

# 给水管网改扩建的优化设计及绘图软件的开发

## 摘 要

随着城市现代化建设的加快,城市的用水量逐年增加,而城市供水管网由于使用年限的增加而导致水质恶化,带来了许多影响正常供水的问题,因此城市普遍面临着进行给水管网系统优化改扩建问题。这也是长期以各城市自来水管理工作者面临的重要问题,由于供水管网的投资大、管理费用高,经济合理的进行管网改扩建不仅可以节省大量的资金,而且能够产生巨大的经济效益和社会效益。

本文从给水管网改扩建的实际出发,首先运用灰色理论对城市中长期用水量进行了预测,建立了动态等维新息用水量预测模型,达到了数据较少情况下提高预测精度的目的。随后介绍了给水管网改扩建实用优化设计的数学模型和求解方法,为管网系统的改扩建奠定了坚实的基础。

在管网优化计算中,文章提出只用一个基本关系矩阵进行大型复杂管网优化设计的新方法,包括管网节点流量的计算、管段流量的初始分配和管网的优化计算。在数据的处理上,重点介绍通过数据转换,自动生成管段识别矩阵和初分流量的系数矩阵的方法。大大减少了初始数据的输入时间。

在绘制管网系统图方面,充分利用 AutoCAD 的开发工具 VisualLISP 驱动 DCL 对话框来设计管网绘图界面,具有绘图界面友好的特点。在等压线图绘制方面,提出了利用脚本文件绘制等水压线的新方法。本文充分利用了高级语言的计算功能和 AutoCAD 开发工具的绘图优势,实现了给水管网改扩建优化设计和绘图一体化。

**关键词:** 给水管网 改扩建优化计算 城市用水量 管网建模 等压线 绘图

# **The Optimal Design of Water Supply Networks Rehabilitation & Development on Its Drawing Software**

## **Abstract**

With the development of the city modernization, water demand increase greatly year after year. There are lots of problems that influence water distribution systems, along with deteriorating of water quality because of increasing for using time, which facing the problem of rehabilitation. Rehabilitation is an important problem faced by water supply governor. Because of the huge investment and management cost, optimal rehabilitation can save much money and actualize good economic and social situation.

This paper uses the Gray Theory forecast the long-term water demand of city first, beginning with the practical situation of rehabilitation, constructed the Gray Metabolizing water demand forecast model. The model can increase precision of gray model with a few data. This paper also introduces mathematics model and calculation method of rehabilitation later, which establishes the foundation of networks system rehabilitation.

In the process of optimal design of water supply networks, this paper puts forward a new method which processes network optimization by a basic related matrix only, including node demand calculation, initial flow distribution, and finally optimization. In data processing, a method based on automated created identification matrix and coefficient matrix through data transformation which can reduce the time of initial data greatly.

In the networks' system drawing process, based on the data from optimal design, we can design the drawing interface through VisualLISP driving Dialog Control Language which has a merit of good interface. In drawing isopiestic line, this paper puts forward a new method drawing isopiestic line by Script file. This paper make full use of the computation ability of program and the drawing advantages of VisualLISP tool in AutoCAD, it reaches the goal of optimal design of water supply networks and drawing unification.

**Keywords:** water supply networks, rehabilitation optimal design, urban water demand, networks modeling, isopiestic line, drawing

## 插图清单

图 2-1 用水量预测模型过程框图	9
图 3-1 给水管网改扩建实用优化设计体系示意图	22
图 4-1 给水管网平面布置图	33
图 4-2 空间管网平面布置图	42
图 5-1 环内等水压线类型	46
图 5-2 直线判别法排除	47
图 6-1 AutoCAD 对象的模型层次路径框图	53
图 6-2 对话框驱动程序流程图	55
图 6-3 管网等水压线图	57
图 6-4 管网标注对话框图	60
图 6-5 给水管网系统图	60
图 7-1 实例一的管网等压线图	63
图 7-2 实例一的管网系统图	64
附图 1 实例二管网系统图	
附图 2 实例二管网等压线图	

## 表 格 清 单

表 2.1 预测精度划分表	14
表 2.2 模型精度等级表	14
表 2.3 1994~2002 年供水量统计表	15
表 2.4 灰色模型后验差分析表	16
表 2.5 城市供水量预测结果分析表	16
表 2.6 城市供水量预测模型的平均误差分析表	17
表 2.7 2001~2002 供水量预测结果	17
表 7.1 PE 管单位管长造价	61
表 7.2 实例一优化计算结果	62
表 7.3 实例一节点自由水压	63
表 7.4 铸铁管单位管长造价	65
表 7.5 实例二改扩建管段的计算结果	65
表 7.6 实例二节点自由水压	66

# 独创性声明

本人声明所呈交的学位论文是本人在导师指导下进行的研究工作及取得的研究成果。据我所知，除了文中特别加以标注和致谢的地方外，论文中不包含其他人已经发表或撰写过的研究成果，也不包含为获得合肥工业大学或其他教育机构的学位或证书而使用过的材料。与我一同工作的同志对本研究所做的任何贡献均已在论文中作了明确的说明并表示谢意。

学位论文作者签名：侯孝宗

签字日期：2006年3月1日

# 学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解合肥工业大学有关保留、使用学位论文的规定，有权保留并向国家有关部门或机构送交论文的复印件和磁盘，允许论文被查阅和借阅。本人授权合肥工业大学可以将学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保存、汇编学位论文。

(保密的学位论文在解密后适用本授权书)

学位论文作者签名：侯孝宗

导师签名：刘国明

签字日期：2006年3月1日

签字日期：2006年3月1日

学位论文作者毕业后去向：成发置业有限责任公司

工作单位：

电话：

通讯地址：

邮编：

## 致 谢

在论文完成之际，首先感谢合肥工业大学给我这个学习和提高的机会，特别是我的导师王国明副教授对我的悉心指导，借此机会向他们表示衷心的感谢！

在学习和论文的写作过程中，王国明老师给予了我极大的关怀和帮助，从论文题目的确定、实施方案的制定、具体工作的进展以及最后论文的撰写与修改，无不渗透着王国明老师的智慧和心血。王国明老师严谨的治学态度、刻苦钻研、兢兢业业的工作精神和平易近人的作风，使我在学业上受益匪浅。特别是他谦虚严谨的治学态度、与人为善的为人之道更是我终生学习的榜样。

本人在研究生学习阶段和论文选题的过程中，还得到了徐得潜教授，金菊良教授、王军教授等老师的指导和帮助，对此表示衷心的感谢！

在课题的研究过程中，还得到了张有富、柳会雄、马乙一和惠苗同学的帮助，与他们一同讨论人生、事业、生活和梦想，让我对人生有了更深的感悟和理解；与他们的相互交流激励了我，促使我不断完善自我；与他们在思想上的碰撞击发了我研究的灵感，文中的部分思路正是源于此。感谢亲爱的同学们与我一同走过这段求学之路，衷心祝愿他们拥有更美好的明天。

最后，要感谢我的父母，正是他们在精神上和物质上无私的支持和鼓励促使我不断努力和前进，是亲情的力量在最困难的时候帮助我克服困难。本文聊作是我对他们的恩情的微薄回报！

作者：侯孝宗

2006年2月14日

# 第一章 序 论

## 1.1 给水管网改扩建优化设计课题的提出<sup>[1-3]</sup>

随着我国给水事业的迅速发展,各地城市均具规模,城市给水管网在其新建成的一定时期内,其供水能力是可以满足用户要求的。由于给水工程在工业建设和人民生活中占有重要地位,随着城市的发展,用水人口的不断增加和人民生活水平的日益提高,城市用水量急剧增长,给水管网供水能力逐渐不能适应用水量增长的需要,同时,由于给水管网规模的不断扩大,管线改造、铺设缺乏统一规划,大规模给水管网系统在管线连接、构筑物设置等方面存在诸多不合理之处,增大了供水能耗,并使部分供水区域水量欠缺、低压区面积不断扩大、供水安全性降低。这一系列问题成为我国各城市面临的给水管网改扩建优化的重大问题和难题。

给水管网在整个给水工程投资中,不仅管网部分的造价比重约占60~80%,而且还涉及每年庞大的能量消耗。管网改扩建是在原有管网系统的基础上进行的,既要充分发挥旧管网系统的功能和作用,又要根据增大用水量、扩大供水范围的扩建要求对旧管网进行改建,并同时扩建新的管网,使新旧管网共同工作,满足城市的日常用水要求。

管网改扩建应以有限的建设资金投入,最大限度地提高改扩建的综合效益为目标,应该满足下列要求:

- (1) 以最低费用保证供水,满足用户对水量、水质和水压的要求;
- (2) 给水系统的建造应不破坏环境的生态平衡;
- (3) 构筑物施工时,尽可能采用先进的施工方法;
- (4) 管网系统各项构筑物应做到应用方便、管理简单、发生故障的次数和漏失的水量为最小;
- (5) 考虑今后发展的可能性。

给水管网改扩建是供水企业的一项长期的重要任务,进行给水管网的改扩建时,既要充分发挥现有设施的作用,又要全面考虑技术、经济、环境和城市规划问题。研究给水管网改扩建的关键是管网实际状况的全面了解,管网压力变化、管段输水流量、管道阻力系数、管道故障以及泵的使用情况等基础资料是进行管网改扩建和科学管理的重要依据。因此,管网改扩建和科学管理都必须首先进行管网建模,并进行管网工况分析。

长期以来,各地自来水公司在进行管网改扩建时,在仅凭经验确定管段走向和管径的基础上,只拿出很少几个经验方案作比较,由于实际管网的计算复杂,工作量大,难于找到经济合理的最优方案,由于管网投资额很大,缺乏科学依据地进行建设,不仅浪费资金,而且投资效益也不理想,这些问题一直困扰着供水企业。因此需要运用科学知识进行给水管网优化改扩建设计,通过模

拟计算找到经济合理的改扩建方案，在满足用户对水量、水压、水质的要求的前提下，尽量减少投资，实现生产地科学化、合理化、现代化。

## 1.2 给水管网改扩建优化设计的研究现状<sup>[4-8]</sup>

近几十年来，系统工程、最优化理论、电子计算机等一些新方法和新工具地飞速发展使得给水管网改扩建优化技术不断向前进步。最优化技术是系统工程的内涵，优化技术在工程上的应用，不仅体现了一种现代的思维方式，更重要的是优化的结果可以通过数学手段完全达到量化而付诸于工程实践，给社会带来巨大的经济效益和社会效益。给水管网是管道网络系统，管网的模拟水力分析是管网设计的基础。随着最优化理论的发展和管网模拟水力分析技术的不断进步，管网的优化改扩建研究也日益深入地开展起来。

给水管网是一个由管线、二级泵站、加压泵站、水库、水塔等部分组成的系统。管网改扩建是在已有旧管网的基础上，决定如何经济合理增敷新管，挖掘现有旧管网的输水能力，协调新旧管网的功能。与新建管网优化设计相比，旧管网的存在使改扩建有自己独特的性质。因为优化问题的目标函数中也包含了旧有管段的不合理存在，这些往往由经验设计的旧管段，大大影响整个管网的运行费用。从节能的角度，在扩建管段寻优的同时，要对不合理的旧管段进行改造，对于旧管网改造的措施，在优化过程中采用增敷平行管线的方法较好。那么旧管段的改造需要解决两个问题：(1)在什么地方敷设新增管道；(2)增敷管线的经济管径怎么确定；其中改造布局设计问题的求解就有一定的困难，这主要表现在：①初始管网布局的确定比较困难；②人的经验知识不易总结；③由于知识经验的局限性，不易找出问题的最优方案。而扩建与新建的区别是：扩建设计中新旧管道交错，流量分配的作用非常复杂，从而如何对改造管道的布局寻优，如何在充分利用原有供水管道供水能力的情况下，对需改造、扩建的管网进行优化，比新建设计更为复杂。

给水管网的设计从手算到电算，从凭经验设计到优化设计经历了一个很长的发展过程。早在 50 年代初，苏联学者就把古典拉格朗日条件极值的理论应用到给水管网的技术经济计算中，通过拉格朗日把有约束的非线性规划问题变换为无约束非线性规划问题。它忽略了流速和管径的不等式条件，且没有节点水压的极值限制，同时其目标函数是管段流量和节点水压的费用函数，需进行流量分配，但环状网管段流量优化分配是一凹规划问题，没有最优解，许多学者对这一问题进行大量的研究。20 世纪 80 年代初，俞国平提出了经验确定流量初始分配的方法，但这种半经验性的设计降低了优化结果的可信度。欧美的一些学者把管网优化问题描述成一类非线性规划问题。其中，Jacoby 运用了梯度搜索技术；Watanatada 采用的是罚函数法；Shamir 采用广义简约梯度法和罚函数法的结合。非线性规划的数学模型比较真实、完整的表达了管网优化的实质，



但这类课题的求解非常复杂困难，特别是大型问题中变量很多，得到的一般都是局部最优解。Quindry 在梯度搜索技术基础上，把线性规划运算得到的节点压力固定起来，在对流量  $Q$  进行梯度搜索，但很难找到一个初始的基本可行解。

### 1.3 给水管网优化设计方法

自提出给水管网优化课题以来，前人已在这一领域做了研究和探索工作，取得了大量的研究成果，并发展了不少的优化方法。其中代表性的优化方法有：

#### 1.3.1 枚举法<sup>[9]</sup>

用枚举法进行管网优化设计计算，是从用户指定的各组管径序列这对各个管段进行最优管径组合，从中选出最符合优化目标的方案，从而达到最优化设计的目的。

枚举法是一种全局搜索算法，它对目标函数要求低，优化原理简单可靠，搜索到的结果是全局最优解，但枚举法的最大缺点是在优化过程中计算机的消耗时间多，对大型管网系统，甚至难以完成计算。现在有学者提出了基于改进枚举技术的优选管径法，它通过管段分组、管径现在范围验证、投资验证、水压验证等手段提高了枚举法优化速度，但其庞大的计算量仍是枚举法技术无法得到广泛应用的主要原因。

#### 1.3.2 动态规划法<sup>[10]</sup>

动态规划法 (Dynamic Programming Method 简称 DP) 是以年费用折算值为目标函数，以节点连续性方程、节点自由水压大于最小自由水压以及管线隆起处水压非负为约束条件，以此构成了管网主干管管径优化设计数学模型。

该法直接以标准管径为变量，求得的最优结果无需进行调整。从所得解中选一年费用最小的解为最优解，其所对应的管径即为主干管线上各管段的最优经济管径。

在求出管网主干管线上各节点水压后，对于管网支线也可用动态规划法求解，此时管网动力费用保持不变，因而不会影响整个管网的年费用折算值。

#### 1.3.3 广义简约梯度法<sup>[11]</sup>

广义简约梯度法 (Generalized Gradient Method, 简称 GRG) 的基本思想是把变量分成自变量和因变量两个部分，将因变量由约束条件解出，以自变量表示，在利用简约梯度直接构造一个使目标函数改善的可行方向，沿次方向进行搜索，从而找到一个新点，逐步逼近原问题。

给水管网优化设计的目标函数及约束条件属于非线性约束下的非线性规划问题，求解此类问题广义简约梯度法 (GRG) 是目前较为有效的方法。采用该法

需要解决的主要问题是如何将自变量区分为基本变量和非基本变量。根据管用系统的特点,当管径确定以后,管网中的管段流量及水头损失可通过水力计算方程唯一地得出,当控制点的水压已知时,管网内其它节点水头也就随之确定,即管径  $D$  与节点水压  $H$  之间存在非线性函数关系。因此可将管径作为非基本变量,节点水压作为基本变量,直接以管径  $D$  作为优化对象,以管网水力计算方程作为约束条件,建立起不需要预先假定管段流量分配的管径优化数学模型。

#### 1.3.4 界限流量法<sup>[12]</sup>

界限流量法是一种近似优化算法。把每一管段看作是管网中其它管段无关的单独工作管段。对于每种标准管径不仅有相应的最经济的流量,而且有其经济的界限流量范围,在此范围内用这一管径都是经济的,超出界限流量范围就必须采用大一号或小一号的标准管径。根据相邻两标准管径  $D_{n-1}$  和  $D_n$  的年费用折算值相等的条件,可以确定界限流量。这时相应的流量  $q_1$  即为相邻管径的界限流量,也就是说  $q_1$  既是  $D_{n-1}$  的上限流量,又是  $D_n$  的下限流量。

#### 1.3.5 模拟退火法<sup>[13]</sup>

模拟退火法 (Simulated Annealing,简称 SA) 是由 S.Kinpatrik 于 20 世纪 80 年代初提出的一种模拟金属退火的全局优化随机方法。它结合了统计物理学和局部搜索的方法和原理求问题的全局解。它从任一标准管径初始可行解出发,并用某一机制(交换、查找、逆转)产生领域解,用水力约束条件控制计算流程是否由 Metropolis 准则判定,如此迭代下去直到得出一满意解。SA 算法以离散的标准管径为空间搜索点,管径不需调整,其次随即产生领域解及 Metropolis 准则的引入,都避免了陷入局部最优解的发生,从而开辟了求解优化问题的新途径。它是一种基于 Monte Carlo 迭代法的随机型搜索算法。

该方法在求解组合最优化问题时,理论上已被证明在满足一定条件的某种问题函数下,模拟退火法可收敛到问题的最优解。因此它可以用于求解各种优化问题,在大系统优化方面更是引起了人们极大的关注。此外将模拟退火法与其它一些方法结合使用,也是 90 年代以来的新趋势,典型的的就是与遗传算法结合的所谓遗传退火算法。

#### 1.3.6 遗传算法<sup>[14-18]</sup>

基因算法 (Genetic Algorithm,简称 GA) 是一种新的、正在发展中的人工进化寻优方法。该法概念简单,有全局寻优能力,可直接由于离散变量的计算,因而近些年来,国内外不少学者将其应用于给水管网经济管径求解中。基因算法主要有三种编码方式:①二进制编码;②实数编码;③自然数编码。其中,自然数编码在给水管网的优化计算是最方便的。其过程为:对离散型的标准管

径进行自然数编码，随机产生一组初始群体，通过解码操作将个体的基因信息译为管网优化问题的决策变量，经过管网水力计算求得水头损失、节点水压等变量值，代入管网优化问题的目标评价函数，并计算出个体的适应度；通过评价，按照适应度的大小，优胜劣汰，组成优良亲本群体用于繁殖新一代，一对对亲本的染色体及基因以一定的变换概率和变异概率经过随机地交换、变异生成新一代群体；不断重复上述过程，使得群体适应度的平均水平逐代提高，直至产生最优个体。

### 1.3.7 神经网络方法<sup>[19]</sup>

神经网络方法 (Artificial Neural Network, 简称 ANN) 求解优化问题的关键思想是将问题映射到一个神经网络动力系统，写出相应的满足问题约束条件的能量函数表达式和动力学方程，选取适当的参数值以保证网络的稳态输出，在网络动力学方程自动演化到平衡位置后，即可搜索到相应的(局部)最优解。

自 Hopfield 和 Tank 在 80 年代中期给出第一个求解优化问题的神经网络，并在货郎问题(TSP)上取得了成功以后，掀起了一股遍及各个学科的神经网络热潮。由于神经网络采用了微分方程这样的数学工具，因而开启了用动态方法解静态问题的大门。在具体实现上不仅可用软件模拟，而且可以制成硬件电路，因而拥有广泛的应用前景。

### 1.3.8 经典优化法<sup>[1-3]</sup>

经典优化法属于非线性规划法，该法用拉格朗日条件极值法进行管径优化计算。对于起点水压未给的管网，用此法求得经济管径计算公式为：

$$D_y = (fX_y Q q_y^n)^{\frac{1}{a+m}} \quad (1-1)$$

式中：

$D_y$ ——管径，(m)；

$f$ ——经济因素；

$X_y$ ——管段虚流量，(L/s)；

$q_y$ ——管段流量，(L/s)；

$n, a, m$ ——指数。

对于管网起点水压已给的管网，其经济管径计算公式为：

$$D_y = \left[ \frac{k \sum (q_y^{\frac{na}{a+m}} l_y X_y^{\frac{-m}{a+m}})}{H} \right]^{\frac{1}{m}} (X_y q_y^n)^{\frac{1}{a+m}} \quad (1-2)$$

式中:

$k$ ——常数;

$l_j$ ——管段长度;

$H$ ——起点控制点的可利用水压, (m);

其余符号的意义同式(1-1)。

由于经典优化法把管径看作是连续变量, 而标准管径系列却是离散的, 因由式(1-1)和(1-2)算出经济管径就存在与标准管径相矛盾的问题, 须对部分计算管径进行调整。在调整过程中, 由于人为因素的影响, 使得调整后的方案并不一定完全符合实际运行的情况, 这就需要进一步的研究。

#### 1.4 本课题的研究内容

给水管网改扩建优化设计是一个十分复杂的系统工程, 随着用户对水质、水压、水量要求的提高、供水规模的不断扩大, 以及计算机技术的发展, 人们逐渐认识到它的重要性。供水管网的用水量预测、管网改扩建的优化设计、管网系统图和管网等水压线图的绘制, 这四部分在给水管网改扩建优化设计中必不可少的。管网的改扩建优化设计不仅包括优化算法的选择, 优化模型的建立, 还应包括尽可能减少初始数据的输入, 做到易学易用。管网自动绘图应做到: 直接调用优化计算结果就可以完成管网系统图和管网等水压线图绘制。绘图界面的开发应做到: 形象、直观、随意输入、随时修改、鼠标键盘并用、操作方便。

在本课题中, 供水管网的用水量预测采用的是动态等维新息模型。介绍了给水管网改扩建的数学模型和计算方法。优化算法采用的经典的拉格朗日法。在优化计算过程中, 文章采用一个基本关系矩阵就可以完成大型复杂给水管网优化设计的连续计算新方法。大大减少了初始数据的输入时间; 通过数据转换生成的管段识别矩阵实现了对校正流量的自动调整。绘图自动化的完成和绘图界面的开发是利用 AutoCAD 里 VisualLISP 程序驱动 DCL 对话框来设计管网绘图界面, 真正做到了管网改扩建的优化设计和绘图界面友好一体化。并提出利用脚本文件绘制等水压线的新方法, 绘制的曲线能够形象、直观地表示等水压线。本文充分利用了高级语言的计算功能和 AutoCAD 开发工具的绘图优势, 实现了给水管网改扩建优化设计和绘图一体化。

## 第二章 供水管网用水量预测方法

随着我国经济的高速发展，城市化进程的加速和人民生活水平的提高，城市用水人口也不断增加，城市用水量及管网系统用水量亦随之不断增长。因此，进行城市给水管网系统用水量预测对于城市供水系统的规划管理以及市政建设资金的投入与合理利用有着相当重要的作用，同时也为给水管网的改建、扩建及城市整体建设规划提供依据。没有科学的预测，就不可能做出正确的决策。因而进行未来用水量预测是一项很重要的研究课题。

### 2.1 供水管网用水量的概述及影响因素<sup>[2]</sup>

城市用水量通常包括居民生活用水，工业用水，机关事业单位用水及其他方面的用水。其中居民生活用水与季节、天气、生活习惯、卫生设备条件及社会生产活动等因素相关。尽管城市用水户繁多，用水性质不同，但对整个给水管网系统，用水量的变化还是有规律可循。

通过长期大量的观测、统计和分析发现，从短期(小时、日、周)看城市用水量的变化具有周期性，随机性和相对平稳性；从长期(月、年)看。城市用水量的变化则具有随机性和明显的趋势化。因此，城市用水量预测一般可分为两大类：长期预测和短期预测。长期预测主要是根据城市经济及人口增长速度等因素对未来几年、十几年甚至更长时间的城市用水量做出预测，以此为给水管网系统的改建、扩建及城市整体建设规划提供依据。短期预测则主要是根据过去几天、几周的实际用水量记录并考虑影响用水量的各种因素，对未来几小时、一天或几天的用水量做出预测，以此为管网系统优化运行调度提供依据。

对城市短期用水量的影响因素主要有：

- (1) 天气影响。晴天较阴雨天用水量大，高温天气较低温天气用水量大；
- (2) 节假日影响。节假日居民用水量有所增加，但工业及其他用水量有所减少，总用水量表现为减少；
- (3) 管网影响。由于管网、检修或抢修等人为因素的影响，会使用水量明显下降，管道破裂造成管网中的水量流失，而且流失水量无法计算，都包括在总用水量中，会使总用水量增加。

