为干线，相应的点为控制点）。

(7) 支管管径参照支管的水力坡度选定，即按充分利用起点水压的条件来确定。

(8) 根据管网各节点的压力和地形标高，绘制等水压线和自由水压线图。

【例题 6-2】某城镇有居民 6 万人，用水量定额为 120 L/（cap. d），用水普及率为 83%，时变化系数为 1.6，要求达到的最小服务水头为 20m。管网布置见图 6-11。用水量较大的一工厂和一公共建筑集中流量分别为 25.0 L/s 和 17.4 L/s，分别有管段 3~4 和 7~8 供给，其两侧无其他用户。城镇地形平坦，高差极小。节点 4、5、8、9 处的地面标高分别为 56.0、56.1、55.7、56.0m。水塔处地面标高为 57.4m，其他点的地形标高见表 6-5，管材选用给水铸铁管。试完成枝状给水管网的设计计算，并求水塔高度和水泵扬程。

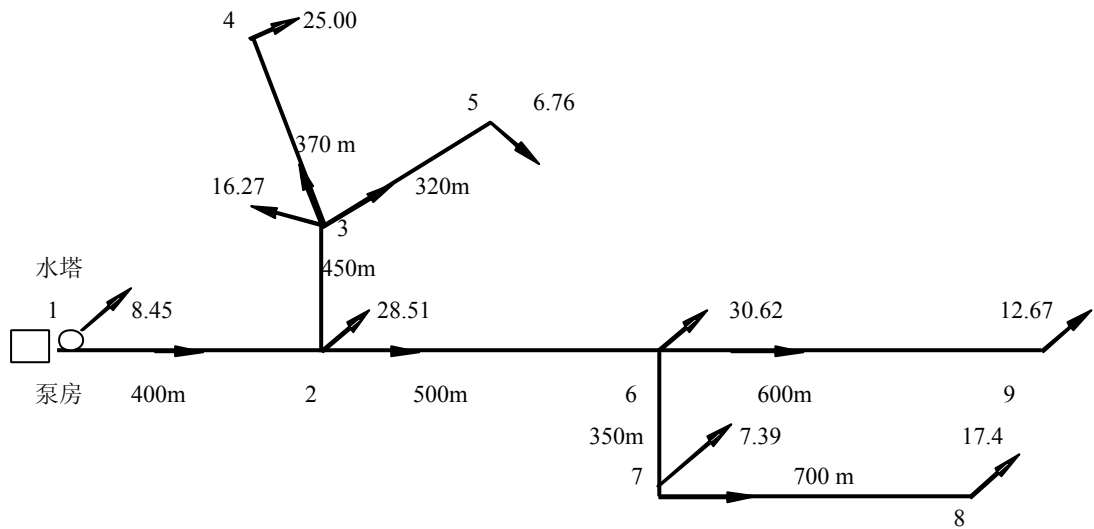


图 6-11 枝状管网计算（流量单位：L/s）

节点地形标高				表 6-5
节点	2	3	6	7
地形标高 (m)	56.6	56.3	56.3	56.2

【解】

1.计算节点流量

1) 最高日最高时流量:

$$Q = \frac{6000cap \times 120L / cap.d \times 83\% \times 1.6}{24 \times 3600} + 25.0L / s + 17.4L / s = 153.07L / s$$

2) 比流量:

$$q_s = \frac{153.07L / s - 25.0L / s - 17.4L / s}{2620m} = 0.04224L / (s \cdot m)$$

1) 沿线流量（见表 6-6）:

沿 线 流 量 计 算 表			表 6-6
管段	长度/m	沿线流量/L · s ⁻¹	
1-2	400	16.90	
2-3	450	19.01	
2-6	500	21.12	
3-5	320	13.52	
6-7	350	14.78	
6-9	600	25.34	
合计	2620	110.67	

2) 节点流量（见表 6-7）

节 点 流 量 计 算 表				表 6-7
节点	节点流量/L · s ⁻¹	集中流量/L · s ⁻¹	节点总流量/L · s ⁻¹	
1	0.5 × 16.90 = 8.45	——	8.45	
2	0.5 × (16.90 + 19.01 + 21.12) = 28.51	——	28.51	
3	0.5 (19.01 + 13.52) 16.27	——	16.27	

4	——	25.0	25.0
5	$0.5 \times 13.52 = 6.76$	——	6.76
6	$0.5 \times (21.12 + 25.34 + 14.78) = 30.62$	——	30.62
7	$0.5 \times 14.78 = 7.39$	——	7.39
8	——	17.40	17.40
9	$0.5 \times 25.34 = 12.67$	——	12.67
合计	110.67	42.40	153.07

各节点流量标注在图 6-11。

2. 选择控制点，确定干管和支管

由于各节点要求的自由水压相同，根据地形和用水量情况，控制点选为节点 9，干管定为 1~2~6~9，其余为支管。

3. 编制干管和支管水力计算表格，见表 6-8、6-9

4. 将节点编号、地形标高、管段编号和管段长度等已知条件分别填于表 6-8、6-9 中的第(1)、(2)、(3)、(4)项。

干管水力计算表

表 6-8

节 点	地 形 标高/m	管 段 编 号	管 段 长 度 /m	流 量 /L · s ⁻¹	管 径 /mm	1000i	流 速 /m · s ⁻¹	水 头 损失/m	水 压 标高 /m	自 由 水压/m
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
9	56.0	6~9	600	12.67	150	7.20	0.73	4.32	76.00	20.0
6	56.3								80.32	24.02
		2~6	500	68.08	300	4.90	0.96	2.45	82.77	26.17
2	56.6								82.77	26.17
		1~2	400	144.62	500	1.53	0.73	0.61	83.38	25.98
1	57.4								83.38	25.98

5. 确定各管段的计算流量

按 $q_i + \sum q_{ij} = 0$ 的条件，从管线终点（包括和支管）开始，同时向供水起点方向逐个节点推算，即可得到各管段的计算流量：

由 9 节点得 $q_{6-9} = q_9 = 12.67 \text{ L/s}$

由 6 节点得：

$$q_{2-6} = q_6 + q_{6-9} + q_7 + q_{7-8} = 30.62 \text{ L/s} + 12.67 \text{ L/s} + 7.39 \text{ L/s} + 17.4 \text{ L/s} = 68.08 \text{ L/s}$$

同理，可得其余各管段计算流量，计算结果分别列于表 6-8、6-9 中第(5)项。

6. 干管水力计算

(1) 由各管段的计算流量，查铸铁管水力计算表，参照经济流速，确定各管段的管径和相应的 1000i 及流速。

管段 6~9 的计算流量 12.67 L/s，由铸铁管水力计算表查得：当管径为 125 mm、150 mm、200 mm 时，相应的流速分别 1.04 m/s、0.72 m/s、0.40 m/s。前已指出，当管径 $D < 400 \text{ mm}$ 时，平均经济流速为 0.6~0.9 m/s，所以管段 6~9 的管径应确定为 150 mm，相应的 1000i = 7.20， $v = 0.73 \text{ m/s}$ 。同理，可确定其余管段的管径和相应的 1000i 和流速，其结果见表

6-8 中第 (6)、(7)、(8) 项。

(2) 根据 $h=iL$ 计算出各管段的水头损失, 即表 6-8 中第 (9) 项等于 $[\frac{(7)}{1000} \times (4)]$, 则

$$h_{6-9} = \frac{7.20}{1000} \times 600m = 4.32m$$

同理, 可计算出其余各管段的水头损失, 计算结果见表 6-8 中第 (9) 项。

(3) 计算干管各节点的水压标高和自由水压。

因管段起端水压标高 H_i 和终端水压标高 H_j 于该管段的水头损失 h_{ij} 存在下列关系:

$$H_i = H_j + h_{ij} \quad (6-15)$$

节点水压标高 H_i 、自由水压 H_{0i} 与该处地形标高 Z_i 存在下列关系:

$$H_{0i} = H_i - Z_i \quad (6-16)$$

由于控制点 9 节点要求的水压标高为已知:

$$H_9 = Z_9 + H_{09} = 56.0m + 20m = 76.0m$$

因此, 在本例中要从节点 9 开始, 按式 (6-12) 和 (5-13) 逐个向供水起点推算:

$$\text{节点 4} \quad H_6 = H_9 + h_{6-9} = 76.0m + 4.32m = 80.32m$$

$$H_{0-6} = H_6 - Z_6 = 80.32m - 56.3m = 24.02m$$

同理, 可得出干管上各节点的水压标高和自由水压。计算结果见表 6-8 中第 (10)、(11) 项。

7. 支管水力计算

由于干管上各节点的水压已经确定, (见表 6-8), 即支管起点的水压已定, 因此支管各管段的经济管径选定必须满足: 从干管节点到该支管的控制点 (常为支管的终点) 的水头损失之和应等于或小于干管上此节点的水压标高与支管控制点所需的水压标高之差。即按平均水力坡度确定管径。但当支管由两个或两个以上管段串联而成时, 各管段水头损失之和可有多种组合能满足上述要求。现以支管 6~7~8 为例说明: 首先计算支管 6~7~8 的平均允许水力坡度, 即:

$$\text{允许 } 1000i = 1000 \times \frac{80.32m - (55.7m + 20.0m)}{350m + 700m} = 4.4$$

由 $q_{6-7} = 24.79L/s$, 查铸铁管水力计算表, 参照允许 $1000i = 4.4$, 得 $D_{6-7} = 200mm$,

相应的实际 $1000i = 5.88$, 则:

$$h_{6-7} = \frac{5.88}{1000} \times 350m = 2.06m$$

按式 (6-13)、(6-14) 计算 7 点得水压标高和自由水压:

$$H_7 = H_6 - h_{6-7} = 80.32m - 2.06m = 78.26m$$

$$H_{07} = H_7 - Z_7 = 78.26m - 56.2m = 22.06m$$

由节点 7 的水压标高即可计算管段 7-8 的平均允许 $1000i$ 为:

允许1000*i* = 1000 × $\frac{78.26m - (55.7m + 20.0m)}{700m}$ = 3.66

由 $q_{7\sim8}=17.4L/s$ ，查铸铁管水力计算表,参照允许 1000*i* = 3.66，得 $D_{7\sim8}=200mm$ ，相应的实际1000*i* = 2.99，则：

$h_{7\sim8} = \frac{2.99}{1000} \times 700m = 2.09m$

同理，可计算出节点 8 的水压标高和自由水压：

$H_8 = H_7 - h_{7\sim8} = 78.26m - 2.09m = 76.17m$

$H_{08} = H_8 - Z_8 = 76.17m - 55.7m = 20.47m$

按上述方法可计算出所有支管管段，计算结果见表 6-9，图 6-12。

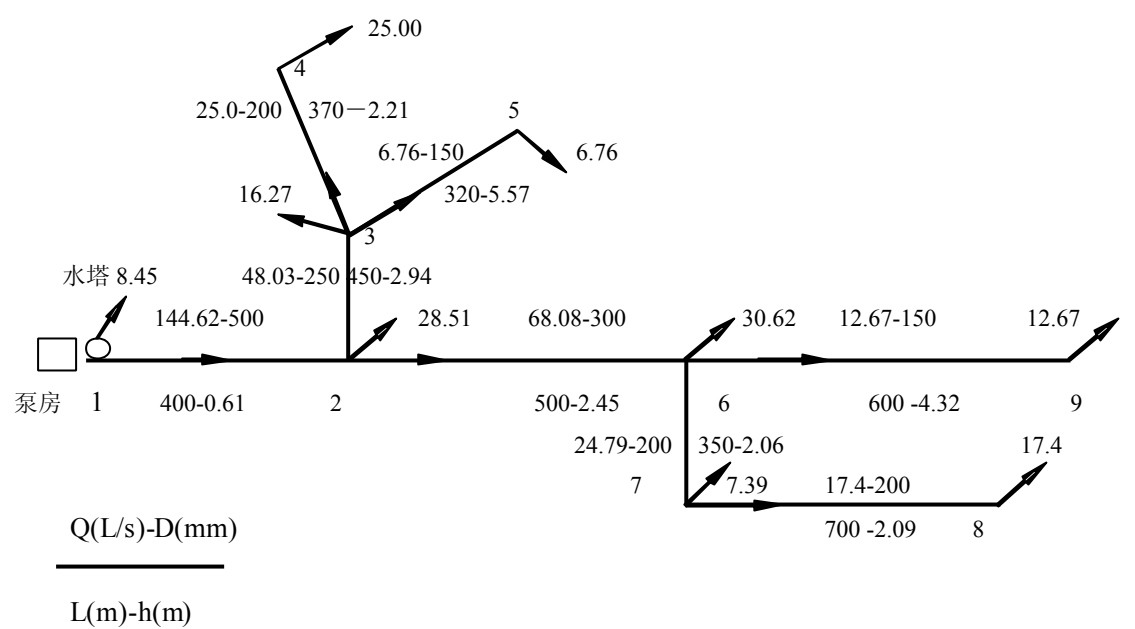


图 6-12 枝状管网计算

支管水力计算表								表 6-9		
节 点	地 形 标 高 /m	管 段 编 号	管 段 长 度 /m	管 段 流 量 /L · s ⁻¹	允 许 1000 <i>i</i>	管 段 管 径 /mm	实 际 1000 <i>i</i>	水 头 损 失 /m	水 压 标 高 /m	自 由 水 压 /m
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
6	56.3	6-7 7-8	350	24.79	4.4	200	5.88	2.06	80.32	24.02
7	56.2		700	17.4	3.66	200	2.99	2.09	78.26	22.06
8	55.7								76.17	20.47

2	56.6	2-3	450	48.03	8.7	250	6.53	2.94	82.77	26.17
3	56.3								79.83	23.53
3	56.3	3-5	320	6.76	11.65	150	2.31	0.74	79.83	23.53
5	56.1								79.09	22.99
3	56.3	3-4	370	25.00	10.35	200	5.98	2.21	79.83	23.53
4	56.0								77.62	21.62

注：管段 7~8、3~5 按现有水压条件均可选用 100mm 管径，但考虑到消防流量较大（ $q_x=35\text{L/s}$ ），管网最小管径定为 150mm。

8. 确定水塔高度

由表 6-7 可知，水塔高度应为 $H_t=25.98\text{m}$ 。

9. 确定二级泵站所需的总扬程

设吸水井最低水位标高 $Z_p=53.00\text{m}$ ，泵站内吸、压水管的水头损失取 $\Sigma h_p=3.0\text{m}$ ，

水塔水柜深度为 4.5 m，水泵至 1 点间的水头损失为 0.5m，则二级泵站所需总扬程为：

$$\begin{aligned}
 H_p &= H_{ST} + \Sigma h + \Sigma h_p \\
 &= (Z_t + H_t + H_0 - Z_p) + h_{\text{泵-1}} + \Sigma h_p \\
 &= 57.4\text{m} + 25.98\text{m} + 4.5\text{m} - 53.0\text{m} + 0.5\text{m} + 3.0\text{m} \\
 &= 38.38\text{m}
 \end{aligned}$$

二、环状管网水力计算

（一）、环状管网水力计算步骤

1. 按城镇管网布置图，绘制计算草图，对节点和管段顺序编号，并标明管段长度和节点地形标高。
2. 按最高日最高时用水量计算节点流量，并在节点旁引出箭头，注明节点流量。大用户的集中流量也标注在相应节点上。
3. 在管网计算草图上，将最高用水时由二级泵站和水塔供入管网的流量（指对置水塔的管网），沿各节点进行流量预分配，定出各管段的计算流量。
4. 根据所定出的各管段计算流量和经济流速，选取各管段的管径。
5. 计算各管段的水头损失 h 及各个环内的水头损失代数和 Σh 。
6. 若 Σh 超过规定值（即出现闭合差 Δh ），须进行管网平差，将预分配的流量进行校正，以使各个环的闭合差达到所规定的允许范围之内。
7. 按控制点要求的最小服务水头和从水泵到控制点管线的总水头损失，求出水塔高度和水泵扬程。
8. 根据管网各节点的压力和地形标高，绘制等水压线和自由水压线图。

第五节 输水管水力计算

输水管包括原水输水管（渠）和清水输水管两种。输水管必须保证不间断输水。因此，一般需平行敷设两条，当敷设一条输水管时，常另外设置有一定容量的蓄水池。对于允许间断供水或多水源供水的管网，可以只设一条输水管。输水系统的一般特点是距离长，和河流、高地、交通路线等交叉较多。

原水输水管（渠）设计流量，应按最高日平均时供水量与水厂自用水量之和确定。当远距离输水时，输水管渠的设计流量还应计入管渠漏失水量。

清水输水管的设计流量，当管网内无调节构筑物时，应按最高日最高时用水量确定；当管网内有调节构筑物时，应按最高日最高时用水条件下，由水厂所负担供应的水量确定（输水管道的设计水量应为最高日最高时供水量减去由调节构筑物每小时供应的水量）。

输水管渠有多种形式，常用的有：

1. 压力输水管渠

此种形式通常用得最多，当输水量大时可采用输水渠。常用于高地水源或水泵供水。

2. 无压输水管渠（非满流管或暗渠）

无压输水管渠的单位长度造价较压力管渠低，但在定线时，为利用与水力坡度相接近的地形，不得不延长路线，因此，建造费用相应增加。重力无压输水管渠可节约水泵输水所耗电费。

3. 加压与重力相结合的输水系统

在地形复杂的地区常用加压与重力结合的输水方式。

4. 明渠

明渠是人工开挖的河槽，一般用于远距离输送大量水。

以下重点讨论压力输水管。

输水管平行工作的管线数，应从可靠性要求和建造费用两方面来比较。若增加平行管线数，虽然可提高供水的可靠性，但输水系统的建造费用随之增大。实际上，常采用简单而造价又增加不多的方法，以提高供水的可靠性，即在平行管线之间设置连接管，将输水管线分成多段，分段数越多，供水可靠性越高。合理的分段数应根据用户对事故流量的要求确定。

输水管计算的任务是确定管径和水头损失，以及达到一定事故流量所需的输水管条数和需设置的连接管条数。确定大型输水管的管径时，应考虑具体的埋管条件、管材和形式、附属构筑物数量和特点、输水管条数等，通过方案比较确定。具体计算时，先确定输水管条数，依据经济供水的原则，即按设计流量和经济流速（或可资用水头）确定管径，进而计算水头损失。本节主要介绍输水管分段数计算方法。

一、重力供水时的压力输水管

水源在高地时（如取用蓄水库水时），若水源水位和水厂内第一个水处理构筑物之间有足够的水位高差克服两者管道的水头损失时，可利用水源水位向水厂重力输水。

如图 6-28 所示，若水源水位标高为 Z ，输水管终端要求的水压为 $Z_0 = Z_m + H_0$ ，则可资用水头为 $H = Z - Z_0$ ，用来克服输水管阻力损失。假设输水系统的总流量为 Q ，平行管线（管径、管长和管材均相同）数为 n ，则每条输水管的流量为 $\frac{Q}{n}$ ，如图 6-29。

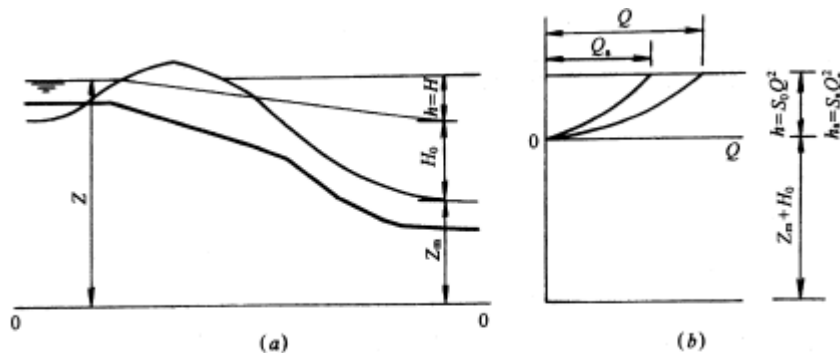


图 6-28 重力流压力输水管

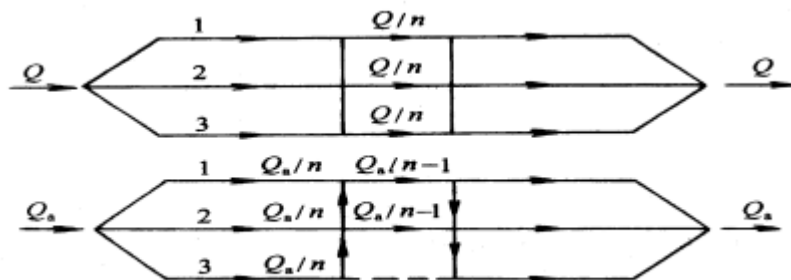


图 6-29 输水管正常时与事故时工作情况

若在输水管上等距离地设置 m 条连接管，输水管被分成 $N = m + 1$ 段，则正常工作情况下的水头损失为：

$$h = s(m+1)\left(\frac{Q}{n}\right)^2 = \left[\frac{s(m+1)}{n^2}\right] Q^2 = s_0 Q^2 \quad (6-32)$$

