面向21世纪高等学校规划教材

数字测图原理与方法

编著
高井祥 肖本林 付培义
梁 明 杨世清 梁洪有



中国矿业大学出版社

SHUZI CETU YUANLI YU FANGFA

责任编辑　何　戈
封面设计　肖新生



ISBN 7-81070-320-X / P·18　定价：28.00 元

444

P28-43
G24

面向21世纪高等学校规划教材

数字测图原理与方法

高井祥　肖本林　付培义
梁　明　杨世清　梁洪有　编著

A0954775

中国矿业大学出版社

内 容 提 要

本书共分十章，第一至第六章为传统的大比例尺测图部分，内容包括测量基本知识、基本测量原理和仪器、测量误差基本知识、控制测量、地形图测绘概述、平板仪测绘大比例尺地形图；第七至第九章为数字测图部分，包括计算机地图制图的基本原理和方法、地形图的数字化、大比例尺地面数字测图；第十章为航空摄影测量及遥感成图简介。

本书主要适用于测绘工程、地理信息系统、土地资源管理等专业，也可作为其他专业测绘类课程的教学用书，亦可供相关专业技术人员参考。

责任编辑 何 戈

责任校对 杜锦芝

图书在版编目(CIP)数据

数字测图原理与方法/高井祥等编著．—徐州：中国矿业大学出版社，2001.4

ISBN 7-81070-320-X

Ⅰ.数… Ⅱ.高… Ⅲ.地图编绘-数字测量法-高等学校-教材 Ⅳ.P28

中国版本图书馆 CIP 数据核字（2001）第 025872 号

中国矿业大学出版社出版发行

（江苏徐州 邮政编码 221008）

出版人 解京选

中国矿业大学印刷厂印刷 新华书店经销

开本 787×1092 1/16 印张 22.25 字数 540 千字

2001 年 4 月第 1 版 2001 年 4 月第 1 次印刷

印数 1～3000 册 定价 28.00 元

前　言

《测量学》是测绘工程专业重要的技术基础课教材之一，同时又是学习后续各种测绘类课程的入门课程。根据21世纪高等学校的教学要求和测绘科学的发展状况，以及全国测绘教学指导委员会对本课程教学大纲提出的指导性意见，在广泛调研和征求兄弟院校意见的基础上，决定对本门课程的内容及体系作出较大调整，教材名称也更名为《数字测图原理与方法》。

本教材的编写，本着有利于加强基础理论教学，有利于提高能力培养，有利于知识面的拓展和少而精的原则，努力做到先进性、实用性、通用性和高质量四者的统一，力争编写出一本内容先进、能反映当代测绘科学技术进展、符合新世纪高等教育改革潮流的新一轮测量学基础教材。

本书由中国矿业大学高井祥、湖北工学院肖本林、太原理工大学付培义、西安科技学院梁明、淮南工业学院杨世清、焦作工学院梁洪有共同编写。其中第一、第八章(第二节)由高井祥编写；第二、第七、第八章(第一、三节)由付培义编写；第三、第四章(第三节)、第十章由梁洪有编写；第四章(第一、二、四、五、六、七节)、第五章由肖本林编写；第六章由梁明编写；第九章由杨世清编写。本书由高井祥任主编，肖本林、付培义任副主编，高井祥对书稿做了统校工作。

在本书编写过程中，中国矿业大学空间信息系的朱鸿禧、盛业华、齐淑娟等老师提出了许多宝贵的意见；作者在编写过程中，参阅了大量文献，引用了同类书刊中的一些资料，在此，谨向有关作者表示衷心的感谢！中国矿业大学出版社为本书的编辑出版做了大量工作，在此也深表谢意！

本书在编写及出版过程中，编著者虽做了很大努力，但书中仍会有错漏及不妥之处，恳请广大读者批评指正。

作　者

2001年2月

目　录

第一章　测量基本知识 …… 1
　第一节　测绘工作的任务及其在国民经济建设中的作用 …… 1
　第二节　地球的形状和大小 …… 5
　第三节　测量常用坐标系统 …… 7
　第四节　用水平面代替水准面的限度 …… 12
　第五节　地形图的基本知识 …… 14
　第六节　测量工作的内容与原则 …… 19
第二章　基本测量原理和仪器 …… 22
　第一节　角度测量与光学经纬仪 …… 22
　第二节　电子经纬仪的原理及使用 …… 36
　第三节　经纬仪的检验、校正及角度观测误差 …… 43
　第四节　水准测量与水准仪 …… 51
　第五节　距离测量与测距仪 …… 64
　第六节　全站仪测量系统 …… 78
第三章　测量误差基本知识 …… 87
　第一节　测量误差概述 …… 87
　第二节　偶然误差的特性 …… 89
　第三节　衡量精度的指标 …… 91
　第四节　误差传播定律及其应用 …… 94
　第五节　观测值的算术平均值及其中误差 …… 101
　第六节　由真误差计算中误差 …… 104
第四章　控制测量 …… 107
　第一节　控制测量的基本概念 …… 107
　第二节　导线测量 …… 112
　第三节　小三角测量 …… 126
　第四节　交会定点 …… 144
　第五节　四等及等外水准测量 …… 151
　第六节　三角高程测量 …… 159
　第七节　GPS 卫星定位基本原理简介 …… 167
第五章　地形图测绘技术基础 …… 171
　第一节　地形测图概述 …… 171
　第二节　地形图的分幅与编号 …… 174
　第三节　测图技术规范 …… 180
　第四节　测图控制技术方案 …… 183