对城市中长期用水量的影响因素主要有：

- (1) 工业总产值的影响。工业生产，加工过程中常常要消耗大量的水，一般情况下，工业用水占整个城市用水的绝大部分，一个城市的用水量通常与其工业规模、工业生产工艺设备和工业发展水平密切相关，有关资料统计表明，城市用水量随工业总产值的增加而增大；
- (2) 人均年收入水平的的影响。城市用水量与居民的生活水平有着内在的联系，伴随着生活水平的提高，人均用水量也在逐步提高。人均年收入水平不同

的城市，其用水量变化特征是不同的；同一座城市，其用水量也会随人均收入水平的变化而变化，可以认为城市用水量随人均收入水平的提高而增加；

(3) 水的重复利用率的影响。我国水资源匮乏，节约用水最有效的途径之一，就是实施水的重复利用。提高工业用水重复利用率将对工业用水量产生较大的影响，同时，重视生活及公用事业等方面用水的重复利用，也有很大意义。可以说，城市用水量随着水的重复利用率的增大而减小。

(4) 人口数量及水价的影响。城市人口包括城市常住人口和流动人口，显然，城市用水量随人口的增加而增大。目前我国各城市水价偏低，合理提高水价有利于节约用水，用水量会减少；

(5) 管网运行、管理状况的影响。管网漏失率，管网检修状况等因素对用水量有明显影响、管道爆裂、管网暗漏造成水的大量漏失，刚这些流失的水量都计算在总用水量中，减小管网漏失率、增大管网检修力度可以减小城市用水量。

## 2.2 供水管网用水量预测的一般步骤<sup>[2]</sup>

在一定的客观环境中，对一组用水量观测值或一个时间序列，通常经过三个步骤才能找出比较合适的模型。

### (1) 用水量数据模式识别

识别时间序列数据模式的基本方法是自相关分析。就是识别时间序列的基本特征，包括平稳性、趋势、季节性、交变性和随机性等。数据的基本特征，即数据模式被识别以后，就可应用相应的方法选择相应的模型。

### (2) 寻找模型的最佳参数

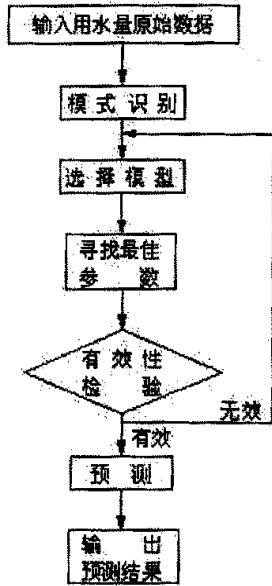
选定某种用水量预测模型以后，可用最小二乘法的原则估计最佳参数值，目的使总的误差平方和最小。均方差 MSE 达到最小。

### (3) 模型的有效性检验

模型的表达式确定后，模型还不能立即用于实际预测，尚需验证模型是否有效。检验的标准是利用该模型对已知的历史数据进行拟合，即所谓“事后预测”。分析所有的误差项，是否具有随机性，如是随机误差，则该模型是有效的；如不是随机误差，则说明误差项隐含着某种模式的存在，可能有着系统偏差，故确定的模型是无效的，须重新选择其他模型。反复进行的过程直到误差项具有随机性为止。

只有经过上述步骤后才可用模型进行实际预测。预测时应根据用水量模型的特点和用水量数据的性质，考虑预测的最远期限。每一预测方法都有一定的局限性，预测结果总是存在一定的偏差。除模型本身的局限性外，还和其他许多因素有关，如数据的性质、样本的含量、客观环境的变化等等。

建立一个用水量预测模型的过程，如图 2-1 所示：



### 2.3 供水管网长期用水量预测方法<sup>[20-23]</sup>

中长期用水量预测，根据预测方法的原理，一般分为两种：因果预测方法和趋势外推预测方法。因果预测方法以相关原理来分析用水量与影响因素间的相互关系并以此关系构造预测模型进行预测，常用的回归预测即属于此种类型的预测方法。趋势外推预测方法是基于惯性原理来进行用水量预测的，所谓惯性原理是指客观事物的发展变化过程都有其内在的延续性，这种延续性的外在表现便是“惯性现象”，客观事物的惯性大小，取决于本身的动力和外界因素制约的程度。通过研究用水量的过去和现在的统计资料等资料，寻找其变动趋势，并以趋势外推其未来状态。以往长期用水量预测的方法通常是选择一现

图 2-1 用水量预测模型过程框图

状基准年和多个未来时间区段的不同增长速度，据此预测未来不同年份的需水量，其局限性是各个时间区段的增长速度难以确定，预测值往往有很大的人为性。一般采用时间序列法、回归分析法、趋势法、分块预测法等。

近几年来，系统理论方法发展迅速，长期预测系统又是本征性灰色系统，从而出现了线性灰色预测  $G(1,1)$  法。城市供水系统既含有已知信息，又含有未知、未确知的信息，因此它可以看作是一个灰色系统，根据灰色系统理论，不去研究这复杂系统的内部因素及其相互关系。而从年用水量时间序列这个综合灰色量本身取挖掘有用信息，利用它的动态记忆特征，建立灰色模型来寻找和揭示用水量的内在规律，并以此建立模型对未来城市用水量作出预测。

传统线性灰色预测  $G(1,1)$  模型是以一阶常系数线性微分方程式表示的数学模型，它适用于具有明显趋势性因素的时间序列，虽然可以计算出今后若干年的预测值，但有实际意义、精度较高的只是最近的几个预测值。为了能对用水量序列较好的拟和，文章采用动态等维新息模型来对未来年限用水量进行预测。动态等维新息模型弥补了传统线性灰色预测  $G(1,1)$  模型的不足，它随着时间的推移，不断的将新的观测信息加入原始的数据序列中，使数据的信息量不断丰富和更新，即在增加一个新信息的同时，把最早的一个老信息删掉，从而保持数据的总量不变。动态等维新息模型更能反映系统在目前的特征，此外，不断地进行新陈代谢，还可以避免随着信息的增加，建模运算量不断增大的困难。通过实例电算表明，动态等维新息模型不仅大大提高了预测精度，拓宽的适用范围，而且具有较高的理论价值和应用价值，是比较理想的预测模型。文章另编

制了一元线性回归分析法、单元指数回归法、生长曲线法 (Logistic 曲线法)、传统线性灰色预测  $G(1,1)$  法和动态等维新息  $G(1,1)$  法的程序。并通过算例对各种算法进行了比较。下面详尽论述它们。

### 2.3.1 一元线性回归分析法<sup>[24]</sup>

回归技术根据过去相互影响、相互关联的两个或多个因素 (也称为变量) 的资料, 利用数学方法建立相互关系, 拟合成一条确定曲线或一个多维曲面, 然后向外延续到适当时间, 得到预测值。

一元线性回归分析的预测模型为:

$$\hat{y} = \beta_0 + \beta_1 x \quad (2-1)$$

记

$$L_{xx} = \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 = \sum_{i=1}^n x_i^2 - n\bar{x}^2$$

$$L_{xy} = \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y}) = \sum_{i=1}^n x_i y_i - n\bar{x}\bar{y}$$

$$L_{yy} = \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2 = \sum_{i=1}^n y_i^2 - n\bar{y}^2$$

则参数  $\beta_0$ ,  $\beta_1$  的最小二乘估计  $\hat{\beta}_0$ ,  $\hat{\beta}_1$  为:

$$\begin{cases} \hat{\beta}_1 = L_{xy} / L_{xx} \\ \hat{\beta}_0 = \bar{y} - \hat{\beta}_1 \bar{x} \end{cases}$$

为了检验  $\hat{y}$  与  $x$  之间线性相关的程度, 回归模型的显著性检验采用相关系数  $R$  来判断, 这是保证线性回归法科学性的重要前提。

$$R = \frac{L_{xy}}{\sqrt{L_{xx}} \sqrt{L_{yy}}}$$

在给定可靠度  $\alpha$  的情况下, 当  $|R| > R_{1-\alpha}$  时, 认为回归方程显著。

### 2.3.2 单元指数回归法

单元指数回归计算方便, 是一种常用的方法。所谓指数回归, 即认为时间  $t$  (自变量) 与需水量  $\hat{x}$  (因变量) 呈指数关系, 即

$$\hat{x} = ae^{bt} \quad (2-2)$$

式中,  $a$ ,  $b$  为待辨识参数。

一般  $a$ ,  $b$  仍然按最小二乘法进行估计, 可是指数关系不便于处理, 故取对数后将指数关系化为线性关系。



对(2-2)式两边取对数, 有

$$\begin{aligned} \ln \hat{x} &= \ln a + bt \\ \text{如果记 } \ln \hat{x} &= X, \ln a = A \\ \text{便有 } X &= A + bt \end{aligned} \quad (2-3)$$

单元指数回归法的计算步骤为:

第一步, 改造原有数据表。将原来的  $x$  取自然对数, 得  $X_i$ , ( $i=1, 2, \dots, n$ )。

第二步, 按(2-3)式的模型辨识  $A$ ,  $b$

$$\begin{aligned} X &= A + bt \\ b &= \frac{\sum t_i X_i - (\sum t_i \sum X_i) / n}{\sum t_i^2 - (\sum t_i)^2 / n} \\ A &= \frac{\sum X_i}{n} - \frac{b}{n} \sum t_i \end{aligned}$$

第三步, 按以得的  $A$  求指数, 寻找  $a$

$$a = e^A$$

第四步, 得最后模型

$$\hat{x} = ae^{bt}$$

第五步, 计算各时刻(第  $i$  年)用水量的  $\hat{x}_i$ , 误差和误差百分数。

### 2.3.3 生长曲线法 (Logistic 曲线法) [25]

Logistic 曲线, 是比利时数学家维哈尔斯特(P.F.Vehulst)于 1938 年在研究城市人口增殖规律时提出的。城市用水总量从整个发展过程看, 呈 S 形曲线变化, 这符合城市在数量上、人口上的变化规律, 从初始阶段发展到加速阶段, 最后发展速度减缓的规律。模型如下式:

$$Q = \frac{L}{1 + ae^{-bT}} \quad (2-4)$$

式中:

$Q$ ——预测用水量;

$L$ ——预测用水量上限;

$a$ 、 $b$ ——模型参数;

$T$ ——预测时数;

其应用时, 也是对原式进行线性变换

$$\ln\left(\frac{L}{Q} - 1\right) = \ln a - bt$$

采用回归法或最小二乘法确定  $a$ 、 $b$ , 求得预测模型。

确定城市用水量的上限值是该法的关键，可用以下两种方法：第一种是以城市水资源的总量作为预测用水量上限；第二种是参考其它发达国家产业结构相类似的城市，判别城市用水量是否进入饱和阶段，从而以其作为类比，确定上限值  $L$ 。

## 2.4 灰色系统用水量预测模型

我国城市中长期用水量序列存在两种基本情形：一是用水量序列记录时间较长、历史数据较多；一是用水量序列记录时间较短、历史数据较少

由于社会发展等多方面的原因，使得两类用水量序列在数据模式、变化趋势诸方面都存在较大的不同。就目前我国城市用水量序列特点而言，更多的是属于记录时间较短、历史数据较少的一类。这类用水量序列传统上较多的是应用灰色系统预测方法对其进行分析。

灰色系统理论 (Grey System Theory) 是 80 年代初由我国著名学者邓聚龙教授提出的。它把一般系统论、信息论、控制论的观点和方法延伸到社会、经济、生态等抽象系统，并结合数学方法，发展成为一套解决信息不完备系统即灰色系统理论和方法。灰色系统 (Grey System) 是指信息不完全、不确定的系统，灰色问题 (Grey Problem) 是指结构、特征、参数等信息不完备的问题。灰色预测是指对本征性灰色系统，根据过去及现在已知的或未确知的信息建立一个从过去延伸到将来的 GM 模型，从而确定系统在未来发展变化的趋势。灰色预测不追求个别因素的作用效果，力图通过对原始数据的处理削弱随机因素的影响来寻找其内在规律。

### 2.4.1 传统线性灰色预测 $G(1,1)$ 法<sup>[26, 27]</sup>

$GM(1,1)$  模型即灰色模型 (Grey Model)，其实质是对原始数列作为一次累加生成，使生成序列呈一定规律，并用典型曲线拟合，从而建立其数学模型。

考虑城市用水量的时间序列  $\{x^{(0)}(k)\} = \{x^{(0)}(1), x^{(0)}(2), \dots, x^{(0)}(n)\}$  首先进行一阶累加生成 (1-AGO) (Accumulate Generating Operation) 的新序列为  $x^{(1)}$ 。

$$x^{(1)}(k) = \sum_{m=1}^k x^{(0)}(m) \quad (2-5)$$

然后对一次累加数列  $x^{(1)}$  建立以下白化形式的一阶微分方程：

$$\frac{dx^{(1)}}{dt} + ax^{(1)} = u \quad (2-6)$$

式中  $a$  为发展系数， $u$  为灰作用量，其待估参量为：

$$\hat{a} = \{a, u\}^T$$

建立  $GM(1,1)$  模型。引入下列符号

$$Y_N = \begin{pmatrix} x^{(0)}(2) \\ x^{(0)}(3) \\ \vdots \\ x^{(0)}(n) \end{pmatrix} \quad B = \begin{pmatrix} -1/2(x^{(1)}(1) + x^{(1)}(2)) & 1 \\ -1/2(x^{(1)}(2) + x^{(1)}(3)) & 1 \\ \vdots & \vdots \\ -1/2(x^{(1)}(n-1) + x^{(1)}(n)) & 1 \end{pmatrix}$$

则有  $Y_N = B\hat{a}$ ，根据最小二乘法，求  $\hat{a}$ ：

$$\hat{a} = (B^T B)^{-1} B^T Y_N = \{a, u\}^T \quad (2-7)$$

根据式 (2-7) 可求解出  $a$ 、 $u$  从而得到  $GM(1,1)$  模型时间响应方程式：

$$\hat{x}^{(1)}(k+1) = (x^{(0)}(1) - u/a)e^{-ak} + u/a \quad k = 0, 1, \dots, n-1 \quad (2-8)$$

根据式 (2-8) 可求出模型计算值序列  $\{\hat{x}^{(1)}(k)\}$ ，按式 (2-9) 进行一次累减  $(1-AGO)$  (Inverse Accumulate Generating Operation) 即可得到还原序列：

$$\hat{x}^{(0)}(k+1) = \hat{x}^{(1)}(k+1) - \hat{x}^{(1)}(k) \quad (2-9)$$

#### 2.4.2 动态等维新息 $G(1,1)$ 法<sup>[28-31]</sup>

动态等维新息模型是指用传统的  $GM(1,1)$  模型预测的一个值将其补充到已知数列后，同时去掉最老的一个数据，保持数列等维，再建立新的  $GM(1,1)$  模型，预测下一个值，将结果再补充到原始数列之后，再去掉最老的一个数据，这样不断地进行新陈代谢，逐个预测，依次递补，直到完成预测目标或达到一定精度要求为止。因此动态等维新息模型又称新陈代谢模型 (Metabolizing model)。用水量的原始时间序列为：

$$x^{(0)} = \{x^{(0)}(1), x^{(0)}(2), \dots, x^{(0)}(n-1), x^{(0)}(n)\}$$

作等维处理便得：

$$x^{(0)} = \{x^{(0)}(2), x^{(0)}(3), \dots, x^{(0)}(n), x^{(0)}(n+1)\}$$

事实上，在任何一个灰色系统的发展过程中，随着时间的推移，将会不断地有一些随机扰动或驱动因素进入系统，使老数据的信息意义将逐步降低，系统的发展也相继地受到影响。因此在实际应用中，必须不断地考虑那些随着时间推移相继进入系统的扰动或驱动因素，在不断补充新信息的同时，及时地去掉老信息，使整个系统一直处于更新和发展地过程中。

#### 2.4.3 灰色模型精度检验

对于灰色模型的精度检验通常以残差法和后验差检验法进行检验。残差检验是按点检验；后验差检验是残差分布统计特征的检验。

##### (1) 残差检验：

残差是实际测量值与预测值之差即：

$$q(k) = x^{(0)}(k) - \hat{x}^{(0)}(k) \quad (k=1,2,\dots,n)$$

相对误差是残差与实际测量值的百分比即：

$$\xi = q(k)/x^{(0)}(k) \times 100\%$$

(2) 平均绝对百分比误差检验：

将每一时期的相对百分比误差取绝对值之后再计算平均数，被称之为平均绝对百分比误差 (MAPE)，其计算公式为：

$$MAPE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |P_i| \quad (2-10)$$

式中  $n$  为样本数据个数， $P_i$  为相对百分比误差 (%)。

一般认为，预测精度  $\geq 85\%$ ，则可认为预测是成功的。目前预测值精度分级的一般原则如表 2.1。

表 2.1 预测精度划分表

MAPE	模型预测等级	MAPE	模型预测等级
<10	高精度预测	20~50	可行的预测
10~20	好的预测	>50	不可行的预测

(3) 后验差检验：

将模型计算值与实测值对比，检验其精确性和可信程度。则实测值的平均值和残差的平均值分别为：

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{k=1}^n x^{(0)}(k) \quad \bar{q} = \frac{1}{n} \sum_{k=1}^n q(k)$$

原始数列的方差：

$$S_1 = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{k=1}^n (x^{(0)}(k) - \bar{x})^2}$$

残差值的方差：

$$S_2 = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{k=1}^n (q(k) - \bar{q})^2}$$

后验差比值：

$$C = S_2 / S_1$$

小误差概率：

$$P = \{ |q(k) - \bar{q}| < 0.6745S_1 \}$$

显然  $C$  愈小愈好， $C$  小则表示  $S_2$  小、 $S_1$  大， $S_1$  大表示原始数据的离散度大， $S_2$  小表示模型的精度高；指标  $P$  越大越好， $P$  越大表明残差与残差平均值之差小于给定值  $0.6745S_1$  的点多。模型精度等级标准如表 2.2。

表 2.2 模型精度等级表

模型精度等级	$P$	$C$	模型精度等级	$P$	$C$
--------	-----	-----	--------	-----	-----

1级 (好)	> 0.95	< 0.35	3级 (勉强)	> 0.70	< 0.45
2级 (合格)	> 0.80	< 0.50	4级 (不合格)	≤ 0.70	≥ 0.65

#### (4) “未知数据法”检验

为了对各种模型进行评估,徐洪福博士在从事用水量预测的研究中发现,仅从上述两个评价标准评价预测精度还不够。主要原因是模型预测的对象是建立模型过程中所使用的数据,在建立模型的过程中,模型本身已经隐含地具备了原始观测数据的某些数据特征,或者说是原始观测数据的“信息”。以此建立的模型去预测原始观测数据本身,可以说是拟合原始观测数据,预测误差会很小。因此他提出对观测精度评价标准的补充,亦称为“未知数据法”,即:利用最新观测到的数据与预测数据进行比较,计算百分比误差,如百分比误差小,则说明模型预测精度高。因为预测模型本身并未包含“未知数据”的信息。这也符合预测模型的应用要求,因为在实际中,所需预测的对象在预测时是未知的。

## 2.5 实例分析

根据长江流域某市供水公司1994—2002年供水量统计资料,建立供水量的预测模型,原始数据如表2.3

表 2.3 1994~2002 年的供水量统计表

年份	1994	1995	1996	1997	1998
用水量(万 t)	16666.00	17788.00	17694.60	18080.80	18602.00
年份	1999	2000	2001	2002	
用水量(万 t)	18591.70	19794.50	20019.44	20459.00	

根据徐洪福博士提出的“未知数据法”的检验方法,可以选取早期数据作为建模数据(原始数据),最新的数据作为“未知数据”(比较数据),而把“未知数据”作为模型有效性检验数据,这样建立的预测模型就会更准确。因此文章将表2.3中1994—2000年数据作为建模数据,将2001—2002年的数据作为“未知数据”分别对这五种方法进行检验。

为了便于比较两种灰色模型的预测精度,文章采取1994—1999年的供水量数据作为传统GM(1,1)模型的建模数据,1995—2000年的供水量数据作为动态等维新息模型的建模数据,分别对两种模型进行建模。因此可得传统GM(1,1)模型和动态等维新息模型的原始数列分别为:

$$\{x^{(0)}(k)\} = [16666.00, 17788.00, 17694.60, 18080.80, 18602.00, 18591.70]$$

$$\{x^{(0)}(k)\} = [17788.00, 17694.60, 18080.80, 18602.00, 18591.70, 19794.50]$$

根据第二组原始数列可解得动态等维新息  $GM(1,1)$  模型的各项参数为:

$$\hat{a} = -0.025538 \quad \hat{u} = 16938.017659 \quad \hat{u}/\hat{a} = -663249.934106$$

则动态等维新息模型为:

$$\hat{x}^{(1)}(k+1) = 681037.934106e^{-0.025538k} - 663249.934106$$

同理可得传统的  $GM(1,1)$  模型为:

$$\hat{x}^{(1)}(k+1) = 1263226.493972e^{-0.013876k} - 1246560.493972$$

上述两种灰色模型是否可信, 须对模型进行有效性检验, 精度达到 1 级的模型可直接用于预测, 对精度未达到 1 级的可建立残差修正模型。两种灰色模型的后验差分析结果见表 2.4。

表 2.4 灰色模型的后验差分析表

模型种类	$S_1$	$S_2$	$C$	$P$	精度等级
传统 $G(1,1)$ 模型	655.91	134.91	0.21	1	1 级(好)
动态等维模型	706.21	213.34	0.30	1	1 级(好)

两种灰色模型的  $C < 0.35$ ,  $P = 1$ , 精度等级为 1 级“好”。说明两种模型对城市年供水量的整体拟合都比较好, 预测结果都较理想。

为了对各种预测模型进行比较, 文章对一元线性回归、单元指数回归法和 Logistic 生长曲线法分别进行建模计算。其原始数列为:

$$\{x^{(0)}(k)\} = [16666.00 \ 17788.00 \ 17694.60 \ 18080.80 \ 18602.00 \ 18591.70 \ 19794.50]$$

上述五种方法的预测结果见表 2.5, 预测的平均绝对百分比误差值见表 2.6。

表 2.5 城市供水量预测结果分析表

年份	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	
实际用水量 (万 t)	16666.00	17788.00	17694.60	18080.80	18602.00	18591.70	19794.50	
一元线性	预测值	16898.91	17323.92	17748.93	18173.94	18598.95	19023.96	19448.98
回归法	误差%	-1.40	2.61	-0.31	-0.52	0.02	-2.33	1.75
单元指数	预测值	16922.54	17322.76	17732.44	18151.81	18581.10	19020.55	19470.39
回归法	误差%	-1.54	2.62	-0.21	-0.39	0.11	-2.31	1.64
Logistic 曲线法	预测值	16921.71	17322.80	17733.05	18152.65	18581.79	19020.69	19469.52
	误差%	-1.53	2.62	-0.22	-0.40	0.11	-2.31	1.64
传统 $GM(1,1)$	预测值	16666.00	17650.90	17897.53	18147.61	18401.19	18658.30	
法	误差%	0.00	0.77	-1.15	-0.37	1.08	-0.36	
动态等维新息	预测值		17788.00	17616.27	18017.95	18539.41	19018.96	19510.92
$GM(1,1)$ 法	误差%		0.00	0.44	0.05	0.34	-2.30	1.43

表 2.6 城市供水量预测模型平均误差分析表

预测模型种类	一元线性 回归模型	单元指数 回归模型	Logistic 曲 线模型	传统 $GM(1,1)$ 模型	动态等维新 息模型
平均绝对百分比 误差 (MAPE)	1.27	1.26	1.26	0.62	0.76

比较表 2.5 和表 2.6 的预测结果, 五种模型的预测结果都很好。残差最大相对误差为 2.62%, 说明五种模型的整体拟合都比较好, 预测精度都较高。五种模型平均绝对百分比误差都在 10% 以下。根据 MAPE 预测等级判断, 都属于“高精度预测”。因此仅从五种模型对原始数据的拟合的程度来看, 很难判别哪种预测模型的优劣, 现进一步用“未知数据法”对 2001 年和 2002 年两年的供水量进行检验。供水量预测结果见表 2.7。