式中 s ——每一管段的摩阻；

$$s_0 \text{——输水系统的总摩阻, } s_0 = \frac{s(m+1)}{n^2}。$$

如图 6-29，任一管段损坏时，流量降低为 Q_a ，若忽略连接管的水头损失（因其长度和输水管相比很短），则此时输水管系统的水头损失为：

$$h_a = s\left(\frac{Q_a}{n}\right)^2 m + s\left(\frac{Q_a}{n-1}\right)^2 = \left[s\frac{m}{n^2}\right] + \frac{s}{(n-1)^2} Q_a^2 = s_a Q_a^2 \quad (6-33)$$

式中 s_a —— n 条管线中任一段损坏时输水系统的总摩阻， $s_a = \left[s\frac{m}{n^2}\right] + \frac{s}{(n-1)^2}$ 。

在重力流压力输水系统中，因起、终点的水头差固定，不受管线损坏的影响，因此 $h = h_a$ ，

但 $s_0 \neq s_a$ ，可得出事故时和正常工作时的流量比例，即事故时允许流量降落比 R 为：

$$R=\frac{Q_a}{Q}=\sqrt{\frac{s_0}{s_a}}=\sqrt{\frac{s\frac{(m+1)}{n^2}}{s\frac{m}{n^2}+s\frac{1}{(n-1)^2}}}$$

(6-34)

不同 n 、 m 值时的 R 值见表 6-13。由表可知：输水管线可靠性随着平行管线数和连接管数的增加而增大。由于城镇给水管网的允许流量降落比 R 值为 0.7，因此为保证输水管损坏时的事故流量，当采用重力下的压力供水时，应设置两根平行的输水管时，并设置两条连接管将平行管线按长度分成 3 段。

不同 m、n 值时的 R 值					表 6-13
n	当 m 为下列值时的 R 值				
	0	1	2	3	4
2	0.5	0.63	0.71	0.76	0.79
3	0.67	0.78	0.84	0.87	0.89
4	0.75	0.85	0.89	0.91	0.93

二、水泵供水的压力输水管

水泵供水时，流量 Q 受到水泵扬程的影响。反之，输水量变化也会影响输水管起点的水压。因此水泵供水时的实际流量，应由水泵特性曲线 $H_p = f(Q)$ 和输水管特性曲线 $H = H_{ST} + \sum h = f(Q)$ 的联合曲线求出。

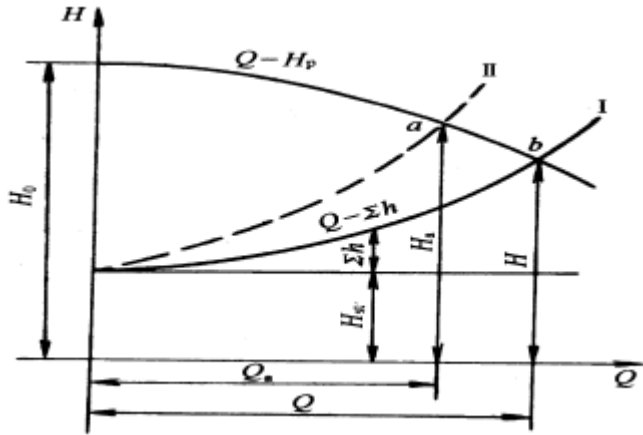


图 6-30 水泵和输水管特性曲线

水泵特性曲线和输水管特性曲线的联合工作情况可如图 6-30 表示，I、II 分别表示输水管正常工作和事故时的 $Q-\sum h$ 特性曲线。当输水管任一管段损坏时，系统的阻力增大，曲线的交点从正常工作时的 b 点移到 a 点，与 a 点相应的横坐标表示事故时流量 Q_a 。设置连接管后，由于事故时输水系统的摩阻增加较少，即 s_a 较接近 s_0 ，因此曲线 II 和曲线 I 也

比较接近,事故时流量 Q_a 可大于无连接管时。确定输水管的分段数应保证任一管段损坏检修时,供水流量不低于允许值。水泵供水时输水管的分段数计算方法如下:

1. 设有网前水塔时输水管分段数计算

设两条不同直径的输水管用连接管分成 n 段。输水管正常工作时的流量和水压关系用 $Q-\Sigma h$ 特性方程表示为

$$H = H_0 + (s_p + s_d)Q^2 \quad (6-35)$$

忽略连接管的水头损失,则任一段输水管损坏时的流量和水压关系为

$$H_a = H_0 + (s_p + s_d - \frac{s_d}{n} + \frac{s_1}{n})Q_a^2 \quad (6-36)$$

式中 H ——输水管正常工作时水泵扬程;

H_a ——事故时水泵扬程;

H_0 ——水泵静扬程,等于水塔水面与泵站吸水井水面的高差;

Q ——正常工作时的流量;

Q_a ——事故时的流量;

n ——输水管的分段数;

Q ——正常工作时的流量;

Q_a ——事故时的流量;

s_p ——泵站内部管线的摩阻;

s_d ——两条输水管的当量摩阻。

当量摩阻按下式计算:

$$\frac{1}{\sqrt{s_d}} = \frac{1}{\sqrt{s_1}} + \frac{1}{\sqrt{s_2}}$$

$$s_d = \frac{s_1 s_2}{(\sqrt{s_1} + \sqrt{s_2})^2} \quad (6-37)$$

式中 s_1 、 s_2 ——每条输水管的摩阻,其中, s_1 为未损坏输水管的摩阻。

正常情况下水泵的特性曲线方程为:

$$H_p = H_b - sQ^2 = H$$

事故时水泵的特性曲线方程为:

$$H_p = H_b - sQ_a^2 = H_a$$

将式(6-35)和式(6-36)分别代入上两式,得正常时水泵的输水量 Q 和事故时的水泵输水量 Q_a :

$$Q = \sqrt{\frac{H_b - H_0}{s + s_p + s_d}} \quad (6-38)$$

$$Q_a = \sqrt{\frac{H_b - H_0}{s + s_p + s_d + (s_1 - s_d) \frac{1}{n}}} \quad (6-39)$$

由式(6-39)和式(6-38)得事故时和正常时的流量比为:

$$\frac{Q_a}{Q} = R = \sqrt{\frac{s + s_p + s_d}{s + s_p + s_d + (s_1 - s_d) \frac{1}{n}}} \quad (6-40)$$

R 一般取 0.7, 因此, 为保证事故用水量所需的分段数为:

$$n = \frac{(s_1 - s_d) R^2}{(s + s_p + s_d)(1 - R^2)} = \frac{0.96(s_1 - s_d)}{s + s_p + s_d} \quad (6-41)$$

式中 s_1 —— 事故输水管的摩阻;

2. 设对置水塔时输水管分段数计算
分段数可按下式近似计算:

$$N = \frac{(s_1 - s_d) R^2}{(s + s_p + s_c + s_d)(1 - R^2)} \quad (6-42)$$

式中 s_c —— 管网起点至控制点间的管路总摩阻。

第六节 管网校核

1、管网校核的定义

从前面的设计过程可知,管网的管径和水泵扬程,是按设计年限内最高日最高时的用水量和水压要求来设计的。这样的管径和水泵能否满足其他特殊情况(消防时、最大转输、事故时)下的要求,就需进行其它用水量条件下的核算。

核算按最高日最高时流量设计的管径和水泵能否满足其他特殊情况下的要求的过程就叫作管网校核。

2、管网校核的内容

- 消防校核:发生火灾的情况下;
- 事故校核:管网前端主要干管发生事故的情况下;
- 最大转输校核:设有对置水塔的管网最大转输的情况下;

2.1. 消防校核

2.1.1 消防校核的实质

管网是按最高日最高时流量来设计的,这个流量并没有包括消防流量。(城市火灾不是经常发生的,且火灾持续时间不长,灭火期间短时间的断水或者流量减少居民能够接受)

消防校核的实质是以最高日最高时流量另加消防流量作为设计流量,按10m的服务水头计算,校核按最高时流量确定的管径和水泵能否满足消防时候的要求,

2.1.2 消防校核的方法:

(1) 首先根据城市规模和现行的《建筑设计防火规范》确定同时发生的火灾次数和消防用水量;

(2) 把消防流量作为集中流量加在相应节点的节点流量中;(如按消防要求同时一处失火,则放在控制点,有两处或两处以上失火,一处放在控制点,其他设定在离二级泵站较远或靠近大用户的节点处,其余节点仍按最高用水时的节点流量。)

(3) 以最高日最高时用水量确定的管径为基础,将最高时用水量与消防流量相加后进行流量分配;

(4) 进行管网平差,求出消防时的管段流量和水头损失;

(5) 计算消防时所需要的水泵扬程。(自由水压不低于10 mH₂O)

2.1.3 消防校核结果

虽然消防时比最高时所需的服务水头要小得多,但因消防时通过管网流量增大,各管段的水头损失相应增加,按最高时确定的水泵扬程有可能不满足消防时的需要。若:

消防时需要的水泵扬程 小于 最高时确定的水泵扬程,则设计不需要调整;

消防时需要的水泵扬程 略大于 最高时确定的水泵扬程,可放大管网末端个别管径;

消防时需要的水泵扬程 远大于 最高时确定的水泵扬程,专设消防泵。

2.2. 事故校核

管网主要管段发生损坏时,必须及时检修,在检修时间内供水量允许减少,但设计水压一般不应降低。事故时管网供水流量与最高时设计流量之比,称为事故流量降落比,用R表示。R的取值根据供水要求确定,城镇的事故流量降落比R一般不低于70%。

2.2.1 事故校核的实质

事故校核的实质是管网前端主要管段发生损坏时,原设计的管径和水泵能否供应不小于最高时设计流量70%的流量。

2.2.2 事故校核的方法

核算时,水力计算过程跟最高时计算过程相同,只是管网各节点的流量应按事故时用户

对供水的要求确定。(可按事故流量降落比统一折算,即事故时管网的节点流量等于最高时各节点的节点流量乘上事故降落比R)

2.2.3 事故校核的结果

经过核算后不符合要求时,可以增加平行主干管或埋设双管,或放大某些连通管的管径,或重新选择水泵。也可以从技术上采取措施,如加强当地给水管理部门的检修力量,缩短损坏管段修复时间;重要的和不允许断水的用户,可以采用贮备用水的保障设施。

2.3. 最大转输校核

2.3.1 最大转输校核的实质

设对置水塔的管网,在最高用水时由泵站和水塔同时向管网供水,但在一天内泵站送水量大于用水量的时段内,多余的水经过管网送入水塔贮存。

最大转输校核的实质是校核设对置水塔的管网在发生最大转输流量时水泵能否将水送到水塔水柜中最高水位。

2.3.2 最大转输校核的方法

核算时,水力计算过程跟最高时计算过程相同,只是管网各节点的流量需按最大转输时管网各节点的实际用水量求出。因节点流量随用水量的变化成比例地增减,所以最大转输时各节点流量可按下式计算:

$$q_{zi} = k_{zs} q_i \quad (6-26)$$

式中 q_i ——最高用水时的节点流量, L/s;

k_{zs} ——最大转输时节点流量折减系数,其值可按下式计算:

$$k_{zs} = \frac{Q_{zy} - \sum Q_{zi}}{Q_h - \sum Q_i} \quad (6-27)$$

式中 Q_{zy} 、 Q_h ——分别为最大转输时和最高用水时管网总用水量, L/s;

Q_{zi} 、 Q_i ——分别为最大转输时已确定(常为集中流量)的节点流量和与之相对应的最高用水时的节点流量, L/s。

节点流量确定后,按最大转输时的流量进行分配和管网平差,求出各管段的流量、水头损失和所需要的水泵扬程。

2.3.2 最大转输校核的结果

校核不满足要求时,应适当加大从泵站到水塔最短供水路线上管段的管径。

第七节 管网计算结果的整理

管网平差结束后，将最终平差结果按 $\frac{l_{ij}(m)-D_{ij}(mm)}{q_{ij}(L/s)-1000i-h_{ij}(m)}$ 的形式标注在管网平面图

上相应的管段旁，继续进行下列内容的计算：

1. 管网各节点水压标高和自由水压计算

起点水压未知的管网进行水压计算时，应首先选择管网的控制点，由控制点所要求的水压标高依次推出各节点的水压标高和自由水压，计算方法同枝状管网。由于存在闭合差，即 $\Delta h \neq 0$ ，利用不同管线水头损失所求得同一节点的水压值常不同，但差异较小，不影响选泵，可不必调整。

网前水塔管网系统在进行消防和事故工作校核时，由控制点按相应条件推算到水塔处的水压标高可能出现以下三种情况：一是高于水塔最高水位，此时必须关闭水塔，其水压计算与无水塔管网系统相同；二是低于水塔最低水位，此时水塔无需关闭，仍可其起调节流量作用。但由于水塔高度一定，不能改变，所以这种情况管网系统的水压应由水塔控制，即由水塔开始，推算到各节点（包括二级泵站）；三是介于水塔最高水位和最低水位之间，此种情况水塔调节容积不能全部利用，应视具体情况按上述两种情况之一进行水压计算。

对于起点水压已定的管网进行水压计算时，无论何种情况，均从起点开始，按该点现有的水压值推算到各节点，并核算各节点的自由水压是否满足要求。

经上述计算得出的各节点水压标高、自由水压及该节点处的地形标高，按一定格式写在相应管网平面图的节点旁。

2. 绘制管网水压线图

管网水压线图分等水压线图和等自由水压线图两种，其绘制方法与绘制地形等高线图相似。两节点间管径无变化时，水压标高将沿管线的水流方向均匀降低，据此从已知水压点开始，按 0.5~1.0 m 的等高距（水压标高差）推算出各管段上的标高点。如某一地区的水压线过密，表示该处管网的负荷过大，所选用的管径偏小。水压线的密集程度可作为今后放大管径或增敷管线的依据。

由等水压线图标高减去各点地面标高得自由水压，用细实线连接相同的自由水压即可绘出等自由水压线图。管网等自由水压线图可直观反映整个供水区域内高、低压区的分布情况和服务水压偏低的程度。因此，管网水压线图对供水企业的管理和管网改造有很好的参考价值。

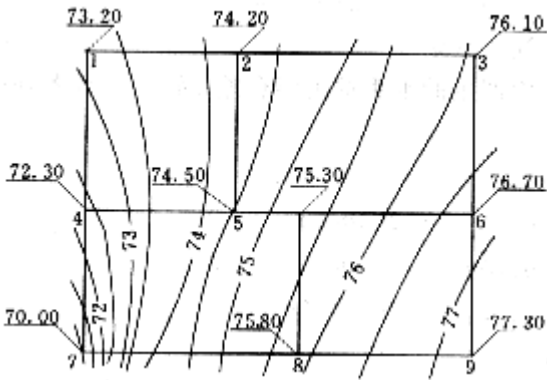


图 6-18 管网等水压线

第七章 给水管道材料与附件

（一）教学要求

了解常用的给水管道材料和附件

（二）教学内容

- 1、给水管道材料
- 2、给水管道附件及附属构筑物

（三）重点：

给水管道材料

第一节 给水管道材料与配件

一、给水管道材料

对给水管道的要求：水力条件好、安装简便、快速可靠、维护工作量少。同时管道的化学稳定性高，耐腐、质轻、韧性好、寿命长、折旧费用低。

给水管材常可以分为金属管材料、非金属管材料和复合材料三大类。

1. 金属管

目前常用的金属管主要有：钢管、镀锌管、铸铁管、铜管。

铜管价格较高，主要用于热水管道。

钢管分为焊接钢管和无缝钢管两大类，焊接钢管有直缝钢管和螺旋卷焊钢管，钢管的优点是强度高、耐振动、重量轻、长度大、接头少和加工接口方便等。镀锌管道仍作为建筑给水管的主要管材，它比钢管价格低，但防腐性差，

铸铁管一般包括普通灰口铸铁管，铸钛球墨铸铁管和球墨铸铁管。

2. 塑料管材

用于给水管道工程的塑料管材有 UPVC 管，PE 管、PB 管、PEX 管、PP-C 管、PP-R 管。重量轻、便于运输及安装、管道内壁光滑阻力系数小、防腐性能良好、对水质不构成二次污染却都是共同的。

（1）硬聚氯乙烯管（UPVC）管

（2）聚乙烯管（PE 管）

（3）聚丁烯管道（阳管）

（4）交联聚乙烯（PEX）管

（5）聚丙烯共聚物 PP-R、PP-C 管

3. 复合管

（1）玻璃钢管（FRP 管）

玻璃钢管属热固性塑料管。玻璃钢管重量轻（约为钢管的 1/2），承压能力高、内壁光滑、耐腐蚀、施工安装方便，但价格高于钢管（约 1.5 倍）。

（2）耐冲击 UPVC 管（HI-3P）

耐冲击 UPVC 管是将已有的 UPVC 管通过物理和化学处理，形成具有高密度硬质中心层和耐冲击内外硬质层的三层结构，用以改善普通 UPVC 管抗低温冲击强度低的缺陷，实验证实这种三层结构的管道比铸铁给水管有更高的耐冲击强度和拉伸强度。

(3) 钢骨架塑复合管以钢丝为增强体，塑料（高密度聚乙烯 HDPE）为基体，采用钢丝点焊成网和挤出塑料真空填注同步进行，在生产线上连续拉膜成型。钢骨架塑料复合管克服了钢管耐压不耐腐、塑料管耐压不耐压、钢塑管易脱层等缺陷。

(4) 衬塑铝台金管

衬塑铝合金管由铝合金外层及聚丙烯内层经机械加工复合而成。其性能与铝塑复合管类似。

第二节 给水管道附件

一、阀门

阀门是用以连接、关闭、和调节液体、气体或蒸汽流量的设备。是市政管道系统的重要组成部分。阀门根据所输送的液体，功能不同而有许多种类，现将给水管道系统中常用的阀门作一介绍。

阀门型号共有 7 个单元，其意义如下：

第 1 单元：用汉语拼音字母代表阀门类型，代号如表 7-2 所示。

阀门类型代号		表 7-2	
类别	代号	类别	代号
闸阀	Z	旋塞阀	X
截止阀	J	止回阀	H
节流阀	L	安全阀	A
球阀	Q	减压阀	Y
蝶阀	D	泄水阀	S

第 2 单元：用数字表示阀门的驱动方式。对于手轮、手柄或扳手直接传动的阀门，本单元可省略，数字代号意义见表 7-3。

阀门驱动方式代号		表 7-3				
代号	1	2	3	4	5	6
驱动方式	蜗轮	正齿轮	伞齿轮	气动	液动	电动

第 3 单元：用数字表示阀门与管道的连接方式，意义如表 7-4。

阀门与管道的连接方式代号		表 7-4					
代号	1	2	4	6	7	8	9
连接方式	内螺纹	外螺纹	法兰	焊接	对夹	卡箍	卡套

第 4 单元：用数字表示阀门结构型式，对于不同种类的阀门，数字代表含意也不同，现分别列出。

(1) 闸阀数字意义见表 7-5。

闸阀结构型式代号		表 7-5					
----------	--	-------	--	--	--	--	--

代号	闸阀结构型式		
1	杆	明杆	单闸板
2			双闸板
5		暗杆	单闸板
6			双闸板
3	平行式	明杆	单闸板
4			双闸板

(2) 止回阀和底阀数字意义见表 7-6。

止回阀和底阀结构型式代号 表 7-6

代号		结构型式
1	升降式	水平瓣
2		垂直瓣
4	旋启式	单瓣
5		多瓣

(3) 安全阀数字意义见表 7-7。

安全阀结构型式代号 表 7-7

代号	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
结构	弹簧式									
	封闭式			不封闭	封闭	不封闭式				
	带散热片			带扳手			带控制机构	带扳手		先导式
	全启式	微启式	全启式	双弹簧微启	全启式	微启式	全启式	微启式	全启式	
		单杠杆		双杠杆						