第五节　测图技术设计…… 188
第六章　平板仪测绘大比例尺地形图…… 197
第一节　测图前的准备工作…… 197
第二节　平板仪的主要部件及使用…… 203
第三节　地形图的测绘方法…… 208
第四节　地物的测绘方法…… 215
第五节　地貌的测绘方法…… 218
第六节　地形图的拼接、整饰、检查、清绘和验收 …… 225
第七节　地形图的应用…… 228
第七章　计算机地图制图的基本原理和方法…… 241
第一节　坐标变换…… 241
第二节　图形的裁剪…… 244
第三节　地图符号的自动绘制…… 249
第四节　规则图形的几何纠正…… 256
第五节　曲线的光滑…… 257
第六节　等高线的自动生成…… 259
第七节　图形数据结构…… 262
第八章　地形图的数字化…… 269
第一节　地形图数字化的原理与方法…… 269
第二节　手扶跟踪地形图数字化…… 270
第三节　扫描屏幕数字化…… 281
第九章　大比例尺地面数字测图…… 288
第一节　数字测图概述…… 288
第二节　大比例尺数字地面测图的技术设计…… 295
第三节　数字测图的数据采集…… 297
第四节　地形图的计算机编辑…… 311
第五节　成果的检查与验收…… 315
第六节　数字地面模型的建立与应用…… 320
第七节　地图数据库与地理信息系统简介…… 331
第十章　航空摄影测量及遥感成图简介…… 339
第一节　航空摄影测量及遥感概述…… 339
第二节　航空摄影测量成图简介…… 340
第三节　遥感成图…… 345
参考文献…… 349

第一章　测量基本知识

第一节　测绘工作的任务及其在国民经济建设中的作用

一、测绘学的研究内容

测绘科学是一门研究如何确定地球的形状和大小及地面、地下和空间各种物体的几何形态及其空间位置的科学，为人类了解自然、认识自然和能动地改造自然服务。其任务概括起来主要有三个方面：一是精确地测定地面点的位置及地球的形状和大小；二是将地球表面的形态及其他相关信息测绘成图；三是进行经济建设和国防建设所需要的测绘工作。

测绘学的研究内容相当广泛，它和其他科学一样都是随着人们生产实践的需要而产生并随着社会生产和科学技术的发展而发展。测绘学是测绘科学技术的总称。随着测绘学研究的深入和各学科研究的相互渗透，测绘学在发展中产生了许多分支，并形成了相对独立的学科。下面简述测绘学各个分支研究的内容。

（一）大地测量学

它是以地球表面大区域为研究对象，研究和测定地球形状、大小和地球重力场，以及测定地面点几何位置的学科。大地测量学中测定地球的大小，是指测定地球椭球的大小；研究地球形状，是指研究大地水准面的形状；测定地面点的几何位置，是指测定以地球椭球面为参考的地面点的位置。将地面点沿法线方向投影于地球椭球面上，用投影点在椭球面上的大地纬度和大地经度表示该点的水平位置，用地面点至投影点的法线距离表示该点的大地高程。地面点的几何位置也可以用一个以地球质心为原点的空间直角坐标系中的三维坐标来表示。这时必须考虑地球的曲率，因而在理论和方法上严密复杂。它为地球科学、空间科学、地震预报、陆地变迁、地形图测绘及工程施工提供控制依据。若只以国家三、四等控制为研究内容并为地形图测绘和施工测量提供控制基础，这种大地测量学特称为控制测量学。现代大地测量学包括几何大地测量学、物理大地测量学和卫星大地测量学三个主要部分。

（二）地形测量学（又称普通测量学）

地形测量学是测绘科学的一个基础部分，是研究测绘地形图的基本理论、技术和方法的学科。由于地表形态的测绘工作是在面积不大的测区内进行的，又因地球曲率半径很大（平均为 6371 km），可视小区域球面为平面而不必顾及地球曲率及地球重力场的微小影响，从而使理论和方法都得到简化。把地球表面的各种自然形态，如水系、地貌、土壤和植被的分布，以及人类社会活动所产生的各种人工形态，如境界线、居民地、交通干线和各种建筑物的位置采用正射投影的理论，使用一定符号，按一定比例，相似地缩绘到平面图上，这种图叫做地形图。地形图的测绘和应用是地形测量学的核心内容，地形图在国民经济和国防建设中有着广泛的用途。

（三）摄影测量学

摄影测量学是利用摄影或遥感的手段获取被测物体的信息（影像的或数字式的），经过

对图像的处理、量测、判释和研究，以确定被测物体的形状、大小和位置，并判断其性质的一门学科。按获取像片的方法不同，分为地面立体摄影测量学和航空摄影测量学。摄影测量主要用于测制地形图，它的原理和基本技术也适用于非地形测量。自从出现了影像的数字化技术以后，被测对象既可以是固体、液体，也可以是气体；可以是微小的，也可以是巨大的；可以是瞬时的，也可以是变化缓慢的。只要能够被摄得影像，就可以使用摄影测量的方法进行量测。这些特性使摄影测量方法得到广泛的应用。用摄影测量的手段成图是当今大面积地形图测绘的主要方法。摄影测量发展很快，特别是与现代遥感技术相配合使用的光源可以是可见光或近红外光，现在已发展为在电磁波其他范围内得到构像。其运载工具可以是飞机、卫星、宇宙飞船及其他飞行器。因此，摄影测量与遥感已成为非常活跃和富有生命力的一个独立学科。

（四）工程测量学

工程测量学是研究工程建设在规划设计、施工放样和运营管理各阶段中进行测量工作的理论、技术和方法的科学，所以又称为实用测量学或应用测量学。它是测绘学在国民经济和国防建设中的直接应用。按工程建设进行的程序，工程测量在各阶段的主要任务有：在规划设计阶段所进行的测量工作，是将图上设计好的建筑物标定到实地，确保其形状、大小、位置和相互关系正确，称为放样；在施工阶段进行的各种施工测量，是在实地准确地标定出建筑物各部分的平面和高程位置，作为施工和安装的依据，以确保工程质量和安全生产；工程竣工后，要将建筑物群体测绘成竣工平面图，作为质量验收和日后维修的依据，称为竣工测量；对于大型工程，如高层建筑物、水坝等，工程竣工后，为监视工程的状况，保证安全，需进行周期性的重复观测，即变形监测。工程测量服务的领域非常广阔，有军事建筑、工业与民用建建、道路修筑、水利枢纽建造等。