表 2.7 2001~2002 年供水量的预测结果

年 份		2001	2002	平均百分比误差
实际用水量 (万 t)		20019.44	20459.00	(MAPE)
一元线性 回归法	预测值	19873.99	20299.00	0.76
	误差%	0.73	0.78	
单元指数 回归法	预测值	19930.86	20402.23	0.36
	误差%	0.44	0.28	
Logistic 曲线法	预测值	19928.51	20397.87	0.38
	误差%	0.45	0.30	
传统 $GM(1,1)$ 法	预测值	19183.37	19451.41	4.55
	误差%	4.18	4.92	
动态等维新息 $GM(1,1)$ 法	预测值	20015.61	20533.35	0.19
	误差%	0.02	-0.36	

由表 2.7 可知, 动态等维新息模型的平均绝对百分比误差小于其它的预测模型, 根据徐洪福博士提出的“未知数据法”, 可以得出结论: 从对“未知数据”预测的百分比误差来看, 动态等维新息模型对未来年限供水量的预测比其它模型预测误差更小、精度更高、预测结果更可靠。现用进一步动态等维新息模型对 2010 年和 2015 年的供水量进行预测, 预测值分别为: 25283.82 万吨和 28735.48 万吨。

## 第三章 给水管网改扩建的数学模型

### 3.1 给水管网的系统建模<sup>[2]</sup>

给水管网系统是一个拓扑结构复杂、规模庞大、用水变化随机性强、运行控制为多目标的网络系统。“管网建模”是模拟给水系统，判断地下给水系统的工作状况的基本手段。以往，埋在地下的给水管网多属经验性的管理，不能直接进行实验和大量的测试，实现科学化管理非常困难。管网建模是通过给水管网的计算机模拟对地下给水管网进行水力计算，模拟地下给水管网系统的工作状况，它能够提供有价值的信息，有助于实现对管网科学化、现代化管理，是进行给水管网的优化控制管理的基本手段。是城市基础设施建设的一个重要方面。

#### 3.1.1 给水管网模型的类型

为了准确刻画现有给水管网系统的工作状况，建立与实际系统特征相吻合的工况模型是对给水管网系统进行优化改扩建的基础。总的来讲，可将模型分为以下几类：

##### (1) 管网宏观模型

管网宏观模型是在管网流量服从“比例负荷”的前提下，应用“黑箱理论”的基本思想，直接建立给水系统的‘输入量’和‘输出量’间的相互关系。通常采用水厂的供水压力和供水流量作为‘输入量’，压力检测点的压力为‘输出量’。管网宏观模型是以水厂的供水压力和供水流量以及水塔水位与管网监测点压力的大量实测数据为基础，应用统计数学的方法所建立经验数学表达式，从而提高了计算速度。但它要求有足够多的压力监测点，并且要求有足够的实测数据和准确度，必要时须参考微观模型的仿真计算结果进行修正。建立宏观模型的主要目的是简化调度计算过程。但由于宏观模型是根据管网中所设的测流点、测压点来建模，其输出量只能是相应的节点压力及管段流量，无法了解非测压点的压力和非测流点的流量。

##### (2) 管网微观模型

管网微观模型是利用管网的动态水力特征，从物理管网的基本组成组件的水力行为出发，以供水网络分析的连续性方程和能量平衡方程为基础，描述管网的组件及其相互作用、边界条件，通过求解方程来获取关于管网状态的解。它包括管网所有元素（管段、阀门、水泵等），其明显的优点是直接应用完整详细的管网信息数据库的资料，包括管网全部信息建模，具体求解方法有解节点方程、解环方程、和解管段方程。其计算结果可得到所有节点和管段的全部信息。缺点是计算工作量大、计算时间长、占用计算机内存多。

##### (3) 管网简化模型



对于多水源、成环状布置的复杂供水管网，将其简化为简化模型很有意义。简化模型是在微观模型的基础上发展起来的，采用宏观模型无法了解非测压点的流量，采用微观模型，过于复杂。因而根据水力条件，可以只选取管径比较大的输水管段建立管网简化模型，直径比较小的配水管段就忽略。另外为了保证管网的连续性，或为了保留较重要的连通输水管，可能还要选取一些直径较小的管段加以补充。建立管网简化模型的确能大大减少建模的工作量。

#### (4) 管网集结模型

日本学者提出较多的是“管网集结模型”。所谓“管网集结”其实就是一种简化网络结构的近似方法。把整个配水管网划分为  $P$  个区域，使管网中每个节点必须且仅属于一个区域。划分区域的原则是：同区域内的各节点压力大致相等，用水规律相仿。将每个区域内的所有节点“集结”在一起而形成“虚拟”节点。区域之间的关联用一条“虚拟”管段表示。这样，原来的管网模型就简化为一个新的管网模型，称之为“集结模型”。

### 3.1.2 给水管网的模拟内容

给水管网系统建模，是为模拟系统建立数学模型的过程，模拟内容主要有三个方面：

#### (1) 图形模拟

将复杂的给水管网系统拓扑结构，在可行的简化基础上，输入计算机，拼组成一个能实现模拟的管网图形，其中应包括水源管段、管长、管径、节点以及阀门、消火栓等附件。这些都是管网的静态数据。并由此建立管网的图文数据库。

#### (2) 状态模拟

包括随时间变化的管网节点流量；受水压及管道敷设年限影响的管道漏失量；高位水池水位随时间变化的影响；阀门开启度对通水量的影响。这些都是管网的动态数据。状态模拟的目的在于管网的静态和动态数据建立并通过求解管网状态方程(连续性方程、能量方程、水头损失方程)，进行管网水力分析。

#### (3) 参数模拟

对不随时间变化的参数进行计算和模拟。例如，管道不同，不同敷设年限的旧管道  $C$  值也不尽相同。

建模的主要作用是：

制订规划、调度的设计方案并优化；

制订水泵、管道的更新改造方案；

实施管网系统的科学管理。

建立模型可以解决以往难以解决的问题，显著提高管理水平和经济效益。城市给水管线遍布在街道下，所以管网形状总是和城市规划总平面布置有密切

的联系。通常，城市给水管网是由环数较多的环状网和一部分树状网组成的混合型管网。由于给水管线很多，特别是大城市，如果所有管线一律加以计算，实际上是不必要的，有时甚至是不可能的。为此，可将实际的管网适当加以简化，略去次要的管线，保留主要的管线，但简化后的管网基本上应能反映实际用水情况。

对于混合型管网，将树枝状部分省略，并将其节点流量加入联系管段的较节点上，使其成为环状网。

### 3.2 给水管网改扩建的实用优化设计<sup>[1-2]</sup>

所谓给水管网改扩建“实用优化”设计，就是在符合城市发展规划的前提下，在对现有管网系统工况科学分析的基础上，根据城市未来发展用水量需求的预测，在充分发挥现有管网系统设施功能的条件下，以最少的投入保证供水，满足用户对水量、水质和水压的要求，提高供水效益。

进行给水管网改扩建实用优化设计时，必须首先建立管网工况微观模型。该模型应该反映实际给水管网的动态参数，为此，要对现有给水管网系统进行调查、现场监测；进而对管网系统工况进行建模，在此基础上，对给水管网工况进行分析；然后根据城市未来发展用水需求，进行管网系统改扩建实用优化研究。

#### 3.2.1 改扩建实用优化设计的提出

目前，各城市给水管网一般均具规模，由于管网系统运行到一定年限，管道内外腐蚀、渗漏严重，管道内壁结垢，影响给水的水压、水量与水质；同时，旧城区的拆迁、改造、扩建，城市规划方案的分期实施或方案变更，使已有管网系统中的部分管道不能适应当前或规划期内供水的需求；由于城市街道的拓宽、扩建，其他管线的施工等原因，管道位置、埋深须做相应的调整而改建。上述诸方面的原因使给水管网系统处于不断更新和发展中，给水管网设计更多的是属于已有管网的改扩建，管网改扩建设计与新建管网设计相比，设计变量、约束边界条件增多，加上某些变量的不确知性，导致进行管网改扩建设计的难度要比新建管网设计大得多，设计的方法、程序也不同。就改建的管网系统而言，水塔水箱高程、水池底部高程以及管网和水泵的特性均为已知，情况和新建管网设计时不同，需要找出的是最优的管网和泵站改建方案，并选择最优的联合工作情况，达到以最低费用满足所增加的流量和水压的要求。管网改扩建设计是基于对现有管网的工况正确分析、评价的基础上进行的，因此首先要建立给水管网工况微观仿真模型；分析现有管网的工作情况，找出负荷过重或负荷不足的管段；以与新建管网相同的设计方法确定设计流量，根据改建和扩建部分管网的用户情况，确定计算条件下的节点流量；根据与新建管网相同的设

计原则确定配水源之间的流量分配；确定改建和扩建管段的经济管径。

给水管网改扩建设计是一个复杂的多元系统。给水管网改扩建除受现有用户应不间断供水，现有街道地下管线错综复杂，街面交通拥挤，另行安排新管位置困难较多等因素的制约外，更多的是受财力、物力、监测装置的性能、管网日常管理、维护水准等的影响。单凭经验是无法完全解决给水管网改扩建问题的。近年来，计算机在给水管网设计中的应用，计算机性能的不断提高，数学规划方法的不断改进，系统论、信息论、控制论、不确定性数学等新兴学科向给水工程设计领域的渗透，为量化研究给水管网改扩建问题创造了有利的条件。与此同时，工程设计观念也有所转变，从以往工程设计寻优时认为的所有数据和物理量之间的因素关系(方程式)是绝对的、确定性的，逐渐趋于现实。但由于事物间的因果关系和应用的数据信息都具有强烈的不确定性，而且评定方案优劣的标准具有模糊性及随时间和条件而变的随机性，所以，所谓的“最优方案”和“最优解”只具有相对的或数学的意义，或只在非常狭小的范围内存在，在错综复杂的现实中不存在“最优解”。而是应该追求“实用优化”。

由于许多实际问题，使给水管网优化难以用标准优化法求解，例如：

(1) 管径从市售水管规格中挑选，但它不是一个连续变量，而许多优化方法只能在连续空间内运作。优化后，连续管径须圆整成整数，可能由此成为非优化解或者不符合管网预定的水压要求。

(2) 各种管线的费用函数涉及管材、劳动力、运输等费用，是随机的，不易用数学公式表达。在小范围的管径内，通用的数学近似可能会导致完全错误的结果，此外，复杂性还在于，同一管网中的两条水管可能有极为不同的费用函数，例如，在市中心的一条新管可能比郊区一条同样的水管贵得多。

(3) 环状网的费用函数，作为所选管径的函数，可能有几个局部最小值然而要求的只是全局最小值。

(4) 优化设计需考虑几种用水情况，例如最高日最高时、消防时流量等，这样因用水情况不同，水压就不可能都得到保证。

(5) 为了计算管网系统所需的能量费用，必须知道每一管段的流量和节点的水压。

以上问题虽不能全面概括，但在绝大多数优化方法中都会因这些问题而产生困难。

从实际出发，追求的应该是“满意解”而不是“最优解”。根据这种设想，哈尔滨工业大学给排水系统研究室提出了“给水管网改扩建实用优化设计”的概念，并且多年来在国内不少城市进行工程实践，取得了良好的社会效益和经济效益。

给水管网的改扩建设计，由于管网工况的动态特性、系统拓扑结构的复杂性、管网系统中阀门开启度的不完全确知性及微观仿真工况模型建立和校核过程中

因压力及流量检测数量的不足或计量的偏差而造成的建模误差等方面的原因，使得大规模给水管网改扩建设计的寻优结果只能是工程上的“满意解”，而整个优化设计过程就是“实用优化”设计。

给水管网系统是一个复杂的分配型网络系统，给水管网改扩建是一个工程大系统，系统体系构成、各子功能模块间的逻辑关系及其研究的基本内容如图 3-1 所示。

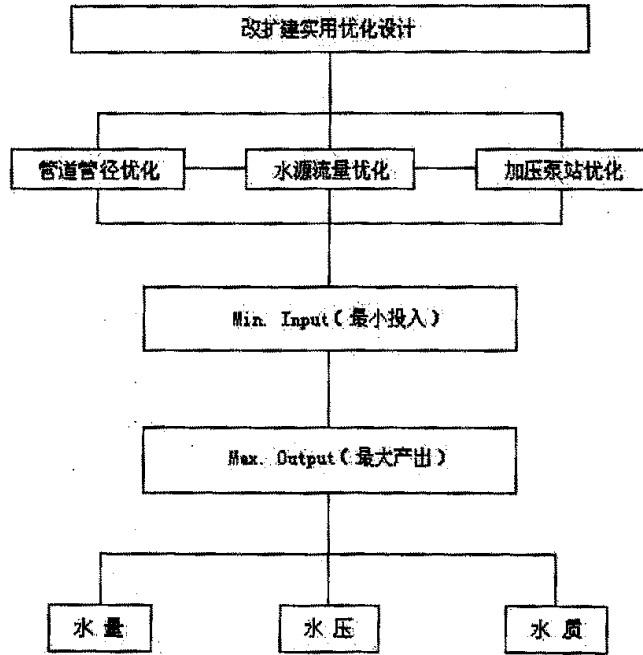


图 3-1 给水管网改扩建实用优化设计体系示意图

### 3.2.2 改扩建实用优化设计的目标

任何条件下的管网设计都要考虑以下四个方面：①水量、水压的保证性；②水质的合格性；③供水的可靠性；④供水的安全性。但在目前条件下，对某些方面进行定量评价尚存在困难，对大型管网的可靠性也不易用数学形式表达。为此，通常以经济性为目标函数，将其余作为约束条件，建立目标函数和约束的表达式，进而对设计方案寻优。

给水管网改扩建实用优化设计的目标，就是以有限的建设资金最大限度地提高改扩建管网供水的综合效益，主要考虑以下几个方面的内容：

(1) 使管网系统水压线密度分布趋于合理化，减小爆管频率，降低供水漏耗，增强供水安全可靠性；

(2) 改善管网、泵站和水塔水池等的联合工作条件，减少供水时的电能浪费，年费用折算值达到最小；

(3) 改扩建后的管网, 工作状况得到改善, 整体结构趋于合理, 供水成本有所降低。

对于扩建管网已完成定线的情况下, 建立目标函数, 须考虑三个方面优化:

#### (1) 水源流量的优化分配

给水管网系统进行改扩建时, 因用水量的增加, 常常需要增加配水源的流量或增设新配水源, 由此带来了配水源间供水量的分配问题, 增加新的净水厂后, 须优化新老净水厂送水泵站供水流量的分配比例。

#### (2) 新敷管线的管径优化

整个管网系统包含着数量可观的管段, 新旧管段的水力状态是不同的, 对新敷管线与原有管线协调工作进行优化, 并确定新敷管线的管径。任何一部分的不足都会制约整个系统功能的发挥。

#### (3) 加压泵站流量与扬程的优化

当城市地形高差较大或地形平坦但供水区域过大时, 管线担负的供水压力分布不均匀, 管道延伸长, 沿程供水能耗过大。为使整个管网系统的供水压力分布比较合理, 满足边缘地区的水压要求, 节约供水动力费用, 往往要在管网内设置加压泵站。加压泵站的最优流量及扬程只有通过数值计算来确定。在某些情况下设置加压泵站虽然可以节省动力费用, 但同时也增加了基建费用和管理维护费用, 所以加压泵站并不是越多越好。当加压泵站在管网中的位置已确定的情况下, 选取即符合技术要求又经济可行的加压扬程及流量。

以上三个问题即相互联系又相互制约, 它不但关系到水厂、泵站等的建设规模、工作状况, 还涉及整个管网系统的运行性能, 决定改扩建管网系统的建设投入与投产后的运行效益。因此, 必须综合考虑, 最后通过分析比较, 才得出既具有经济性, 同时又满足其它设计目标的实用优化方案。

### 3.3 给水管网改扩建实用优化设计的数学模型<sup>[32-37]</sup>

进行给水管网系统优化改扩建设计, 就是在符合城市发展规划要求前提下, 从工程应用角度, 在对现有管网系统工况科学分析的基础上, 根据对城市未来发展用水需求的预测, 确定系统中新增管道的位置和参数。在充分发挥现有管网系统设施功能的条件下, 以最少的投入保证供水, 满足用户对水量、水压、水质的要求, 提高供水效益。

在优化设计计算中, 管网系统的数学模型包含水源、管线、加压泵站、水库、水塔等组成部分。为了充分发挥整个系统的功能, 以年折算费用最小为目标函数, 得出管径、各水源的水量分配、加压泵站的位置和扬程。给水管网系统建模是进行管网计算的第一步。

#### 3.3.1 改扩建实用优化设计的目标函数

目标函数是数学模型中评价设计方案优劣的标准，管网改扩建实用优化设计模型的目标函数由以下几部分组成：

(1) 管线造价年费用折算值

它包括管线造价、挖沟埋管、接头、管网附件及附属构筑物、试压、消毒、路面恢复等施工费用及折旧、大修费。当管网的管段长度已定，管材可根据供水的水质、水压要求确定，因此，管线造价可表示成管径的函数，而管网的大修费用一般按造价的一定比例数考虑，则管线造价年费用折算值可表示为：

$$W_1 = (p + \frac{m}{100}) \sum_{i \in N} (a + bD_i^\alpha) L_i \quad (3-1)$$

式中：  $W_1$ ——管网造价年费用折算值(元/a)；

$p$ ——管网造价折算系数；

$m$ ——大修基金提存率(%)；

$N$ ——新设管段集合；

$D_i$ ——第*i*条管段的管径，(m)；

$L_i$ ——第*i*条管段的长度，(m)；

$a$ 、 $b$ 、 $\alpha$ ——管网造价公式中的系数和指数，因管材和施工条件不同而异。

式(3-1)中，为适应我国改革开放的经济形式，计算中考虑货币的时间价值，采用动态分析方法，将一次初始投资现值折算到项目计算期内的费用，即：投资为一次初始投资，逐年经营成本相等，项目残差值为零，则可简化的年成本动态计算公式

$$P = \frac{I_c(1+I_c)^T}{(1+I_c)^T - 1}$$

式中：  $P$ ——项目资金回收动态折算系数；

$I_c$ ——基准收益率(%)；

$T$ ——项目计算期(a)。

将上式代入式(3-1)可得管网造价的年折算值表达式为：

$$W_1 = (P + \frac{m}{100}) \sum_{i \in N} (a + bD_i^\alpha) L_i \quad (3-2)$$

(2) 送水泵站年平均动力费用

它是净水厂送水泵站每年所需的能量费用。由于目前大多数城市的用电收

费体制已由原来的单一价格改为多种价格组成的复合价格，而复合价格体制是根据不同时段用电负荷的不同而实施不同的电费价格。与这种电费价格体制相适应的供水年平均动力费用可表示为：

$$W_2 = 3.58 \sum_{i=1}^3 (\gamma_i E_i T_i) \sum_{j \in n_s} \frac{Q_{i,j}}{\eta_{i,j}} \sum_{k \in Z_k} (h_{i,j,k} + Z_c) \quad (3-3)$$

式中：  
 $W_2$ ——供水年平均动力费用(元)；  
 $\gamma_i$ ——用电*i*期供水能量变化系数；  
 $E_i$ ——用电*i*期电费价格(元/KWh)；  
 $T_i$ ——用电*i*期供水时间(h)；  
 $n_s$ ——泵站个数集合；  
 $Q_{i,j}$ ——第*j*个泵站机组*i*供电期的扬程(m)；  
 $\eta_{i,j}$ ——第*j*个泵站机组*i*供电期的泵站效率(%)；  
 $Z_k$ ——管网起点至管网控制点的某条管线上的管段集合；  
 $h_{i,j,k}$ ——*i*供电期*j*送水泵站至管网控制点的管线上*k*管段的水头损失(m)；  
 $Z_c$ ——管网控制点所需自由水压值(m)；  
 $i = \begin{cases} 1 & \text{表示用电高峰期} \\ 2 & \text{表示用电低峰期} \\ 3 & \text{表示用电正常期} \end{cases}$

### (3) 加压泵站的年费用折算值

新建加压泵站的年费用折算值为：

$$W_3 = \frac{E' \gamma'}{102} \left( P' + \frac{m'}{100} \right) \sum_{i \in sp} \frac{(Q_i H_i)^{mp}}{\eta_i} \quad (3-4)$$

式中：  
 $W_3$ ——加压泵站造价年费用折算值(元)；  
 $P'$ ——泵站造价动态折算系数；  
 $m'$ ——大修理基金提存率(%)；  
 $E'$ ——每千瓦容量泵站造价(元/KW)；  
 $\gamma'$ ——泵站机组储备系数；  
 $Q_i$ ——第*i*个泵站的供水量(L/s)；

$H_i$ ——第*i*个泵站的扬程(*m*);  
 $\eta_i$ ——第*i*个泵站的效率(%);  
 $sp$ ——新建加压泵站集合;  
 $mp$ ——泵站经济效应系数,  $mp \in (0, 1]$ 。

$$P' = \frac{I'_c(1+I'_c)^T}{(1+I'_c)^T - 1}$$

式中:  $I'_c$ ——基准收益率(%);

$T$ ——项目计算期(*a*)。

#### (4) 水厂扩建和新建年费用折算值

扩建和新建净水厂和送水泵站年费用折算值为:

$$W_4 = (P' + \frac{m^*}{100}) \left[ C_K \sum_{i \in R_K} (Q_i - Q_{oi})^{mR} + C_N \sum_{j \in R_N} Q_j^{mR} \right] \quad (3-5)$$

式中:  $W_4$ ——扩建和新建净水厂和送水泵站年费用折算值(元);

$m^*$ ——大修理基金提存率(%);

$C_K$ ——扩建单位水量净水厂和送水泵站所需基建费用(元/*L/s*);

$C_N$ ——新建单位水量净水厂和送水泵站所需基建费用(元/*L/s*);

$Q_i$ ——扩建后第*i*水厂生产能力(*L/s*);

$Q_{oi}$ ——扩建前第*i*水厂最大生产能力(*L/s*);

$Q_j$ ——新建*j*水厂生产能力(*L/s*);

$mR$ ——水厂基建经济效应系数,  $mR \in (0, 1]$ ;

$R_K$ ——扩建水厂集合;

$R_N$ ——新建水厂集合;

$P'$ ——净水厂和送水泵站项目资金回收动态折算系数:

$$P' = \frac{I''_c(1+I''_c)^T}{(1+I''_c)^T - 1}$$

$I''_c$ ——项目基准收益率(%);

$T$ ——项目计算期(*a*)。

将式(3-2)、(3-3)、(3-4)和(3-5)所得四部分费用的总和就是给水管网系统改扩建实用优化设计的费用, 只取其变量部分可得模型的目标函数。



### 3.4 给水管网实用优化设计目标函数的约束方程

给水管网改扩建实用优化设计的目标函数是建立在一系列约束方程的基础上的，应满足的约束条件为：

#### (1) 节点流量的连续性约束

节点流量应满足连续性方程，即流向任一节点的流量必须等于流离该节点的流量。规定：流离节点的流量为正，流向节点的流量为负，则有

$$Q_i + \sum_{j \in V_i} q_{ij} = 0 \quad i \in S_j \quad (3-6)$$

式中：  
 $Q_i$ ——节点流量；  
 $q_{ij}$ ——管段  $ij$  的流量；  
 $S_j$ ——管网独立节点集合；  
 $V_i$ ——与节点  $i$  邻接的节点集合；

#### (2) 能量平衡约束

环内各管段水头损失应满足能量方程，即管网各环内的管段水头损失的代数和为零。假定水流顺时针方向管段的水头损失为正，逆时针方向的为负，则有：

$$\sum_{j=1}^{n_i} h_{ij} = 0 \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (3-7)$$

式中：  
 $h_{ij}$ ——第  $i$  环第  $j$  条管段的水头损失；  
 $m$ ——管网环数；  
 $n_i$ ——第  $i$  环的管段数；