(4) 球阀数字意义见表 7-8。

球阀结构型式代号 表 7-8

	球阀结构型式	代号		球阀结构型式	代号
浮动球	直通式	1	固定球	直通式	5
	三通式	4		三通式	7

(5) 蝶阀数字意义见表 7-9。

蝶阀结构型式代号 表 7-9

代号	0	1	2	3
结构	杠杆式	垂直板式	—	斜板式

(6) 减压阀数字意义见表 7-10。

减压阀结构型式代号				表 7-10			
代号	1	2	3	4	5	6	7
结构	薄膜式	弹簧膜式	活塞式	波纹管式	杠杆式	-	组合式

第 5 单元：用汉语拼音字母表示密封圈和衬里材料，表示方法见表 7-11。

密封圈和衬里材料代号		表 7-11	
材质	代号	材质	代号
合金钢	H	衬橡胶	J
铜合金	T	衬搪瓷	C
巴氏合金	B	衬铅	Q
硬质合金	Y	氟塑料	F
渗氮钢	D	尼龙	N
橡胶	X	无密封圈	W

第 6 单元：用数字表示公称压力，单位为 105Pa。

第 7 单元：用汉语拼音表示阀体材料，见表 7-12。

阀体材料代号		表 7-12	
代号	阀体材料	代号	阀体材料
Z	灰铸铁	C	碳素钢
K	可锻铸铁	I	铬钼合金钢
G	高硅铸铁	P	铬镍钛耐酸钢
Q	球黑铸铁	R	铬镍钼钛耐酸钢
T	铜和铜合金	V	铬钼钒合金钢

举例：如 Z15T-10 表示内螺纹暗杆楔式闸阀，公称压力为 1.0MPa。其中第 2 单元为手动(省略)。第 7 单元阀体材料为灰铸铁(省略)。

二、止回阀

止回阀又称单向阀，它用来限制水流朝一个方向流动。一般安装在水泵出水管，用户接管和水塔进水管处，以防止水的倒流。该阀靠水流的压力达到自行关闭或开启的目的。当水倒流时，阀瓣自动关闭，截断水的流动，避免事故的发生。

止回阀安装和使用时应注意以下几点：

- (1) 升降式止回阀应安装在水平方向的管道上，旋启式止回阀既可安装在水平管道上，又可安装在垂直管道上。
- (2) 安装止回阀要使阀体上标注的箭头与水流方向一致，不可倒装。
- (3) 大口径水管上应采用多瓣止回阀或缓闭止回阀，使各瓣的关闭时间错开或缓慢关闭，以减轻水锤的破坏作用。

三、水锤消除设备

水锤是供水装置中常见的一种物理现象，它在供水装置管路中的破坏力是惊人的，对管

网的安全平稳运行是十分有害的，容易造成爆管事故。水锤消除的措施通常可以采用以下一些设备。

1. 采用恒压控制设备

2. 采用泄压保护设备

(1) 水锤消除器

(2) 泄压保护阀：该设备安装在管道的任何位置，和水锤消除器工作原理一样，只是设定的动作压力是高压，当管路中压力高于设定保护值时，排水口会自动打开泄压。

3. 采用控制流速设备

(1) 采用水力控制阀，一种采用液压装置控制开关的阀门，一般安装于水泵出口，该阀利用机泵出口与管网的压力差实现自动启闭，阀门上一般装有活塞缸或膜片室控制阀板启闭速度，通过缓闭来减小停泵水锤冲击，从而有效消除水锤。

(2) 采用快闭式止回阀，该阀结构是在快闭阀板前采用导流结构，停泵时，阀板同时关闭，依靠快闭阀板支撑住回流水柱，使其没有冲击位移，从而避免产生停泵水锤。

4. 在管路中各峰点安装可靠的排气阀也是必不可少的措施。

四、消火栓

消火栓有地上消火栓和地下消火栓。地上消火栓适用于气温较高的地方，地下消火栓适用于较寒冷的地区。

五、排气阀和泄水阀

由于地形变化、特别是长距离输水管的最高处或管件上，需要装置排气阀，以排除在管中的气体。排气阀分单口和双口两种。单口排气阀用在直径小于 300mm 的水管上，口径为水管直径的 $1/2 \sim 1/5$ 。双口排气阀口径可按水管直径的 $1/8 \sim 1/10$ 选用，装在直径 400mm 以上的水管上。见图 7-6 所示。

为了排除管道内沉积物或检修放空及满足管道消毒冲洗排水要求，在管道下凹处及阀门间管段最低处，施工时应预留泄水口，用以安装泄水阀。确定泄水点时，要考虑好泄水的排放方向，一般将其排入附近的干渠、河道内，不宜将泄水通向污水渠，以免污水倒灌污染水源。

第三节 给水管道附属构筑物

一、阀门井

二、管道支墩

1. 支墩的类型

根据异形管在管网中布置的方式，支墩有以下几种常用类型：

- (1) 水平支墩又分为：弯头处支墩；堵头处支墩；三通处支墩。
- (2) 上弯支墩：管中线由水平方向转入垂直向上方向的弯头支墩。
- (3) 下支墩：管中线由水平方向转入垂直向下方向的弯头支墩。
- (4) 空间两相扭曲支墩：管中线既有水平转向又会有垂直转向的异形管支墩。

2. 支墩的计算

作用于支墩的推力如果使用石棉灰口，因其粘接力的关系有一部分推力由灰口负担。通过实验在石棉灰口的粘接力为 $1.7 \times 10^5 \text{kg/m}^2$ 。在设计支墩时应减去此部分力量，但胶圈柔口

3. 设计原则

- (1) 当管道转弯角度 $< 10^\circ$ 时，可以不设置支墩。
- (2) 管径 $> 600 \text{mm}$ 管线上，水平敷设时应尽量避免选用 90° 弯头，垂直敷设时应尽量避免使用 45° 以上的弯头。
- (3) 支墩后背必须为原形土，支墩与土体应紧密接触，倘若空隙需用与支墩相同材料填实。
- (4) 支撑水平支墩后背的土壤，最小厚度应大于墩底在设计地面以下深度的 3 倍。

三、给水管道穿越障碍物

当给水管线通过铁路、公路和河谷时，必须采用一定的措施。

管线穿过铁路时，其穿越地点、方式和施工方法，应严格按照铁路部门穿越铁路的技术规范。根据铁路的重要性，采取以下措施：穿越临时铁路或一般公路，或非主要路线且水管埋设较深时，可以不设套管，但应尽量将铸铁管接口放在两股道之间，并用青铅接头，钢管则应有相应的防腐措施；穿越较重要的铁路或交通频繁的公路时，水管须放在钢筋混凝土套管内，套管直径根据施工方法而定，大开挖施工时应比给水管直径大 300mm ，顶管法施工时应较给水管的直径大 600mm 。穿越铁路或公路时，水管管顶应在铁路路轨底或公路路面以下 1.2m 左右。管道穿越铁路时，两端应设检查井，井内设阀门或排水管等，参见图 7-11 所示。

管道穿越河谷时，通常采用以下一些方法：

1. 裸露敷设

裸露敷设是我国早期管道穿越江河的一种方法，始于 60 年代初期。它技术简单、施工方便、无需大型施工机具，但缺点是稳管的石笼用量大，浅水区易影响航运和渔业生产。

2. 沟埋敷设

沟埋敷设是把管道埋置于河床稳定层内。这种方式已成为我国水下敷设管道的主要方式。它主要是以挖泥船为主体的施工方法，此外还有爆破法、气举法、液化法。

3. 管道从河床下稳定层中穿越

第八章 污水管道系统的设计计算

(一) 教学要求

熟练掌握污水管道的设计计算过程

(二) 教学内容

- 1、污水设计流量
- 2、污水管道的设计参数
- 3、污水管道的水力计算

(三) 重点

污水管道的水力计算

第一节 污水设计流量的计算

污水管道系统的设计流量是污水管道及其附属构筑物能保证通过的最大流量。通常以最大日最大时流量作为污水管道系统的设计流量，其单位为 L/s。它包括生活污水设计流量和工业废水设计流量两大部分。就生活污水而言又可分为居民生活污水、公共设施排水和工业企业内生活污水和淋浴污水三部分。

一、生活污水设计流量

1. 居民生活污水设计流量

居民生活污水主要来自居住区，它通常按下式计算：

$$Q_1 = \frac{n \cdot N \cdot K_z}{24 \times 3600} \quad (8-1)$$

式中： Q_1 ——居民生活污水设计流量，L/s；

n ——居民生活污水量定额，L/(cap·d)；

N ——设计人口数，cap；

K_z ——生活污水量总变化系数。

(1) 居民生活污水量定额

居民生活污水量定额，是指在污水管道系统设计时所采用的每人每天所排出的平均污水量。

在确定居民生活污水量定额时，应调查收集当地居住区实际排水量的资料，然后根据该地区给水设计所采用的用水量定额，确定居民生活污水量定额。在没有实测的居住区排水量资料时，可按相似地区的排水量资料确定。若这些资料都不易取得，则根据《室外排水设计规范》(GBJ14-87)的规定，按居民生活用水定额确定污水定额。对给水排水系统完善的地区可按用水定额的 90% 计，一般地区可按用水定额的 80% 计。

(2) 设计人口数

设计人口数是指污水排水系统设计期限终期的规划人口数，是计算污水设计流量的基本数据。它是根据城市总体规划确定的，在数值上等于人口密度与居住区面积的乘积。即：

$$N = \rho \cdot F \quad (8-2)$$

式中：

N ——设计人口数，cap；

ρ ——人口密度，cap/hm²；

F——居住区面积, hm^2 ;
cap——“人”的计量单位。

人口密度表示人口的分布情况,是指单位面积上居住的人口数,以 cap/hm^2 表示。它有总人口密度和街坊人口密度两种形式。总人口密度所用的面积包括街道、公园、运动场、水体等处的面积,而街坊人口密度所用的面积只是街坊内的建筑用地面积。在规划或初步设计时,采用总人口密度,而在技术设计或施工图设计时,则采用街坊人口密度。

设计人口数也可根据城市人口增长率按复利法推算,但实际工程中使用不多。

(3) 生活污水量总变化系数

流入污水管道的污水量时刻都在变化。污水量的变化程度通常用变化系数表示。变化系数分为日变化系数、时变化系数和总变化系数三种。

一年中最大日污水量与平均日污水量的比值称为日变化系数(K_d);

最大日最大时污水量与最大日平均时污水量的比值称为时变化系数(K_h);

最大日最大时污水量与平均日平均时污水量的比值称为总变化系数(K_z)。

显然,按上述定义有

$$K_z = K_d \cdot K_h \quad (8-3)$$

生活污水量总变化系数

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

注:①当污水平均日流量为中间数值时,总变化系数用内插法求得;

②当居住区有实际生活污水量变化资料时,可按实际数据采用。

我国在多年观测资料的基础上,经过综合分析归纳,总结出了总变化系数与平均流量之间的关系式,即:

$$K_z = \frac{2.7}{Q^{0.11}} \quad (8-4)$$

式中:

Q——污水平均日流量, L/s。当 $Q < 5\text{L/s}$ 时, $K_z = 2.3$; 当 $Q > 1000\text{L/s}$ 时, $K_z = 1.3$ 。

设计时也可采用式(8-4)直接计算总变化系数,但比较麻烦。

2. 公共设施排水量

公共设施排水量 Q_2 应根据公共设施的不同性质,按《建筑给水排水设计规范》(GB50015-2003)的规定进行计算。

3. 工业企业生活污水和淋浴污水设计流量

工业企业的生活污水和淋浴污水主要来自生产区的食堂、卫生间、浴室等。其设计流量的大小与工业企业的性质、污染程度、卫生要求有关。一般按下式进行计算:

$$Q_3 = \frac{A_1 B_1 K_1 + A_2 B_2 K_2}{3600T} + \frac{C_1 D_1 + C_2 D_2}{3600} \quad (8-5)$$

式中 Q_3 ——工业企业生活污水和淋浴污水设计流量, L/s;

A_1 ——一般车间最大班职工人数, cap;

B_1 ——一般车间职工生活污水定额,以 $25\text{L}/(\text{cap} \cdot \text{班})$ 计;

K_1 ——一般车间生活污水量时变化系数,以 3.0 计;

A_2 ——热车间和污染严重车间最大班职工人数, cap;

B_2 ——热车间和污染严重车间职工生活污水量定额,以 $35\text{L}/(\text{cap} \cdot \text{班})$ 计;

K_2 ——热车间和污染严重车间生活污水量时变化系数,以 2.5 计;

C_1 ——一般车间最大班使用淋浴的职工人数, cap;

D_1 ——一般车间的淋浴污水量定额,以 $40\text{L}/(\text{cap} \cdot \text{班})$ 计;

C_2 ——热车间和污染严重车间最大班使用淋浴的职工人数, cap;

D_2 ——热车间和污染严重车间的淋浴污水量定额, 以 $60\text{L}/(\text{cap} \cdot \text{班})$ 计;

T ——每工作班工作时数, h 。

淋浴时间按 60min 计。

二、工业废水设计流量

工业废水设计流量按下式计算:

$$Q_4 = \frac{m \cdot M \cdot K_z}{3600T} \quad (8-6)$$

式中 Q_4 ——工业废水设计流量, L/s ;

m ——生产过程中每单位产品的废水量定额, $\text{L}/\text{单位产品}$;

M ——产品的平均日产量, 单位产品/ d ;

T ——每日生产时数, h ;

K_z ——总变化系数。

三、城市污水管道系统设计总流量

城市污水管道系统的设计总流量一般采用直接求和的方法进行计算, 即直接将上述各项污水设计流量计算结果相加, 作为污水管道设计的依据, 城市污水管道系统的设计总流量可用下式计算:

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 \quad (\text{L}/\text{s}) \quad (8-7)$$

设计时也可按综合生活污水量进行计算, 综合生活污水设计流量为:

$$Q_1 = \frac{n' \cdot N \cdot K_z}{24 \times 3600} \quad (\text{L}/\text{s}) \quad (8-8)$$

式中 Q_1 ——综合生活污水设计流量, L/s ;

n' ——综合生活污水定额, 对给水排水系统完善的地区按综合生活用水定额 90% 计, 一般地区按 80% 计;

其余符号同前。

此时, 城市污水管道系统的设计总流量为:

$$Q = Q_1 + Q_3 + Q_4 \quad (\text{L}/\text{s}) \quad (8-9)$$

【例8-1】 河北某中等城市一屠宰厂每天宰杀活牲畜 260t , 废水量定额为 $10\text{m}^3/\text{t}$, 工业废水的总变化系数为 1.8 , 三班制生产, 每班 8h 。最大班职工人数 800cap , 其中在污染严重车间工作的职工占总人数的 40% , 使用淋浴人数按该车间人数的 85% 计; 其余 60% 的职工在一般车间工作, 使用淋浴人数按 30% 计。工厂居住区面积为 10ha , 人口密度为 $600\text{cap}/\text{ha}$ 。各种污水由管道汇集输送到厂区污水处理站, 经处理后排入城市污水管道, 试计算该屠宰厂的污水设计总流量。

【解】 该屠宰厂的污水包括居民生活污水、工业企业生活污水和淋浴污水、工业废水三种, 因该厂区公共设施情况未给出, 故按综合生活污水计算。

1. 综合生活污水设计流量计算

查综合生活用水定额, 河北位于第二分区, 中等城市的平均日综合用水定额为 $110 \sim 180\text{L}/(\text{cap} \cdot \text{d})$, 取 $165\text{L}/(\text{cap} \cdot \text{d})$ 。假定该厂区给水排水系统比较完善, 则综合生活污水定额为 $165 \times 90\% = 148.5\text{L}/(\text{cap} \cdot \text{d})$, 取为 $150\text{L}/(\text{cap} \cdot \text{d})$ 。

居住区人口数为 $600 \times 10 = 6000\text{cap}$ 。

则综合生活污水平均流量为: $\frac{150 \times 6000}{24 \times 3600} = 10.4\text{L}/\text{s}$ 。

用内插法查总变化系数表, 得 $K_z = 2.24$ 。

于是综合生活污水设计流量为 $Q_1 = 10.4 \times 2.24 = 23.30\text{L}/\text{s}$ 。

2. 工业企业生活污水和淋浴污水设计流量计算

由题意知: 一般车间最大班职工人数为 $800 \times 60\% = 480$ 人, 使用淋浴的人数为

$480 \times 30\% = 144$ 人；污染严重车间最大班职工人数为 $800 \times 40\% = 320$ 人，使用淋浴的人数为 $320 \times 85\% = 272$ 人。

所以工业企业生活污水和淋浴污水设计流量为：

$$Q_3 = \frac{A_1 B_1 K_1 + A_2 B_2 K_2}{3600T} + \frac{C_1 D_1 + C_2 D_2}{3600}$$

$$= \frac{480 \times 25 \times 3 + 320 \times 35 \times 2.5}{3600 \times 8} + \frac{144 \times 40 + 272 \times 60}{3600} = 8.35 \text{ L/s}$$

3. 工业废水设计流量计算

$$Q_4 = \frac{m \cdot M \cdot K_z}{3600T} = \frac{10 \times 260 \times 1.8}{24 \times 3600} = 0.0542 \text{ m}^3/\text{s} = 54.2 \text{ L/s}$$

该厂区污水设计总流量 $Q_1 + Q_3 + Q_4 = 23.3 + 8.35 + 54.2 = 85.85 \text{ L/s}$

在计算城市污水管道系统的污水设计总流量时，由于城市排水区界内的汇水面积较大，因此需按各排水流域分别计算，将各排水流域居住区生活污水、工业废水和工厂生活污水设计流量列表进行计算，最后再汇总得出污水管道系统的设计总流量。

某城镇污水管道系统设计总流量的计算见表8-2、8-3、8-4、8-5。

城镇综合生活污水设计流量计算表

表8-2

居住区名称	排水流域编号	居住区面积 (ha)	人口密度 (cap/ha)	居民人数 (cap)	污水量定额 [(L/cap·d)]	平均污水量			总变化系数 K_z	设计流量	
						(m ³ /d)	(m ³ /h)	(L/s)		(m ³ /h)	(L/s)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
商业区	I	60	500	30000	160	4800	200	55.6	1.74	348	96.74
文卫区	II	40	400	16000	180	2880	120	33.3	1.81	217.2	60.27
工业区	III	50	450	22500	160	3600	150	41.7	1.78	267	74.23
合计	—	150	—	68500	—	11280	470	130.6	1.57 ①	737.9 ②	205.04 ②

注：①中的总变化系数是根据合计平均流量查出的。

②中的数字不是直接合计，而是合计平均流量与相对应的总变化系数的乘积。

各工业企业生活污水和淋浴污水设计流量计算表

表8-3

车间名称	车间性质	班数	每班工作小时数 (h)	生活污水				淋浴污水			合计设计流量 (L/s)
				最大班职工人数 (cap)	污水量定额 (L/cap · d)	时变化系数	设计流量 (L/s)	最大班使用淋浴的职工人数 (cap)	污水量定额 (L/cap·d)	设计流量 (L/s)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
酿酒厂	污染	3	8	156	35	2.5	0.47	109	60	1.82	2.29
	一般	3	8	108	25	3.0	0.28	38	40	0.42	0.70
肉类加工	污染	3	8	168	35	2.5	0.51	116	60	8.8	2.49

厂	一般	3	8	92	25	3.0	0.24	35	40	2.27	0.63
造纸厂	污染	3	8	150	35	2.5	0.46	105	60	1.75	2.21
	一般	3	8	145	25	3.0	0.38	50	40	0.56	0.94
皮革厂	污染	3	8	274	35	2.5	0.83	156	60	2.6	3.43
	一般	3	8	324	25	3.0	0.84	80	40	0.89	1.64
印染厂	污染	3	8	450	35	2.5	1.37	315	60	5.25	6.62
	一般	3	8	470	25	3.0	1.22	188	40	2.09	3.31
总计							6.6			17.7	24.3

各工业企业工业废水设计流量计算表

表8-4

工业企业名称	班数	各班时数(h)	产品名称	日产量(t)	工业废水定额(m ³ /t)	平均流量			总变化系数	设计流量	
						(m ³ /d)	(m ³ /h)	(L/s)		(m ³ /h)	(L/s)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
酿酒厂	3	8	酒	15	18.6	279	11.63	3.23	3.0	34.89	9.69
肉类加工厂	3	8	牲畜	162	15	2430	101.25	28.13	1.7	172.13	47.82
造纸厂	3	8	白纸	12	150	1800	75	20.83	1.45	108.75	30.20
皮革厂	3	8	皮革	34	75	2550	106.25	29.51	1.4	148.75	41.31
印染厂	3	8	布	36	150	5400	225	62.5	1.42	319.5	88.75
合计						12459	519.13	144.2		784.02	217.77