（五）矿山测量学

它是综合运用测量、地质及采矿等多种学科的知识，来研究和处理矿山地质勘探、建设和采矿过程中由矿体到围岩、从井下到地面在静态和动态条件下的工作空间几何问题，以确保矿产资源合理开发、安全生产和矿区生态环境整治的一门学科。矿山测量学包括三项内容：一是矿山测量工程，研究矿区控制测量、地形测量、建井和开拓时期的施工和设备安装测量；矿山生产时期的井下控制测量、采区生产测量及各种生产设施的运行状况监测等，其作用被誉为“矿山的眼睛”；二是研究矿体几何和储量管理，确保矿产资源的合理开发和生产中准备煤量与开采煤量的合理接续；三是研究资源开采后所引起的岩层移动、地表沉陷规律以及露天矿边坡的稳定性和保护地面建筑物、造地复田和环境治理的理论和方法。

（六）地图制图学

地图制图学是以地图信息传输为中心，探讨地图及其制作的理论、工艺技术和使用方法的一门综合性学科，它主要研究用地图图形反映自然界和人类社会各种现象的空间分布、相互联系及其动态变化，具有区域性学科和技术性学科的两重性，所以亦称地图学。主要内容包括地图编制学、地图投影学、地图整饰和制印技术等。现代地图制图学还包括用空间遥感技术获取地球、月球等星球的信息，编绘各种地图、天体图以及三维地图模型和制图自动化技术等。

二、测绘工作的作用

测绘工作是各项工程建设、资源开发、国防建设的基础性、超前性工作。测绘学的应用范

围很广。在城乡建设规划、国土资源的合理利用、农林牧渔业的发展、环境保护以及地籍管理等工作中，必须进行土地测量和测绘各种类型、各种比例尺的地形图，以供规划和管理使用。在地质勘探、矿产开发、水利、交通等国民经济建设中，则必须进行控制测量、矿山测量和线路测量，并测绘大比例尺地形图，以供地质普查和各种建筑物设计施工用。在国防建设中，除了为军事行动提供军用地图外，还要为保证火炮射击的迅速定位和导弹等武器发射的准确性，提供精确的地心坐标和精确的地球重力场数据。在研究地球运动状态方面，测绘学提供大地构造运动和地球动力学的几何信息，结合地球物理的研究成果，解决地球内部运动机制问题。具体来说，测绘学在国民经济建设和国防建设中的主要作用可归纳成以下几方面：

(1) 提供一系列点的大地坐标、高程和重力值，为科学研究、地形图测绘和工程建设服务。

(2) 提供各种比例尺地形图和地图，作为规划设计、工程施工和编制各种专用地图的基础。

(3) 准确测绘国家陆海边界和行政区划界线，以保证国家领土完整和邻邦友好相处。

(4) 为地震预测预报、海底资源勘测、灾情监测调查、人造卫星发射、宇宙航行技术等提供测量保障。

(5) 为现代国防建设和确保现代化战争的胜利提供测绘保障。

由此可见，在国民经济和国防建设中，测绘工作既是一项基础技术工作，又要为各项基本建设提供"先行"，所以测绘工作者又被誉为"建设尖兵"；在矿产资源开发中，由于测量工作在保证均衡生产、质量监督、安全导引等方面起着重要作用，所以矿山测量又被称为"矿山的眼睛"，这是测绘工作者的光荣。我国幅员辽阔，资源丰富，测绘任务十分繁重，所以在我国的现代化建设中，每一位测绘工作者都应兢兢业业，不避艰辛，努力当好国民经济建设的尖兵，为祖国的富强多做贡献。

三、测绘科学的发展

测绘科学是一门既古老又年轻的科学，测绘科学的发展与人类历史发展进程中的政治、经济、军事和科学文化的发展有着密切的联系。人类在同大自然的斗争中，积累和总结了许多经验，发现了许多自然规律，为人类的生存和文明提供了物质基础，同时也促进了测绘科学技术的发展。

我国是世界上的文明古国之一，对测绘科学的发展做出了不少卓越的贡献。早在公元前7世纪前后的春秋时期，管仲在所著兵书《管子》一书中已收集了早期的地图27幅，并谈到了地图在军事中的重要作用。公元前5世纪至公元前3世纪，我国已有最早的指南工具"司南"的记载。公元前2世纪，司马迁在《史记·夏本纪》中叙述了禹受命治理洪水的情况："左准绳，右规矩，载四时，以开九州，通九道，陂九泽，度九山。"说明在几千年前，中国人为了治水，已经会使用简单的测量工具了。到了秦汉时代，国家得到统一，社会经济、科学技术开始发展，数学上有了分数四则运算和负数的运算，四大发明之一的造纸术问世，极大地促进了制图技术水平的提高。公元前130年西汉初期的《地形图》和《驻军图》，于1973年在长沙马王堆三号汉墓出土，这是我国迄今发现的最古老的地图实物。公元2世纪初东汉时期的张衡发明了浑天仪，为天文测量做出了贡献。西晋的裴秀(224～271年)编制了《禹贡地域图》十八篇，他创立的小比例尺地图编制理论——《制图六体》，是世界上最早的制图理论。公元3至4世纪的魏晋时期，刘徽在所著的《海岛算经》中论述了测算海岛距离和高度的方法。公元

724 年，唐代僧人一行(本名张遂)主持进行了大规模的天文测量，第一次用弧度测量的方法测定了地球的形状和大小。宋代石刻《禹迹图》，采用“计里画方”制图法，开创了我国方格网制图法的先河。宋代沈括绘制《天下州县图》，他还用水平尺和罗盘测量地形，并最早发现磁偏角。在明代永乐年间，郑和七次出使大西洋，首次绘制了航海图。到公元 18 世纪初，我国进行了大地测量，并在此基础上开展全国测图工作，编制成《皇舆全览图》(含图 41 幅)，包括的地域之广、精度之高和历经时间之长，在世界上也是罕见的。