#### (3) 节点水压约束

$$H_{j\min} \leq H_j \leq H_{j\max} \quad j \in J$$

式中： $J$ ——管网节点集合；

#### (4) 净水厂送水泵站供水量约束

$$\sum_{i=1}^{N_s} Q_i = TQ \quad (3-8)$$

式中： $TQ$ ——最高用水时水量；  
 $N_s$ ——供水泵站数；

#### (5) 送水泵站供水流量约束

$$Q_{i\min} \leq Q_i \leq Q_{i\max}$$

(6) 最小管径及标准管径约束

由此限制所铺管线可选择的管径:

$$\begin{cases} d_i \geq d_{\min} \\ d_i \in D = \{D_1, D_2, \dots, D_Z\} \end{cases}$$

(7) 加压扬程约束

加压扬程应满足非负要求

$$HP \geq 0$$

(8) 管线流速约束

为防止管网水锤, 保证管线在正常负荷下工作, 管段的流速必须在一个合适的范围, 进一步基于经济上考虑, 流速需要满足标准管径的界限流速范围:

$$v_{\min} < v_i < v_{\max}$$

### 3.5 给水管网改扩建实用优化设计模型的求解<sup>[1-2]</sup>

文章采用目标协调分配法求解管网改扩建实用优化设计模型, 将模型分解为扩建水源流量分配优化、管径优化以及加压泵站扬程和流量优化 3 个子系统。在各个子系统优化过程中, 通过如图 3-1 所示协调关系使各个子系统相互关联, 最后得到整个系统的工程满意解。

(1) 水源流量的最优分配

扩建水源流量分配优化的目标在满足供水要求的条件下, 合理分配改建、扩建净水厂送水泵站的流量, 使送水泵站的总能耗与建设费用为最低。其优化模型的目标函数为:

$$W = 3.58 \sum_{i=1}^3 (\gamma_i E_i T_i) \sum_{j \in n_i} \frac{Q_{i,j}}{\eta_{i,j}} \sum_{k \in Z_k} (h_{i,j,k} + Z_c) + (P^* + \frac{m}{100}) \left[ C_K \sum_{i \in R_K} (Q_i - Q_{O_i})^{mR} + C_N \sum_{j \in R_N} Q_j^{mR} \right] \quad (3-9)$$

$$s.t. \begin{cases} Q_i + \sum_{j \in P_i} C_{i,j} (H_i - H_j) = 0 \\ \sum_{i=1}^n Q_i = TQ \\ Q_{i\min} \leq Q_i \leq Q_{i\max} \\ H_i \geq H_{i\min} \end{cases}$$

(2) 管网最优管径的确定

此子系统优化目标是在满足用水要求的前提下, 求出改扩建管道建设费用及改扩建后整个管网系统运行动力费用最低的经济管径。

$$\text{Min. } W = w(D, H) = (p + \frac{m}{100}) \sum_{i \in N} b D_i^a L_i + 3.58 \sum_{i=1}^3 (\gamma_i E_i T_i) \sum_{j \in n_i} \frac{Q_{i,j}}{\eta_{i,j}} \sum_{k \in Z_k} (h_{i,j,k} + Z_c)$$

(3-10)

$$s.t. \begin{cases} F(D, H) = \begin{bmatrix} f_1(D, H) \\ f_2(D, H) \\ \vdots \\ f_{n-1}(D, H) \end{bmatrix} = 0 \\ H_{j\min} \leq H_j \leq H_{j\max} \\ q_{i\min} \leq q_i \leq q_{i\max} \\ d_i \in D = \{D_i | i=1, 2, \dots, Z\} \end{cases}$$

## (3) 加压泵站优化

加压泵站优化的目标是在满足供水要求的前提下，合理确定加压泵站的流量和压力，使加压泵站的建设费用与管网运行动力费用最低。

$$\begin{aligned} \text{Min} W &= \frac{E'\gamma'}{102} (P' + \frac{m}{100}) \sum_{i \in sp} \frac{(Q_i H_i)^{mp}}{\eta_i} + 3.58 \sum_{i=1}^3 (\gamma_i E_i T_i) \\ & * \left[ \sum_{j \in n_s} \frac{H_{i,j} Q_{i,j}}{\eta_{i,j}} + \sum_{j \in np} \left[ \frac{H_{j1} - H_{j2} + HP_j}{S_j} \right]^{1/a} HP_j \right] \end{aligned} \quad (3-11)$$

$$s.t. \begin{cases} Q_i + \sum_{j \in V_i} C_y (H_i - H_j) = 0 \\ HP \geq 0 \\ H_{j\min} \leq H_j \leq H_{j\max} \end{cases}$$

$$\text{式中: } C_y = \frac{1}{S_y |q_y|^{n-1}}$$

## 第四章 给水管网的计算方法

### 4.1 给水管网优化设计的水力计算方法<sup>[1, 38-39]</sup>

管网计算的原理是基于质量守恒和能量守恒，计算的目的是在于求出各水源节点的供水量、各管段的流量和管径以及全部节点的水压。

对于任何管网，管段数 $P$ 、节点数 $J$ 和环数 $L$ 之间存在下列关系：

$$P = J + L - 1$$

管网计算时，任何管流可用流量 $q$ 、水头损失 $h$ 、管径 $d$ 、管长 $L$ 和管壁条件 $C$ 等5个变量描述。因 $d$ 、 $L$ 、 $C$ 一般为已知，只有 $q$ 、 $h$ 为未知，而 $h$ 和 $q$ 的关系可由水头损失公式表示。管网计算时，消去 $h$ ，以 $q$ 为未知量的计算方法，称为流量法。消去 $q$ 以节点水压 $H$ 为未知量的计算方法，称为节点法，这是管网计算的两种主要方法。

环方程的解法，解环方程有很多方法，最常用的是哈代—克罗斯法。它的原理如下： $L$ 个非线性能量方程可表示为：

$$\left. \begin{aligned} F_1(q_1, q_2, \dots, q_f) &= 0 \\ F_2(q_g, q_{g+1}, \dots, q_j) &= 0 \\ &\vdots \\ F_L(q_m, q_{m+1}, \dots, q_p) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4-1)$$

环状网在初步分配流量时，已经满足连续性方程 $\sum q_{ij} + Q_i = 0$ 的条件，但在根据初步分配流量选定管径和计算水头损失以后，往往不能满足能量方程 $\sum h_{ij} = 0$ 或 $\sum S_{ij} q_{ij}^2 = 0$ 的要求。应用流量法的环状网计算任务是，在已定管径的基础上，重新分配各管段的流量，以满足连续性方程和能量方程，以求出 $P$ 个管段流量 $q_{ij}$ 的过程。

### 4.2 给水管网常用的水头损失公式

在管网计算时需要确定管线的水头损失，包括沿程水头损失和局部水头损失，前者是克服管线摩擦阻力而损失的水头，它随着管线长度的增加而增加，所以又称长度损失。后者是水流通过弯管、渐缩管、分流管、阀门或其它附件时产生的水头损失，如果它和沿程水头损失相比很小，则在管网计算中通常忽略不计。

在管网优化计算中，常因管线材料的使用不同，而导致管网水头损失计算公式也不尽相同，文章列出在管网计算过程中常用的三种水头损失公式。

#### (1) 理论水头损失公式

$$h = \frac{kq^n l}{d^m} \quad (4-2)$$

式中：  
 $q$ ——管段流量(L/s)；  
 $l$ ——管段长度(m)；  
 $d$ ——管径(m)；  
 $k$ ——系数；  
 $n, m$ ——指数；

(2) 舍维列夫公式

当  $V \geq 1.2 \text{ m/s}$  时，旧铸铁管和钢管的计算公式如下：

$$h = \frac{0.001736}{d^{5.3}} l q^2 \quad (4-3)$$

在过渡区 ( $V \leq 1.2 \text{ m/s}$  时) 的旧铸铁管和钢管算式如下：

$$h = \frac{0.00148}{d^{5.3}} \left[ 1 + \frac{0.688 d^2}{q} \right]^{0.3} l q^2 \quad (4-4)$$

(3) 海曾—威廉 (A.Hazen, G.S.Williams) 公式

该公式广泛用于给水管网的设计计算，其形式为：

$$h = \frac{10.667 l}{C^{1.852} d^{4.87}} q^{1.852} \quad (4-5)$$

式中：  
 $C$ ——海曾—威廉系数；  
 $q$ ——流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )；  
 $l$ ——管段长度(m)；  
 $d$ ——管径(m)；

(4) 巴甫洛夫斯基公式

$$V = C \sqrt{RI} \quad (4-6)$$

式中：  
 $V$ ——流速 ( $\text{m/s}$ )；  
 $I$ ——水力坡度；  
 $R$ ——水力半径(m)；

$$C = \frac{1}{n} R^y (\text{m}^{1/2}/\text{s}) \quad (4-7)$$

式中:  $C$ ——谢才系数 ( $m^{1/2}/s$ );  
 $n$ ——管渠壁粗糙系数, 一般为 0.013~0.014, 水泥砂浆内衬  
 时为 0.012;  
 $y$ ——指数,  $y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75(\sqrt{n} - 0.10)\sqrt{R}$ , 当  $n < 0.02$   
 时, 可采用  $y = 1/6$ ; ( $m$ );  
 $R$ ——水力半径 ( $m$ );

上式适用于  $R = 0.1 \sim 0.3m$ ,  $n = 0.011 \sim 0.04$  和阻力平方区。

巴甫洛夫斯基公式计算较繁, 谢才系数  $C$  值常预先做成表格, 以便计算。  
 一般用于钢筋混凝土管和各种渠道的水力计算。

(5) 柯尔勃洛克—魏特 (C.F.Colebrook-C.M.White) 公式

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left( \frac{k/D}{3.76} + \frac{2.51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right) \quad (4-8)$$

式中:  $\lambda$ ——阻力系数;  
 $k$ ——绝对粗糙度;  
 $\text{Re}$ ——雷诺数;

柯尔勃洛克—魏特公式适应范围广, 并且较接近于实际, 但它是隐函数式, 运算较复杂, 宜于计算机求解。

在应用以上水头损失计算公式时, 由于公式本身的某些缺陷和系数值在选用上的偏差, 各式的计算结果有时相差较大。究竟采用哪种公式, 系数如何选择, 应参照实际的科学测定和有关技术规定。

#### 4.3 给水管网优化设计的基本关系矩阵<sup>[2, 40-42]</sup>

任何管网图形都是由一些节点和管段连接起来的几何图形, 因为水流有一定方向, 所以它是有向图, 其目的是表达管网结构的信息。表达管网图形性质的有力工具是矩阵, 在编程序时可用集合概念, 以减少计算机所需存储量和缩短解题时间。

衔接矩阵和回路矩阵是描述管网拓扑结构的重要方法, 是管网计算分析的重要工具。目前, 多数给水管网的计算程序都是利用图论和矩阵理论来获得和存储管网信息数据, 给水管网视为有向图(按水流在管网内的流向), 管网定线后则整个管网的衔接矩阵和回路矩阵就被确定下来。

在管网计算过程中, 原始数据的输入是一项十分繁琐的工作, 而大多数的数据都可以通过管网的基本关系矩阵— $KL$  矩阵转换得到。 $KL$  矩阵直接反映了

给水管网最基本的信息，它表达管网的环与节点之间的关系的矩阵，表示管网节点与节点的衔接关系。当管网图形确定后，则管网的  $KL$  矩阵就被确定下来，但反之不然。

#### 4.3.1 给水管网的环—节点矩阵的生成方法

管网基本关系矩阵环—节点矩阵  $KL[I, N]$  表示以环号为行，以最大环节点数为列构成的矩阵， $KL[I, N]$  的值就等于管网节点号，由于是封闭的环，所以各个环的首节点号等于尾节点号。其中  $I$  为环号， $N$  为该环的节点标号，其值等于  $J+1$ 。 $J$  为管段局部号。

$KL$  矩阵不仅在管网优化计算时可以用来计算各个节点的水压，而且它可以通过数据转换生成一系列的衔接矩阵和回路矩阵，大量减少了初始数据的输入，提高了工作效率和计算的精确度。因此  $KL$  矩阵是管网计算不可或缺的。我们可以通过两种方式获得  $KL$  矩阵：

(1) 若管网的原始资料比较欠缺，既没有管网节点的绝对坐标，又没有电子版管网布置图。那么，我们只有手工输入  $KL$  矩阵。

(2) 若管网电子图形已绘制完毕，我们可以在 AutoCAD 中获取各个节点的坐标及相互连通的信息，并以此来自动生成  $KL$  矩阵。首先使用过滤选择集的方法对特定图层建立一个选择集，然后对该选择集进行遍历，遍历其中的直线或多义线对象，并获知相应的节点坐标等信息，并对各个节点及管段自动进行编号，即可得各个环的节点编号矩阵即  $KL$  矩阵。

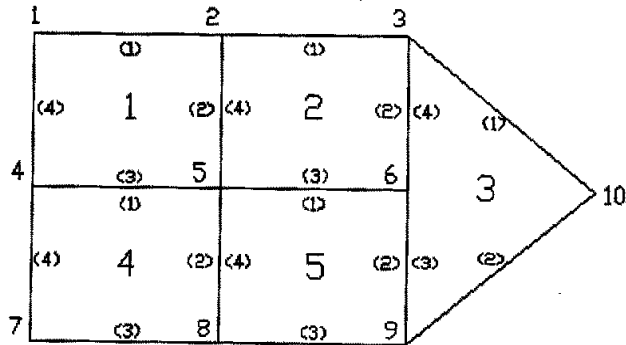


图 4-1 给水管网平面布置图

以图 4-1 为例，其基本关系矩阵为：

$$KL[I, N] = \begin{bmatrix} 1 & 2 & 5 & 4 & 1 \\ 2 & 3 & 6 & 5 & 2 \\ 3 & 10 & 9 & 6 & 3 \\ 4 & 5 & 8 & 7 & 4 \\ 5 & 6 & 9 & 8 & 5 \end{bmatrix}$$

例如， $KL[4, 1] = 4$  表示第 4 环第 1 管段的首节点号为 4， $KL[4, 2] = 5$  表示第 4 环

第1管段的尾节点号为5。这两个相邻节点可以唯一确定一个管段，同时第一管段的尾节点又是第二管段的首节点，这样首尾相连构成KL矩阵。

#### 4.4 给水管网优化设计的连续计算方法<sup>[43]</sup>

在进行管网水力计算时，无论是 Hardy-Cross 法还是其它方法，在应用电算编程时，都需要依靠手工预设初始值，（如管网平差计算时，流量法要预分管段流量，并据此确定管径；节点法要预设节点水压）这样使得利用计算机进行管网计算变得复杂和麻烦。正是针对这些问题，提出多水源管网的连续计算方法。所谓连续计算是指通过 KL 矩阵派生一系列的衔接矩阵和回路矩阵，实现从管网的节点流量、管段流量至管网平差计算的连续计算过程。

##### 4.4.1 节点流量的计算<sup>[44-45]</sup>

在利用计算机对管网的各管段进行初始流量分配时，首先需要确定各个节点的流量。给水管网节点流量是给水系统优化运行的重要基础数据，它反映用水户的性质和用水量分布状态，其计算的精度直接影响到管网的优化计算精度。

节点流量计算是首先假设用水量均匀分布在全部干管上，然后算出单位管长的流量即比流量，最后求出管网各节点的节点流量。具体步骤简述如下：

(1) 计算比流量  $q_s$ ,

$$q_s = \frac{Q - \sum q}{\sum L_e} \quad (4-9)$$

式中：  $q_s$ ——比流量  $L/(s \cdot m)$ ；

$Q$ ——管网总流量 ( $L/s$ )；

$\sum q$ ——大用户集中用水量总和 ( $L/s$ )；

$\sum L_e$ ——干管总有效长度 ( $m$ )。干管不配水时，有效长度为 0；

单侧配水时，有效长度为管长一半；双侧配水时，有效长度等于管长。

(2) 计算管段沿线流量  $q_l$

$$q_l = q_s L_e \quad (4-10)$$

式中：  $q_l$ ——管段沿线流量 ( $L/s$ )；

$L_e$ ——管段有效长度 ( $m$ )；

(3) 计算节点流量  $Q_i$

$$Q_i = 0.5q_l + \sum q_i \quad (4-11)$$

式中：  $Q_i$ —— $i$ 节点的节点流量 ( $L/s$ )；



$\sum q_i$ —— $i$ 节点上的大用户集中流量( $L/s$ );

具体的编程步骤是:

- (1) 因 $KL$ 矩阵记录的节点号是首尾相连的,任意两个相邻的节点可以唯一确定一个管段,所以不需要对管段进行整体编号,只需按照每环中 $KL$ 矩阵记录的两个相邻节点首节点号的位置输入对应的管长值,存放在二维数组 $L[I,J]$ ,形成了管长局部号矩阵。
- (2) 利用 $KL$ 矩阵去除 $L[I,J]$ 矩阵中同一管段在不同环中的重复元素,保证每个管段在 $L[I,J]$ 矩阵只出现一次,在对每个管段进行遍历搜索后可以得到一个新的二维数组 $L_2[I,J]$ ,然后对 $L_2[I,J]$ 矩阵中所有元素相加可得 $\sum L_e$ ,再根据(4-1)式可计算出比流量 $q_e$ 。
- (3) 在 $KL$ 矩阵中搜索出与每个节点相连的所有其它节点的位置,然后在 $L_2[I,J]$ 中找出与之对应的管段位置,最后将每个节点连接的管段长度相加,即可得 $L_e$ 。代入(4-11)式,则节点流量按下式计算:

$$Q_i = 0.5q_e L_e + \sum q_i \quad (4-12)$$

#### 4.4.2 管段流量的计算<sup>[46-53]</sup>

环状管网初分流量的目的,是为了据此确定管径,进行管网平差计算,因此是管网设计和计算过程中的重要环节,环状管网初流量在满足节点流量平衡的条件下,可有无数多个方案,不同的方案所选的管径也不完全相同,管网的造价也就会有差别。因此进行管段流量初分时,应兼顾经济性和可靠性,亦在满足供水可靠性的前提下,力求管网的年折算费用为最小。

基于此,提出用最小平方和法和改进计高幂次管长的最小平方和法进行初流量,这两种方法计算简便、快捷,而且不需要预先确定管段的水流方向。

##### 4.4.2.1 最小平方和法

最小平方和法是二次规划中比较简单的一种,它是各管段流量平方和的函数,在满足约束条件的情况下求它的条件极值便可得到各管段的初流量。它的拉格朗日函数为:

$$\Phi = \frac{1}{2} \sum_{ij} q_{ij}^2 + \sum_{i=1}^J K_i \left( \sum_{j \in I} q_{ij} + Q_i - Q_{in} \right) \quad (4-13)$$

式中:

$q_{ij}$ ——管段 $ij$ 的初流量,有 $q_{ij} = -q_{ji}$ ;

$P$ ——管网管段总数(输水管不计入);

$J$ ——管网的节点总数(不包括水源节点);

$n_i$ ——与第 $i$ 个节点相连接的管段数;

$I$ ——与第  $i$  个节点相连接的管段集合;

$Q_i$ ——管网第  $i$  个节点的节点流量;

$Q_{si}$ ——水源流入第  $i$  个节点的供水流量, 若无水源供水量流入, 则  $Q_{si} = 0$ ;

求极值驻点:  $\frac{\partial \Phi}{\partial q_{ij}} = 0$ , 即

$$q_{ij} + K_i - K_j = 0 \quad (4-14)$$

(共  $P$  个方程)

对  $K_i$  求偏导:  $\frac{\partial \Phi}{\partial K_i} = 0$ , 即

$$\sum_{j \in I} q_{ij} + Q_i - Q_{si} = 0 \quad (i=1, 2, \dots, J) \quad (4-15)$$

由(4-14)式可得:

$$q_{ij} = K_j - K_i \quad (4-16)$$

将(4-16)式代入(4-15)式整理后可得:

$$n_i K_i - \sum_{j \in I} K_j = Q_i - Q_{si} \quad (4-17)$$

因(4-15)式只有  $(J-1)$  个方程线性独立, 所以(4-17)式也只有  $(J-1)$  个方程线性独立。

式(4-17)可写出矩阵方程式:

$$AK = Q \quad (4-18)$$

式中:

$$A = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & \cdots & a_{1J} \\ a_{21} & a_{22} & \cdots & a_{2J} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ a_{J1} & a_{J2} & \cdots & a_{JJ} \end{bmatrix} \quad K = \begin{bmatrix} K_1 \\ K_2 \\ \vdots \\ K_J \end{bmatrix} \quad Q = \begin{bmatrix} Q_1 - Q_{s1} \\ Q_2 - Q_{s2} \\ \vdots \\ Q_J - Q_{sJ} \end{bmatrix}$$

方阵  $A$  的元素具有以下特点:

$$a(i, j) = \begin{cases} 0 & i \neq j \text{ 且 } i \text{ 节点与 } j \text{ 节点不相连;} \\ -1 & i \neq j \text{ 且 } i \text{ 节点与 } j \text{ 节点相连;} \\ n_i & i = j, \text{ 其中 } n_i \text{ 表示与 } i \text{ 节点相连的管段数;} \end{cases}$$

式(4-17)中  $J$  个方程线性相关, 故其行列式  $|A| = 0$ , 为了求解, 必须删去一个方程。考虑编程时简便, 不妨删去第一个方程, 即第一行和第一列所有元素,

形成  $A^0$ ，删去  $K$ 、 $Q$  列向量的第一个元素形成  $K^0$ 、 $Q^0$ ，则有：

$$A^0 K^0 = Q^0 \quad (4-19)$$

式中：

$$A^0 = \begin{bmatrix} a_{22} & a_{23} & \cdots & a_{2j} \\ a_{32} & a_{33} & \cdots & a_{3j} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ a_{j2} & a_{j3} & \cdots & a_{jj} \end{bmatrix} \quad K^0 = \begin{bmatrix} K_2 \\ K_3 \\ \vdots \\ K_j \end{bmatrix} \quad Q^0 = \begin{bmatrix} Q_2 - Q_{s2} \\ Q_3 - Q_{s3} \\ \vdots \\ Q_j - Q_{sj} \end{bmatrix}$$

式(4-19)中， $A^0$  是对称稀疏矩阵，可用高斯主元消去法或变带宽对称稀疏矩阵求法求得  $K^0$  及  $K_1$ ，再由式(4-16)求得初分流量  $q_{ij} = K_j - K_i$ ，若  $q_{ij} > 0$ ，则水流方向从  $i$  流向  $j$ ；反之， $q_{ij} < 0$ ，则水流从  $j$  流向  $i$ 。

从以上推导过程可以看出，在应用最小二乘法求解管段流量的过程中，生成  $A$  矩阵是求解的关键。 $A$  矩阵是对称稀疏矩阵，其数据量极大。现以  $A[M, M]$  来表示该系数矩阵，其中  $M$  为实节点数，它是以节点数  $M \times M$  构成的方阵。以图 4-1 为例，其系数矩阵  $A$  阵为：

$$A = \begin{bmatrix} 2 & -1 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 3 & -1 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 3 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & -1 \\ -1 & 0 & 0 & 3 & -1 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & -1 & 4 & -1 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & -1 & 3 & 0 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 2 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & -1 & 3 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & -1 & 3 & -1 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 2 \end{bmatrix}$$

在实际工程计算中，管网的节点数较多，如果要手工输入  $A$  矩阵，既需要花费大量的时间，又极易出错。我们通常考虑利用已有的数据资料，进行一定的数据变换自动派生  $A$  矩阵，方阵  $A$  的各元素的值与管网的节点有关。所以考虑用  $KL$  矩阵派生  $A$  矩阵，以减少初始数据的输入量，提高工作效率。具体的编程方法是：

令  $K_i = KL[I_i, N_i]$ ， $L_i = KL[I_i, N_i + 1]$ ，这样  $K_i$ 、 $L_i$  节点就表示  $I_i$  环中相邻的两个节点，若  $M = K_i$  就表示节点  $M$  与节点  $L_i$  相连，则  $A[M, L_i] = -1$ ，因为  $A$  阵为对称稀疏矩阵，所以可得  $A[L_i, M] = -1$ ；若  $M \neq K_i$  就表示节点  $M$  与节点  $L_i$  不相连，则  $A[M, L_i] = 0$ ，同理可得  $A[L_i, M] = 0$ 。对于对角线上的元素其值为系数矩阵  $A$  的每一行各个元素的绝对值之和。这样就生成了  $A$  矩阵。