城镇污水设计总流量统计表

表8-5

排水工程对象	综合生活污水设计流量(L/s)	工业企业生活污水和淋浴污水设计流量(L/s)	工业废水设计流量(L/s)	城镇污水设计总流量(L/s)
居住区和公共建筑	205.04			447.11
工业企业		24.3		
工业企业			217.77	

第二节 污水管段设计流量的计算

污水管道系统的设计总流量计算完毕后,还不能进行管道系统的水力计算。为此还需在管网平面布置图上划分设计管段,确定设计管段的起止点,进而求出各设计管段的设计流量。只有求出设计管段的设计流量,才能进行设计管段的水力计算。

一、设计管段的划分

在污水管道系统上,为了便于管道的连接,通常在管径改变、敷设坡度改变、管道转向、支管接入、管道交汇的地方设置检查井。对于两个检查井之间的连续管段,如果采用的设计流量不变,且采用同样的管径和坡度,则这样的连续管段就称为设计管段。设计管段两端的检查井称为设计管段的起止检查井(简称起迄点)。

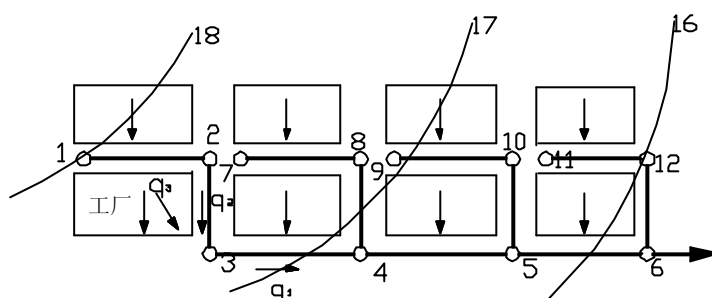


图8-1 设计管段的设计流量

二、设计管段的流量确定

如图8-1所示,每一设计管段的污水设计流量可能包括以下3种流量。

1. 本段流量 q_1

所谓本段流量是指从本管段沿线街坊流来的污水量。对于某一设计管段而言,它沿管线长度是变化的,即从管段起点为零逐渐增加到终点达到最大。为了计算的方便,通常假定本段流量是在起点检查井集中进入设计管段的,它的大小等于本管段服务面积上的全部污水量。一般用下式计算:

$$q_1 = F \cdot q_s \cdot K_z \quad (8-10)$$

式中 q_1 ——设计管段的本段流量, L/s;

F ——设计管段服务的街坊面积, hm^2 ;

K_z ——生活污水量总变化系数;

q_s ——生活污水比流量, L/(s· hm^2)。

生活污水比流量可采用下式计算:

$$q_s = \frac{n \cdot \rho}{24 \times 3600} \quad (8-11)$$

式中 n ——生活污水定额或综合生活污水定额, L/(cap·d);

ρ ——人口密度, cap/ hm^2 。

2. 转输流量 q_2

转输流量是指从上游管段和旁侧管段流来的污水量。它对某一设计管段而言,是不发生变化的,但不同的设计管段,可能有不同的转输流量。

3. 集中流量 q_3

集中流量是指从工业企业或其它大型公共设施流来的污水量。对某一设计管段而言,它也不发生变化。

设计管段的设计流量是上述本段流量、转输流量和集中流量三者之和。

第三节 污水管道的水力计算

一、污水管道中污水流动的特点

污水在管道内依靠管道两端的水面高差从高处流向低处，是不承受压力的，即为重力流。

污水中含有一定数量的悬浮物，它们有的漂浮于水面，有的悬浮于水中，有的则沉积在管底内壁上。这与清水的流动有所差别。但污水中的水分一般在99%以上，所含悬浮物很少，因此，可认为污水的流动遵循一般流体流动的规律，工程设计时仍按水力学公式计算。

污水在管道中的流速随时都在变化，但在直线管段上，当流量没有很大变化又无沉淀物时，可认为污水的流动接近均匀流。设计时对每一设计管段都按均匀流公式进行计算。

二、污水管道水力计算的设计参数

为保证污水管道的正常运行，《室外排水设计规范》中对这些因素综合考虑，提出了如下的计算控制参数，在污水管道设计计算时，一般应予以遵守。

(一)设计充满度

在设计流量下，污水在管道中的水深 h 与管道直径 D 的比值(h/D)称为设计充满度，它表示污水在管道中的充满程度，如图8-2所示。

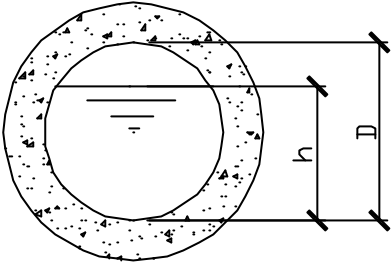


图8-2 充满度示意图

当 $h/D=1$ 时称为满流； $h/D<1$ 时称为不满流。《室外排水设计规范》规定，污水管道按不满流进行设计，其最大设计充满度的规定如表8-6所示。

最大设计充满度		表8-6
管径(D)或暗渠高(H)	最大设计充满度(h/D)或(h/H)	
200~300	0.60	
350~450	0.70	
500~900	0.75	
≥1000	0.80	

注：在计算污水管道充满度时，不包括淋浴或短时间内突然增加的污水量，但当管径小于或等于300mm时，应按满流复核。

这样规定的原因是：

(1)污水流量时刻在变化，很难精确计算，而且雨水可能通过检查井盖上的孔口流入，地下水也可能通过管道接口渗入污水管道。因此，有必要预留一部分管道断面，为未预见水量的介入留出空间，避免污水溢出妨碍环境卫生，同时使渗入的地下水能够顺利流泄。

(2)污水管道内沉积的污泥可能解析出一些有害气体（如 CH_4 、 H_2S 等）。此外，污水中如含有汽油、苯、石油等易燃液体时，可能产生爆炸性气体。故需留出适当的空间，以利管道的通风，及时排除有害气体及易爆气体。

(3)便于管道的清通和养护管理。

表8-6所列的最大设计充满度是设计污水管道时所采用的充满度的最大限值，在进行污水管道的水力计算时，所选用的充满度不应大于表8-6中规定的数值。但为了节约投资，合理地利用管道断面，选用的设计充满度也不应过小。为此，在设计过程中还应考虑最小设计充满度作为设计充满度的下限值。根据经验各种管径的最小设计

充满度不宜小于0.25。一般情况下设计充满度最好不小于0.5，对于管径较大的管道设计充满度以接近最大限值为好。

对于明渠，设计规范规定设计超高（即渠中水面到渠顶的高度）不小于0.2m。

（二）设计流速

与设计流量、设计充满度相对应的水流平均速度称为设计流速。设计流速过小，污水流动缓慢，其中的悬浮物则易于沉淀淤积；反之，污水流速过高，虽然悬浮物不宜沉淀淤积，但可能会对管壁产生冲刷，甚至损坏管道使其寿命降低。为了防止管道内产生沉淀淤积或管壁遭受冲刷，《室外排水设计规范》规定了污水管道的最小设计流速和最大设计流速。污水管道的设计流速应在最小设计流速和最大设计流速范围内。

最小设计流速是保证管道内不致发生沉淀淤积的流速。污水管道在设计充满度下的最小设计流速为0.6m/s。含有金属、矿物固体或重油杂质的生产污水管道，其最小设计流速宜适当加大，明渠的最小设计流速为0.4m/s。

最大设计流速是保证管道不被冲刷损坏的流速。该值与管道材料有关，通常金属管道的最大设计流速为10m/s，非金属管道的最大设计流速为5m/s。

（三）最小设计坡度

我国《室外排水设计规范》规定：管径为200mm时，最小设计坡度为0.004；管径为300mm时，最小设计坡度为0.003。

（四）最小管径

我国《室外排水设计规范》规定：污水管道在街坊和厂区内最小管径为200mm，在街道下的最小管径为300mm。

三、污水管道的埋设深度

管道埋深是影响管道造价的重要因素，是污水管道设计的重要参数。

管道埋设深度有两个意义：

- （1）覆土厚度：是指管道外壁顶部到地面的距离（图8-3）；
- （2）埋设深度：是指管道内壁底部到地面的距离。

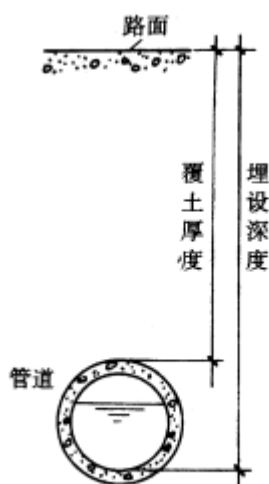


图 8-3 管道埋深示意图

1. 防止冰冻膨胀而损坏管道

生活污水温度较高，即使在冬天水温也不会低于4℃。很多工业废水的温度也比较高。此外，污水管道按一定的坡度敷设，管内污水经常保持一定的流量，以一定的流速不断流动。因此，污水在管道内是不会冰冻的，管道周围的土壤也不会冰冻。所以，不必把整个污水管道都埋设在土壤冰冻线以下。但如果将管道全部埋设在冰冻线以上，则因土壤冰冻膨胀可能

损坏管道基础，从而损坏管道。

《室外排水设计规范》规定，冰冻层内污水管道的埋设深度，应根据流量、水温、水流情况和敷设位置等因素确定，一般应符合下列规定：

(1) 无保温措施的生活污水管道或水温与生活污水接近的工业废水管道，管底可埋设在冰冻线以上 0.15m。

(2) 有保温措施或水温较高的管道，管底在冰冻线以上的距离可以加大，其数值应根据该地区或条件相似地区的经验确定。

2. 防止管壁因地面荷载而破坏

3. 满足街坊污水连接管衔接的要求

四、污水管道的衔接

管道衔接时应遵循以下两个原则：

1. 尽可能提高下游管道的高程，以减小管道的埋深，降低造价；

2. 避免在上游管段中形成回水而造成淤积。

污水管道衔接的方法，通常有水平面接和管顶平接两种，如图 8-5 所示。

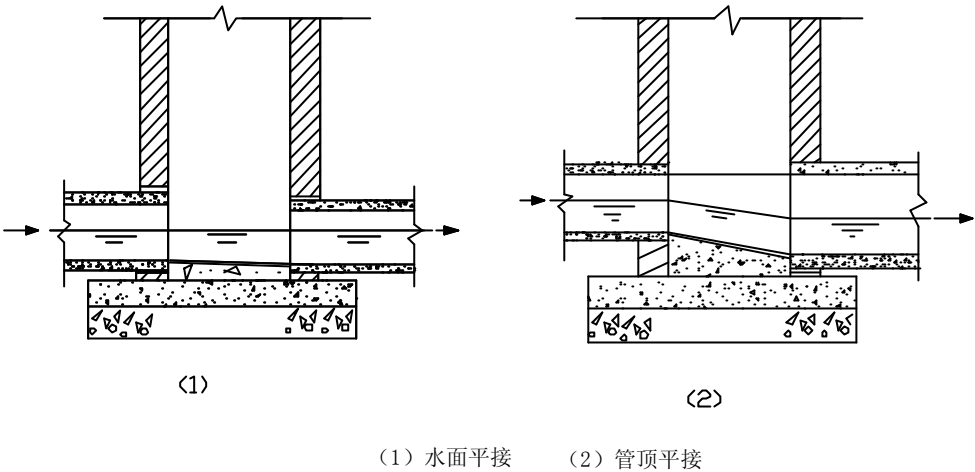


图 8-5 污水管道的衔接

水面平接是指在水力计算中，使污水管道上游管段终端和下游管段起端在设计充满度条件下的水面相平，即上游管段终端与下游管段起端的水面标高相同。一般用于上下游管径相同的污水管道的衔接。

管顶平接是指在水力计算中，使上游管段终端和下游管段起端的管内顶标高相同。一般用于上下游管径不同的污水管道的衔接。

六、污水管道的水力计算步骤

污水管道的设计方法与水力计算步骤，通过下面的例题予以介绍。

【例 7-5】 图 8-6 为河南省某中小城市一个建筑小区的平面图。小区街坊人口密度为 350cap/ha。工厂的工业废水（包括从各车间排出的生活污水和淋浴污水）设计流量为 29L/s。工业废水经过局部处理后与生活污水一起由污水管道全部送至污水厂经处理后再排放。工厂工业废水排出口的埋深为 2 m，试进行该小区污水管道系统的设计。

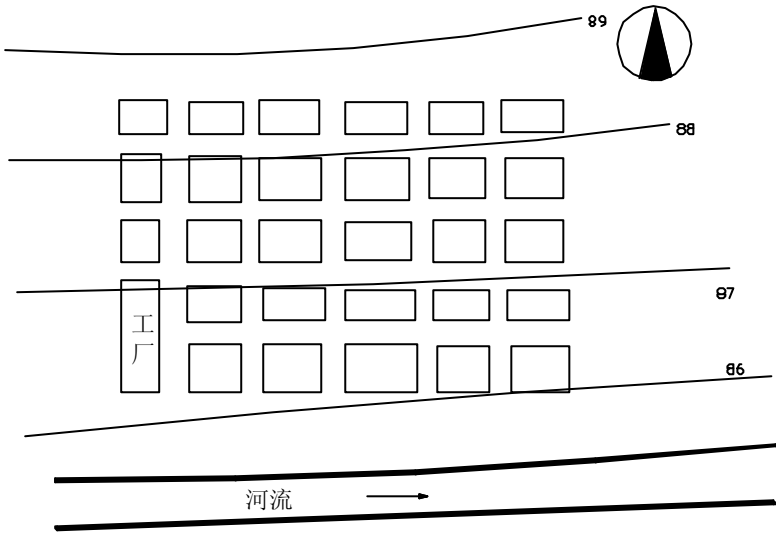


图8-6 某建筑小区平面图

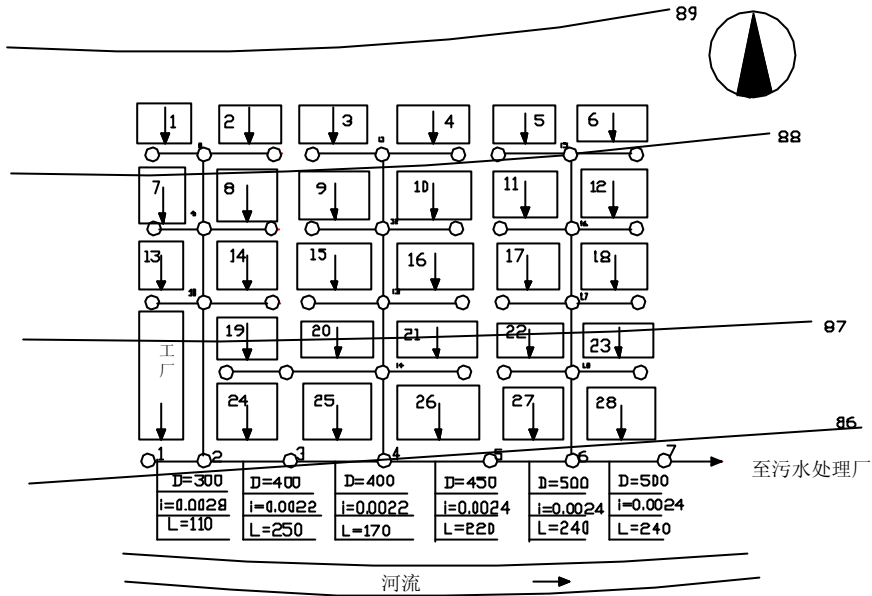


图8-7 某建筑小区污水管道平面布置图（初步设计）

设计方法和步骤如下：

（一）在街坊平面图上布置污水管道

由街坊平面图可知该建筑小区的边界为排水区界。在该排水区界内地势北高南低，坡度较小，无明显分水线，故可划分为一个排水流域。在该排水流域内小区支管布置在街坊地势较低的一侧；干管基本上与等高线垂直；主干管布置在小区南面靠近河岸的地势较低处，基本上与等高线平行。整个建筑小区管道系统呈截流式布置，如图8-7所示。

（二）街坊编号并计算其面积

将建筑小区内各街坊编上号码，并将各街坊的平面范围按比例计算出面积，将其面积值列入表8-7中，并用箭头标出各街坊污水排出的方向。

各街坊面积汇总表											表8-7
街 坊 编 号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11

街坊面积(hm ²)	1.21	1.70	2.08	1.98	2.20	2.20	1.43	2.21	1.96	2.04	2.40
街坊编号	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
街坊面积(hm ²)	2.40	1.21	2.28	1.45	1.70	2.00	1.80	1.66	1.23	1.53	1.71
街坊编号	23	24	25	26	27	28					
街坊面积(hm ²)	1.80	2.20	1.38	2.04	2.04	2.40					

(三)划分设计管段，计算设计流量

根据设计管段的定义和划分方法，将各干管和主干管中有本段流量进入的点(一般定为街坊两端)、有集中流量进入及有旁侧支管接入的点，作为设计管段的起止点并将该点的检查井编上号码，如图8-7所示。

各设计管段的设计流量应列表进行计算。在初步设计中，只计算干管和主干管的设计流量；在技术设计和施工图设计中，要计算所有管段的设计流量。本设计为初步设计，故只计算干管和主干管的设计流量，如表8-8所示。

污水干管和主干管设计流量计算表

表8-8

管 段 编 号	居住区生活污水量（或综合生活污水量）								集中流量q ₃		设 计 流 量 (L/s)
	本段流量q ₁				转 输 流 量 q ₂ (L/s)	合 计 平 均 流 量 (L/s)	总 变 化 系 数K _z	生 活 污 水 设 计 流 量 (L/s)	本段 (L/s)	转输 (L/s)	
	街坊 编号	街 坊 面积 (ha)	比流量 q _s L/(s·h a)	流量 q _i (L/s)							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1~2	—	—	—	—	—	—	—	—	29.00	—	29.00
8~9	—	—	—	—	1.18	1.18	2.3	2.71	—	—	2.71
9~10	—	—	—	—	2.65	2.65	2.3	6.10	—	—	6.10
10~2	—	—	—	—	4.07	4.07	2.3	9.36	—	—	9.36
2~3	24	2.20	0.405	0.89	4.07	4.96	2.3	11.41	—	29.00	40.41
3~4	25	1.38	0.405	0.56	4.96	5.52	2.28	12.59	—	29.00	41.59
11~12	—	—	—	—	1.64	1.64	2.3	3.77	—	—	3.77
12~13	—	—	—	—	3.26	3.26	2.3	7.51	—	—	7.51
13~14	—	—	—	—	4.54	4.54	2.3	10.44	—	—	10.44
14~4	—	—	—	—	6.33	6.33	2.26	14.31	—	—	14.31
4~5	26	2.04	0.405	0.83	11.29	12.12	2.09	25.33	—	29.00	54.33
5~6	27	2.04	0.405	0.83	12.12	12.95	2.06	26.68	—	29.00	55.68
15~16	—	—	—	—	1.78	1.78	2.3	4.09	—	—	4.09
16~17	—	—	—	—	3.73	3.73	2.3	8.58	—	—	8.58
17~18	—	—	—	—	5.27	5.27	2.29	12.07	—	—	12.07
18~6	—	—	—	—	6.69	6.69	2.25	15.05	—	—	15.05
6~7	28	2.40	0.405	0.97	19.64	20.61	1.96	40.40	—	29.00	69.40

生活污水比流量为：

$$q_s = \frac{100 \times 350}{86400} = 0.405 \text{ (L / (s} \cdot \text{hm}^2))$$

工厂排出的工业废水作为集中流量，在检查井1处进入污水管道，相应的设计流量分别为29L/s。

如图8-7和表8-8所示，设计管段1~2为主干管的起始管段，只有集中流量(工厂经局部处理后排出的工业废水)29L/s流入，故其设计流量为29L/s。设计管段2~3除转输管段1~2的集中流量29L/s外，还有本段流量q₁和转输流量q₂流入。该管段接纳街坊24的污水，其街坊面积为2.20ha(见表8-7)，故本段平均流量为q₁=q_s·

$F=0.405 \times 2.20=0.89 \text{ L/s}$; 该管段的转输流量是从旁侧管段8~9~10~2流来的生活污水平均流量, 其值为:

$q_2=q_s \cdot F=0.405 \times (1.21+1.70+1.43+2.21+1.21+2.28)=4.07 \text{ L/s}$ 。设计管段2~3 的合计平均流量为 $q_1+q_2=0.89+4.07=4.96 \text{ L/s}$, 查表8-1, 得 $K_z=2.3$, 故该管段的综合生活污水设计流量为 $Q_1=4.96 \times 2.3=11.41 \text{ L/s}$, 总设计流量为综合生活污水设计流量与集中流量之和, 即: $Q=11.41+29=40.41 \text{ L/s}$ 。