世界各国测绘科学技术的发展主要始于 17 世纪初叶。当时世界正处在资产阶级革命时期，生产力得到解放，科学技术飞速发展。在这个时期，测绘科学在理论、技术和仪器等方面都有了长足的进步。17 世纪初望远镜的发明，是测绘科学发展史上一次较大的变革，奠定了现代测绘仪器的基础。1617 年，三角测量方法开始得到应用。约于 1730 年，英国的西森制成测角用的第一架经纬仪，大大促进了三角测量的发展，使它成为建立各种等级测量控制网的主要方法。在这一段时期里，由于欧洲又陆续出现小平板仪、大平板仪以及水准仪，地形测量和以实测资料为基础的地图制图工作也相应得到了发展。1859 年，法国洛斯达首创摄影测量方法。随后，相继出现立体坐标量测仪、地面立体测图仪等。由于航空技术的发展，1915 年出现了自动连续航空摄影机，因而可以将航摄像片在立体测图仪器上加工成地形图。这个时期，测绘理论有了重大突破：在地图制图方面，有德国墨托卡提出的“正形圆柱投影”、法国雅克·卡西尼提出的“横圆柱投影”和法国兰勃特提出的“正形圆锥投影”等理论，奠定了现代地图制图理论的基础；在测量计算方面，1806 年和 1809 年法国的勒让德和德国的高斯分别发表了最小二乘准则，这为测量平差计算奠定了科学基础。

自 20 世纪 50 年代以来，不少新的科学技术如电子学、信息论、激光技术、电子计算机、空间科学技术等的飞速发展，又推动了测绘科技的发展。自 1947 年研究利用光波进行测距，到 20 世纪 60 年代中期，红外光、激光测距仪就相继问世了。20 世纪 40 年代自动安平水准仪问世，1968 年又生产出电子经纬仪。此后，电子速测仪、激光水准仪、数字水准仪相继问世，实现了观测记录自动化，测角、测距和计算一体化。以照片、遥感图像为处理对象的数据处理系统，已完全实现摄影遥感成图自动化。

1957 年人类成功发射了第一颗人造地球卫星，开创了人类宇宙航行的新纪元。1966 年开始进行人卫大地测量，随后，许多现代定位技术应运而生，其中最具代表性的是卫星全球定位系统(简称 GPS 定位)，GPS 定位具有全天候、高精度、定位速度快、布点灵活和操作方便等特点，目前，经典的平面控制测量正逐渐被 GPS 测量所取代。

新中国成立后，我国的测绘事业也进入了崭新的发展阶段。1950 年解放军总参谋部设立测绘局，1956 年国家测绘局成立，并相继创办解放军测绘学院和武汉测绘学院。科学院系统成立了测量与地球物理研究所，煤炭、冶金、地质、石油、水利、铁道、海洋等部门的大专院校相继设立测量系或测量专业。几十年来，我国测绘事业发展很快，在全国范围内建立了国家大地网、国家水准网、国家基本重力网和卫星多普勒网，并对国家大地网进行了整体平差。参加平差的点数，一、二等三角点和导线点以及部分三等三角点共约 5 万个，有 30 万个观测值，完成了大量不同比例尺的地形图，建立了我国“1980 年国家大地坐标系”和“1985 年国家高程基准”。在 1992 年，我国完成了 GPS 大地网的布测工作，培养了大批测绘人才。尤其在测绘仪器生产方面，从无到有，现在不仅能生产各种常规测绘仪器，而且还能生产现代化精密测绘仪器，如电磁波测距仪、自动安平水准仪、电子经纬仪、全站仪、GPS 接收机等。可以

预期，在不久的将来，我国的测绘事业必能取得更多更新的成就。

第二节　地球的形状和大小

测量工作的主要研究对象是地球的自然表面，而地球表面又是高低起伏极不规则的，有高山、平原、丘陵、荒漠、河流、湖泊和海洋等。因此，为了合理处理测量数据和测绘地形图，正确认识地球的形状与大小是非常必要的。

地球的自然表面上有陆地和海洋。位于我国西藏与尼泊尔交界处的喜马拉雅山的主峰——珠穆朗玛峰，海拔高达 8 846.27 m(1992 年 9～10 月重新测定)，而位于太平洋西部的马利亚纳海沟，则低于海平面 11 022 m，两者之间的高度差近 20 000 m。尽管有这样大的高低起伏，但从宏观上看，这些高低差异与巨大的地球半径(平均为 6 371 km)相比，仍可忽略不计。地球的表面形状十分复杂，不便用数学式来表达。通过测绘工作者的长期实践和科学调查，发现地球表面的总面积为 510 083 042 km^2，其中海洋占 70.8%，而陆地仅占 29.2%。因此人们设想把地球总的形状看成是被海水面所包围的球体，即设想将静止的海水面向陆地延伸，形成一个封闭的曲面，这个曲面所包围的地球实体称为大地体，它代表了地球的自然形状和大小。

地球上的任一质点，因受地球的引力作用而不能脱离地球。同时，地球又在不停地自转，使质点受到离心力的作用，因此，一个质点 O 所受到的力实际上是地球引力 F 与离心力 P 的合力 G，这个合力就是大家所熟悉的重力(图 1-1)。重力的作用线 OG 又称铅垂线。

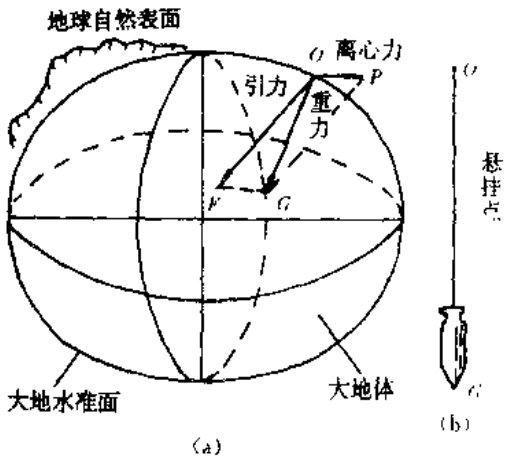


图 1-1

大地体的表面以海水为主，每个水分子都受到重力的作用。在重力位相同时这些水分子便不再流动而呈静止状态，形成一个重力位等位面，这个面称为水准面。由物理学可知，水准面处处与重力方向垂直。实际上，海水不是静止的，而是有波浪和潮汐，海水面忽高忽低，所以，水准面有无穷多个。通过平均海水面的水准面是海水静止时的水准面，称为大地水准面。所以，前面提到的大地体，实际上是指大地水准面所包围的形体。