如果对于多水源管网，一般会有一个或几个虚环。因此在初分流量时，由

于不需要虚管段的管段流量（虚管段的管段流量由水厂供水量确定），所以通常先去掉  $KL$  矩阵中的虚环数据，然后在利用数据转换的方法自动派生出  $A$  矩阵。

#### 4.4.2.2 计高幂次管长的最小平方和法

最小平方和法采用各管段流量平方和的函数，求它的极值得到各管段的初分流量，它的一个突出优点是不必预先确定各管段的水流方向，但它未考虑管长因素。计高幂次管长的最小平方和法考虑了管长的影响因素，它大大改善了初分流量的合理性，使之更接近于优化值。实际算例表明：计高幂次管长的最小平方和法在大多数情况下优于不计管长的最小平方和法。

计高幂次管长的最小平方和法的目标函数为：

$$\Phi = \frac{1}{2} \sum_{ij} l_{ij}^t q_{ij}^2 + \sum_{i=1}^j K_i \left( \sum_{j \in I} q_{ij} + Q_i - Q_{st} \right) \quad (4-20)$$

式中：  
 $l_{ij}$ ——管长；  
 $t$ ——管长的幂次；  
 其余符号的意义同式(4-13)

它的方阵  $A$  的元素具有以下特点：

$$a(i, j) = \begin{cases} 0 & i \neq j \text{ 且 } i \text{ 节点与 } j \text{ 节点不相连;} \\ -1/l_{ij}^t & i \neq j \text{ 且 } i \text{ 节点与 } j \text{ 节点相连;} \\ \sum_{j \in I} 1/l_{ij}^t & i=j, \text{ 其中 } l_{ij} \text{ 表示管长, } t \text{ 表示管长的幂次;} \end{cases}$$

其计算过程和编程方法与不计管长的最小平方和法基本相同，最后求得初分流量为： $q_{ij} = (K_j - K_i) / l_{ij}^t$ 。

#### 4.4.3 节点水压的计算 [3, 44-54]

节点水压计算采用水压递推法进行，即首先选择一个控制点并确定其要求的自由水压和绝对水压，再根据各管段的水头损失推出各个节点的自由水压和绝对水压，由此确定各个水源所需的水泵扬程。如果选择的控制点不是真正的不利点时，只要根据第一次计算结果确定出实际的控制点，然后再重复上述计算即可。

具体计算节点水压的编程步骤如下：

- (1) 在管网中选定一个节点绝对水压为已知的节点作为计算所有节点水压的起点，从这一起点开始对各个环中的节点水压按照递推式进行计算。
- (2) 在每一环计算之前，必须使得该环中有一个节点的水压为已知。通常把该水压已知的节点编为该环的第一管段的首节点。
- (3) 利用数据转换，通过  $KL$  阵、循环语句和判断语句控制计算每环的节

点水压。

(4) 由  $H_p = H_s - H_w$  得节点自由水压  $H_p$ ， $H_s$  为节点的绝对水压， $H_w$  为节点的地面标高。

数据转换部分写成计算机语言 (C 语言) 如下：

```
POINT[1]=HP[0][0];
for(i=0;i<NL;i++)
{
    HH=POINT[KL[i][0]];
    for(j=1;j<LOTN[i];j++)
    {
        K=KL[i][j];
        HH=HH-H[i][j]-1;
        POINT[K]=HH;
    }
}
```

其中：HP[0][0]—为第一环第一管段的绝对水压值；NL—为环总数；LOTN[i] 为第 I 环管段数。

#### 4.4.4 校正流量的调整方法<sup>[55-57]</sup>

以环为主线的编程方法中，流量、水头损失和各环水头损失闭合差都是假定顺时针方向为正，逆时针方向为负。调整管段流量时，若校正流量与管段流量方向相同时，加校正流量；否则，减校正流量。各环水头损失闭合差  $\Delta h_i > 0$  时，表示顺时针方向的流量分配多了，应使流量为顺时针方向的管段流量在数值上减少些，而流量为逆时针的管段流量分配少了，应使其在数量上增大，反之亦然。其校正流量的计算公式为：

$$\Delta q_i = \frac{-\Delta h_i}{2(\sum |sq|)_i} \quad (4-21)$$

式中： $\Delta q_i$ ——第  $i$  环的校正流量；  
 $\Delta h_i$ ——第  $i$  环各管段水头损失代数和；  
 $(\sum |sq|)_i$ ——第  $i$  环各管段  $sq$  绝对值之和；

对管网进行平差迭代计算时，需要判断管段是否为公共管段。判断管段是否为公共管段采用管段识别矩阵  $IL$  矩阵来识别。在以往， $IL$  矩阵是通过环—管段矩阵  $LG$  矩阵自动生成，但  $LG$  矩阵生成  $IL$  矩阵有一个最大的缺点是：它生成的  $IL$  矩阵没有方向，在进行校正流量调整时，还需要人工判断是加上校正流量还是减去校正流量。如果不解决这些公共管段的识别和处理方法，则在平差计

算过程中，调整各环校正流量以满足闭合差的要求是非常困难的，尤其要编制出通用的源代码更是无法进行。因此提出用  $KL$  矩阵代替  $LG$  矩阵自动派生  $IL$  矩阵。目的是编制出适用于不同水源的给水管网平差计算的通用代码。

目前多数给水管网的平差计算程序都利用图论和矩阵理论来获得和存储管网的信息数据，以确定管网的信息以及节点、管段、环这三者之间的关系。文章利用  $KL$  矩阵作为提取给水管网图形信息的基本关系矩阵，并通过数据转换的方法派生出  $IL$  矩阵，来识别给水管网环与环之间的衔接关系。根据给水管网的特点，可采用如下规则表示管段识别矩阵  $IL$ ：

$$IL[I,J]=\begin{cases} \pm M & M \text{ 表示 } i \text{ 环管段的邻环环号；} \\ & + \text{ 号表示邻环校正流量方向与本环管段流量方向相同；} \\ & - \text{ 号表示邻环校正流量方向与本环管段流量方向相反；} \\ 0 & \text{表示 } i \text{ 环管段无邻环；} \end{cases}$$

管段识别矩阵不仅记录了邻环的环号，而且还记录了邻环校正流量的方向。使我们清楚的知道各环的衔接关系，实现了计算机对校正流量自动识别。

#### 4.4.4.1 平面管网的调整方法

由于管网形式的复杂多样，根据水源节点在管网中的位置，可以把给水环网模型分为两类：第一类为环状网中任一管段所连接的环数都小于等于 2 的管网模型，称为平面管网模型。第二类为环状管网中任一管段所连接的环数在 2 个以上的管网模型，称为空间管网模型。

对于平面管网，无论是单水源管网还是多水源管网，采用的编程思路和编程方法都是一致的。在多水源管网中，通过引进虚节点  $O$ ，从虚节点到各水源节点连成管段，称为虚管段，从而把多水源管网转化成单水源管网。在进行环编号时，虚环编在前，实环编在后。在进行校正流量调整时，由于平面管网任一管段至多被两环共有，其邻环校正流量方向必定与本环相反。故管段流量的数学描述统一为：

$$q_{ij}^{(k+1)} = q_{ij}^{(k)} + \Delta q_s^{(k)} - \Delta q_n^{(k)} \quad (4-22)$$

式中： $\Delta q_s^{(k)}$ ——本环的校正流量；

$\Delta q_n^{(k)}$ ——邻环的校正流量；

为了方便起见，采用简单的单水源平面管网来说明管段识别矩阵，以图 4-1 为例，其管段识别矩阵  $IL$  阵为：

$$IL[I, J] = \begin{bmatrix} 0 & -2 & -4 & 0 \\ 0 & -3 & -5 & -1 \\ 0 & 0 & -5 & -2 \\ -1 & -5 & 0 & 0 \\ -2 & -3 & 0 & -4 \end{bmatrix}$$

对于平面管网，任一管段至多被两环共有，所以只有一个管段识别矩阵。此外，管段识别矩阵不仅记录了邻环的环号，而且还记录了邻环校正流量的方向，若记录的邻环校正流量方向与本环管段流量方向相同，即： $IL$ 中的符号为“+”时，加上校正流量；当记录的邻环校正流量方向与本环管段流量方向相反，即： $IL$ 中的符号为“-”时，减去校正流量。实现了计算机对共有管段的自动调整。由于平面管网邻环校正流量方向必定与本环相反，所以 $IL$ 矩阵中除0元素外，其它的所有元素均为负值。例如： $IL[1,2]=-2$ ，说明第1环第2管段的邻环环号是2，“-”表示邻环的校正流量方向与本环相反。 $IL[3,1]=0$ ，说明第3环第1管段没有邻环。

#### 4.4.4.2 空间管网的调整方法

环状管网中任一管段所连接的环数在2个以上时，就不是平面管网，而是空间管网。空间管网含有三环或三环以上的共有管段，其中必有一个邻环校正流量方向与本环的管段流量方向相反，但其它各邻环校正流量方向与本环的管段流量方向相同或相反，就不得而知。若要根据管网的实际情况人工的去修改源程序，则不利于面向对象程序中源代码的封装。于是文章提出采用多个识别矩阵来识别公共管段。若空间管网中任一管段有 $m$ 个邻环，即某一管段被 $m+1$ 个环所共有，则需要有 $m$ 个识别矩阵来识别。空间管网管段流量的数学描述为：

$$q_{ij}^{(k+1)} = q_{ij}^{(k)} + \Delta q_s^{(k)} + \frac{M_1}{IL_1} \Delta q_{n1}^{(k)} + \frac{M_2}{IL_2} \Delta q_{n2}^{(k)} + \dots + \frac{M_m}{IL_m} \Delta q_{nm}^{(k)} \quad (4-23)$$

将式(4-23)经过简化可得：

$$q_{ij}^{(k+1)} = q_{ij}^{(k)} + \Delta q_s^{(k)} + \sum_{t=1}^m \frac{M_t}{IL_t} \Delta q_{nt}^{(k)} \quad (4-24)$$

式中：

$M_t$ ——第 $t$ 个邻环的环号；

$IL_t$ ——第 $t$ 个邻环的管段识别矩阵；

$\Delta q_{nt}^{(k)}$ ——第 $t$ 个邻环的校正流量；

$m$ ——识别矩阵个数；

$k$ ——迭代次数；

其余符号的意义同式(4-22)

为了说明空间管网校正流量的调整过程, 以图 4-2 的三环共有管段为例, 其基本关系矩阵  $KL[I, N]$  和两个管段识别矩阵  $IL_1[I, J]$ 、 $IL_2[I, J]$  分别为:

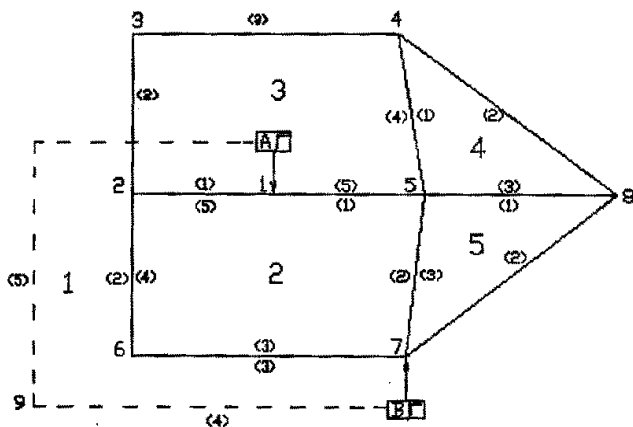


图 4-2 空间管网平面布置图

$$KL[I, N] = \begin{bmatrix} 1 & 2 & 6 & 7 & 9 & 1 \\ 1 & 5 & 7 & 6 & 2 & 1 \\ 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 1 \\ 5 & 4 & 8 & 5 & 0 & 0 \\ 5 & 8 & 7 & 5 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$IL_1[I, J] = \begin{bmatrix} -2 & -2 & -2 & 0 & 0 \\ -3 & -5 & -1 & -1 & -1 \\ -2 & 0 & 0 & -4 & -2 \\ -3 & 0 & -5 & 0 & 0 \\ -4 & 0 & -2 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$IL_2[I, J] = \begin{bmatrix} 3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -3 \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

图 4-2 空间管网具有普遍代表性, 具体分析如下: 管网中  $IL_2$  不为 0 的元素记录三环共有管段的位置(第 1 环第 1 管段、第 2 环第 5 管段、第 3 环第 1 管段为同一管段)。第 1 环中  $IL_1[1, 1] = -2$ ,  $IL_2[1, 1] = 3$ 。说明第 1 环第 1 管段的管段流量与第 2 环的校正流量方向相反, 与第 3 环校正流量方向相同。第 2 环、第 3 环共有管段的流量调整与第 1 环同。具体调整如下:

$$q_{11}^{(k+1)} = q_{11}^{(k)} + \Delta q_s^{(k)} - \Delta q_{n2}^{(k)} + \Delta q_{n3}^{(k)}$$

$$q_{25}^{(k+1)} = q_{25}^{(k)} + \Delta q_s^{(k)} - \Delta q_{n1}^{(k)} - \Delta q_{n3}^{(k)}$$

$$q_{31}^{(k+1)} = q_{31}^{(k)} + \Delta q_s^{(k)} - \Delta q_{n2}^{(k)} + \Delta q_{n1}^{(k)}$$

基本关系矩阵  $KL[I, N]$  自动生成管段识别矩阵  $IL[I, J]$  的具体编程方法是:



- (1) 先令  $K_1 = KL[I_1, J_1], L_1 = KL[I_1, J_1 + 1]$ , 这样  $K_1, L_1$  节点就表示  $I_1$  环中相邻的两个节点, 再令  $K_2 = KL[I_2, J_2], L_2 = KL[I_2, J_2 + 1]$ , 若  $K_1 = K_2, L_1 = L_2$  表示第  $I_1$  环  $J_1$  管段与  $I_2$  环  $J_2$  管段是同一管段且水流在两个环中的流向相同, 故  $I_1 - J_1$  管段的邻环号为  $I_2, I_2 - J_2$  管段的邻环号为  $I_1$ 。即  $II[I_1, J_1] = +I_2, II[I_2, J_2] = +I_1$ ; “+”表示该公共管段在相邻两环中流量方向相同。
- (2) 若  $K_1 = L_2, L_1 = K_2$  表示第  $I_1$  环  $J_1$  管段与  $I_2$  环  $J_2$  管段是同一管段且水流在两个环中的流向相反, 故  $I_1 - J_1$  管段的邻环号为  $I_2, I_2 - J_2$  管段的邻环号为  $I_1$ 。即  $II[I_1, J_1] = -I_2, II[I_2, J_2] = -I_1$ , “-”表示该公共管段在相邻两环中流量方向相反。
- (3) 若  $KL[I, N]$  在不同环中找不到两个相同的相邻节点或其中一个节点为 0, 说明此管段没有邻环或不存在此管段, 则在  $II[I, J]$  中赋值为 0。
- (4) 对于两环以上的共有管段, 其中必有一个邻环的校正流量方向与本环相反。为了计算方便, 我们通常把校正流量方向相反的放在第一个识别矩阵, 其余的放在第二个识别矩阵。这就生成了  $II_1[I, J], II_2[I, J]$  矩阵。对于多环共有同一管段的情况, 派生方法同上。

#### 4.5 新敷平行管线的管径选择<sup>[2]</sup>

管网改建时, 为了减小个别管段的水力阻力而须增敷平行的管线, 其经济管径可按下式计算:

$$d = \left[ \frac{kl}{(S_e \sqrt{S_1} - S_1 \sqrt{S_e}) / (S_1 - S_2)} \right]^{\frac{1}{m}} \quad (4-25)$$

- 式中:
- $S_1$ ——改建管段的实际摩阻  $(s/m^3)^2 \square m$ ;
  - $S_2$ ——增敷管段的摩阻  $(s/m^3)^2 \square m$ ;
  - $S_e$ ——该管段通过计算流量时的经济摩阻  $(s/m^3)^2 \square m$ ;
- $S_e$  的值可由下式算出:

$$S_e = \frac{kl}{(x_i Q)^{m(a+m)} q_i^{nm(a+m)}} \quad (4-26)$$

- 式中:
- $x_i$ ——该管段的需流量, 可取为 1;
  - $k, m, n$ ——水头损失公式中的系数和指数;
  - $l$ ——管段长度(m);
  - $Q$ ——进入管网的总流量  $(m^3/s)$ ;

$\alpha$ ——水管费用公式的指数;

$q_i$ ——该管段的流量( $m^3/s$ );

增敷平行管线管径确定后,按下式计算管段的总摩阻:

$$S = \frac{1}{\left( \sum_{i=1}^m \sqrt{\frac{1}{S_i}} \right)^2} \quad (4-27)$$

然后再进行管网的水力计算,以得各管段的实际流量和水头损失。

## 第五章 给水管网等压线的绘制

### 5.1 管网等水压线的用途及绘制方法<sup>[58, 59]</sup>

在进行现状管网运行管理和技术改造,或者进行新区管网设计时,通常需要绘制管网的等水压线图,等水压线图直观地显示出管网的水压分布情况。在水压线密集处,说明水力坡度陡降,该处的管段负荷大;反之,在水压线稀疏处,说明水力坡度平缓,该处管段的负荷小,某处水压线密集也可能是局部水头损失过大造成,例如该处阀门开启度过小会形成水压线过密。

管网等水压线图是一种十分有用的图形,它主要应用于以下三个方面:

(1) 在新建管网设计时,绘制管网等水压线图来检验管网设计的技术合理性,合理的设计是等水压线疏密分布均匀,各管段的水力坡降均在经济合理的范围之内。如存在不满足这些要求的管段,应对管径作适当调整,即水压线过密的管段加大管径,水压线过疏的管段减小管径。管网等水压线图(最高时)应作为最后设计成果之一予以出图。

(2) 在管网运行管理工作中,需要定期绘制一次管网等水压线图,作为历年资料存档,由此可显示出历年管网工况的发展变化趋势。这些图纸将是确定管网改建的时机和进行管网建设规划的基本依据。

(3) 在现状管网进行技术改造以前,绘制管网等水压线图来判断管网的薄弱环节之所在,可以从全局观念拟定出先急后缓的合理方案来。在对管网实施了改建以后绘制等水压线图,可以考察分析技改的具体效果。

在给水管网计算完成后,通常要绘制管网的等水压线图,以使管网图形表达直观。如果靠人工绘制等压线图,则不仅耗费时间,绘制等水压线也不一定准确。通常绘制等水压线图有两种方法:一种是直接在管网布置图上绘制等水压线,另一种是先把离散分布的数据点建立不规则形状的三角形网格,然后在三角形网格上绘制等水压线。

### 5.2 直接在管网布置图上绘制等水压线的方法<sup>[58, 59]</sup>

直接在管网布置图上绘制等水压线就是以管网的环为基础,对于只有一个起点和一个终点闭合环而言,连接起点和终点的两条路径上的等值点数目是相同的。这是因为两条路径上的水头损失值相等造成的(参见图 5-1(a)),对于多水源管网中的供水分界线上可能出现两个起点和两个终点。为了能适用以上原理,可将供水分界线看成一虚拟管段,把改种类型的环分成两个环加以处理(参见图 5-1(b))。

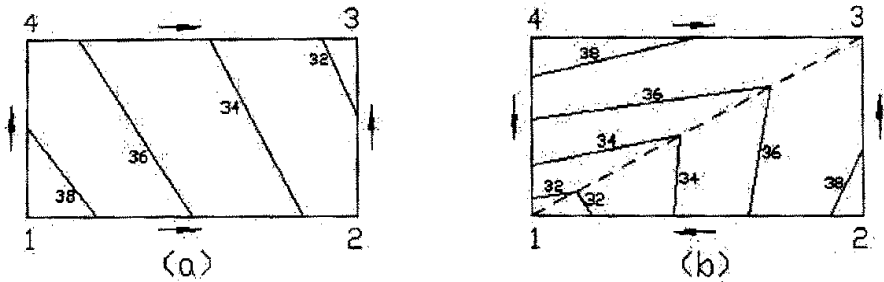


图 5-1 环内等水压线类型

具体求解编号为  $K$  的管段上的水压等值点计算方法为：

设该管段起点和终点的坐标分别是  $(X_{1K}, Y_{1K}, H_{1K})$  和  $(X_{2K}, Y_{2K}, H_{2K})$ ，其中  $(X, Y)$  为平面坐标值， $H$  为水压标高值。则其上的第一个等值点的水压值为：

$$HD(K,1) = \text{int}(H_{1K}) \quad (5-1)$$

其中  $\text{int}(X)$  为标准函数，即取不大于  $X$  的最大整数。其上的最后一个等值点的水压值为：

$$HD(K,ip) = \text{int}(H_{2K} + 1) \quad (5-2)$$

中间的等值点则取  $HD(K,1)$  和  $HD(K,ip)$  之间的整数，由于管网所取的管段是同一管径和同一计算流量，所以水头损失值与管段长度成正比。于是根据管段上的等值点的水压值按比例关系求出各等值点在管段上的位置坐标。例如第  $i$  个等值点，其水压值为  $H(K,i)$ ，则由下面的式子可以求出其位置点坐标：

$$\begin{cases} r = (H(K,i) - H_{2K}) / (H_{1K} - H_{2K}) \\ XD(K,i) = X_{2K} - r * (X_{2K} - X_{1K}) \\ YD(K,i) = Y_{2K} - r * (Y_{2K} - Y_{1K}) \end{cases} \quad (5-3)$$

当水厂在管网内部且水源节点所在的环呈凹边形时，直接在管网布置图上绘制等水压线的方法就会在水源节点附近出现等水压线交叉的情况。所以这种方法也有它的局限性。

### 5.3 在三角形网格上绘制等水压线的方法<sup>[60-66]</sup>

对于非规则的离散分布的特征点数据，通常采用三角网格法。目前，三角网格法广泛应用于等高线、等压线 and 多边形划分等方面。三角网格法发展也比较成熟，如：Delaunay 三角化法，推进网阵法等等。给水管网的各个节点在平面上是离散分布的数据点，这些数据点分布很不规则，我们可以根据这些离散分布的数据点建立不规则形状的三角形网格，然后在三角形网格上绘制等压线。绘制等压线的主要过程包括：自动连接三角形网格；计算等压点的位置；找等压线的起始点和追踪全部等压点；最后连接各等压点绘成光滑曲线。

### 5.3.1 自动连接三角形网格

计算机自动连接三角网，不仅可以大大节省时间和人力，而且能形成理想的三角形。把在平面上离散分布的各个节点连接成三角形网格，要尽可能确保获得最佳三角形，即每个三角形都是锐角三角形或者三边的长度近视相等，避免出现过大的钝角和过小的锐角。

连接三角形网格首先要确定第一个三角形。设“ $L$ ”为三角形的计数号，“ $K$ ”为用来扩展的三角形计数号。用  $IB_1(L)$ ,  $IB_2(L)$ ,  $IB_3(L)$  分别表示  $L$  号三角形的三个顶点编号。连接三角形时，先尽可能选择靠近管网图形中间的节点作为第一个顶点，然后找出离这个节点最近的节点作为第二个节点

两点连线作为第一个三角形的第一条边。再利用三角形边角关系的余弦定理  $c^2 = a^2 + b^2 - 2ab \cos(C)$ ，对其它的节点逐一比较，求得与第一条边两个顶点夹角最大的节点作为第三个顶点，这三个顶点形成一号三角形的信息。

以第一个三角形的第一条边为基准向外扩展并连接全部离散点构成三角网。为了避免三角网中没有重复和交叉的三角形，我们可利用计数器  $L$  和  $K$  来解决。在形成第一号三角形时， $L=1$ ,  $K=1$ 。首先从一号三角形的第一条边 ( $IB_1(1)$ ,  $IB_2(1)$ ) 开始向外扩展，显然位于  $IB_3(1)$  同侧的点号应被排除 (参见图 5-2)。利用直线判别正负区的原理可以实现这个要求。

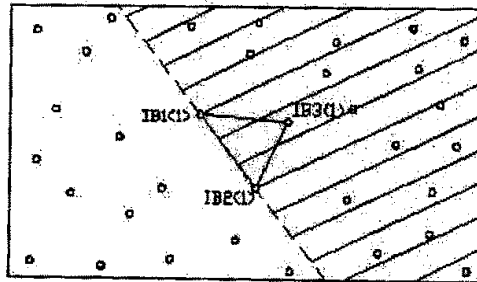


图 5-2 直线判别法排除 (斜线部分为不能扩展的点)