其余各管道设计流量的计算方法与上述方法相同。

(四) 水力计算

各设计管段的设计流量确定后, 即可从上游管段开始依次进行各设计管段的水力计算。本例为初步设计, 只进行污水干管和主干管的水力计算 (在技术设计和施工图设计中所有管段都要进行水力计算), 其计算结果见表8-9、8-10。

污水干管水力计算表

表 8-9

管段 编号	管段 长度 L (m)	设计 流量 Q (L/s)	管道 直径 D (mm)	设计 坡度 I (‰)	设计 流速 v (m/s)	设计充满度		降落量 I·L (m)
						h/D	h (m)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
8~9	170	2.71	300	3.0	0.60	0.50	0.150	0.51
9~10	160	6.10	300	3.0	0.60	0.50	0.150	0.48
10~2	320	9.36	300	3.0	0.60	0.50	0.150	0.96
11~12	170	3.77	300	3.0	0.60	0.50	0.150	0.51
12~13	160	7.51	300	3.0	0.60	0.50	0.150	0.48
13~14	160	10.44	300	3.0	0.60	0.50	0.150	0.48
14~4	160	14.31	300	3.0	0.60	0.50	0.150	0.48
15~16	170	4.09	300	3.0	0.60	0.50	0.150	0.51
16~17	160	8.58	300	3.0	0.60	0.50	0.150	0.48
17~18	160	12.07	300	3.0	0.60	0.50	0.150	0.48
18~6	160	15.05	300	3.0	0.60	0.50	0.150	0.48
管段 编号	标 高 (m)						埋 设 深 度 (m)	
	地 面		水 面		管 内 底		上端	下端
	上端	下端	上端	下端	上端	下端		
	10	11	12	13	14	15	16	17
8~9	88.10	87.60	86.750	86.240	86.600	86.090	1.500	1.510
9~10	87.60	87.15	86.240	85.760	86.090	85.610	1.510	1.540
10~2	87.15	86.10	85.760	84.800	85.610	84.650	1.540	1.450
11~12	88.10	87.55	86.750	86.240	86.600	86.090	1.500	1.460
12~13	87.55	87.10	86.240	85.760	86.090	85.610	1.460	1.490
13~14	87.10	86.60	85.760	85.280	85.610	85.130	1.490	1.470
14~4	86.60	86.00	85.280	84.800	85.130	84.650	1.470	1.350
15~16	88.00	87.50	86.650	86.140	86.500	85.99	1.500	1.510
16~17	87.50	87.05	86.140	85.660	85.990	85.510	1.510	1.540
17~18	87.05	86.65	85.660	85.180	85.510	85.030	1.540	1.620
18~6	86.65	85.80	85.180	84.700	85.030	84.550	1.620	1.250

污水主干管水力计算表

表8-10

管段 编号	管段 长度 L (m)	设计 流量 Q (L/s)	管道 直径 D (mm)	设计 坡度 I (‰)	设计 流速 v (m/s)	设计充满度		降落量 I·L (m)
						h/D	h (m)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1~2	110	29.00	300	2.8	0.71	0.51	0.153	0.308
2~3	250	40.41	400	2.2	0.71	0.48	0.192	0.55
3~4	170	41.59	400	2.2	0.71	0.49	0.196	0.374
4~5	220	54.33	450	2.4	0.77	0.45	0.203	0.528
5~6	240	55.68	500	2.4	0.78	0.40	0.200	0.576

6~7	240	69.40	500	2.4	0.83	0.45	0.225	0.576
管段 编号	标 高 (m)						埋 设 深度 (m)	
	地 面		水 面		管 内 底			
	上端	下端	上端	下端	上端	下端	上端	下端
	10	11	12	13	14	15	16	17
1~2	86.20	86.10	84.353	84.045	84.200	83.892	2.000	2.208
2~3	86.10	86.05	83.984	83.434	83.792	83.242	2.308	2.808
3~4	86.05	86.00	83.434	83.060	83.238	82.864	2.812	3.136
4~5	86.00	85.90	83.017	82.489	82.814	82.286	3.186	3.614
5~6	85.90	85.80	82.436	81.860	82.236	81.660	3.664	4.140
6~7	85.80	85.70	81.860	81.284	81.635	81.059	4.165	4.641

在进行管道水力计算时，应注意下列问题：

(1) 必须进行深入细致地研究，慎重地确定管道系统的控制点。

(2) 必须细致研究管道敷设坡度与管线经过地段的地面坡度之间的关系，使确定的管道敷设坡度，在满足最小设计流速要求的前提下，既不使管道的埋深过大，又便于旁侧支管顺畅接入。

(3) 在水力计算自上游管段依次向下游管段进行时，随着设计流量的逐段增加，设计流速也应相应增加。如流量保持不变，流速也不应减小。只有当坡度大的管道接到坡度小的管道时，如下游管段的流速已大于1m/s(陶土管)或1.2m/s(混凝土、钢筋混凝土管)，设计流速才允许减小。设计流量逐段增加，设计管径也应逐段增大；如设计流量变化不大，设计管径也不能减小；但当坡度小的管道接到坡度大的管道时，管径可以减小，但缩小的范围不得超过50~100mm，同时不得小于最小管径的要求。

(4) 在地面坡度太大的地区，为了减小管内水流速度，防止管壁遭受冲刷，管道坡度往往需要小于地面坡度。这就有可能使下游管段的覆土厚度无法满足最小限值的要求，甚至超出地面，因此应在适当的位置处设置跌水井，管段之间采用跌水井衔接。在旁侧支管与干管的交汇处，若旁侧支管的管内底标高比干管的管内底标高大得太多，此时为保证干管有良好的水力条件，应在旁侧支管上先设跌水井，然后再与干管相接。反之，则需在干管上先设跌水井，使干管的埋深增大后，旁侧支管再接入。跌水井的构造详见第九章。

(5) 水流通过检查井时，常引起局部水头损失。为了尽量降低这项损失，检查井底部在直线管段上要严格采用直线，在管道转弯处要采用匀称的曲线。通常直线检查井可不考虑局部水头损失。

(6) 在旁侧支管与干管的连接点上，要保证干管的已定埋深允许旁侧支管接入。同时，为避免旁侧支管和干管产生逆水和回水，旁侧支管中的设计流速不应大于干管中的设计流速。

(7) 为保证水力计算结果的正确可靠，同时便于参照地面坡度确定管道坡度和检查管道间衔接的标高是否合适等，在水力计算的同时应尽量绘制管道的纵剖面草图。在草图上标出所需要的各个标高，以使管道水力计算正确、衔接合理。

(8) 初步设计时，只进行主要干管和主干管的水力计算。技术设计和施工图设计时，要进行所有管段的水力计算。

(五) 绘制管道的平面图和纵剖面图

第四节 排水管道工程图

污水管道的平面图和纵剖面图，是污水管道设计的主要图纸。根据设计阶段的不同，图纸上的内容和表现的深度也不相同。

一、管道平面图的绘制

初步设计阶段的管道平面图就是管道的总体布置图。在平面图上应有地形、地物、风玫瑰或指北针等，并标出干管和主干管的位置。已有和设计的污水管道用粗(0.9mm)单实线表示，其它均用细(0.3mm)单实线表示。在管线上画出设计管段起止点的检查井并编上号码，标出各设计管段的服务面积和可能设置的泵站或其它附属构筑物的位置，以及污水厂和出水口的位置。每一设计管段都应注明管段长度、设计管径和设计坡度。图纸的比例尺通常采用1:5000~1:10000。此外，图上应有管道的主要工程项目表、图例和必要的工程说明。

技术设计或施工图设计阶段的管道平面图，要包括详细的资料。除反映初步设计的要求外，还要标明检查井的准确位置及与其它地下管线或构筑物交叉点的具体位置、高程；建筑小区污水干管或工厂废水排出管接入城市污水支管、干管或主干管的位置和标高；图例、工程项目表和施工说明。比例尺通常采用1:1000~1:5000。

二、管道纵剖面图的绘制

管道纵剖面图反映管道沿线高程位置，它是和平面图相对应的。

初步设计阶段一般不绘制管道的纵剖面图，有特殊要求时可绘制。

技术设计或施工图设计阶段要绘制管道的纵剖面图。图上用细(0.3mm)单实线表示原地面高程线 and 设计地面高程线，用粗(0.9mm)双实线表示管道高程线，用细(0.3mm)双竖线表示检查井。图中应标出沿线旁侧支管接入处的位置、管径、标高；与其它地下管线、构筑物或障碍物交叉点的位置和高程；沿线地质钻孔位置和地质情况等。在剖面图下方用细(0.3mm)实线画一个表格，表中注明检查井编号、管段长度、设计管径、设计坡度、地面标高、管内底标高、埋设深度、管道材料、接口形式、基础类型等。有时也将设计流量、设计流速和设计充满度等数据注明。采用的比例尺，一般横向比例与平面图一致；纵向比例为1:50~1:200，并与平面图的比例相适应，确保纵剖面图纵、横两个方向的比例相协调。

施工图设计阶段，除绘制管道的平、纵剖面图外，还应绘制管道附属构筑物的详图和管道交叉点特殊处理的详图。附属构筑物的详图可参照《给水排水标准图集》中的标准图结合本工程的实际情况绘制。

第九章 雨水管渠的设计计算

（一）教学要求：

- 1、熟练掌握雨水设计流量的确定方法；
- 2、了解截流制合流式排水管渠的设计；
- 3、掌握管道平面图和纵剖面图的绘制。

（二）教学内容：

- 1、雨量分析及暴雨强度公式；
- 2、雨水管网设计流量计算；
- 3、雨水管网设计与计算；
- 4、雨水径流调节；
- 5、排洪沟设计与计算；
- 6、合流制管网设计与计算。

（三）重点：

雨水管网设计计算、合流制管网设计计算。

第一节 雨量分析及暴雨强度公式

一、雨量分析

1. 降雨量

降雨量指单位地面面积上在一定时间内降雨的雨水体积，其计量单位为（体积/时间）/面积。由于体积除以面积等于长度，所以降雨量的单位又可以采用长度/时间。这时降雨量又称为单位时间内的降雨深度。常用的降雨量统计数据计量单位有：

年平均降雨量：指多年观测的各年降雨量的平均值，计量单位用 mm/a；

月平均降雨量：指多年观测的各月降雨量的平均值，计量单位用 mm/月；

最大日降雨量：指多年观测的各年中降雨量最大的一日的降雨量，计量单位用 mm/d。

2. 雨量的数据整理

自记雨量计所记录的数据一般是每场雨的累积降雨量（mm）和降雨时间（min）之间的对应关系，以降雨时间为横坐标和以累积降雨量为纵坐标绘制的曲线称为降雨量累积曲线。降雨量累积曲线上某一点的斜率即为该时间的降雨瞬时强度。将降雨量在该时间段内的增量除以该时间段长度，可以得到描述单位时间内的累积降雨量，即该段降雨历时的平均降雨强度。

3. 降雨历时和暴雨强度

在降雨量累积曲线上取某一时间段 t ，称为降雨历时。如果该降雨历时覆盖了降雨的雨峰时间，则上面计算的数值即为对应于该降雨历时的暴雨强度，降雨历时区间取得越宽，计算得出的暴雨强度就越小。

暴雨强度用符号 i 表示，常用单位为 mm/min，也可为 mm/h。设单位时间 t 内的平均降雨深度为 H ，则其关系为：

$$i = \frac{H}{t} \quad (9-1)$$

在工程上，暴雨强度亦常用单位时间内单位面积上的降雨量 q 表示，单位用 (L/s)/hm²。

采用以上计量单位时，由于 1mm/min = 1 (L/m²)/min = 10000 (L/min)/hm²，可得 i 和 q 之间的换算关系为：

$$q = \frac{10000}{60} i = 167i \quad (9-2)$$

式中 q —降雨强度, (L/s) /hm²;

i —降雨强度, mm/min。

就雨水管渠设计而言, 有意义的是找出降雨量最大的那个时段内的降雨量。因此, 暴雨强度的数值与所取的连续时间段 t 的跨度和位置有关。在城市暴雨强度公式推求中, 经常采用的降雨历时为 5min、10min、15min、20min、30min、45min、60min、90min、120min 等 9 个历时数值, 特大城市可以用到 180min。

4. 暴雨强度频率

对应于特定降雨历时的暴雨强度的出现次数服从一定的统计规律, 可以通过长期的观测数据计算某个特定的降雨历时的暴雨强度出现的经验频率, 简称暴雨强度频率。

5. 暴雨强度重现期

工程上常用比较容易理解的“重现期”来等效地替代较为抽象的频率概念。重现期的定义是指在多次的观测中, 事件数据值大于等于某个设定值重复出现的平均间隔年数, 单位为年 (a)。

重现期与经验频率之间的关系可直接按定义由下式表示:

$$p = \frac{1}{p_n} \quad (9-6)$$

二、暴雨强度曲线与暴雨强度公式

1. 暴雨强度曲线

2. 暴雨强度公式

《室外排水设计规范》中规定, 我国采用的暴雨强度公式的形式为:

$$q = \frac{167A_1(1+c \lg p)}{(t+b)^n} \quad (9-9)$$

式中 q —设计暴雨强度, (L/s) /hm²;

p —设计重现期, a;

t —降雨历时, min。

A_1, c, b, n —地方参数 (待定参数), 根据统计方法进行计算确定。

当 $b=0$ 时,

$$q = \frac{167A_1(1+c \lg p)}{t^n} \quad (9-10)$$

当 $n=1$ 时,

$$q = \frac{167A_1(1+c \lg p)}{t+b} \quad (9-11)$$

三、降雨面积和汇水面积

降雨面积是指每一场降雨所笼罩的地面面积。汇水面积是指雨水管渠所汇集和排除雨水的地面面积, 用 F 表示, 常以公顷 hm² 或平方公里 km² 为单位。

第二节 雨水管渠设计流量的确定

一、雨水设计流量计算公式

雨水管渠的设计流量按下式计算:

$$Q = \psi q F \quad (9-12)$$

式中 Q —雨水设计流量, L/s;

ψ —径流系数，径流量和降雨量的比值，其值小于1；

F —汇水面积, hm^2 ;

q —设计暴雨强度 ($\text{L/s} \cdot \text{hm}^2$)。

假定：(1)暴雨强度在汇水面积上的分布是均匀的；(2)单位时间径流面积的增长为常数；(3)汇水面积内地面坡度均匀；(4)：地面不透水， $\psi = 1$ 。

二、雨水管段设计流量的计算

在图 9-6 中, I、II、III、IV 为相毗邻的四个街区。设汇水面积 $F_I = F_{II} = F_{III} = F_{IV}$, 雨水从各块面积上最远点分别流入雨水口所需的集水时间均为 τ (min)。1~2、2~3、3~4、4~5 分别为设计管段, 试确定各设计管段的雨水流量。

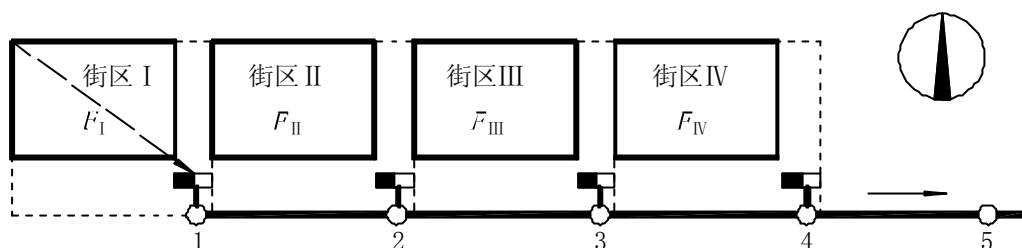


图 9-6 雨水管道设计管段流量计算示意图

从图 9-6 可知,四个街区的地形均为北高南低,道路是西高东低,雨水管道沿道路中心线敷设,道路断面呈拱形为中间高,两侧低。降雨时,降落在地面上的雨水顺着地形坡度流到道路两侧的边沟中,道路边沟的坡度和地形坡度相一致。雨水沿着道路的边沟流到雨水口经检查井流入雨水管道。I 街区的雨水(包括路面上雨水),在 1 号检查井集中,流入管段 1~2。II 街区的雨水在 2 号检查井集中,并同 I 街区经管段 1~2 流来的雨水汇合后流入管段 2~3。III 街区的雨水在 3 号检查井集中,同 I 街区和 II 街区流来的雨水汇合后流入管段 3~4。其他依次类推。

已知管段 1~2 的汇水面积为 F_1 ，检查井 1 为管段 1~2 的集水点。由于汇水面积上各点离集水点 1 的距离不同，所以在同一时间内降落到 F_1 面积上各点的雨水，就不可能同时到达集水点 1，同时到达集水点 1 的雨水则是不同时间降落到地面上的雨水。

集水点同时能汇集多大面积上的雨水量,和降雨历时的长短有关。如雨水从降雨面积最远点流到集水点 1 所需的集水时间为 20 (min),而这场降雨只下 10 (min)就停了,待汇水面积上的雨水流到集水点时,降落在离集水点 1 附近面积上的雨水早已流过去了。也就是

说,同时到达集水点1的雨水只能来自 F_I 中的一部分面积,随着降雨历时的延长,就有愈来愈大面积上的雨水到达集水点1,当恰好降雨历时 $t=20(\text{min})$ 时,则第1(min)降落在最远点的雨水与第20(min)降落在集水点1附近的雨水同时到达,这时,集水点1处的径流量达到最大。

通过上述分析可知,汇水面积是随着降雨历时 t 的增长而增加,当降雨历时等于集水时间时,汇水面积上的雨水全部流到集水点,则集水点产生最大雨水量。

为便于求得各设计管段相应雨水设计流量,作几点假设:(1)汇水面积随降雨历时的增加而均匀增加;(2)降雨历时大于或等于汇水面积最远点的雨水流到设计断面的集水时间($t \geq \tau_0$);(3)地面坡度的变化是均匀的,径流系数 ψ 为定值,且 $\psi=1.0$ 。

1. 管段1~2的雨水设计流量的计算

管段1~2是收集汇水面积 $F_I(\text{hm}^2)$ 上的雨水,设最远点的雨水流到1断面的时间为 $\tau(\text{min})$,只有当降雨历时 $t=\tau$ 时, F_I 全部面积的雨水均已流到1断面,此时管段1~2内流量达到最大值。因此,管段1~2的设计流量为:

$$Q_{1-2} = F_I q_1 \quad (\text{L/s})$$

式中 q_1 — 管段1~2的设计暴雨强度,即相应于降雨历时 $t=\tau$ 时的暴雨强度, $(\text{L/s} \cdot \text{hm}^2)$ 。

2. 管段2~3的雨水设计流量计算

当 $t=\tau$ 时,全部 F_{II} 和部分 F_I 面积上的雨水流到2断面,此时管段2~3的雨水流量不是最大。只有当 $t=\tau+t_{1-2}$ 时, F_I 和 F_{II} 全部面积上的雨水均流到2断面,此时管段2~3雨水流量达到最大值。设计管段2~3的雨水设计流量为:

$$Q_{2-3} = (F_I + F_{II}) q_2 \quad (\text{L/s})$$

式中 q_2 — 管段2~3的设计暴雨强度,是用 $(F_I + F_{II})$ 面积上最远点雨水流行时间求得的降雨强度。即相应于 $t=\tau+t_{1-2}$ 的暴雨强度, $(\text{L/s} \cdot \text{hm}^2)$;

t_{1-2} — 管段1~2的管内雨水流行时间, min。

同理可求得管段3~4及4~5的雨水设计流量分别为:

$$Q_{3-4} = (F_I + F_{II} + F_{III}) q_{3-4}$$

$$Q_{4-5} = (F_I + F_{II} + F_{III} + F_{IV}) q_{4-5}$$

式中 q_3 、 q_4 — 分别为管段3~4、4~5的设计暴雨强度,即相应于用 $t=\tau+t_{1-2}+t_{2-3}$ 和 $t=\tau+t_{1-2}+t_{2-3}+t_{3-4}$ 的暴雨强度, $(\text{L/s} \cdot \text{hm}^2)$;

t_{2-3} 、 t_{3-4} — 分别为管道2~3、3~4的管内雨水流行时间, min。

由上可知,各设计管段的雨水设计流量等于该管段所承担的全部汇水面积和设计暴雨强度的乘积。各设计管段的设计暴雨强度是相应于该管段设计断面的集水时间的暴雨强度,因为各设计管段的集水时间不同,所以各管段的设计暴雨强度亦不同。在使用计算公式 $Q=\psi q F$ 时,应注意到随着排水管道计算断面位置不同,管道的计算汇水面积也不同,从汇水面积最远点到不同计算断面处的集水时间(其中也包括管道内雨水流行时间)也是不同的。因此,在计算平均暴雨强度时,应采用不同的降雨历时 t_i 。