大地水准面虽然比地球的自然表面要规则得多，但由于地球内部物质分布的不均匀性，导致地球上各点的铅垂线方向产生不规则的变化，这就使得大地水准面实际上是一个有微小起伏变化的不规则曲面。它的精确形态目前还无法用数学模型来描述。如果将地面各点投影到这样复杂的曲面上，根本无法进行测量计算工作。为了使测量计算和制图工作能够进行，可以采用一个和大地水准面非常接近而又能以数学公式表达的曲面来代替大地水准面。

通过大量的测量实践和卫星大地测量研究证实，地球实际上是一个南北两极略扁、北极稍凸、南极稍凹的类似于梨形的形体，其横切面接近一个圆，纵切面接近一个椭圆，与一个以椭圆的短轴为旋转轴的旋转椭球非常相似(图 1-2)。而旋转椭球是可以用数学公式严格表示的。因此，测量上就是用这个旋转椭球体的表面来近似代替大地水准面，并以此作为测量

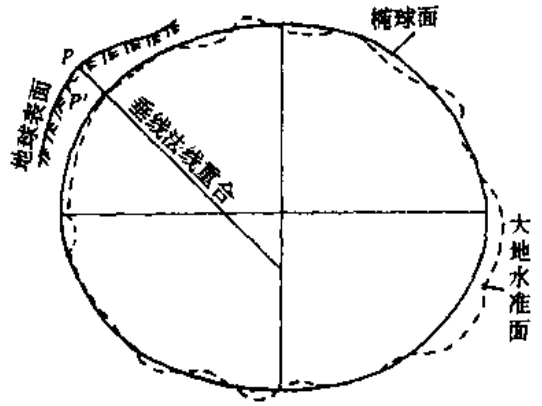


图 1-2

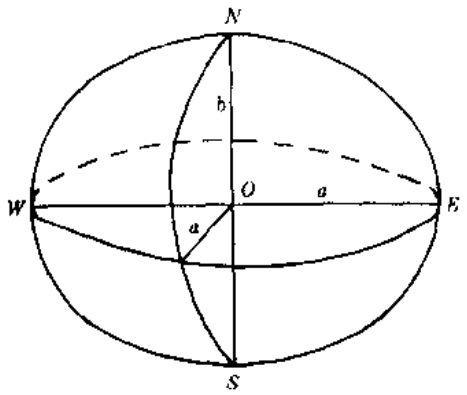


图 1-3

计算和制图的基准面(图 1-3)。椭球体的基本元素是：

长半轴 a

短半轴 b

$$\text{扁率 } \alpha = \frac{a-b}{a}$$

几个世纪以来，各国学者都在致力于研究这个椭球的元素值，使之能最接近于大地体。由于他们都利用局部资料推算出了表达椭球大小的有关参数 a、b 和 α，因此，这些椭球都有局限性，只能作为地球的形状和大小的参考，故称为参考椭球，其外表面称为参考椭球面。表 1-1 列出的是几次有代表性的椭球参数计算成果。

表 1-1　　各国学者推算的椭球元素

椭球名称	长半轴 a /m	短半轴 b /m	扁率 α $\alpha=\frac{a-b}{a}$	推算年代和国家
德兰布尔	6 375 653	6 356 564	1∶334	1800 年　法国
贝塞尔	6 377 397	6 356 079	1∶299.2	1841 年　德国
克拉克	6 378 249	6 356 515	1∶293.5	1880 年　英国
海德特	6 378 388	6 356 912	1∶297.0	1909 年　美国
克拉索夫斯基	6 378 245	6 356 863	1∶298.3	1940 年　前苏联
IUGG	6 378 140	6 356 755.3	1∶298.257	1975 年国际大地测量与地球物理联合会

注：IUGG 为国际大地测量与地球物理联合会的英文缩写。

椭球的形状和大小确定之后，还应确定大地水准面与椭球面的相对关系，使椭球与大地体间达到最好的密合，这一工作称为椭球定位。当两者相对位置关系确定好之后，就可以将地面测量成果投影到椭球面上进行计算。如图 1-2 所示，椭球定位就是在本国范围内选择一个合适的地点 P，先将 P 点沿铅垂线投影到大地水准面上得 P'，使旋转椭球面与大地水准面在该点相切，这时椭球面上 P' 点的法线(过 P' 点与椭球面正交的直线)与过该点的大地水准面的铅垂线重合，而且使旋转椭球体的短半轴与地球的自转轴平行，这样，椭球体与大地体之间的关系就确定好了。切点 P' 称为大地原点，该点的大地坐标就是全国其他点球面坐

标的起算数据。

各国为处理其大地测量成果，往往根据本国及其他国家所进行的天文、大地、重力测量资料，采用适合本国领土范围的椭球参数并将其定位。我国在解放前采用海福特椭球，解放后曾一度采用克拉索夫斯基椭球。我国目前采用的是1975年"国际大地测量与地球物理联合会"推荐的椭球，称为"1980年国家大地坐标系"，其大地原点位于陕西省泾阳县永乐镇。

由于参考椭球的扁率很小，所以在地形测量的研究范围内，可以近似地将地球作为圆球看待，其半径采用椭球曲率半径的平均值，即：

$$R = \frac{1}{3}(a + a + b) = 6371 \text{ km} \tag{1-1}$$

第三节　测量常用坐标系统

为了研究空间物体的位置，测量上常采用投影的方法加以处理。地面点的空间位置需要三个量来确定，其中两个量表示地面点沿基准线投影到基准面后，在基准面上的位置，所以又将这两个量称为坐标；第三个量表示地面点沿基准线到基准面的距离，在测量上称为高程。在这里，基准线可以是点的铅垂线，也可以是法线；基准面可以是椭球面，也可以是大地水准面或平面。实际测绘工作中，一般采用大地水准面和铅垂线作为基准面和基准线。

表示地面点位置的平面坐标和高程，都是针对某一特定坐标系和高程系而言的。测量工作中常用的球面坐标系是大地坐标系，平面坐标系是高斯—克吕格平面直角坐标系，常用的高程系是正高系，下面分别予以介绍。