为此，首先建立直线判别式：

$$F(x, y) = y - Ax - B \quad (5-4)$$

式中：

$$A = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}$$

$$B = \frac{y_1 \cdot x_2 - y_2 \cdot x_1}{x_2 - x_1}$$

其中：( $x_1, y_1$ ), ( $x_2, y_2$ ) 分别为顶点  $IB_1(L)$ ,  $IB_2(L)$  的  $x$ ,  $y$  坐标；显然，

$$F(x, y) = \begin{cases} > 0 & \text{观测点位于正区} \\ = 0 & \text{观测点位于直线上} \\ < 0 & \text{观测点位于正区} \end{cases}$$

我们可将  $IB_3(1)$  点代入  $F(x, y)$ , 记下  $F(x, y)$  值的符号, 然后将其余离散点分别代入  $F(x, y)$ , 逐个比较符号, 凡是同  $IB_3(1)$  符号相同的点均被排除。从剩余的点中然后再使用余弦定理去判别, 找出具备角度最大的点作为被扩展点。但是为了避免重复和交叉, 还要进行一次检查判断, 其方法是: 利用三角形任一边最多只能被两个三角形公用这一条件, 进行全等比较。即要判断一下新的三角形的三条边是否已被前边形成的三角形使用过两次, 如果有一条边已经属于两相邻三角形的公用边, 则其三角形无效。否则该三角形被正式承认。一号三角形的第一条边扩展完后, 就转向其它两条边, 继续重复上述的扩展工作。每形成一个新的三角形时, 必须使  $L = L + 1$ 。直到  $K$  号的三角形都做完扩展工作, 就可转向  $K = K + 1$  号三角形做扩展工作。直到满足以下两个条件: ①  $K = L$ ; ②  $K$  号三角形的三条边都做完扩展工作。才能终止扩展工作。

### 5.3.2 内插等压点的平面位置

三角网信息建立以后, 我们已获得三角网中三角形三顶点的为一组的编排。为了绘制出等压线, 还必须找出位于各原始数据点等压点的平面位置, 显然等压点的内插都是在三角形边上进行的。因此要判断三角形边上是否有等压点的几种情况:

- (1) 当三角形的三个顶点或两个顶点的压力相等时, 在本三角形中不予考虑等压点。
- (2) 当三角形的一个顶点的压力等于等压线的压力值时, 如果该三角形还存在一个等压点, 则该点必位于对边上。
- (3) 当三角形的三顶点压力均不等时。那每边两个顶点的压力满足下列条件:
  - $(P_1 - P) \times (P_2 - P) < 0$  时, 该边存在等压点, 否则该边不存在等压点。
  - $(P_2 - P) \times (P_3 - P) < 0$  时, 该边存在等压点, 否则该边不存在等压点。
  - $(P_3 - P) \times (P_1 - P) < 0$  时, 该边存在等压点, 否则该边不存在等压点。

其中:  $P_1, P_2, P_3$  分别表示三角形三个顶点的压力值;  $P$  表示等压线压力值。

在确定三角形的边上有等压点后, 利用线性内插值法求得等压点的坐标。以  $x_1, y_1; x_2, y_2; x_3, y_3$  分别表示三角形三个顶点的  $X$  坐标和  $Y$  坐标。  $x, y$  为待求等压点的坐标。若有  $(P_1 - P) \times (P_2 - P) < 0$ , 则线性插值公式为:

$$x = x_1 + \frac{P_1 - P}{P_1 - P_2} (x_1 - x_2) \quad (5-5)$$

$$y = y_1 + \frac{P_1 - P}{P_1 - P_2}(y_1 - y_2) \quad (5-6)$$

其它两边等压点的值也用同样的计算方法。

### 5.3.3 起始和终止等压点的确定

在内插等压点的平面位置确定以后,还必须找出等压线的起始和终止等压点。我们所绘制的等压线可能是开曲等压线,也可能是闭合等压线。无论绘制哪种等压线,都必须首先找出起始等压点,称之为线头;终止等压点,称之为线尾。闭合等压线一定位于绘图区域内部,其内部三角形边上任一等压点均可作线头和线尾。开曲等压线一定开始于制图区域的边界又结束于边界,所以起始等压点和终止等压点一定位于边界三角形的最外边上。它有以下三种情况:

- (1) 在任一三角形中如果存在两个等压点,其中一点必然是等压点通过该三角形的入口点,另一等压线走出该三角形的出口点。
- (2) 如果等压点不位于边界之上,则该点既是前一个三角形的出口点,又是下一个相邻三角形的入口点。
- (3) 如果该点是位于边界上的等压点,它只能是该三角形的入口点或者是出口点,不可能同时是入口点和出口点。

找出起始和终止等压点的具体编程思路是:

首先按三角形的序号找出有等压点的三角形,例如  $L$  号三角形,它的入口等压点坐标记为  $XB(1,L)$ ,  $YB(1,L)$ ;使用该等压点坐标同全部三角形入口点坐标  $XB(1,I)$  和  $YB(1,I)$  以及出口点坐标  $XB(2,I)$ ,  $YB(2,I)$  ( $I=1,2,\dots,K$ ,  $K$  为三角形号数)作全等比较,其比较结果是在  $L=I$  的情况下必然产生  $XB(1,L)=XB(1,I)$ ,  $YB(1,L)=YB(1,I)$  即为三角形的同一等压点,此时  $M$  计数器置 1。若  $L \neq I$ ,  $XB(1,L) \neq XB(2,I)$ ,  $YB(1,L) \neq YB(2,I)$ ,即在三角形序号不等的情况下  $L$  号三角形的进点等于相邻三角形的出点,此时  $M = M + 1 = 2$ ,所以根据起始和终止等压点的特征可以作出判断:

- (1) 当  $M=1$  时,该等压点位于边界上,即为线头;
- (2) 当  $M=2$  时,等压点不在边界上,故不可能是线头。

同理,再使用  $L$  号三角形出口等压点坐标  $XB(2,L)$  和  $YB(2,L)$  作上述比较,则获得完全相同的结果。在程序中使用  $LB(L)$  数组存放  $M$  值,当  $LB(L)=1$  时,即我们要找的等压线线头。

### 5.3.4 等压点的追踪

起始和终止等压点找到后,要顺序地追踪出一条等压线的全部等压点,并计算出总共有多少个等压点。由内差得到的等压点是按三角形的序号排列,是不规则的。为了按一条等压线通过的先后顺序排列,必须顺着线头按照一定算

法追踪。显然，按顺序排列的等压点存在于相邻的三角形中。所以可利用一等压点既是某个三角形的出口点，又是相邻三角形的入口点的原理，建立追踪的算法。具体编程方法如下：

- (1) 首先从  $LB(L)$  找到数值为 1 的三角形号，即找到开曲等压线的线头，并将该等压点  $x$ 、 $y$  坐标记录在专门的数组中，即  $XD0(LD1) = XB(1, L)$ ， $YD0(LD1) = YB(1, L)$ ， $LD1$  为等压点记数。
- (2) 按三角形顺序使用该等压点坐标同全部三角形的所有等压点进行全等比较，在找到该点后即满足  $XD0(1) = XB(1, I)$ ， $YD0(1) = YB(1, I)$  的条件下，立即记录该三角形另一等压点，并使该等压点计数器加 1，即  $LD1 = LD1 + 1 = 2$ ， $XD0(2) = XB(2, I)$ ， $YD0(2) = YB(2, I)$ 。之后，要抹去该三角形的等压点，以免以后重复使用，即  $LB(L) = 0$ 。随后用被记录的该等压点同全部三角形所有等压点比较，在某一三角形等压点同该记录的等压点相等的情况下，即满足  $XD0(LD1) = XB(1, I)$ ， $YD0(LD1) = YB(1, I)$  或者  $XD0(LD1) = XB(2, I)$ ， $YD0(LD1) = YB(2, I)$  的条件下， $I$  号三角形另一等压点被记录，此时使  $LD1 = LD1 + 1$ ， $XD0(LD1) = XB(2, I)$ ， $YD0(LD1) = YB(2, I)$  或者  $XD0(LD1) = XB(1, I)$ ， $YD0(LD1) = YB(1, I)$ ，然后再抹去该点，下面再记录的等压点和其余未被追踪的等压点作全等比较，重复上述过程，一直追踪到边界等压点为止。

### 5.3.5 等压线的绘制

所有等压点都追踪到后，输出成 AutoCAD 二次开发中的脚本文件的格式，然后调用 Spline 命令把离散的等压点连接成光滑的样条曲线，直到完成全部等压线的绘制为止。



## 第六章 AutoCAD 的二次开发技术及绘图软件的开发

管网的管理对象一般包括管网数据和图形, 利用计算机进行管理时, 应将图形和数据结合起来, 建立图形信息库, 使用户能够通过图形就看到数据, 从而使管理更加直观、更加简单。给水管网优化计算以后, 需要绘制管网优化计算结果图和等压线图。目前, 仍有不少工程设计人员采用鼠标代笔的方式来绘图。这不仅需要花费大量的时间, 而且绘制工作也十分繁琐, 且极易出错。给水管网的管网图有它自身的特点, 即管网图形主要是由直线和标注的文字组成。标注的内容主要包括: 管网的管长、管径、管段流量、节点流量、流速、水头损失、地面标高、自由水压和水流方向等。管网的基本关系矩阵  $KL$  矩阵反映了管网的图形信息, 因此可以通过  $KL$  矩阵, 经过一系列数据转换, 然后再利用 AutoCAD 的二次开发工具 VisualLISP 驱动 DCL 对话框编程来绘制管网图。实际应用表明: 它具有形象、直观、随意输入、随时修改、鼠标键盘并用、操作方便、界面友好的优点。管网等水压线的绘制是通过程序生成 AutoCAD 的脚本文件, 然后调用 Spline 命令来完成的。

### 6.1 AutoCAD 的二次开发技术<sup>[67~70]</sup>

AutoCAD 是美国 AutoDesk 公司推出通用计算机绘图和设计软件包。它的成功在于其结构的充分开放性和可开发性。AutoCAD 不仅向用户提供了丰富的绘图命令、强有力的编辑器和友好的用户界面, 而且向用户提供了各种各样的开发工具。它主要为用户提供了两类定制和开发 AutoCAD 的工具。

- (1) AutoCAD 的各种支持文件(主要是 ASCII 码的文件格式), 如程序参数文件、线型文件、图案文件、形文件、脚本文件、图形交换文件和菜单文件等。用户可修改或创建这些文件来定义适合于本专业的需要。
- (2) AutoCAD 的应用程序编程接口 (API) 及各种接口的开发指南。包括 AutoLISP、VisualLISP、DCL、DIESEL、Visual Basic、ObjectARX 等。用户可以利用这些语言创建新的 AutoCAD 命令, 使 AutoCAD 更好地满足自己的需要。

#### 6.1.1 脚本文件

脚本文件(script file)是包含在文本文件中用来执行一连串 AutoCAD 的功能命令。脚本文件的扩展名为 .scr, 是 ASCII 码的文本文件, 其内容是一系列 AutoCAD 能执行的命令及其数据。用任何文本编辑程序都可以建立脚本文件。脚本文件类似于 DOS 的批处理文件, 利用脚本文件的批处理特点可提高操作的自动化程度, 利用脚本文件的格式可编写外部程序与 AutoCAD 的接口程序。

脚本文件的格式规则有以下几点:

- (1) 空格或空行即代表回车。不得任意增加或者删除空格或者空行，否则可能导致脚本文件执行时的非正常中断或者错误执行。
- (2) 每行结尾无论有无空格都要求回车。
- (3) 以“;”开头的注释行，切记“;”要在英文输入法下输入。
- (4) 命令大小写是被看作等同的，但尽量力求完整英文命令名，不要用快捷键，以防快捷键被改过后，造成文本文件误执行其它命令的错误。
- (5) LINE 命令的坐标点后要刻意留一个“空格”或者“空行”，因为在 AutoCAD 输入命令时与其它不同，需要在坐标点之后回车才能完成直线输入。

在 AutoCAD 的图形编辑状态下，调用 SCRIPT 命令，输入脚本文件名，即可顺序地执行文件所记录的内容。脚本文件也可以加上 VisualLISP 函数或程序，从而实现更强大的功能。

### 6.1.2 VisualLISP 的基本理论

VisualLISP (简称 VLISP) 是为加速 AutoLISP 程序开发而设计的软件工具，它提供了一个完整的集成开发环境 (IDE)，包括编译器、调试器和其它工具，它可以显著地提高自定义 AutoCAD 的效率。VLISP 提供的主要工具有：文本编辑器、格式编排器、语法检查器、源代码调试器、检验和监视工具、文件编译器、工程管理系统、上下文相关帮助与自动匹配功能和智能化控制台等。

VisualLISP 是新一代 AutoLISP 语言，它对 AutoLISP 语言进行了扩展，可以通过 Microsoft ActiveX Automation 接口与对象交互，可以通过反应器扩展 AutoLISP 响应事件的能力。在 VLISP 集成环境下可以便捷、高效的开发 AutoLISP 程序，可以得到运行效率更高、代码更紧凑、源代码受到保护的应用程序。

#### 6.1.2.1 在 VisualLISP 函数中使用 ActiveX 方法

VLISP 不仅使程序开发更容易更快捷，而且还可以通过 ActiveX 与支持 ActiveX 功能的其它 Windows 应用程序交互。ActiveX Automation 是一种新的方法，通过它可以用编程方式操作 AutoCAD 图形。许多语言和环境可使用 ActiveX 编程界面，如：C++、Visual Basic、Delphi 等。在 VLISP 中使用的 ActiveX 对象，其模型、特征和方法和在其它编程环境中使用的 ActiveX 对象完全相同。ActiveX 包括许多由标准 VLISP 函数 (如 entget、entmod、和 setvar 等) 提供的功能，和这些函数相比，ActiveX 运行速度更快、访问对象特征更容易。

对象是 ActiveX 应用程序主要组成部分，每一个开放的对象均代表一个 AutoCAD 的明确组件。当 ActiveX 函数获取 AutoCAD 对象时，必须指定类型是 VLA 的对象，entnext、entsel 等函数返回的是数据类型为 ename 的对象，它们不能被 ActiveX 函数处理，但可以通过 vlax-ename->vla-object 函数将它转换

成 VLA 对象, 然后再通过 ActiveX 函数做进一步处理。具体的层次路径如图 6-1。

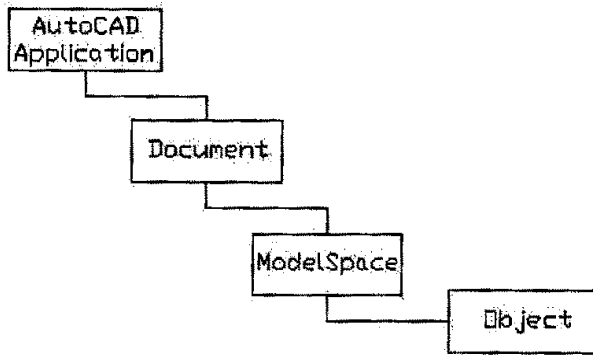


图 6-1 AutoCAD 对象模型的层次路径框图

为了访问 ActiveX 对象, VLISP 增加了一些函数, 这些函数有一个前缀 `vla-`, 如: `vla-addCircle`、`vla-get-ModelSpace` 和 `vla-get-Color` 等, 这些函数还可以按如下方法进一步分类:

- (1) `vla-`函数和每个 ActiveX 方法相对应, 可用这些函数调用 ActiveX 方法 (如 `vla-addCircle` 调用 `addCircle` 方法)。
- (2) `vla-get-`函数和每个特性相对应, 可获取 ActiveX 特性的值 (如 `vla-get-Color` 获取对象的 `Color` 的特性)。
- (3) `vla-put-`函数和每个特性相对应, 可设置 ActiveX 特性的值 (如 `vla-put-Color` 设置对象的 `Color` 的特性)。

VLISP 还提供了一些和 ActiveX 有关的函数, 其前缀为 `vlax-`。这是一些更综合的 ActiveX 函数, 它们可被应用到许多方法、对象或特性。例如, 利用 `vlax-get-property` 函数, 可获取任意 ActiveX 对象的任意特性。如果图形包括自定义的 ActiveX 对象, 或需要从其它应用程序 (如电子表格软件 Microsoft Excel 等) 中访问对象, 则可使用 `vlax-invoke-method`、`vlax-get-property` 和 `vlax-put-property` 来访问对象的方法和特性。

#### 6.1.2.2 VisualLISP 的文件操作函数

##### (1) (open filename mode)

打开一个文件, 参数 `filename` 为要打开文件的名称, 其中应包含文件的扩展名。参数 `mode` 为确定文件状态的字符串, 不区分大小写, 可为以下字符:

r: 用于读操作。

w: 用于写操作。如果指定的文件不存在, 则创建该文件并打开它。如果指定的文件已经存在, 则覆盖其现有数据, 只有在 `close` 函数关闭后才能真正将内容写入文件。

a: 用于追加操作。如果指定的文件不存在, 则创建一个新的文件并打开它:

如果指定的文件存在，则打开该文件并把文件指针移到现有数据的尾部，将要写的数据追加到现有数据的后面。

例如，假定文件 C:\user\guanwang.txt 存在：

```
(setq f (open "C:\\user\\guanwang.txt" "r"))
```

```
返回#<file "C:\\user\\guanwang.txt">
```

如果文件不存在：则返回 nil。

#### (2) (close file-desc)

关闭一个已打开的文件，file-desc 是文件描述符。如果 file-desc 有效，close 函数则返回 nil，否则返回一个出错信息。用 close 函数关闭文件后，该文件描述符并没有改变，但它不在有效，在未关闭文件之前，添加到已打开文件中的数据并没有真正写入文件。

例如，关闭 C:\user\guanwang.txt 的文件：

```
(setq f (open "C:\\user\\guanwang.txt" "r"))
```

```
(close f); 关闭文件描述符为 f 的文件
```

#### (3) (read-line [file-desc])

从键盘或已打开的文件中读取行结束符前的字符串，参数 file-desc 是文件描述符，如果未指定 file-desc，该函数则从键盘输入缓冲区中获取输入。如果该函数遇到了文件结束标志，则返回 nil。

例如，从 C:\user\guanwang.txt 读取一行：

```
(setq f (open "C:\\user\\guanwang.txt" "r"))
```

```
(read-line f); 返回 guanwang.txt 中的一行数据
```

#### (4) (write-line string [file-desc])

将字符串写到屏幕上或一个已打开的文件中。参数 string 是字符串类型。file-desc 是已打开文件的文件描述符。返回值为带有双引号的 string。但将字符串写入到文件中时可省略双引号。

例如，将"Welcome To Gongda CAD Center"写入到 C:\user\guanwang.txt 文件中：

```
(setq f (open "C:\\user\\guanwang.txt" "w"))
```

```
(write-line "Welcome To Gongda CAD Center" f)
```

```
(close f); 在文件关闭之前该行文本不会被真正写入文件
```

VLISP 还提供了其它文件操作函数如：findfile、load、read-char、setcfg、write-char 等函数，由于应用范围不广泛，在这里就不一一列举了。

### 6.1.3 DCL 对话框设计

AutoCAD 有自己的一套对话框设计语言，称为对话框控制语言 DCL (Dialog Control Language)。DCL 是一种深受用户欢迎的界面，它形象、直

观、随意输入、随时修改、鼠标键盘并用、操作方便。对话框中的各种元素称为控件，空间的尺寸和功能由空间的属性控制。用户只要提供最基本的位置信息，AutoCAD 就可以自动确定对话框的大小和部件的布局。

### 6.1.3.1 DCL 驱动程序

对话框文件描述了对话框的结构和外观、所属控件的式样和功能及控件的布局，但是要将对话框显示到屏幕上，使对话框连同各控件发挥作用，必须靠驱动程序。用 VLISP 和 Visual C++ 语言可以编写对话框的驱动程序，文章主要介绍用 VLISP 来驱动 DCL 对话框的方法。

一种简单的对话框，如果不含屏幕上的交互操作，不含嵌套的下一级对话框，它的驱动程序流程图如图 6-2 所示。

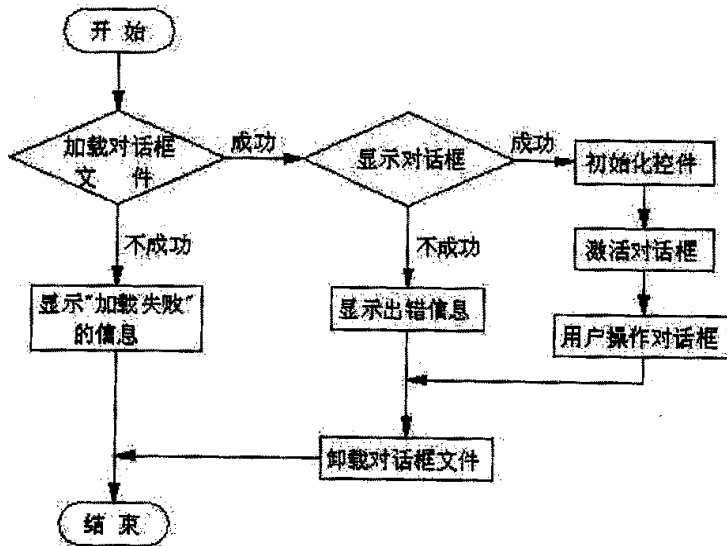


图 6-2 对话框驱动程序流程图

#### (1) 加载对话框文件 (load\_dialog dclfilename)

通过 load\_dialog 函数加载对话框文件。参数 dclfilename 为对话框文件名，若未指定文件路径，该函数按照 AutoCAD 的搜索路径加载对话框文件，若加载成功则返回一个大于零的整数，否则显示加载失败的信息。

例如，假定 C:\user\guanwang.dcl 的对话框存在，其加载格式为：

```
(setq id (load_dialog "C:\user\guanwang.dcl"))
```

#### (2) 将对话框显示到屏幕上 (new\_dialog dlgname id [action[screen\_pt]])

通过 new\_dialog 函数将对话框显示到屏幕上。参数 dlgname 是对话框的名字；id 是加载对话框文件时返回的标志；action 是该对话框的活动控件的默认活动；screen\_pt 是确定对话框左上角在屏幕上的位置的二维点。其中，后两项是可选项，对话框在屏幕上的默认位置是屏幕的中央。

例如，假定将名字为 gw 的对话框显示到屏幕上，其格式为：

```
(new_dialog "gw" id)
```

如果加载成功，则返回 true，否则返回 false。注意，gw 指对话框文件中具体对话框名称，不是对话框的标签。

### (3) 初始化控件

系统根据对话框文件中控件的属性值对控件进行初始化。用户也可根据需要程序对控件进行初始化。例如 set\_tile 和 mode\_tile 函数可改变控件某些属性的初始值；start\_list、add\_list、endlist 函数可以更新列表框的内容；action\_tile 函数可以定义控件动作的回调函数。图像和图像按钮控件的只能通过 start\_image、vector\_image、fill\_image、slide\_image 和 end\_image 函数初始化它们显示内容。

### (4) 激活对话框 (start\_dialog)

通过 start\_dialog 函数激活对话框，并将控制权交给用户，以使用户的输入。此后对话框一直保持激活状态，直到某一动作表达式或回调函数调用了 done\_dialog 函数。该函数返回 done\_dialog 函数的结束方式的函数。

### (5) 处理用户操作

根据用户的操作，执行相应控件的动作函数，此过程称为回调(callback)。或者通过 get\_tile、get\_attr 函数获取控件返回的值或指定属性的值，通过 set\_tile、mode\_tile 函数设置指定控件的指定属性。

### (6) 卸载对话框 (unload\_dialog)

如果用户选择了“退出”按钮(或其它含有退出功能的控件)，则先调用 done\_dialog 函数，对话框从屏幕上消失；然后调用 unload 函数，卸载对话框文件，释放对话框的存储空间。