根据上述分析,雨水管道的管段设计流量,是该管道上游节点断面的最大流量。在雨水管道设计中,应根据各集水断面节点上的集水时间 t_i 正确计算各管段的设计流量。

第三节 雨水管道设计数据的确定

一、径流系数的确定

雨水径流量与总降雨量的比值称为径流系数，用符号 ψ 表示，即：

$$\psi = \frac{\text{径流量}}{\text{降雨量}} \tag{9-13}$$

根据定义，其值小于1。

影响径流系数 ψ 的因素很多，如汇水面积上地面覆盖情况、建筑物的密度与分布地形、地貌、地面坡度、降雨强度、降雨历时等。其中影响的主要因素是汇水面积上的地面覆盖情况和降雨强度的大小。目前，在设计计算中通常根据地面覆盖情况按经验来定。《室外排水设计规范》GB50101-2005 中有关径流系数的取值见表 9-3。

径流系数 ψ 值		表 9-3
地面种类	径流系数 ψ 值	
各种屋面、混凝土和沥青路面	0.85~0.95	
大块铺砌路面和沥青表面处理的碎石路面	0.55~0.65	
级配碎石路面	0.40~0.50	
干砌砖石和碎石路面	0.35~0.45	
非铺砌土路面	0.25~0.35	
公园和绿地	0.10~0.20	

实际设计计算中，在同一块汇水面积上，兼有多种地面覆盖的情况，需要计算整个汇水面积上的平均径流系数 ψ_{av} 值。

$$\psi_{av} = \frac{\sum(F_i \cdot \psi_i)}{F} \tag{9-14}$$

- 式中 ψ_{av} — 汇水面积上的平均径流系数；
 F_i — 汇水面积上各类地面的面积， hm^2 ；
 ψ_i — 相应于各类地面的径流系数；
 F — 全部汇水面积， hm^2 。

[例 9.1] 某小区各类地面 F_i 及 ψ_i 值见表 9-4，试求该小区平均径流系数 ψ_{av} 值。

[解] 由表 9-4 求得 $F = \sum F_i = 5.0$ (hm^2)，则：

$$\begin{aligned}\psi_{av} &= \frac{\sum(F_i \cdot \psi_i)}{F} \\ &= \frac{1.6 \times 0.9 + 0.8 \times 0.9 + 0.8 \times 0.4 + 0.9 \times 0.3 + 0.9 \times 0.15}{5} \\ &= 0.577\end{aligned}$$

某小区平均径流系数计算表

表 9.4

地面种类	面积 F_i (hm ²)	采用 ψ_i 值
屋面	1.6	0.90
沥青道路及人行道	0.8	0.90
圆石路面	0.8	0.40
非铺砌土路面	0.9	0.30
绿地	0.9	0.15
合 计	5.0	0.577

在设计中可采用区域综合径流系数。国内部分城市采用的综合径流系数 ψ 值见表 9-5。

国内部分城市采用的综合径流系数

表 9-5

城市	综合径流系数 ψ	城市	综合径流系数 ψ
上海	一般 0.50~0.60, 最大 0.80, 新建小区 0.40~0.44, 某工业区 0.40~0.50	北京	建筑极稠密的中心区 0.70 建筑密集的商业、居住区 0.60 城郊一般规划区 0.55
无锡	一般 0.50, 中心区 0.70~0.75	西安	城区 0.54, 郊区 0.43~0.47
常州	0.55~0.60	齐齐哈尔	0.30~0.50
南京	0.50~0.70	佳木斯	0.30~0.45
杭州	小区 0.60	哈尔滨	0.35~0.45
宁波	0.50	吉林	0.45
长沙	0.60~0.90	营口	郊区 0.38, 市区 0.45
重庆	一般 0.70, 最大 0.85	白城	郊区 0.35, 市区 0.38
沙市	0.60	四平	0.39
成都	0.60	通辽	0.38
广州	0.50~0.90	浑江	0.40
济南	0.60	唐山	0.50
天津	0.30~0.90	保定	0.50~0.70

兰州	0.60	昆明	0.60
贵阳	0.75	西宁	半建成区 0.30，基本基本建成区 0.50

一般城市市区的综合径流系数采用 $\psi = 0.5 \sim 0.8$ ，城市郊区的径流系数采用 $\psi = 0.4 \sim 0.6$ 。随着各城市规模的不断扩大，不透水的面积亦迅速增加，在设计时，应从实际情况考虑，综合径流系数可取较大值。《室外排水设计规范》GB50101-2005 推荐的城市综合径流系数取值见表 9-6。

城市综合径流系数		表 9-6
区域情况	ψ 值	
城市建筑密集区	0.60~0.85	
城市建筑较密集区	0.45~0.60	
城市建筑稀疏区	0.20~0.45	

二、设计暴雨强度的确定

1. 设计重现期 p 的确定

一般情况下，低洼地段采用的设计重现期应大于高地；干管采用的设计重现期应大于支管；工业区采用的设计重现期应大于居住区。市区采用的设计重现期应大于郊区。

设计重现期 p 的最小值不宜低于 0.33a，一般地区选用 0.5~3a，对于重要干道或短期积水可能造成严重损失的地区，一般选用 3~5a，并应与道路设计相协调。特别重要的地区，可根据实际情况采用较高的设计重现期。在同一设计地区，可采用同一重现期或不同重现期。

2. 设计降雨历时的确定

对于雨水管道某一设计断面来说，集水时间 t 是由地面雨水集水时间 t_1 和管内雨水流行时间 t_2 两部分组成（如图 9-7 所示）。所以，设计降雨历时可用下式表达：

$$t = t_1 + mt_2 \tag{9-15}$$

式中 t — 设计降雨历时，min；
 t_1 — 地面雨水集水时间，min；
 t_2 — 设计管段管内雨水流行时间，min；
 m — 折减系数，暗管 $m = 2$ ，明渠 $m = 1.2$ ，
陡坡地区暗管采用 1.2~2。

(1) 地面雨水集水时间 t_1 的确定

地面雨水集水时间 t_1 是指雨水从汇水面积上最远点 A 到第 1 个雨水口 a 的地面雨水流行时间。

地面雨水集水时间 t_1 的大小，主要受地形坡度、地面铺砌及地面植被情况、水流路程的

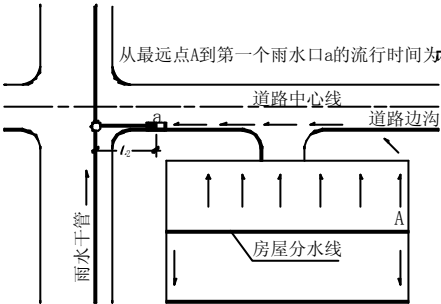


图 9-7 设计断面集水时间示意图

长短、道路的纵坡和宽度等因素的影响, 这些因素直接影响水流沿地面或边沟的流行速度。其中, 雨水流程的长短和地面坡度的大小, 是影响集水时间最主要的因素。

根据《室外排水设计规范》中规定: 一般采用 5~15min。按经验, 一般在汇水面积较小, 地形较陡, 建筑密度较大, 雨水口分布较密的地区, 宜采用较小的 t_1 值, 可取 $t_1 = 5 \sim 8 \text{ min}$ 左右, 而在汇水面积较大, 地形较平坦, 建筑密度较小, 雨水口分布较疏的地区, 宜采用较大值, 可取 $t_1 = 10 \sim 15 \text{ min}$ 。起点检查井上游地面雨水流行距离以不超过 120~150m 为宜。

(2) 管内雨水流行时间 t_2 的确定

管内雨水流行时间 t_2 是指雨水在管内从第一个雨水口流到设计断面的时间。它与雨水在管内流经的距离及管内雨水的流行速度有关, 可用下式计算:

$$t_2 = \sum \frac{L}{60v} \quad (9-16)$$

式中 t_2 — 管内雨水流行时间, min;

L — 各设计管段的长度, m;

v — 各设计管段满流时的流速, m/s;

60 — 单位换算系数。

(3) 折减系数 m 值的确定

管道内的水流速度也是由零逐渐增加到设计流速的。雨水在管内的实际流行时间大于设计水流时间。此外, 雨水管道各管段的设计流量是按照相应于该管段的集水时间的设计暴雨强度来设计计算的。因此在一般情况下, 各管段的最大流量不大可能在同一时间内发生。折减系数实际是苏林系数和管道调蓄利用系数两者的乘积, 所以折减系数 $m = 2.0$ 。

为使计算简便,《室外排水设计规范》中规定:暗管采用 $m = 2.0$ 。对于明渠, 为防止雨水外溢的可能, 应采用 $m = 1.2$ 。在陡坡地区, 不能利用空隙容量, 暗管采用 $m = 1.2 \sim 2.0$ 。

综上所述, 当设计重现期、设计降雨历时、折减系数确定后, 计算雨水管渠的设计流量所用的设计暴雨强度公式及流量公式可写成:

$$q = \frac{167A_1(1 + c \lg p)}{(t_1 + mt_2 + b)^n} \quad (9-17)$$

$$Q = \frac{167A_1(1 + c \lg p)}{(t_1 + mt_2 + b)^n} \psi F \quad (9-18)$$

式中 q — 设计暴雨强度, (L/s) / hm²;

Q — 雨水设计流量, L/s;

ψ — 径流系数, 其值小于 1;

F — 汇水面积, hm²;

p — 设计重现期, a;

t_1 — 地面集水时间, min;

t_2 — 管渠内雨水流行时间, min;

m — 折减系数;

A_1 、 c 、 b 、 n — 地方参数。

对于雨水设计管段 i 的流量计算公式可写为:

$$Q_i = \frac{167 A_1 (1 + c \lg p)}{(t_1 + m t_2 + b)^n} \sum \psi_i F_i \quad (i=1, 2, 3, \dots, n) \quad (9-19)$$

式中 Q_i — 第 i 管段雨水设计流量, L/s;

F_i — 第 i 管段所承担的汇水面积, hm²;

ψ_i — 第 i 管段所承担的汇水面积上的径流系数。

其他符号意义同上。

三、单位面积径流量的确定

单位面积径流量 q_0 是暴雨强度 q 与径流系数 ψ 的乘积, 即:

$$q_0 = q\psi = \frac{167 A_1 (1 + c \lg p)}{(t_1 + m t_2 + b)^n} \psi \quad (\text{L/s} \cdot \text{hm}^2) \quad (9-20)$$

对于某一具体工程来说, 式中 p 、 t_1 、 ψ 、 A_1 、 b 、 c 、 n 均为已知数。因此, 只要求得符合各计算管段内的雨水流行时间 t_2 , 即可求出相应设计管段的 q_0 值。则相应设计雨水流量为:

$$Q = q_0 F$$

四、雨水管渠水力计算设计参数

1. 设计充满度

雨水管渠按满流来设计, 即充满度 $h/D=1$ 。对于明渠, 超高不得小于 0.2m。街道边沟, 超高应大于等于 0.3m。

2. 设计流速

《室外排水设计规范》中规定, 雨水管渠 (满流时) 的最小设计流速为 0.75m/s。由于明渠内发生淤积后易于清除、疏通, 所以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。

为防止管壁及渠壁因冲刷而损坏, 雨水管道最大设计流速为: 金属管道为 10m/s, 非金属管道为 4m/s, 明渠最大设计流速则根据其内壁材料的抗冲刷性质, 按设计规范选用。见表 9-9。

明渠最大设计流速

表 9-9

明渠类别	最大设计流速 (m/s)	明渠类别	最大设计流速 (m/s)
------	--------------	------	--------------

粗砂或低塑性粉质粘土	0.8	草皮护面	1.6
粉质粘土	1.0	干砌石块	2.0
粘土	1.2	浆砌石块或浆砌砖	3.0
石灰岩或中砂岩	4.0	混凝土	4.0

3. 最小管径

《室外排水设计规范》中规定，在街道下的雨水管道，最小管径为 300mm，雨水口连接管最小管径为 200mm。

4. 最小坡度

关于雨水管道最小设计管径和最小坡度的规定，见表 9-10。

雨水管道最小管径和最小坡度		表 9-10
管 道 类 别	最小管径 (mm)	最小设计坡度
雨水管道和合流管道	300	0.002
雨水口连接管道	200	0.01

5. 最小埋深与最大埋深

具体规定与污水管道相同。

6. 管渠的断面形式

雨水管渠一般采用圆形断面，当直径超过 2000mm 时也采用矩形、半椭圆形或马蹄形断面，明渠一般采用梯形断面。

五、雨水管道水力计算方法

雨水管道水力计算仍按均匀流考虑，其水力计算公式与污水管道相同。但按满流计算，即： $h/D=1$ 。

在设计计算中，常采用根据式 3-19、3-20 绘制成的水力计算图（见附录 9-1）或水力计算表（见表 9-11）。在工程设计中，通常是在选定管材后， n 值即为已知数，雨水管道通常选用的是混凝土或钢筋混凝土管，其管壁粗糙系数 n 一般采用 0.013。设计流量 Q 是经过计算后求得的已知数。因此只剩下 3 个未知数 D 、 v 及 i 。在实际应用中，可参考地面坡度假定管底坡度，并根据设计流量值，从水力计算图或水力计算表中求得 D 及 v 值，并使所求得的 D 、 v 、 i 值符合水力计算基本参数的规定。

[例 9-2] 已知：钢筋混凝土圆管，充满度 $h/D=1$ ，粗糙度 $n=0.013$ ，设计流量 $Q=200\text{L/s}$ ，设计地面坡度 $I=0.004$ ，试确定该管段的管径 D 、流速 v 和管底坡度 i 。

[解] (1) 采用圆管满流， $n=0.013$ 钢筋混凝土管水力计算图，见图 9-10

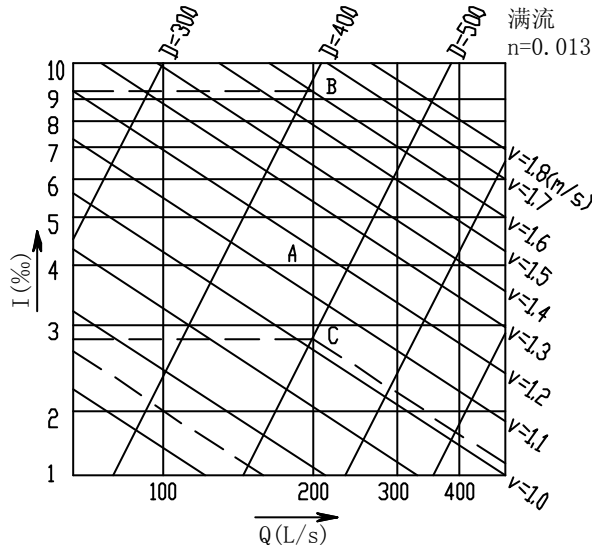


图 9-10 钢筋混凝土圆管水力计算图

(2) 在横坐标上找出 $Q=200\text{L/s}$ 点，向上作垂线，与坡度 $I=0.004$ 相交于点 A，在 A 点可得到 $v=1.17\text{m/s}$ ，其值符合规定。而 D 值介于 $400\sim 500\text{mm}$ 之间，不符合管材规格的要求。需要调整管径 D 。

(3) 当采用 $D=400\text{mm}$ 时，则 $Q=200\text{L/s}$ 的垂线于 $D=400$ 斜线相交于点 B，从图中得到 $v=1.60\text{m/s}$ ，符合规定，而 $I=0.0092$ 与地面坡度 $I=0.004$ 相差很大，势必增大管道埋深，不宜采用。

(4) 如果采用 $D=500\text{mm}$ 时，则 $Q=200\text{L/s}$ 的垂线于 $D=500$ 斜线相交于点 C，从图中得出 $v=1.02\text{m/s}$ ， $I=0.0028$ 。此结果既符合水力计算要求，又不会增大管道埋深。

六、雨水管渠断面设计

采用暗管或是明渠排除雨水，直接涉及到工程投资、环境卫生及管渠养护管理等方面的问题，在设计时，应因地制宜，结合具体条件确定。

七、雨水管渠的设计方法和步骤

雨水管渠的设计通常按以下步骤进行：

- 1. 收集并整理设计地区各种原始资料 (如地形图、排水工程规划图、水文、地质、暴雨等)作为基本的设计数据。
- 2. 划分排水流域，进行雨水管道定线
- 3. 划分设计管段
- 4. 划分并计算各设计管段的汇水面积
- 5. 根据排水流域内各类地面的面积数或所占比例，计算出该排水流域的平均径流系数。

另外,也可根据规划的地区类别,采用区域综合径流系数。

6. 确定设计重现期 p 及地面集水时间 t_1

设计时,应结合该地区的地形特点、工程建设性质和气象条件选择设计重现期 p ,各排水流域雨水管道的设计重现期可选用同一值,也可选用不同值。

根据设计地区建筑密度情况、地形坡度和地面覆盖种类、街坊内是否设置雨水管渠,确定雨水管道的地面集水时间 t_1 。

7. 确定管道的埋深与衔接

根据管道埋设深度的要求,必须保证管顶的最小覆土厚度,在车行道下时一般不低于 0.7m,此外,应结合当地埋管经验确定。当在冰冻层内埋设雨水管道,如有防止冰冻膨胀破坏管道的措施时,可埋设在冰冻线以上,管道的基础应设在冰冻线以下。雨水管道的衔接,宜采用管顶平接。

8. 确定单位面积径流量 q_0

q_0 是暴雨强度与径流量系数的乘积,称为单位面积径流量,即:

$$q_0 = \psi q = \psi \frac{167 A_1 (1 + c \lg p)}{(t_1 + b)^n} = \psi \frac{167 A_1 (1 + c \lg p)}{(t_1 + m t_2 + b)^n} \quad (\text{L/s}) / \text{hm}^2$$

对于具体的工程设计来说,公式中的 p 、 t_1 、 ψ 、 m 、 A_1 、 b 、 c 、 n 均为已知数,因此,只要求出各管段的管内雨水流行时间 t_2 ,就可求出相应于该管段的 q_0 值,然后根据暴雨强度公式,可绘制出单位面积径流量与设计降雨历时关系曲线。

9. 管渠材料的选择

雨水管道管径小于或等于 400mm,采用混凝土管,管径大于 400mm,采用钢筋混凝土管。

10. 设计流量的计算

根据流域具体情况,选定设计流量的计算方法,计算从上游向下游依次进行,并列表计算各设计管段的设计流量。

11. 进行雨水管渠水力计算,确定雨水管道的坡度、管径和埋深

计算并确定出各设计管段的管径、坡度、流速、管底标高和管道埋深。

12. 绘制雨水管道平面图及纵剖面图

绘制方法及具体要求与污水管道基本相同。

八、雨水水管渠设计计算实例

[例 9-3] 某市居住区部分雨水管道布置如图 9-13 所示。地形西高东低，一条自西向东流的天然河流分布在城市的南面。

该城市的暴雨强度公式为：

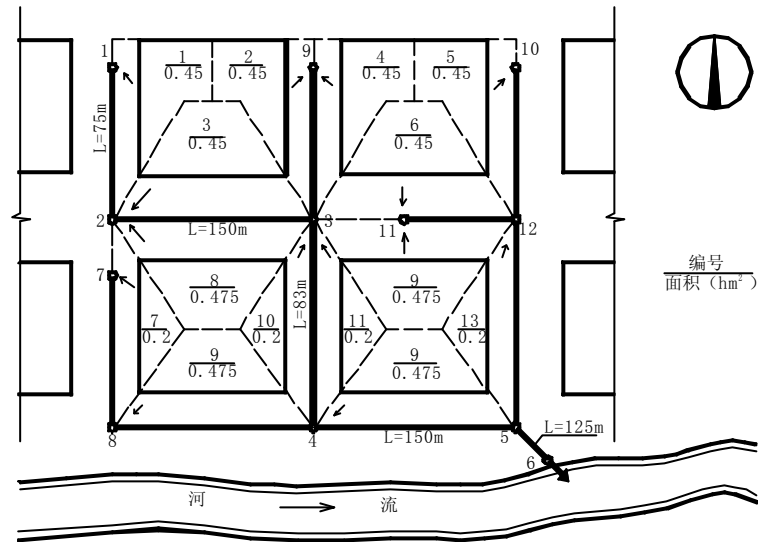


图 9-13 某市居住区部分雨水管道布置

$$q = \frac{500(1 + 1.47 \lg p)}{t^{0.65}} \quad (\text{L/s}) / \text{hm}^2$$

该街区采用暗管排除雨水，管材采用圆形钢筋混凝土管。管道起点埋深 1.40m。各类地面积见表 9-12，试进行雨水管道的设计与计算。

街坊及街道各类面积			表 9-12
地面种类	面积 F_i	采用径流系数 ψ_i	$F_i \psi_i$
屋面	1.2	0.9	1.08
沥青路面及人行道	0.7	0.9	0.63
圆石路面	0.5	0.4	0.20
土路面	0.8	0.3	0.24
草地	0.8	0.15	0.12
合 计	4.0		2.27