一、大地坐标系

如图1-4所示，NS表示椭球的旋转轴，N表示北极、S表示南极，包括椭球旋转轴NS的平面称为子午面，其中通过原格林尼治天文台的子午面称为起始子午面。子午面与椭球面的交线是一个椭圆，称为子午圈或子午线，子午圈也称经圈，它有无数个，图中$NP'SN$为过P'点的子午圈。垂直于旋转轴NS的平面与椭球面的交线称为平行圈，平行圈也称纬圈，平行圈也有无数个。其中通过椭球中心O且与旋转轴NS正交的平面称为赤道面，赤道面与椭球面的交线$EFWE$为赤道。

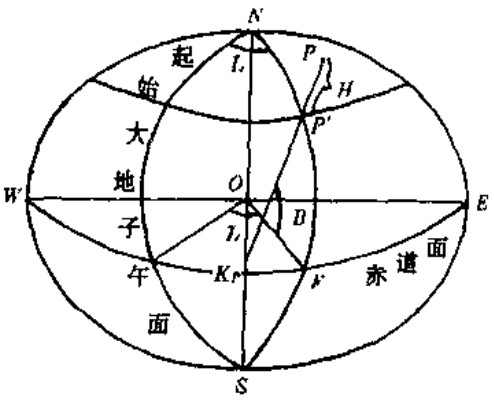


图1-4

大地坐标系是以大地经度L、大地纬度B和大地高H三个量来表示地面点空间位置的，称为点的大地坐标。图1-4中，P为地面上一点，将P沿法线PK_P方向投影到椭球面上，得P'点，P点的大地经度L，是指过P'点的子午面与起始子午面间的夹角，由起始子午面起算，向东为正，称为东经，向西为负，称为西经，其值域为0°～±180°，实地上东经180°与西经180°是同一个子午面；P点的大地纬度B是指过P点的法线PK_P与赤道面的夹角，由赤道面起算，向北为正，称为北纬，向南为负，称为南纬，其值域为0°～±90°；P点的大地高H是P点沿法线到椭球面的距离PP'，由椭球面起算，向外大地高为正，向内为负。我国的疆域位于赤道以北的东半球，所以各地的大地经度L

和大地纬度 B 都是正值。

大地坐标系是大地测量的基本坐标系，它对于大地测量计算、地球形状大小的研究和地图编制等都非常有用。

二、独立平面直角坐标系

在小区域内进行测量工作，若采用大地坐标来表示地面点的位置是不方便的，通常采用平面直角坐标。由于地球的半径很大，所以在较小区域内将椭球面看做平面而不失其应有的严密性。既然把投影面当做平面，就可以采用平面直角坐标来表示地面点在投影面上的位置(图 1-5)。测量工作中所采用的平面直角坐标系与数学中所介绍的相似，只是坐标轴互易。如图 1-5 所示，以 x 轴为纵轴，一般用它表示南北方向，以 y 轴为横轴，表示东西方向。纵横坐标轴的交点称为坐标原点。在象限的编号顺序上，测量坐标系按顺时针编号，而数学坐标系则按逆时针编号，如图 1-6 所示。这是因为测量上规定所有直线的方向都是从纵坐标轴北端起按顺时针方向量度的，而数学中的角度则是从横轴正方向起按逆时针方向量取的。把 x 轴与 y 轴互换后，全部三角公式都可在测量计算中直接应用。

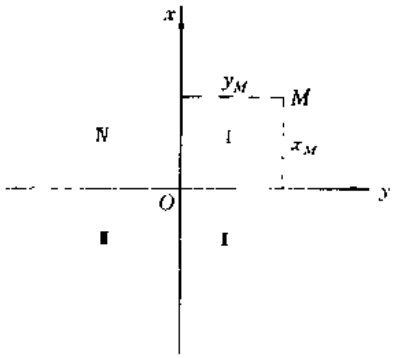


图 1-5

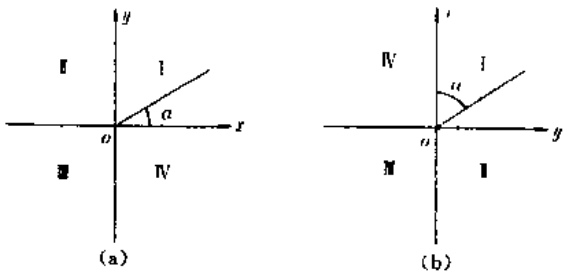


图 1-6

实际工作中，为了避免坐标出现负值，通常将平面直角坐标系的原点选在测量区域(测区)的西南角某点上，以北方向或建筑物的主轴线为纵坐标轴。由于这里介绍的平面直角坐标系未与国家统一坐标系相联系，故称为任意坐标系或独立坐标系。在没有国家控制点或不便于与国家控制点联测的小地区测量中，允许暂时建立独立坐标系以保证测绘工作的顺利开展。

三、高斯—克吕格平面直角坐标系

当测区范围较小时，可将地球表面看成平面，这时测得的地面数据可直接缩绘到平面图上。但是，如果测区范围较大，就不能再将地球表面当做平面看待，而应将地面点投影到参考椭球面上，按有关理论进行计算和制图。但人们在规划、设计和施工中又习惯使用平面图来反映地面形态，而且在平面上进行计算和绘图要比在球面上方便得多。这样就产生了如何将球面上的物体转换到平面上的投影变换问题。在测量工作中，是采用高斯投影的方法来解决的。

(一) 高斯投影的概念

椭球面是一个不可展曲面，将椭球面上的图形转换到平面上，就必然要产生一定的变形。此种变形一般分为角度变形、长度变形和面积变形。尽管投影变形不可避免，但是变形的大小却是可以控制的。根据变形的性质，地图投影可以分为等角投影、等距离投影和等面积投影三种。从地形测图和用图的角度出发，最适宜的投影是等角投影。

等角投影，又叫正形投影，它能保证椭球面的微小图形与其在平面上的投影保持相似，这样测图时可以直接缩绘，用图时可以直接量取。正形投影有两个基本条件，一是保角性，即

角度投影后大小不变，这就保证了微分图形投影后的相似性；二是伸长的固定性，即长度投影后产生变形，但同一点上不同方向的微分线段，投影后长度比为一常数，如图 1-7 所示。