## 6.2 管网等压线图的绘制方法

由于管网优化和等压线的计算是用高级语言来完成的，等压线程序的运行结果是各个等压点的具体坐标，而绘图是在 AutoCAD 平台上进行的。绘图程序关键是将各个等压点连接成光滑的样条曲线，然后在管网系统图中直观地反映出来，因此，可以利用脚本文件来读取等压线程序的运行结果进行等水压线的绘制。

脚本文件绘制等水压线的具体步骤是：等压线程序结果输出时，输出成脚本文件，即文件名的扩展名为.scr。内容输出要符合脚本文件的格式。对于 Spline、Layer、Text、Delay、Regen 等 AutoCAD 命令在程序中以字符串的形式输出；然后打开管网系统图，加载该脚本文件，即可得到光滑的样条曲线。

脚本文件绘制等水压线是调用 Spline 命令来绘制样条曲线，绘制出的曲线能够形象、直观地表示等水压线。但 Spline 命令有三个参数，曲线顶点的坐标

矩阵、曲线的顶点和终点的切点坐标。因此在调用 Spline 命令和其它命令时中间要空三行或者加三个空格。以表示参数的默认位置。值得注意的是，在设置图层调用 Layer 时，中间要空两行或者加二个空格。对于等压值的标注，是采用 AutoCAD 中的 Text 命令，标注在等压线的上方。

以文献 3 中图 4-1 为例，所绘制的等压线图如下：

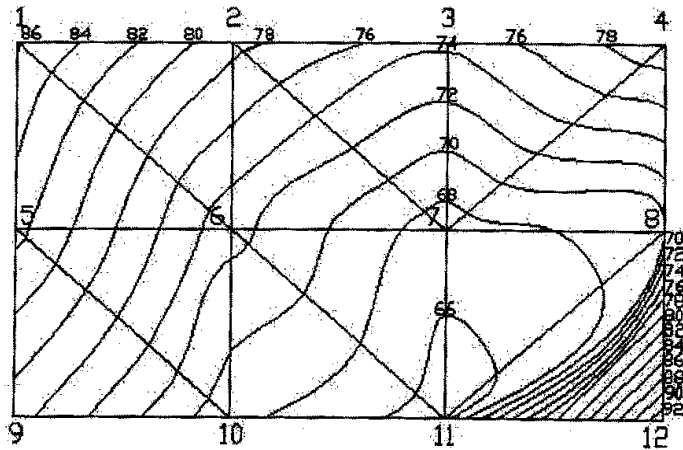


图 6-3 管网等水压线图

图 6-3 中，图中光滑曲线为等压线，等压线之间的间隔为 2m。

### 6.3 管网系统图的绘制方法

图形信息系统(GIS)是计算机的应用方向之一，其基本思想是：将图形数据和属性数据有机结合起来，以图形数据为主，把属性数据看作是图形的一部分。这改变了传统习惯中以数据为中心的思想。GIS 系统中图形与数据之间可以双向访问，即通过图形可以查找响应的数据，通过数据也可以找到相应的图形，图形和数据可以显示在同一屏幕上，使查询等操作直观、方便。GIS 系统还应具有图形和数据的管理能力，能对图形和和数据进行增、删、改等操作。图形数据与给水管网信息数据的连接是通过图素的句柄来实现。当图形数据库中生成一实体时，AutoCAD 会为其分配唯一的实体句柄，当实体从图形数据库中删除时，改实体句柄也会被撤销。因此可以将图素的句柄与属性记录的关键字段建立一一对应的关系，从而建立起链接关系。

管网系统图是反映管网系统结构的图形。管网系统图的绘制也就是将程序优化结果在管网系统图上直观地反映出来。使图形和数据合二为一。

#### 6.3.1 管网系统图数据的获取

在 AutoCAD 中利用 VLISP 程序驱动 DCL 对话框来绘制管网系统图，首先要确定各个节点的坐标的信息，然后利用各个节点之间的关系绘制管网图形。

标注优化结果时, 需要知道各个管段的方向, 用来确定标注内容的旋转方向。

管网图形的基本信息数据包括管网的节点坐标、管网的基本关系矩阵  $KL$  矩阵和各个管段的水流方向。如果自来水公司已经建立了给水管网图形信息系统 (GPGIS), 就可以直接利用遍历选择集的方法获得管网的节点坐标和  $KL$  矩阵, 管段的水流流向可以通过绝对水压的大小来获取, 因为水流总是从水压高的地方流向水压低的地方。

标注所需的数据是从优化计算结果中得到, 然后再作为初始数据直接从数据文件中读取。VLISP 中 read-line 函数是以行为单位读入数据, 读取出来的数据被转换成字符串。由于 AutoCAD 中图形数据都是以列表的形式存储, 其二次开发工具 VLISP 有丰富的表处理函数来构造和选取列表的内容, 列表形式的数据有利于程序的读取。为此, 管网的优化结果必须输出成 VLISP 列表形式。列表的具体形式为: (环号--管段局部号 首节点号--尾节点号 管长 管径 流速 流量 水头损失 节点流量 首节点地面标高 尾节点地面标高 首节点自由水压 尾节点自由水压 首节点绝对水压 尾节点绝对水压)。上述一行就是一个列表, 将一根管段的信息写在一行上, 并用括号括起来形成列表。列表内容是由优化程序自动生成, 而不是人工写成列表放在文本里。

### 6.3.2 优化计算结果的标注

在给水管网图形中, 标注各种数字和文字要占整个绘图的三分之二的的时间, 标注的内容主要包括: 管网的管长、管径、流速、管段流量、水头损失、节点流量、地面标高、自由水压和水流方向等。需要标注的各项数据和文字不同于尺寸标注。因此, 可以在 VLISP 中使用 ActiveX 的创建文字的方法 (vla-addText), 可以自动完成各项数据的标注。ActiveX 中 vla-addText 方法有三个参数, 即标注的文字字符串、插入点的坐标和标注的文字高度。标注文字的内容必须定义为字符串 (String); 标注文字的大小则由 DCL 界面的标注参数来控制; 插入点的坐标直接由管网的各个节点的坐标和标识符的大小确定。在标注时, VLISP 采用 osnap 函数扑捉整型 (\_int) 的样式, 对管网的各个节点进行自动扑捉进行标注。

在给水管网进行标注时, 由于标注位置和方向的不同可以分为三类:

第一类: 对管长、管径、流速、管段流量和水头损失的标注。它们通常标注在管段中央的两侧, 一般情况下, 通常将管径、管长、流速分成一组, 管段流量和水头损失分为另一组。标注的具体格式为: “管长—管径—流速”, “管段流量—水头损失”。其中标注文字的大小是由 DCL 界面的标注参数来控制; 标注文字的属性需要重新设定, 采用居中 (acAlignmentmiddle) 的齐方式; 标注文字的方向根据管段与  $x$  轴的夹角  $\theta$  得出。  $\theta$  的变化范围应控制在  $-\pi/2 \sim \pi/2$  之间。标注流量和水头损失时, 不考虑流向, 标注的是它们的绝对值。

第二类: 对节点流量、地面标高和自由水压的标注。它们通常通过一根延



长线标注在节点上，它们的标注文字大小、与  $x$  轴的夹角以及节点流量的箭头大小是通过 DCL 的标注参数来控制的。

第三类：管段水流流向的标识。管段水流流向可以根据管段的起始节点和终止节点的绝对水压来确定，如果起点的水压高于终点的水压，则水流方向从起点流向终点，表示流向的箭头指向是从起点指向终点；否则，水流的方向是从终点指向起点，表示流向的箭头指向是从终点指向起点。箭头标注摒弃了以往插入外部参照的方法。而是直接利用 VLISP 语言中的 Pline 函数完成了对管网水流流向的标识，箭头的大小可以通过 DCL 的标注参数来控制。具体的 VLISP 源代码程序如下：

```
(if(> point1 point2)
  (progn
    (setq pointbig pj1)
    (setq pointsmall pj2)
    (setq alfa (angle pointsmall pointbig))
    (setq L1 (/ (distance pointbig pointsmall) 2.0))
    (setq pt1 (polar pointsmall alfa L1))
    (command "pline" pt1 "w" 0 sca (polar pt1 alfa (* 3.5 sca)) ""))
  )
  (progn
    (setq pointsmall pj1)
    (setq pointbig pj2)
    (setq alf (angle pointsmall pointbig))
    (setq L2 (/ (distance pointsmall pointbig) 2.0))
    (setq pt2 (polar pointsmall alf L2))
    (command "pline" (polar pt2 alf (* 3.5 sca)) "w" sca 0 pt2 ""))
  )
)
```

其中：point1 和 point2 是起始节点和终止节点的绝对水压值；sca 是指箭头的宽度大小。

### 6.3.3 出图

在利用 VLISP 驱动 DCL 对话框绘制管网图形时，首先加载 VLISP 源程序，这时会跳出图 6-3 所示的 DCL 对话框，DCL 对话框中有四个标注参数：即文字高度、箭头宽度、流量偏角和水压偏角。对话框的四个标注参数可以控制管网系统图的文字的大小、箭头的大小、节点流量的偏角以及自由水压的偏角。它可以随意输入、随时修改，直到绘制出你满意的管网系统图为止。真正做到了

管网的优化设计和绘图界面友好的一体化。

以文献3中图4-1为例，所编制程序的对话框和绘制的管网系统图如下：



图 6-4 管网标注对话框图

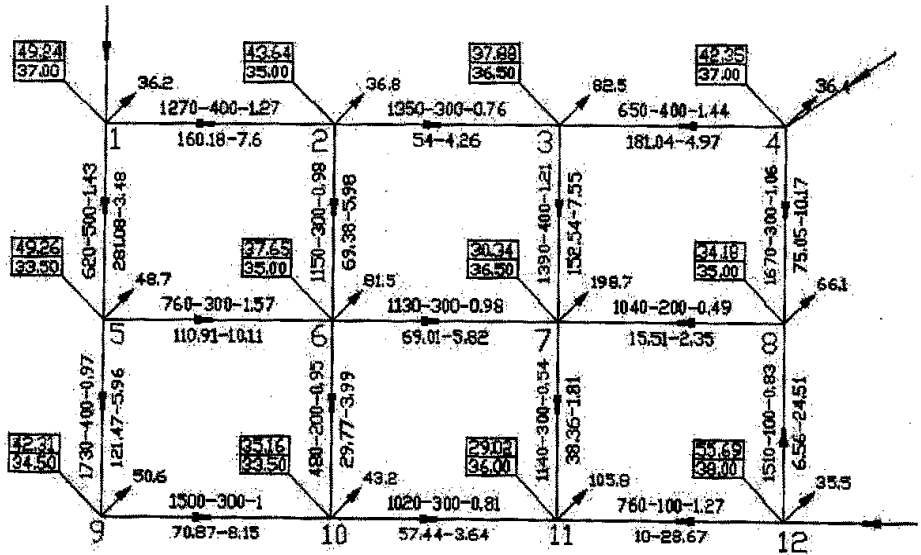


图 6-5 给水管网系统图

图 6-5 中，文字高度取值为 2.8，箭头宽度取值为 1.7，节点流量偏角为  $45^\circ$ ，水压偏角为  $135^\circ$ 。

## 第七章 工程实例

### 7.1 工程实例一

#### 7.1.1 工程简介

工程实例一是山东省某油田的城区小型管网改造设计。该城区只有一个水厂供水。水厂距离城区 5100m，二级泵站位于水厂内，中途没有加压泵站。从水厂到城区的输水管道为新建成 DN800 的钢筋混凝土管，输水管末端的水压为 35.16m。城区管网的原设计方案是山东省滨州某设计院负责设计的。在原设计方案中，城区所有干管一律采用 DN400 和 DN300 的灰口铸铁管，且管网没有水力计算结果。

#### 7.1.2 管网改建方案

该城区供水管网绝大部分管道铺设年代已久，供水管网就其整体而言已趋于老化，管网的承压能力明显偏低，加上管道材质较差、人为破坏严重、年久失修、漏损较大，经常会出现爆管、漏水、断裂现象。根据该城区的实际情况及长期发展规划的要求，要求对该管网统一改建，把所有的灰口铸铁管换成 PE 管。并把设计用水量由原来的 200 l/s 增加到 289.35 l/s，最高日用水量增加到 17000 m<sup>3</sup>/d。控制点最低自由水压为 18.00m，由于该城区位于黄河入海口的冲击平原，地势平坦，因此在计算时，取该城的平均海拔高度 4.5m 为各节点的地面标高。

水厂提供了五种标准管材的造价。其它型号的管材的价格，用计算出的经济参数进行数值模拟计算，这 5 种型号管材及价格见表 7.1

表 7.1 PE 管单位管长造价(元/米)

序号	1	2	3	4	5
管径(mm)	100	200	300	400	500
直接费	42.04	121.0	268.65	401.97	601.30

#### 7.1.3 管网建模<sup>[71-74]</sup>

根据水厂提供的城区管线布置图，略去次要的管线和一些管径较小的管线，保留主要的管线。并将树枝状部分省略，将其节点流量加入联系管段的较节点，使之成为环状网。并在管网上标注节点号、管段号和环号。

管网的改扩建模型为：

$$W_1 = \left( p + \frac{m}{100} \right) \sum_{i \in N} (a + bD_i^c) L_i + PQ(H_0 + \sum h_f) \quad (7-1)$$

式中： $p = I_c(1 + I_c)^T / ((1 + I_c)^T - 1)$  是管网动态折算系数； $P = 8.76E\rho g/\eta$ ，表示

$Q=11/s$ ,  $H_p=1m$ 时的每年电费(分), 投资偿还期 $T=3$ 年, 折旧率 $m=10\%$ , 供水能量变化系数 $\beta=0.3$ , 泵站效率 $\eta=0.7$ , 基准收益率 $I_c=12\%$ , 电价为0.45元/度。

按照上述的目标函数和相关经济参数, 利用所编程序对该管网进行优化改扩建计算。计算结果见表 7.2

表 7.2 实例一优化计算结果

环-管段	管长(m)	管径(mm)	流量(l/s)	水头损失(m)	流速(m/s)
1--1	377	100	-7.80	-2.04	0.99
1--2	504	150	-11.46	-0.68	0.65
1--3	384	150	12.50	0.61	0.71
1--4	525	100	6.71	2.10	0.85
2--1	879	200	-24.66	-1.18	0.78
2--2	440	200	-45.88	-2.04	1.46
2--3	327	200	28.04	0.57	0.89
2--4	522	200	41.43	1.98	1.32
2--5	504	150	11.46	0.68	0.65
3--1	384	150	-12.50	-0.61	0.71
3--2	229	150	-8.90	-0.19	0.50
3--3	388	200	22.45	0.43	0.71
3--4	229	150	12.52	0.37	0.71
4--1	522	200	-41.43	-1.98	1.32
4--2	212	200	-30.47	-0.43	0.97
4--3	518	200	44.12	2.22	1.40
4--4	229	150	8.90	0.19	0.50
5--1	327	200	-28.04	-0.57	0.89
5--2	280	300	-90.76	-0.59	1.28
5--3	336	300	91.74	0.72	1.30
5--4	212	200	30.47	0.43	0.97
6--1	518	200	-44.12	-2.22	1.40
6--2	336	300	-91.74	-0.72	1.30
6--3	167	300	94.25	0.38	1.33
6--4	840	200	36.18	2.43	1.15
6--5	188	150	8.51	0.14	0.48
7--1	840	200	-36.18	-2.43	1.15
7--2	396	200	35.49	1.10	1.13
7--3	844	150	15.54	2.08	0.88

7--4	407	100	-4.58	-0.76	0.58
------	-----	-----	-------	-------	------

优化计算最终得到管网各个节点的自由水压见表 7.3

表 7.3 实例一节点自由水压

节点号	自由水压	节点号	自由水压	节点号	自由水压
1	29.32	6	34.01	11	35.16
2	31.35	7	34.57	12	32.36
3	32.53	8	31.78	13	34.78
4	31.42	9	32.22	14	31.60
5	32.03	10	34.44	15	33.68

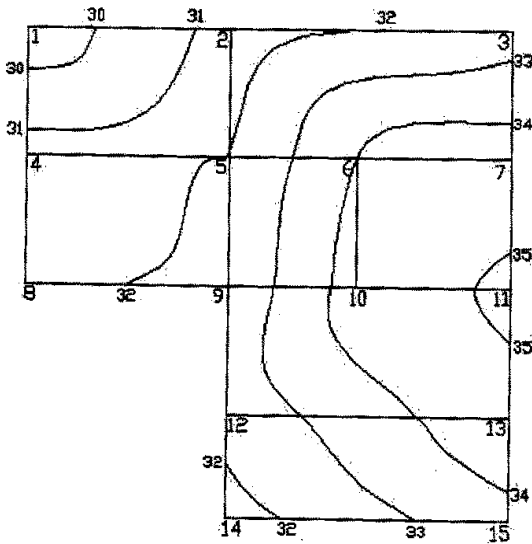
根据水厂提供的原始资料和数据，进行管网的改扩建优化计算得到管网动态年费用折算值为 740878.40 元，控制点最低自由水压为 29.32m(距水源节点最远的点 1 号节点为控制点)，满足控制点最低自由水压为 18.00m 的要求。

#### 7.1.4 管网核算

消防核算时，假定在管网的最远端即 1 号节点发生火灾，消防流量为 20l/s。对管网进行平差计算，控制点水压为 18.41m，满足消防水压要求。

最不利管段损坏时的核算，假定直接和输水管相连的 10 号和 11 号节点构成的管段发生损坏，流量按原流量的 70% 计，进行管网平差计算，由程序得出的控制点的自由水压为 30.11m，满足用户水压的要求。

#### 7.1.5 管网图形的绘制



利用本文等压线的绘制方法，首先对管网进行三角划分，然后在三角网格的基础上，根据优化计算的节点自由水压，计算出各等压点坐标。最后调用 AutoCAD 的脚本文件，绘制等压线图。实例一管网等压线图见图 7-1。

图 7-1 实例一的管网等压线图

根据管网计算的结果和已经建立的数据文件，调用开发完成的管网绘图程序，然后在 DCL 对话框中输入标注参数具体数值，即可得整个管网的系统图。利用程序绘图的实例一的管网系统图见图 7-2:

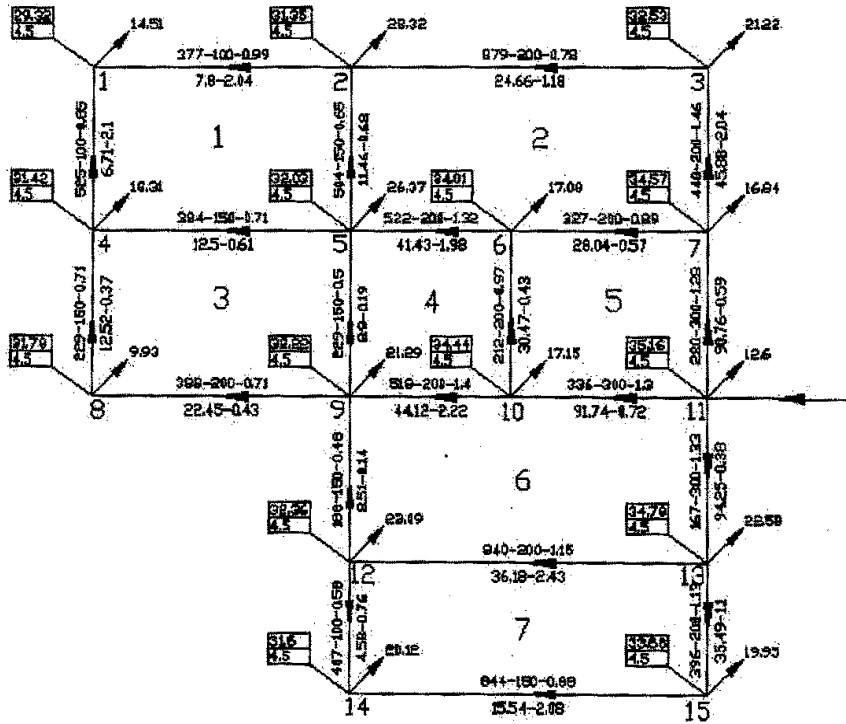


图 7-2 实例一的管网系统图

从上面的优化结果和图形可以看出，优化后管段的管径分布更加合理，证明所采用的改扩建的优化方法和绘图软件可行性与实用性。

## 7.2 工程实例二

### 7.2.1 工程简介

工程实例二是安徽省某市给水管网扩建方案，该市管网有两个水厂，其中一水厂位于城市内部，二水厂位于城市外围，形成的管网为空间管网。原管网最高时用水量为  $1215.28\text{ l/s}$ ，共有 21 个环，44 个供水节点，64 条计算管段，其中管径最大的为 700mm，最小的为 100mm。现由于城市发展规划要求，在城区以南要开发新用户。为保证供水安全可靠，最高时用水量将增加 16.58%，原方案最高用水时，一水厂二级泵站三台 S200—63 型水泵并联运行，二水厂二级泵站两台 14SH—13 和一台 12SH—9B 型泵并联运行，要求控制点自由水压为 22.22m。

经济参数如下：投资偿还期  $T = 20$  年，折旧率  $m = 2.8\%$ ，供水能量变化系数  $\beta = 0.15$ ，泵站效率  $\eta = 0.7$ ，基准收益率  $I_c = 12\%$ ，电价为 0.45 元/度。

### 7.2.2 改扩建方案分析

现有管网因用水量发展而必须考虑改造某些管段，并确定改扩建方式(改换成大口径水管、增敷平行管线、不更换管线等)以及选定改扩建管线的管径。鉴于在城区以南开发新用户，可采用以下几种解决方案：一是增设水源，这种方法最安全，但因目前并不缺水，只是发展一些新用户，而且这种方案明显不经济；二是扩大管径，将整个管网的管段扩大管径，这样可以解决水压和水量的问题，如不计现有管道的拆除费用，仅新增管道的费用就很高；三是结合水量增长需要，在发展新用户处铺设新管道，然后再与整个城市管网连接成环，这样既能充分发挥现有管道的输水能力，又能提高供水安全性，因此是可选方案。

本工程实例中，自来水公司提供了6种标准管材的单位管长造价，其它型号的管材价格，用计算出的经济参数进行数值模拟计算。这6种型号的管材和价格见7.4表。

表 7.4 铸铁管单位管长造价(元/米)

序号	1	2	3	4	5	6
管径(mm)	100	200	300	400	500	600
直接费	97.37	168.80	199.68	297.99	413.60	545.59

### 7.2.3 管网建模

在本实例中，由于自来水公司提供了管网各个节点的地面标高和节点流量，因此就不需要计算管网的节点流量。

管网的改扩建模型为：

$$W_i = \left(p + \frac{m}{100}\right) \sum_{i \in N} (a + bD_i^a) L_i + PQ(H_0 + \sum h_y)$$

按照上述模型和相关经济参数，利用所编程序进行优化计算，增敷平行管线和新铺管段的具体结果见表7.5。其它各管段的计算结果见附录1。

表 7.5 实例二改扩建管段的计算结果

环—管段	管长(m)	管径(mm)	流量(l/s)	水头损失(m)	流速(m/s)
23-- 2	310	500	-190.18	0.33	0.97
24-- 3	720	300	61.89	2.20	0.88
24-- 4	680	200	-26.02	-3.01	0.83
24-- 5	670	400	-105.50	-1.36	0.84
25-- 2	820	300	70.10	3.16	0.99
25-- 3	680	250	-46.15	-2.94	0.94
25-- 4	860	300	-69.21	-3.24	0.98

为提高供水安全性，二水厂增铺一根管长为 310m 管径为 500mm 的平行输水管，由上表可知，整个城市管网共新铺了 7 根管段。由于水量的增长，二水厂需要新增一台 14SH-13 型水泵，现二水厂共三台 14SH-13 和一台 12SH-9B 型泵并联运行。

实例二各个节点的自由水压值见表 7.6

表 7.6 实例二节点自由水压

节点号	自由水压	节点号	自由水压	节点号	自由水压
1	44.09	17	33.04	33	29.37
2	40.37	18	29.74	34	28.05
3	32.42	19	29.55	35	28.77
4	34.20	20	31.36	36	31.98
5	39.61	21	31.89	37	32.70
6	37.83	22	30.13	38	33.19
7	34.25	23	29.37	39	35.71
8	38.32	24	28.59	40	41.49
9	38.02	25	28.54	41	38.56
10	36.15	26	27.79	42	38.19
11	38.08	27	27.97	43	37.07
12	35.17	28	25.71	44	36.76
13	35.37	29	28.95	45	42.01
14	33.76	30	28.31	46	39.00
15	34.15	31	28.57	47	38.77
16	33.33	32	29.16	48	35.84