[解] （1）从居住区地形图中得知，该地区地形较平坦，无明显分水线，因此可按就近排入附近雨水管道的原则划分汇水面积，雨水出水口设在河岸边，故雨水干管走向从西向东南，为保证在暴雨期间排水的可能性，故在雨水干管的终端设置雨水泵站。

（2）根据地形及管道布置情况，划分设计管段，将设计管段的检查井依次编号，并量出每一设计管段的长度，汇总到表 9-13。确定出各检查井的地面标高填入表 9-14。

设计管道长度汇总表				表 9-13
管段编号	管段长度 (m)	管段编号	管段长度 (m)	
1~2	75	4~5	150	
2~3	150	5~6	125	
3~4	83			

地面标高汇总表

表 9-14

检查井编号	地面标高	检查井编号	地面标高
1	86.700	4	86.550
2	86.630	5	86.530
3	86.560	6	86.500

(3) 每一设计管段所承担的汇水面积可按就近排入附近雨水管道的原则划分，然后将每块汇水面积编号，计算数值。雨水流向标注在图中，见图 9-13 所示。

表 9-15 为各设计管段的汇水面积计算表。

汇水面积计算表

表 9-15

管段编号	本段汇水面积编号	本段汇水面积 (ha)	转输汇水面积 (ha)	汇水总面积 (ha)
1~2	1	0.450	0	0.450
2~3	3、8	0.925	0.450	1.375
9~3	2、4	0.900	1.375	2.275
3~4	10、11	0.400	2.275	2.675
7~8	7	0.200	2.675	2.875
8~4	9	0.475	2.875	3.350
4~5	14	0.475	3.350	3.825
10~12	6	0.450	3.825	4.275
11~12	5、12	0.925	4.275	5.200
12~5	13	0.200	5.200	5.400
5~6	0	0	5.400	5.400

(4) 水力计算：采用列表方法进行雨水管道设计流量及水力计算。

单位面积径流量计算表

表 9-16

t_2 (min)	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$(5+t_2)$	5	15	25	35	45	55	65	75	85	95	105	115	125
$(5+t_2)^{0.65}$	2.85	5.8	8.1	10	11.9	13.6	15.08	16.55	18	19.3	20.6	21.8	23.06
$q_0=\Psi q$	105	51.6	37	30	25.2	22.1	19.9	18.1	16.7	15.5	14.6	13.8	13.00

图 9-14 单位面积径流量曲线

雨水管道在设计计算时，应注意以下几方面的问题：

①在划分汇水面积时，应尽可能使各设计管段的汇水面积均匀增加，否则会出现下游管段的设计流量小于上游管段的设计流量，这是因为下游管段的集水时间大于上游管段的集水时间，故下游管段的设计暴雨强度小于上游管段的设计暴雨强度，而总汇水面积只有很少增加的缘故。若出现了这种情况，应取上游管段的设计流量作为下游管段的设计流量。

②水力计算自上游管段依次向下游进行，一般情况下，随着流量的增加，设计流速也相应增加，如果流量不变，流速不应减小。

③雨水管道各设计管段的衔接方式应采用管顶平接。

④本例只进行了雨水干管水力计算，但在实际工程设计中，干管与支管是同时进行计算

的。在支管和干管相接的检查井处，会出现到该断面处有两个不同的集水时间 Σt_2 和管内底标高值，在继续计算相交后的下一个管段时，应采用其中较大的集水时间值和较小的管内底标高。

雨水干管水力计算表 表 9-17

设计管段 编号	管段长度 L (m)	汇水面积 F (ha)	管内雨水流行时间 (min)		单位面积 径流量 $q_0(L/(s \cdot ha))$	设计流量 Q (L/s)	管径 D (mm)	水力坡度 I (%)
			$\Sigma t_2 = \Sigma \frac{L}{v}$	$t_2 = \frac{L}{v}$				
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1~2	75	0.450	0	1.67	105	47.25	300	3
2~3	150	1.375	1.67	3.13	75.57	103.90	400	2.3
3~4	83	2.675	4.80	1.73	52.52	140.49	500	1.75
4~5	150	3.825	6.53	2.50	45.74	174.95	500	2.85
5~6	125	5.400	9.03	2.08	39.02	210.71	600	2.1

续表 9.17

流速 v(m/s)	管道输水能力 Q' (L/s)	坡降 IL (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
10	11	12	13	14	15	16	17	18
0.75	54	0.225	86.700	86.630	85.300	85.075	1.40	1.56
0.80	110	0.345	86.630	86.560	84.975	84.630	1.66	1.93
0.80	150	0.145	86.560	86.550	84.530	84.385	2.03	2.17
1.00	190	0.428	86.550	86.530	84.385	83.857	2.17	2.57
1.00	290	0.263	86.530	86.500	83.857	83.594	2.67	2.91

12) 绘制雨水管道的平面图和纵断面图。
绘制的方法、要求及内容参见污水管道平面图和纵剖面图。

第四节 合流制排水管渠的设计计算

合流制管渠系统是利用同一管渠排除生活污水、工业废水及雨水的排水方式。本节只介绍截流式合流制排水系统。

一、截流式合流制排水系统的工作情况与特点

截流式合流制排水系统，是在同一管渠内输送多种混合污水，集中到污水处理厂处理，从而消除了晴天时城市污水及初期雨水对水体的污染，在一定程度上满足环境保护方面的要求。另外还具有管线单一，管渠的总长度小等优点。因此在节省投资、管道施工等方面较为有利。

截流式合流制排水系统的缺点是：在暴雨期间，会有部分混合污水通过溢流井排入水体，将造成水体周期性污染，另外，由于截流式合流制排水管渠的过水断面很大，而在晴天时流量小，流速低，往往在管底形成淤积，降雨时，雨水将沉积在管底的大量污物冲刷起来带入水体形成严重的污染。

另外，截流管、提升泵站以及污水处理厂的设计规模都比分流制排水系统大，截流管的埋深也比单设雨水管渠的埋深大。

二、截流式合流制排水系统的使用条件

在下列情形下可考虑采用截流式合流制排水系统：

1. 排水区域内有充沛的水体，并且具有较大的流量和流速，一定量的混合污水溢入水体后，对水体造成的污染危害程度在允许范围内；
2. 街区、街道的建设比较完善，必须采用暗管排除雨水时，而街道的横断面又较窄，管渠的设置位置受到限制时；
3. 地面有一定的坡度倾向水体，当水体高水位时，岸边不被淹没；
4. 排水管渠能以自流方式排入水体，在中途不需要泵站提升；
5. 降雨量小的地区；
6. 水体卫生要求特别高的地区，污、雨水均需要处理。

显然，对于某个地区或城市来说，上述条件不一定能够同时满足，但可根据具体情况，酌情选用合流制排水系统。若水体距离排水区域较远，水体流量、流速都较小，城市污水中的有害物质经溢流井排入水体的浓度超过水体允许卫生标准等情况下，则不宜采用。

三、截流式合流制排水系统布置

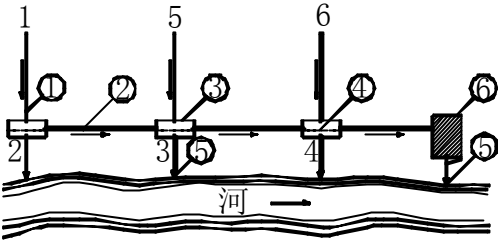


图 9-25 截流式合流制组成示意图

- ① 合流管道；②截流管道；③溢流井；
④溢流堰；⑤出水口；⑥污水处理厂

采用截流式合流制排水管渠系统时，其布置特点及要求是：

1. 排水管渠的布置应使排水面积上生活污水、工业废水和雨水都能合理地排入管渠，管渠尽可能以最短的距离坡向水体；
2. 在排水区域内，如果雨水可以沿道路的边沟排泄，这时可只设污水管道，只有当雨水不宜沿地面径流时，才布置合流管渠，截流干管尽可能沿河岸敷设，以便于截流和溢流；
3. 沿水体岸边布置与水体平行的截流干管，在截流干管的适当位置上设置溢流井，以保证超过截流干管的设计输水能力的那部分混合污水，能顺利地通过溢流井就近排入水体；
4. 在截流干管上，必须合理地确定溢流井的位置及数目，以便尽可能减少对水体的污染，减小截流干管的断面尺寸和缩短排放渠道的长度；
5. 在汛期，因自然水体的水位增高，造成截流干管上的溢流井，不能按重力流方式通过溢流管渠向水体排放时，应考虑在溢流管渠上设置闸门，防止洪水倒灌，还要考虑设置排水泵站提升排放，这时宜将溢流井适当集中，利于排水泵站集中抽升；
6. 为了彻底解决溢流混合污水对水体的污染问题，又能充分利用截流干管的输水能力及污水处理厂的处理能力，可考虑在溢流出水口附近设置混合污水贮水池，在降雨时，可利用贮水池积蓄溢流的混合污水，待雨后将贮存的混合污水再送往污水处理厂处理。此外，贮水池还可以起到沉淀池作用，可改善溢流污水的水质。但一般所需贮水池容积较大，另外，蓄积的混合污水需设泵站提升至截流管。

四、合流制排水管渠的水力计算

1. 完全合流制排水管渠设计流量的确定

完全合流制排水管渠的设计流量按下式计算：

$$Q_w = Q_s + Q_g + Q_y = Q_h + Q_y \quad (9-31)$$

式中 Q_w ——完全合流制管渠的设计流量，L/s；

Q_s ——生活污水设计流量，L/s；

Q_g ——工业废水设计流量，L/s；

Q_h ——旱流流量（指晴天时的城市污水量，即 $Q_h = Q_s + Q_g$ ），L/s；

Q_y ——雨水设计流量，L/s。

截流式合流制排水管渠系统中溢流井上游部分实际上相当于完全合流制排水管渠系统。

2. 截流式合流制排水管渠设计流量的确定

在截流式合流制排水管渠系统中，由于在截流干管上设置了溢流井，当溢流井上游合流污水流量超过截流干管的输水能力时，就会有部分合流污水经溢流井直接排入水体。当溢流井内的水量刚好达到溢流状态时，雨水流量和旱流流量的比值称为截流倍数，用 n_0 表示。 n_0 值的大小，应根据旱流污水的性质和水量及其总变化系数、水体环境要求以及水文、气象条件等因素计算确定。显然， n_0 的取值也决定了下游管渠的断面尺寸和污水处理厂的规模。

溢流井下游截流干管的设计雨水流量可按式计算：

$$Q_y = n_0(Q_s + Q_g) + Q_y' \quad (9-32)$$

溢流井下游截流干管的设计总流量，是上述雨水设计流量与生活污水平均流量及工业废水最大班平均流量之和，可按下式计算：

$$\begin{aligned} Q_z &= n_0(Q_s + Q_g) + Q_y' + Q_s + Q_g + Q_h' \\ &= (1 + n_0)(Q_s + Q_g) + Q_y' + Q_h' \\ &= (1 + n_0)Q_h + Q_y' + Q_h' \end{aligned} \quad (9-33)$$

式中 Q_z ——溢流井下游截流干管的总设计流量，L/s；

n_0 ——设计截流倍数；

Q_h' ——溢流井下游纳入的旱流流量，L/s；

Q_y' ——溢流井下游纳入的雨水设计流量，L/s。

3. 从溢流井溢出的混合污水设计流量的确定

当溢流井上游合流污水的流量超过溢流井下游管段的截流能力时，将有一部分混合污水经溢流井处溢流，并通过排放渠道排入水体。其溢流的混合污水设计流量按下式计算：

$$Q_x = (Q_s + Q_g + Q_y) - (1 + n_0)Q_h \quad (9-34)$$

式中 Q_x ——经溢流井处溢流的混合污水设计流量，L/s

五、截流式合流制管渠的水力计算要点

截流式合流制排水管渠一般按满流设计。水力计算方法，水力计算数据，包括设计流速、最小坡度、最小管径、覆土厚度以及雨水口布置要求与分流制中雨水管道的设计基本相同。

合流制排水管渠水力计算内容包括：

1. 溢流井上游合流管渠计算

溢流井上游合流管渠的计算与雨水管渠计算基本相同，只是它的设计流量包括设计污水量、工业废水量和设计雨水量。

2. 截流式合流制管渠的雨水设计重现期

截流式合流制管渠的雨水设计重现期，可适当高于同一情况下的雨水管道的设计重现期的10%~25%。因为合流管渠一旦溢出，溢出混合污水比雨水管道溢出的雨水所造成的危害更为严重，所以为防止出现这种情况，应从严掌握合流管渠的设计重现期和允许的积水程度。

3. 截流干管和溢流井的计算

合理地确定所采用的截流倍数 n_0 值。

截流倍数 n_0 应根据旱流污水的水质、水量、总变化系数、水体的卫生要求及水文气象等因素经计算确定。工程实践证明，截流倍数 n_0 值采用2.6~4.5时比较经济合理。

《室外排水设计规范》规定，截流倍数一般采用1~5。在同一排水系统中可采用同一截流倍数或不同截流倍数。合流制排水系统宜采取削减雨天排放污染负荷的措施，包括：

- (1) 合流管渠的雨水设计重现期可适当高于同一情况下的雨水管道设计重现期;

(2) 提高截流倍数, 增加截流初期雨水量;

(3) 有条件地区可增设雨水调蓄池或初期雨水处理措施,
- 经多年工程实践, 我国多数城市一般采用截流倍数 $n_0=3$ 。而美国、日本及西欧等国家多采用 $n_0=3\sim5$ 。

4. 晴天旱流流量的校核

晴天旱流流量应能满足污水管渠最小流速的要求, 一般不宜小于 $0.35\sim0.5\text{m/s}$, 当不能满足时, 可修改设计管渠断面尺寸和坡度。

六、截流式合流制管渠水力计算实例

[例 9.5] 某市一小区域的截流式合流干管的平面布置如图 9-29 所示。

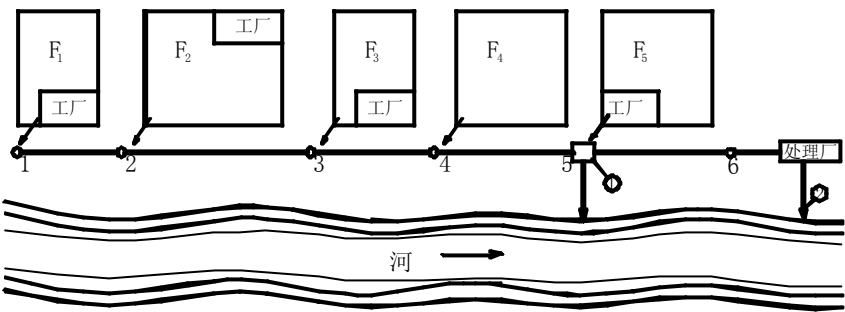


图 9-29 某小区域的截流式合流干管的平面布置如图

① 溢流井; ② 出水口

已知该市暴雨强度公式 $q = \frac{10020(1 + 0.56)}{t + 36}$;

设计重现期 $P=1a$;

地面集水时间 $t_1=10\text{min}$;

平均径流系数 $\psi = 0.45$;

设计地区人口密度 $\rho = 280\text{cap}/\text{hm}^2$;

生活污水量定额 $n=100\text{L}/(\text{cap} \cdot \text{d})$;

总变化系数 $K_z=1.0$;

截流倍数 $n_0=3$;

管道起点埋深为 1.75m ;

出口处河流的平均水面标高为 17.500m ;

该区域内有五个工业企业, 其工业废水量见表 9-28。

试进行管渠的水力计算, 并校核河水是否会倒灌。

工业废水量统计		表 9-28	
街区面积编号	工业废水量 (L/s)	街区面积编号	工业废水量 (L/s)
F ₁	20	F ₄	90

F ₂	30	F ₅	35
F ₃	90		

[解] 计算方法及步骤如下:

1. 划分并计算各设计管段及汇水面积, 见表 9-29

设计管段长度、汇水面积计算表

表 9-29

管段编号	管长 (m)	汇水面积 (hm ²)			
		面积编号	本段面积	转输面积	总汇水面积
1~2	87	F ₁	1.24	0	1.24
2~3	128	F ₂	1.80	1.24	3.04
3~4	59	F ₃	0.85	3.04	3.89
4~5	138	F ₄	2.10	3.89	5.99
5~6	165.5	F ₅	2.12	0	2.12

2. 根据地形图读出各检查井处的设计地面标高见表 9-30

检查井处的设计地面标高

表 9-30

检查井编号	地面标高 (m)	检查井编号	地面标高
1	20.200	4	19.550
2	20.000	5	19.500
3	19.700	6	19.450

3. 计算生活污水比流量 q_s

$$q_s = \frac{n\rho}{86400} = \frac{100 \times 280}{86400} = 0.324(\text{L/s})\text{hm}^2$$

则生活污水设计流量为:

$$Q_s = q_s FK_z = 0.324 FK_z (\text{L/s})$$

4. 确定单位面积径流量 q_0 并计算雨水设计流量

单位面积流量为:

$$\begin{aligned} q_0 &= \psi q = 0.45 \times \frac{10020 \times (1 + 0.56 \lg P)}{t + 36} \\ &= 0.45 \times \frac{10020 \times (1 + 0.56 \lg 1.0)}{10 + 2t_2 + 36} = \frac{4509}{46 + 2t_2} (\text{L/s})/\text{hm}^2 \end{aligned}$$

则雨水设计流量为:

$$Q_y = q_0 F = \frac{4509\psi}{46 + 2t_2} F (\text{L/s})$$

5. 根据上述结果, 列表计算各设计管段的设计流量

如设计管段 1~2 的设计流量为:

$$Q_{1-2} = Q_s + Q_g + Q_y = 0.324 \times 1.24 \times 1.0 + 20 + \frac{4509}{46 + 2t_2} \times 1.24 \text{ L/s}$$

因为 1~2 管段为起始管段, 所以 $t_2=0$, 则:

$$Q_{1-2} = 0.40 + 20 + \frac{4509}{46 + 0} \times 1.24 = 142 \text{ L/s}$$

将此结果列入表 9.31 中第 12 项。

6. 根据设计管段设计流量, 当粗糙系数 $n=0.013$ 时, 查满流水力计算表, 确定出设计管段的管径、坡度、流速及管内底标高和埋设深度。其计算结果分别列入表 9.31 中第 13、14、15、16、20、21 和 23 项。

7. 进行旱流流量校核

计算结果见表 9-31 中第 24~26 项。

下面将其部分计算说明如下:

(1) 表中第 17 项设计管道输水能力是指设计管径在设计坡度条件下的最大输水能力, 此值应接近或略大于第 12 项的设计总流量。

(2) 1~2 管段因旱流流量太小, 未进行旱流校核, 应加强养护管理或采取适当措施防止淤塞。

(3) 由于在 5 节点处设置了溢流井, 因此 5~6 管段可看作截流干管, 它的截流能力为:

$$(n_0 + 1)Q_h = (3 \times 1) \times 91.94 = 367.76 \text{ L/s}$$

将此值列入表中第 11 项。

(4) 5~6 管段的旱流流量为 4~5 管段的旱流流量和 5~6 管段本段的旱流之和。即:

$$91.94 + 35 + 0.69 = 127.63 \text{ L/s}$$

(5) 5~6 管段的本段旱流流量和雨水设计流量均按起始管段进行计算。

8. 溢流井的计算

经溢流井溢流的混合污水量为:

$$565.45 - 367.76 = 197.69 \text{ L/s} \approx 0.20 \text{ m}^3 / \text{s}$$

选用溢流堰式溢流井, 溢流堰顶线与截流干管的中心线平行, 则:

$$Q = M^3 \sqrt{h^{2.5}} h^{5.0}$$

因薄壁堰 $M=2.2$, 设堰长 $l=1.5\text{m}$, 则:

$$Q = 2.2^3 \sqrt{1.5^{2.5}} h^{5.0}$$

解得 $h=0.167\text{m}$, 即溢流堰末端堰顶以上水层高度为 0.167m 。该水面高度为溢流井下游管段(截流干管)起点的管顶标高。该管顶标高为 $17.520+0.8=18.320\text{m}$ 。