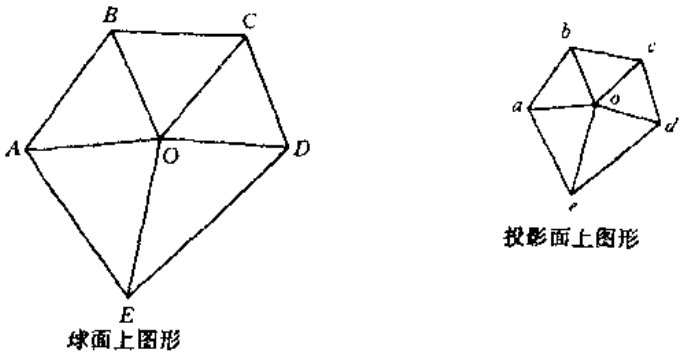


图 1-7

球面上无穷小的多边形 $ABCDE$ 和它的正形投影 $abcde$，由于角度不变形，故其任意方向的长度比为：

$$m = \frac{bo}{BO} = \frac{do}{DO} = \frac{eo}{EO} = \frac{ao}{AO} = 常数$$

即：

$$m = \frac{投影面上长度}{球面上长度} = \frac{\mathrm{d}s}{\mathrm{d}S} = k(常数) \tag{1-2}$$

高斯投影是正形投影的一种，最早由高斯提出，后由克吕格加以改进和完善，所以常称这种投影为“高斯—克吕格投影”，简称“高斯投影”。高斯投影是一种横椭圆柱投影。如图1-8

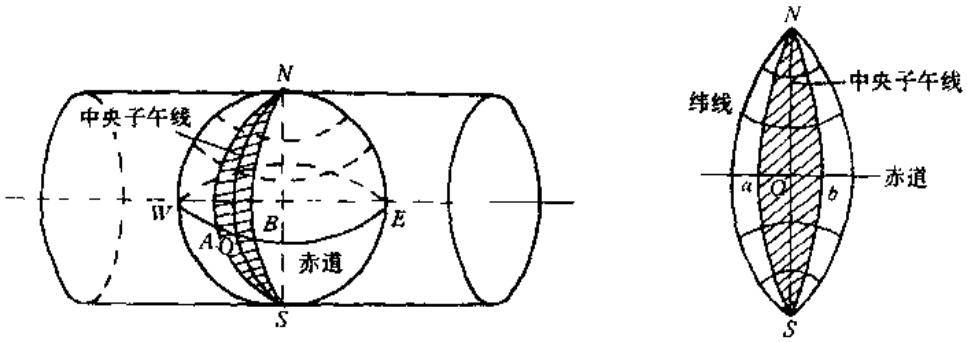


图 1-8

所示，设想将椭球装进一个椭圆柱内，使横椭圆柱内面恰好与椭球面上某个子午线相切。这条切线称为中央子午线或轴子午线。这样，中央子午线就毫无改变地转移到椭圆柱面、即投影面上。然后将中央子午线附近的一定经差（通常为中央子午线左右各 3°或 1°30′）范围内椭球面上的点线按正形投影的条件向横椭圆柱上投影，并从两极将椭圆柱面剪开展为平面，此即高斯投影平面（图 1-8）。投影后，中央子午线为一直线，且长度不变，其他子午线投影后均为曲线，且对称地凹向中央子午线，赤道投影后为一直线，且与中央子午线正交，各平行圈投影为曲线，以赤道为对称轴凸向赤道，并与子午线正交。

需要指出的是，高斯投影不是几何透视投影，而是一种复杂的数学投影。

（二）高斯投影分带

高斯投影保持了投影前后图形的等角条件，但除中央子午线投影后为一直线，且长度不变外，其他长度都产生变形，投影面上的长度总比球面上为大，且离中央子午线愈远，变形愈大。长度变形过大，会影响测图、施工的精度，因此，必须对这种变形加以限制，使其不超过某一限度，限制的方法就是采用分带投影，使每一投影带只包括位于中央子午线两侧的邻近部分。

投影带宽度是以相邻子午面间的经度差 l 来划分的，有 6°带和 3°带两种。这样，就将椭球面沿子午线划分成若干个经差为 6°或 3°的投影带，每个投影带按高斯投影的规律分别进行投影，位于各带中央的子午线就是该带的中央子午线，而各带边缘的子午线则称为分带子午线或界子午线。

6°带是自起始子午面起，自西向东每隔经差 6°划分一带，全球共分 60 个带，编号为 1～60，各带的中央子午线的经度 L_0 依次为 3°，9°，15°，…，357°。3°带是自东经 1°30′开始每隔经差 3°划分的，全球分 120 个带，编号依次为 1～120，各带的中央子午线的经度 L_0 依次为 3°，6°，9°，…，360°，如图 1-9 所示。

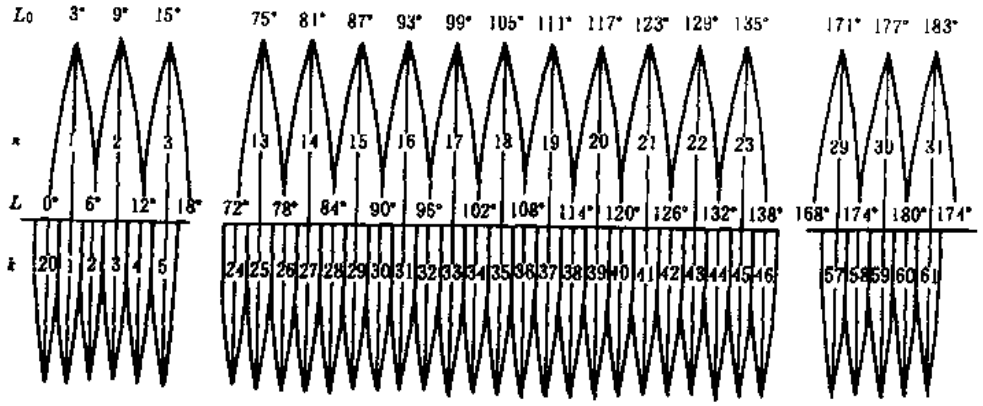


图 1-9

我国境内有 11 个 6°分带，带号由 13 带到 23 带；有 21 个 3°分带，带号由 25 带到 45 带，两者之间无重叠带号。不难看出，3°带的中央子午线经度有一半与 6°带中央子午线经度相同，另一半是 6°分带子午线的经度。