根据自来水公司提供的原始资料和经济参数，进行优化计算得到管网改扩建的年费用折算值为 2669514.00 元，控制点自由水压为 25.71m(以距离水源最远点 28 号节点为控制点)，满足控制点自由水压为 22.22m 的要求。

#### 7.2.4 管网的核算

消防核算时，同时考虑两处着火点，消防流量分别为 35l/s，位于管网的两个最不利点 28 号节点和 34 号节点。经过计算控制点 28 号节点水压为 17.58m，控制点 34 号节点水压为 20.42m，满足消防水压要求。

最不利管段损坏时的核算，考虑与二水厂相连的 1 号和 2 号节点构成的平行管段管径为 700mm 的管段发生损坏，管径 500mm 的管段正常运行。事故时，流量按原流量的 70% 计算。经核算，控制点 28 号节点的水压为 27.82m，这是因为管径不变，流量减小，泵的扬程增加造成。满足用户水压要求。



### 7.2.5 管网图形的绘制

根据优化计算的结果，整理数据，绘制管网系统图和等水压线图。其绘图结果见附图 1 和附图 2。

## 第八章 总结与展望

### 8.1 总结

给水管网改扩建优化设计问题是一个大型、多元、多约束复杂的非线性规划问题。从管网的供水量长期预测、管网改扩建的建模、节点流量的计算、初始流量的分配、优化计算到管网图形界面的开发和等水压线的绘制,涉及的因素很多,任何一部分的改进与完善都有利于整体改扩建优化效果的提高。在课题的研究过程中,充分利用了高级语言的计算功能和 AutoCAD 中脚本文件、VisualLISP 的强大的绘图功能以及 DCL 对话框界面的开发。使计算—界面—绘图有机地结合起来。实现了环状管网改扩建优化设计和绘图界面的开发的一体化。文章五部分重点论述了管网供水量的长期预测方法、管网改扩建的数学模型、给水管网的计算方法、给水管网等压线的计算方法和给水管网系统图和等水压线图的绘制方法。

文章首先介绍了供水管网的用水量预测方法。在管网供水量长期预测方法中,列举了一元线性回归法、单元指数回归法、生长曲线法和灰色预测方法,经过实例比较可以得出灰色动态等维新息模型在长期供水量预测方面优于其它模型,但它的适用范围不广,对于波动的数据无法进行预测。最好使用一些组合模型为佳。

第三章重点介绍了给水管网改扩建建模方法,首先论述了给水管网的建模类型和模拟内容,然后提出了改扩建实用优化设计目标函数以及约束条件。最后对改扩建的优化设计模型进行求解。

第四章介绍了给水管网的计算方法。首先列举了常用的水头损失公式,重点介绍了给水管网优化设计的连续计算方法。即只要输入最基本的数据,就可以完成节点流量、管段流量的初始分配和管网的优化计算等工作。提出了一种通过数据转换自动生成管段识别矩阵的新方法。实现了识别矩阵对校正流量的自动调整。所采用高幂次管长最小平方和法分配初始流量,既不要预先确定管段的水流方向又考虑了管长的因素,是现有的流量分配方法中比较可取的一种。最后论述了新敷平行管线的管径选择的计算方法。

第五章介绍了绘制等压线图的几种方法。首先介绍了等水压线的用途,然后论述了绘制等水压线的两种方法。最后重点是利用三角网格法来绘制等水压线图。

第六章介绍了 AutoCAD 的二次开发技术与管网绘图软件的开发。首先介绍了 AutoCAD 的二次开发技术和一些程序接口。然后提出了利用脚本文件绘制等水压线的新方法,绘制的曲线能够形象、直观地表示等水压线。最后提出通过 VisualLISP 程序驱动 DCL 对话框来设计管网绘图界面,界面参数可以随意输入、随时修改,使管网图形的修改十分方便。真正做到了管网的优化设计和绘图界

面友好的一体化。

文章最后以两个工程实例验证了本文所介绍的计算、绘图方法的可行性。

在本课题的研究过程中，文章在计算和绘图方面比以往的程序有了更深入的研究。在计算方面，提出了一种利用基本关系矩阵  $KL$  矩阵自动生成管段识别矩阵的新算法，实现了只需一个基本关系矩阵就可以进行大型复杂管网优化计算的编程方法。大大减少了初始数据的输入时间。实现了管段识别矩阵对校正流量的自动调整。在绘制等水压线图方面，利用 AutoCAD 的脚本文件进行等水压线的绘制，绘制的曲线比以往的直线等压线更形象、更直观，更具体。在绘制管网系统图方面，提出了通过 VisualLISP 程序驱动 DCL 对话框来设计管网绘图界面，设计的界面形象、直观、随意输入、随时修改、鼠标键盘并用、操作方便。真正做到了管网改扩建的优化设计和绘图自动化。

虽然文章提出了一些新的方法，但仍有不少问题没有完全解决，优化计算的算法采用的是传统的拉格朗日法，未能用多种算法进行优化计算并对最终结果进行比较分析。在用计算机直接分配管段的实流量和虚流量时，经常会出现个别管段的实流量和虚流量流向相反的情况。根据计算的结果取标准管径时，容易造成偏差。在工程实例的应用过程中，由于资料缺乏，没有真正地把新老管网进行分析比较，提出一个更加合理的改扩建方案。

## 8.2 展望

优化改扩建设计模型的目标函数包含着经济因素、管道造价参数等管网优化设计参数。计算时需要根据各地的概预算方法及实际情况进行求解，才能得到符合实际的优化参数。因此要编制一个完善的管网改扩建优化设计及绘图自动化的软件还有很多的研究工作要做，并需要在工程实践中得到不断的改进。

在今后的工作实践中，要用多种算法进行改扩建优化计算，在多个方案中选取结果最优的方案作为优化设计的最终结果。譬如应用灰色神经网络组合模型对未来年限的供水量进行预测。把改进的遗传算法运用于工程设计实践中。在绘图方面还需要进一步完善。绘图的所需的数据文件最好在同一程序生成，而不是调用数据文件。开发的界面要更为友好，使用更加方便。最好可以用 C++ 开发可视化界面。

随着给水管网领域研究工作的深入，以及相关技术的发展，给水管网改扩建优化设计会不断地改进、完善。软件开发更面向于实用、简洁、友好的人性化界面方向发展。

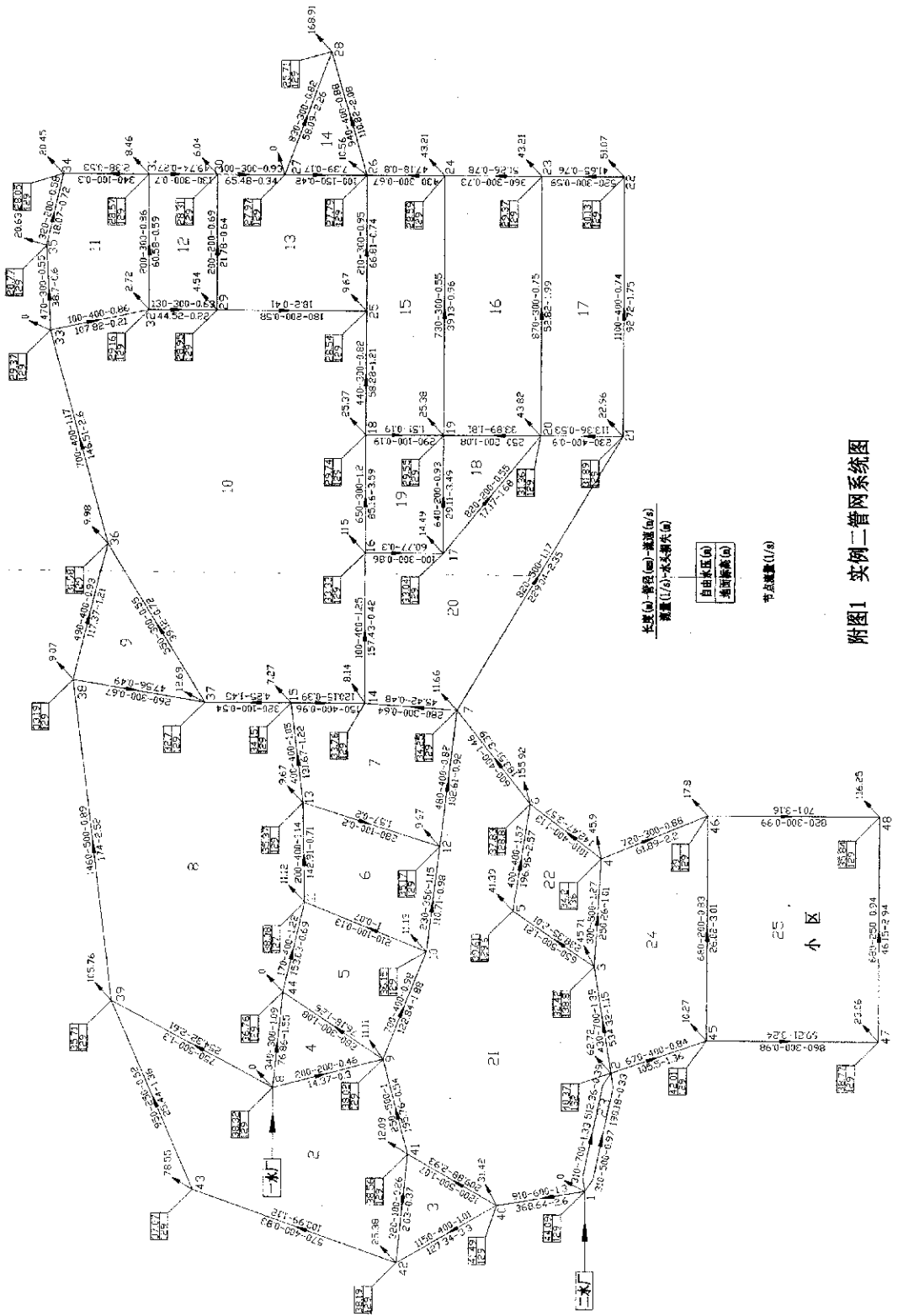
## 参考文献

- [1] 严煦世、范瑾初. 《给水工程》(第四版) [M]. 中国建筑工业出版社, 2001
- [2] 赵洪宾、严煦世. 《给水管网系统理论与分析》[M]. 中国建筑工业出版社, 2003
- [3] 王国明. 《城镇给排水工程程序设计》[M]. 合肥工业大学出版社, 2002
- [4] Kessler A, Shamir U. Decomposition Technique for Optimal Design of water Supply Networks. *Engineering Optimization*, 1991, 17(1): 1-19
- [5] Godfrey A. Walters. Optimal Design of Water Distribution Networks. *School of Engineering, University of Exter*, 1993, 1: 92-117
- [6] S.Hopfgarten. SOPT-A Program Package for the Planning and Management of Water Supply System Using Optimization Methods. *Intergrated Computer Applications in Water Supply*, 1993, 1: 293-302
- [7] B. Ulanicki. Unified Approach for the Optimization of Nonlinear Hydraulic Systems [J]. *Optimization Theory and Applications*, 1991, 68(1): 161-171
- [8] Nien-Sheng Hsu, Ker-Wei Cheng. Network Flow Optimization Model for Basin-Scale Water Supply Planning [J]. *Water Resour Ping and Mgmt*, 2002, 128(2): 102-112
- [9] 王荣和. 给水管网形态多工况优化设计及非稳定状态水力模拟研究[D]. 同济大学博士论文, 1998
- [10] 徐得潜. 小城镇给水管网设计方法研究[J]. *华东给水排水*, 1998, 12: 9-11
- [11] 俞国平. 给水管网最优化设计的一个方法[D]. 同济大学硕士论文, 1980
- [12] 李翠梅、王德美. 给水管网动态界限流量公式的推导及讨论[J]. *苏州城建环保学院学报*, 2002, 15(4): 36-40
- [13] 吴志远、邵惠鹤、吴新余. 基于遗传算法的退火精确罚函数非线性约束化方法[J]. *控制与决策*, 1998, 13(2)
- [14] 王雪峰、刘遂庆. 基于自然数编码的遗传算法的给水管网优化程序[J]. *华东给水排水*
- [15] 金菊良、丁晶. 《水资源系统工程》[M]. 四川科学技术出版社, 2002, 12: 65-74
- [16] 王文远. 用基因算法求管网经济管径[J]. *给水排水*, 1997, 23(12): 22-25
- [17] 邹林、马光文等. 给水管网管径优化设计的遗传算法[J]. *四川联合大学学报(工程科学版)*, 1998, 2(1): 1-6
- [18] 金菊良、杨晓华等. 基因算法的应用与改进[J]. *河海大学学报*, 1998, 26(2)

- [19] 刘宝坤等. 基于遗传算法的神经网络自适应控制器的研究[J]. 信息与控制, 1997, 26(4)
- [20] 邓聚龙. 《灰色系统理论教程》[M]. 华中理工大学出版社, 1990
- [21] 张雅君、刘全胜. 城市需水量灰色预测的探讨[J]. 中国给水排水, 2002, 18(3): 79-81
- [22] 刘思峰、党耀国、方志耕等. 《灰色系统理论及其应用》[M]. 科学出版社, 2004
- [23] 胡德秀、杨杰. 城市需水量的灰色非线性预测[J]. 陕西水力发电, 1999, 15(1): 23-27
- [24] 张雅君、刘全胜. 北京工业需水量的多元回归分析及预测[J]. 给水排水, 2002, 28(11): 53-55
- [25] 程五一. 时间序列技术在预测瓦斯压力中的应用[J]. 煤炭工程师, 1994, (2): 27-31
- [26] 邓聚龙. 《灰理论基础》[M]. 华中科技大学出版社, 2002
- [27] 张鑫、韦钢、周敏等. 灰色理论在城市年用电量预测中的应用[J]. 上海电力学院学报, 2002, 18(2): 9-12
- [28] 王国平. 城市污水及主要污染物排放量的灰色预测模型[J]. 环境工程, 12(1): 47-51
- [29] 拜存有、冯旭、张升堂等. 灰色等维新息模型在灌溉用水量中的应用研究[J]. 西北农林科技大学学报, 2004, 32(9): 115-118
- [30] 张永波、崔玉波. 神经网络预测城市用水量的等维新息模型[J]. 太原理工大学学报, 1999, 30(4): 382-384
- [31] 李红艳、崔建国、张星全. 城市用水量预测模型的优选研究[J]. 中国给水排水, 2004, 20(2): 41-43
- [32] 周云、王兆平. 给水管网优化设计[J]. 兰州铁道学院学报, 1996, 15(1): 27-35
- [33] 刘敏南. 给水管网水力计算与优化调度[J]. 水利学报, 1995, (9): 32-39
- [34] 吕谋、徐鹏友、葛厚斌等. 给水管网的计算机辅助优化设计方法[J]. 青岛建筑工程学院学报, 1998, 19(3): 41-46
- [35] 赵树旗. 环状管网优化设计新方法[J]. 华北水利水电学院学报, 1996, 17(2): 84-91
- [36] 徐得潜. 城市给水管网优化设计[J]. 基建优化, 1995, 16(1): 15-18
- [37] 张启海、苗兴皓. 管网优化方法及应用[J]. 华北水利水电学院学报, 1998, 19(3): 42-45
- [38] 胡文军、许宁、彭峰. 一种新的水力计算程序[J]. 江汉石油学院学报, 1996, 18(4): 108-111

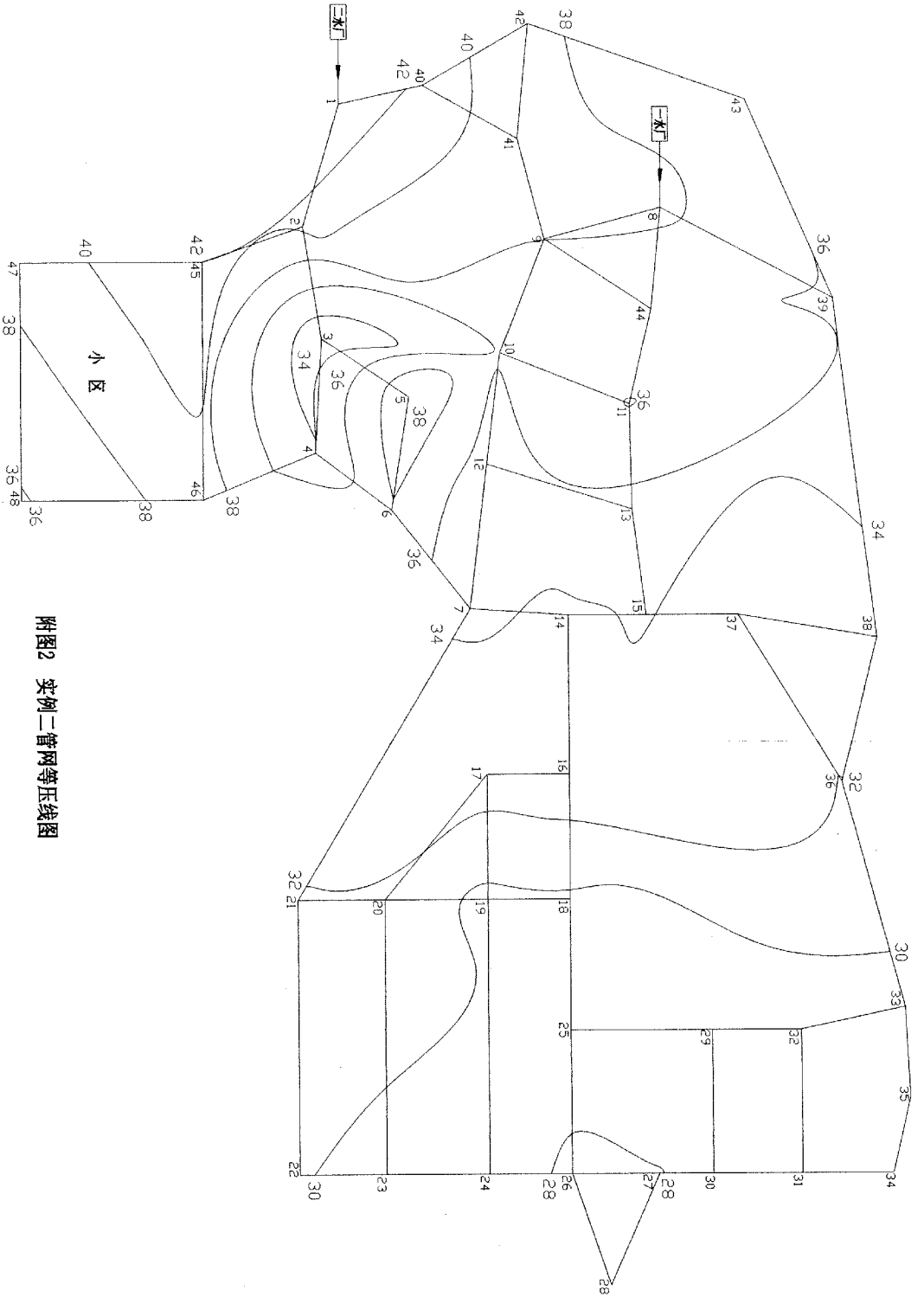
- [39] 宋森正、张启海、李振佳. 城市给水管网的计算方法及应用[J]. 山东水利科技, 1997, (1): 5-8
- [40] 王国明、王毅. 给水环网计算程序中的数据转换方法[J]. 工业用水与废水, 1999, 30(4): 41-43
- [41] 王国明. 给水管网计算中的数据转换方法[J]. 工业用水与废水, 2002, 33(6): 44-46
- [42] 王国明、颜高峰. 环状给水管网计算的一种数据转换方法[J]. 合肥工业大学学报(自然科学版), 2003, 26(4): 581-584
- [43] 伊学农、刘遂庆. 节点递归算法用于污水的优化设计[J]. 中国给水排水, 2002, 18(10): 58-60
- [44] 李子富、王晏平. 多水源管网水力计算的新方法[J]. 给水排水, 1994, (3): 12-15
- [45] 袁一星、高金良等. 给水管网节点流量计算方法的研究[J]. 哈尔滨建筑工业大学学报, 1999, 32(1): 67-71
- [46] 祝健. 一种环状给水管网流量优化分配方法[J]. 合肥工业大学学报(自然科学版), 1999, 22(2): 72-75
- [47] 王国明、何煜辉. 计算幂次管长的分配流量方法[J]. 给水排水, 2000, 26(8): 23-25
- [48] 王国明. 环状网给水管网的初始流量分配[J]. 化工给排水设计, 1998, (4)
- [49] 沈致和. “最短树”的多水源给水管网流量分配[J]. 化工给排水设计, 1996, (4): 1-4
- [50] 王国明、吕树清、杜锐. 考虑管长因素的初分流量方法探讨[J]. 合肥工业大学学报(自然科学版), 2002, 25(3)
- [51] 吴学伟、陈方肃. 给水管网中管段流量计算方法的探讨[J]. 华南建设学院西院学报
- [52] 吕谋、李红卫. 给水管网平差计算中各种流量法的分析和比较[J]. 青岛建筑工程学院学报, 1994, 15(4): 41-46
- [53] 王能超. 《数值分析简明教程》[M]. 高等教育出版社, 2000
- [54] 谭浩强. 《C语言程序设计》[M]. 清华大学出版社, 1997
- [55] 周煦、王德民. 《数值计算方法及程序设计》[M]. 机械工业出版社, 1989
- [56] 彭永臻、崔福义. 《给排水工程计算机程序设计》[M]. 中国建筑工业出版社, 1993
- [57] 徐得潜. 多水源空间管网平差计算通用程序[J]. 给水排水, 1994, 20(2): 9-11
- [58] 范跃华、刘满. 微机绘制管网等水压线图方法[J]. 给水排水, 1995, (12): 13-15

- [59] 王继明. 《给水排水管道工程》[M]. 清华大学出版社, 1989
- [60] 李 强、刘遂庆. 三角形网格法绘制水管网等压线[J]. 给水排水, 1999, 25(9): 24-26
- [61] 王雪珍. 用图论方法优化树状输配水管网布置及计算机绘图程序[J]. 喷灌技术, 1995, (2): 35-38
- [62] 闵卫东、唐泽圣. 二维任意域内点集的 Delaunay 三角划分生成算法[J]. 计算机学报, 1995, 18(5): 365-371
- [63] 肖双九、邱泽阳等. 多连通曲面离散点集的 3D 三角划分法研究[J]. 软件学报, 2002, 13(4): 559-663
- [64] 王威信、邓达华. 三维实体仿真建模的网格自动生成方法[J]. 计算机学报, 2002, 25(1): 44-48
- [65] 吴 鹏、王志坚. 一种高效实现等值线的软件[J]. 计算机应用与软件, 1995, (12): 56-58
- [66] 秦开怀、龚明伦等. 最小权三角划分的进行算法[J]. 清华大学学报(自然科学版), 1997, 37(4): 53-58
- [67] 李学志. 《AutoCAD2000 定制与 Visual LISP 开发技术》[M]. 清华大学出版社, 2001
- [68] 黎新懿、赵景亮. 《用 Visual LISP 开发 AutoCAD2004 应用程序》[M]. 科学出版社, 2003
- [69] 孙海林、陆帅华等. 《设计大师 AutoCAD2002 高级使用篇》[M]. 清华大学出版社, 2002
- [70] 二代龙震工作室. 《AutoCAD 程序设计实作》[M]. 电子工业出版社, 2002
- [71] 姜乃昌. 《水泵与水泵站》[M]. 中国建筑工业出版社
- [72] 中国市政工程西北市政工程设计院. 《给水排水设计手册》(第 11 册)[M]. 中国建筑工业出版社, 1986
- [73] 上海市政工程设计院. 《给水排水设计手册》(第 3 册)[M]. 中国建筑工业出版社, 1985
- [74] 《室外给排水工程规范》[M]. 中国建筑工业出版社, 2003



附图1 实例二管网系统图





附图2 实例二管网等压线图