溢流堰末端堰顶标高为 $18.320-0.167=18.153\text{m}$ 。此值高于河流平均水面标高 17.500m ,

故河水不会倒灌。

截流式合流干管计算表												表 9-31		
管段 编号	管长 m	汇水面积 hm²			管内流行时间 min		设计流量 (L/s)					设计 管径 mm	设计 坡度 ‰	管道 坡降 I×L m
		本段	转输	总计	累计 Σt _Σ	本段 t _Σ	雨水	生活 污水	工业 废水	溢流井转 输水量	总计			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1~2	87	1.24	0	1.24	0	1.93	122	0.40	20	—	142	500	1.5	0.131
2~3	130	1.80	1.24	3.04	1.93	2.71	274.92	1.04	30	—	305.96	700	1.1	0.143
3~4	59	0.85	3.04	3.89	4.63	0.89	315.47	1.26	90	—	406.73	700	2.1	0.124
4~5	138	2.10	3.89	5.99	5.52	2.09	473.51	1.94	90	—	565.45	800	1.7	0.234
5~6	165.8	1.12	0	2.12	0	2.27	207.80	0.69	35	367.76	611.25	800	2.3	0.381

管段 编号	设计 流速 m/s	设计管 道输水 能力 Q (L/s)	地面标高 (m)		管内底标高 (m)		埋深 (m)		旱流校核			备注
			起点	终点	起点	终点	起点	终点	旱流 流量	充满度	流速 m/s	
1	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
1~2	0.75	150	20.200	20.000	18.450	18.320	1.750	1.680	20.40			5号 节点 设溢 流井
2~3	0.80	310	20.000	19.700	18.120	17.977	1.880	1.723	31.04			
3~4	1.10	410	19.700	19.550	17.977	17.853	1.723	1.697	91.26	0.335	0.83	
4~5	1.10	570	19.550	19.500	17.753	17.520	1.797	1.980	91.94	0.290	0.82	
5~6	1.22	630	19.500	19.450	17.520	17.139	1.980	2.310	127.63	0.320	1.00	

七、城市旧合流制排水管渠系统的改造

城市排水管渠系统随着城市的发展而发展，在城市建设的初期，城市往往采用合流制明渠对城市旧合流制排水系统的改造，通常有以下几种途径：

1. 改原有的合流制为分流制
2. 保留合流制，改造为截流式合流制管渠
3. 对溢流混合污水进行适当处理
4. 对溢流的混合污水量采取有效的控制措施

第十章 排水管渠材料及附属构筑物

（一）教学要求：

- 1、掌握对管材的要求和常用管材特点及选用；
- 2、了解常用构筑物的构造、功能及类型。

（二）教学内容：

- 1、排水管道材料；
- 2、排水管网附属构筑物；

（三）重点：对管材的要求和常用管材特点及选用。

第一节 排水管渠的断面及材料

一、排水管渠断面形式

1. 圆形断面
2. 半椭圆形断面
3. 马蹄形断面
4. 蛋形断面
5. 矩形断面
6. 梯形断面

二、排水管渠的材料

排水管渠的材料有：混凝土、钢筋混凝土、石棉水泥、陶土、铸铁、塑料等。

（一）对排水管渠材料的要求

1. 必须具有足够的强度，以承受土壤压力及车辆行驶造成外部荷载和内部的水压，以保证在运输和施工过程中不致损坏。
 2. 应具有较好的抗渗性能，以防止污水渗出和地下水渗入。若污水从管渠中渗出，将污染地下水及附近房屋的基础；若地下水渗入管渠，将影响正常的排水能力，增加排水泵站以及处理构筑物的负荷。
 3. 应具有良好的水力条件，管渠内壁应整齐光滑，以减少水流阻力，使排水畅通。
 4. 应具有抗冲刷、抗磨损及抗腐蚀的能力，以使管渠经久耐用。
 5. 排水管渠的材料，应就地取材，可降低管渠的造价，提高进度，减少工程投资。
- 排水管渠材料的选择，应根据污水性质，管道承受的内、外压力，埋设地区的土质条件等因素确定。

（二）常用排水管渠

1. 非金属管

（1）混凝土管

制做混凝土的原料充足，可就地取材，制造价格较低，其设备、制造工艺简单，因此被广泛采用。缺点是，抗腐蚀性能差，耐酸碱及抗渗性能差，同时抗沉降、抗震性能也差，管节短、接头多、自重大。

（2）钢筋混凝土管

（3）陶土管

（4）塑料排水管：由于塑料管具有表面光滑、水力性能好、水力损失小、耐磨蚀、不易结垢、重量轻、加工接口搬运方便、漏水率低及价格低等优点，因此，在排水管道工程中已得到应用和普及。其中聚乙烯（PE）管、高密度聚乙烯（HDPE）管和硬聚氯乙烯（UPVC）管的应用较广。但塑料管管材强度低、易老化。

2. 金属管

排水铸铁管：经久耐用，有较强的耐腐蚀性，缺点是质地较脆，不耐振动和弯折，重量较大。连接方式有承插式和法兰式两种。

钢管可以用无缝钢管，也可以用焊接钢管。钢管的特点是能耐高压、耐振动、重量较轻、单管的长度大和接口方便，但耐腐蚀性差，采用钢管时必须涂刷耐腐蚀的涂料并注意绝缘，以防锈蚀。钢管用焊接或法兰接口。

合理选择排水管道，将直接影响工程造价和使用年限，因此排水管道的选择是排水系统设计中的重要问题。主要可从以下三个方面来考虑：一是看市场供应情况；二是从经济上考虑；三是满足技术方面的要求。

3. 大型排水沟渠

第二节 排水管渠系统上的附属构筑物

一、检查井

检查井通常设置在管道的交汇、转弯和管径、坡度及高程变化处。在排水管道设计中,检查井在直线管径上的最大间距,可根据具体情况确定,一般情况下,检查井的间距按50m左右考虑。表10-4为检查井最大间距,表10-5为国内部分城市检查井间距,供设计时参考。

直线管道上检查井间距

10-4

管别	管径或暗渠净高 (mm)	最大间距 (m)	常用间距 (m)
污水管道	≤400	40	20~35
	500~900	50	35~50
	1000~1400	75	50~65
	≥1500	100	65~80
雨水管道 合流管道	≤600	50	25~40
	700~1100	65	40~55
	1200~1600	90	55~70
	≥1800	120	70~85

二、跌水井

跌水井是设有消能设施的检查井。

目前,常用的跌水井有竖管式、溢流堰式和阶梯式跌水井。

三、水封井

四、换气井

换气井是一种设有通风管的检查井。

五、冲洗井

当污水在管道内的流速不能保证自清时,为防止淤积可设置冲洗井。

六、雨水溢流井

溢流井型式有截流槽式、跳越堰式和溢流堰式等。

七、潮门井

临海、临河城市的排水管道,往往会受到潮汐和水体水位的影响。为防止涨潮时潮水或洪水倒灌进入管道,因此应在排水管道出水口上游的适当位置上设置装有防潮门的检查井。

八、雨水口、连接暗井

雨水口是设在雨水管道或合流管道上,是用来收集地面雨水径流的构筑物。地面上的雨水经过雨水口和连接管流入管道上的检查井后而进入排水管道。

雨水口的设置,应根据道路(广场)情况、街坊以及建筑情况、地形、土壤条件、绿化情况、降雨强度的大小及雨水口的泄水能力等因素决定。

雨水口的设置位置,应能保证迅速有效地收集地面雨水。一般应设在交叉路口、路侧边沟的一定距离处以及设有道路边石的低洼地方。防止雨水漫过道路造成道路及低洼地区积水而妨碍交通。在十字路口处,应根据雨水径流情况布置雨水口。

九、倒虹管

排水管道有时会遇到障碍物,如穿过河道、铁路等地下设施时,管道不能按原有坡度埋设,而是以下凹的折线方式从障碍物下通过,这种管道称为倒虹管。

倒虹管由进水井、管道及出水井三部分组成。在进行倒虹管设计时应注意以下几方面:

1. 确定倒虹管的路线时,应尽可能与障碍物正交通过,以缩短倒虹管的长度,并应符合与该障碍物相交的有关规定。

2. 选择通过河道的地质条件好的地段,不易被水冲刷地段及埋深小的部位敷设。

3. 穿过河道的倒虹管一般不宜少于两条,当近期水量不能达到设计流速时,可使用其中的一条,暂时关闭一条。穿过小河、旱沟和洼地的倒虹管,可敷设一条工作管道。穿过特殊重要构筑物(如地下铁道)的倒虹管,应敷设三条管道,其中二条工作,一条备用。

4. 倒虹管一般采用金属管或钢筋混凝土管。管径一般不小于 200mm。倒虹管水平管的长度应根据穿越物的形状和远景发展规划确定,水平管的管顶距规划的河底一般不宜小于 0.5m,通过航运河道时,应与当地航运管理部门协商确定,并设有标志。遇到冲刷河床应采取防冲措施。

5. 倒虹管采用复线时,其中的水流用溢流堰自动控制,或用闸门控制。溢流堰和闸门设在进水井中,用以控制水流。当流量不大时,井中水位低于堰口,污水从小管中流至出水井;当流量大于小管的输水能力时,井中水位上升,管渠内水就溢过堰口通过大管同时流出。

由于倒虹管的清通比一般管道困难得多,因此必须采取各种措施来防止倒虹管内污水的淤积。在设计时可采用以下措施:

1. 提高倒虹管内的设计流速。一般采用 1.2~1.5m/s,在条件困难时可适当降低,但不宜小于 0.9m/s,且不得小于上游管道内的流速。当流速达不到 0.9m/s 时,应采用定期冲洗措施,但冲洗流速不得小于 1.2m/s。

2. 为防止污泥在管内淤积,折管式倒虹管的下行、上行管与水平管的夹角一般不大于 30°。

3. 在进水井或靠近进水井的上游管道的检查井底部设沉泥槽,直管式倒虹管的进出水井中也应设沉泥槽。

4. 进水井应设事故排出口,当需要检修倒虹管时,使上游废水通过事故排出口直接排入水体。如因卫生要求不能设置时,则应设设备用管线。

5. 合流制管道设置倒虹管时,应按旱流污水量校核流速。

污水在倒虹管内的流动是依靠上、下游管道中的水位差(进、出水井的水面高差)进行的,该高差用来克服污水流经倒虹管的阻力损失。

在计算倒虹管时,应计算管径和全部阻力损失值,要求进水井和出水井间水位高差 H 稍大于全部阻力损失值 H_f ,其差值一般取 0.05~0.10m。

【例 10-1】 已知最大流量 $Q_{\max}=510\text{L/s}$,最小流量 $Q_{\min}=120\text{L/s}$,倒虹管长度 $L=50\text{m}$ 。倒虹管上游管道流速 $v=1.0\text{m/s}$,下游 $v=1.24\text{m/s}$,进口与出口局部阻力系数 ξ 分别为 0.5 和 1.0。

求直管式倒虹管的管径和倒虹管的全部水头损失。

【解】

1. 用一条水平敷设的工作管线,管径采用 700mm,倒虹管前检查井中设沉泥槽,倒虹管的进出水井各落底 0.5m。查水力计算表 $D=700\text{mm}$, $Q_{\max}=510\text{L/s}$, $i=0.00305$, $v=1.30\text{m/s}$,由于 $v=1.30\text{m/s}>0.9\text{m/s}$,也大于上游管道 $v=1.3\text{m/s}>1.0\text{m/s}$ 。符合设计要求。

2. 计算倒虹管的全部水头损失

$$H = i \cdot L + \sum \xi \frac{v^2}{2g} = 0.0035 \times 50 + (0.5 + 1.0) \frac{1.30^2}{2 \times 9.8} = 0.282\text{m}$$

十、管桥

当排水管道穿过谷地时，可不改变管道的坡度，采用栈桥或桥梁承托管道，这种设施称为管桥。管桥比倒虹管易于施工，检修维护方便，且造价低。管桥也可作为人行桥，无航运的河道，可考虑采用。但只适用于小流量污水。

管道在上桥和下桥处应设检查井，通过管桥时每隔 40~50m 应设检修口。在上游检查井应设有事故排放口。

第十一章 给水排水管道系统的技术管理和维护

(一) 教学要求:

- 1、了解给水管网的检漏、防腐、刮管涂料及维持管网水质的措施,了解管网水压和流量的测定原理和方法,了解管网的调度管理。了解排水管渠系统的管理和维护的主要任务;
- 2、了解排水管渠系统疏通及维修方法;

(二) 教学内容:

- 1、概述:给水排水管网档案管理;
- 2、给水管网监测与检漏;
- 3、管网水压和流量测定:测定的方法和仪表;
- 4、管道防腐蚀和修复;
- 5、排水管道养护。

(三) 重点:

第一节 给水排水管道系统档案管理

一、给水排水管道系统技术资料管理

管理现有给水排水管道系统平面图,图上标明泵站、管线、阀门、消火栓等的位置和尺寸。大中城市的管道系统可以按照每一条街道一张图纸列卷归档。

给水排水管道系统管理所需要的技术资料包括以下几部分:

1. 管线图,标明管线的直径、位置、埋深以及阀门、消火栓、井室等的位置,用户接管的直径和位置等,它是给水排水管道系统管理的基本资料;
2. 阀门和消火栓记录卡,包括安装年月日、地点、口径、型号、检修记录等;
3. 给水排水管道穿越障碍物的构造详图;
4. 竣工记录和竣工图。

二、给水排水管网地理信息系统

地理信息系统(Geographic Information System 简称 GIS)。给水排水管网地理信息系统的功能体现在:

- 1) 实现管网系统档案的数字化管理,形成科学、高效、丰富、详细的管网档案管理体系,建立管网系统中央数据库。
- 2) 有效、生动地定位管道、阀门、水表等管网组件,为实际生产运行提供可靠的依据。
- 3) 为管网系统规划、改建、扩建提供图纸及数据依据,对管网的改扩建的规划、改扩建后的运行进行计算机模拟,辅助管网规划方案的优选。
- 4) 为管网施工提供图纸依据。准确定位管道的埋设位置、埋设深度、管道井、阀门井的位置、管道与其它地下管线的布置和相对位置等,以减少由于开挖位置不正确造成的施工浪费和开挖时对通讯、电力、煤气等地下管道的损坏带来的经济损失甚至严重后果。
- 5) 科学高效地进行爆管抢修等事故处理。
- 6) 供管网优化规划设计、实时运行模拟、状态参数校核、管网系统优化调度等技术性功能的软件接口,实现供水管网系统的优化、科学运行,降低供水企业成本。

第二节 给水管道的防腐与维修

一、管道防腐

常用的防腐蚀技术分电化学法和物理法两种。电化学法能停止或减缓腐蚀反应的进行;

物理法通过表面绝缘可把需保护的表面与腐蚀介质隔开。现有电化学法和物理法均可单独应用，但把两种防腐方法结合起来效果将更理想。

1. 物理防护法

物理防腐法又称为覆盖防腐法，分有机材料涂层和无机材料涂层两种，有机材料涂层又分两种：薄涂层和厚涂层。各种广泛使用的涂料和包扎薄带属于薄涂层，厚度为 100~500 μm ；热敷沥青质膜，聚乙烯（PE）涂层，厚度 $>1\text{mm}$ ，属厚涂层。

在管道上应用的防腐涂料有石油沥青、煤焦油沥青、环氧沥青、聚氨酯石油沥青、煤焦油磁漆（CTE）、环氧粉末（FBE）、底胶加聚烯烃（POA）、环氧底漆加底胶加聚烯烃（POE）、环氧粉末加改性聚烯烃（POF）。国内现在主要防腐涂料是石油沥青、煤焦油沥青、聚氨酯石油沥青、煤焦油磁漆、FBE 以及内衬塑料等，国外目前常用的各类防腐涂料为 CTE、FBE、POA、POE、POF 等。

2. 电化学防护法

电化学防腐法是排流法和阴极保护法的总称，其中尤以排流法更为经济有效。

（1）排流法

（2）阴极保护法

二、刮管涂料

为了保证管道的输水能力和水质，对旧管的内壁进行翻新通常采用刮管和补做防腐层。

1. 刮管的方法主要有以下四种：

（1）高压射流法

（2）机械刮管

（3）弹性冲管器法（Poly-Pig 清管法）

（4）空气脉冲法

2. 管道补做防腐层

旧管道刮管除锈后的管道衬里可使旧管道恢复原有输水能力，延长管道的使用寿命，这项工作是非常必要的。但刮管以后如不进行涂衬的管道，通水后的腐蚀速度是非常快的。

（1）水泥砂浆衬里

（2）环氧树脂涂衬法

（3）内衬软管法

第三节 给水管道的品质管理和供水调度

一、给水管网运行调度任务及系统组成

1. 给水管网运行调度任务

城市供水管网运行调度的重要任务是在保证城市供水水质和水量安全可靠的前提下,使单位供水量的能耗降低到最低限度;并当供水管网服务区内出现异常情况时,如发生火灾、管网破裂、水质突发性被污染、控制设备失控等,调度装置运行相应的程序,以便将损失降低到最低限度。

根据技术应用的深度和系统完善程度,可以将城市供水的调度分为如下三个发展阶段:

(1) 人工经验调度

(2) 计算机辅助调度

(3) 全自动化调度与控制:这是当今城市供水管网运行调度的发展方向。主要通过对供水管网运行状态的遥测遥控系统(即 SCADA),实现城市供水管网调度与控制的最优化、自动化和智能化;实现与水厂制水过程控制系统、供水企业管理系统的一体化进程。

主要利用四项基础技术:计算机技术(Computer)、通讯技术(Communication)、控制技术(Control)和传感技术(Sensor),简称 3C+S 技术。这就是现代城市供水 SCADA 系统的前身。

城市供水 SCADA (Supervisory Control and Data Acquisition) 系统也即监控和数据采集系统,又称计算机四遥系统,指遥测(Telemetering)、遥控(Telecontrol)、遥讯(Telesignal)、遥调(Teleadjusting)技术。

二、给水管网调度 SCADA 系统

三、用水量预测

1. 用水量预测的方法

(1) 多元回归分析

(2) 时间序列分析 (TSA)

(3) 人工神经网络(ANN)

(4) 灰色模型

四、给水管网水质控制

1.影响管网水质的因素

(1)出厂水水质状况

包括两个方面,一是水质的合格率,二是水质的稳定性。

(2)输配水管网状况

(3)二次供水设施状况

(4)加氯消毒状况

(5)其它因素

2.改善管网水质的主要措施

(1)提高出厂水水质和稳定性,严格控制浊度超标

(2)更新或改造供水管道系统,深化管网管理

(3)完善二次供水设施的设计与施工,加强管理

(4)合理加氯

(5)加强管网水质的测定和预测

五、给水管网水质安全评价

水质的安全评价主要是基于终生用水的安全性。这种评价主要分为三方面。1)水质感官性状问题。 (2)微生物学风险。 (3)化学风险。

此外，饮用水安全评价还包括放射性风险。

第五节 排水管渠系统的管理和维护

一、管理和维护的任务

排水管渠内常见的故障有以下几种：污物淤塞管道；过重的外荷载、地基不均匀沉陷或污水的侵蚀作用，使管渠损坏、裂缝或腐蚀等。

维护管理的主要任务有：①验收排水管渠；②监督排水管渠使用规则的执行；③经常检查、冲洗或疏通排水管渠，以维护其通水能力，防止污水倒灌；④修理管渠及其构筑物，并处理意外事故等。

二、管渠的疏通

目前主要有以下几种方法解决排水管道中的淤积问题：

1. 缓车疏通法（亦称机械疏通法）
2. 高压水射流疏通法（也叫水力疏通法）
3. 水冲刷疏通法（亦称为水力消淤法）

三、排水管渠的修理

修理内容包括检查井、雨水口顶盖等的修理与更换；检查井内踏步的更换，砖块脱落后修复；局部管渠段损坏后的修复；由于出户管的增加需要添建的检查井及管渠；或由于管渠本身损坏严重、淤塞严重，无法疏通时所需的整段开挖翻修。

四、排水管道渗漏检测

排水管道渗漏的检测方法与给水管网的检漏检测方法大同小异。其中对排水管道渗漏的主要检测方法是直接观察法。直接观察法又称实地观察法，是从地面上观察管道的漏水迹象，如地面或沟内有污水渗出，检查井中有水流出，局部地面下沉，局部地面积雪融化，某处花草、木特别茂盛，晴天地面潮湿较重等情况，可以直接确定漏水的地点。