带号与中央子午线经度 L_0 的关系式为：

$$\left.\begin{aligned} L_0^6 &= 6n - 3 \\ L_0^3 &= 3k \end{aligned}\right\} \tag{1-3}$$

式中：L_0^6、L_0^3 分别为 6°带和 3°带的中央子午线经度；n、k 分别为 6°带和 3°带的带号。

例如，首都北京位于东经 116°23′，所在 6°带和 3°带的中央子午线经度 $L_0^6 = L_0^3 = 117°$，则由式(1-3)得：

$$n = (L_0^6 + 3)/6 = 20$$

$$k = L_0^3/3 = 39$$

可见，北京的 6°带带号为 20，3°带带号为 39。

（三）高斯—克吕格平面直角坐标系

采用分带投影后，各带的中央子午线与赤道垂直相交于 O 点，称为坐标原点(图 1-10)。

以每一带的中央子午线为纵坐标轴，用 x 表示，赤道以北为正，赤道以南为负；以赤道为横坐标轴，用 y 表示，中央子午线以东为正，以西为负。这样，各带就构成了独立的平面直角坐标系，称为高斯—克吕格平面直角坐标系。对6°带而言，有60个这样的坐标系，对3°带而言，有120个这样的坐标系。

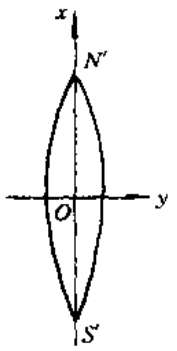


图 1-10

地面点在高斯平面直角坐标系的坐标，用点到两个坐标轴的垂直距离量度。我国位于北半球，纵坐标均为正值，而横坐标则有正有负。为了避免横坐标出现负值，把纵轴自中央子午线向西移动500 km(图1-11)，即在 y 坐标上统一加上500 km，由于赤道上经差为3°的平行圈长约为330 km，当纵轴西移后，凡位于中央子午线以东的点，它的横坐标值都大于500 km，而位于中央子午线以西的点，其横坐标值都小于500 km，但均为正值。此外，为了区分某点位子哪一带，还规定在横坐标值前冠以带号。通常把未加500 km和带号的横坐标值称为自然值，加上的则称为通用值。图1-11中，设 A、B 两点位于3°带的第38带内，横坐标的自然值分别为：

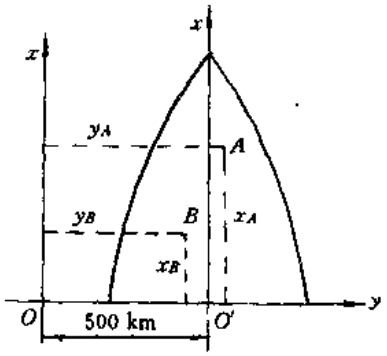


图 1-11

$$y'_A = +36\ 210.140\ \text{m}$$

$$y'_B = -41\ 613.070\ \text{m}$$

将 A、B 两点横坐标的自然值加上500 km，并在前面冠以带号，则通用坐标值为：

$$y_A = 38\ 536\ 210.140\ \text{m}$$

$$y_B = 38\ 458\ 386.930\ \text{m}$$

测绘管理部门提供的坐标成果均为通用值，而在实际使用时一般采用自然值，以方便计算。

四、高程系

为了确定地面点的空间位置，除了要确定其在基准面上的投影位置外，还应确定其沿投影方向到基准面的距离，即确定地面的高程。

地面点沿铅垂线到大地水准面的距离，称为该点的绝对高程或海拔、标高，简称高程，以 H 表示，如图1-12所示，H_A、H_B 表示地面点 A 和 B 的绝对高程。如果基准面不是大地水准面，而是任意假定水准面时，则点到假定水准面的距离称为相对高程或假定高程，用 H' 表示。图1-12中的 H'_A 和 H'_B 表示 A、B 两点的假定高程。可见，建立高程系的核心问题是如何建立高程起算面。

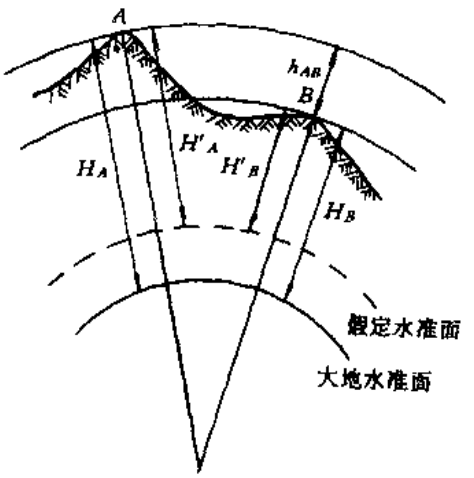


图 1-12

解放前，我国采用的高程起算面十分混乱，新中国成立后，我国的绝对高程以设在山东省青岛市的国家验潮站1950年到1956年观测的验潮资料推算的黄海平均海水面作为全国高程的起算基准面，以此基准面的高程为零而建立的高程系统，称为“1956年黄海高程系”。为了明显而稳固地表示高程起算面的位

置，国家于 1956 年在青岛建立了一个与平均海水面相联系的水准点，称为水准原点，其高程为 72.289 m，作为布设国家高程控制网的高程起算点。20 世纪 80 年代初，国家又根据青岛验潮站 1953 年到 1979 年的观测资料，重新计算水准原点的高程为 72.2604 m，称为"1985 年国家高程基准"，该基准已于 1985 年 1 月 1 日起执行。

全国各地的地面点的高程，都是以青岛国家水准原点的黄海高程为起算数据，因而高程系统是全国统一的。在局部地区，如果远离已知高程的国家水准点，也可建立假定高程系统，即假定某个固定点的高程作为起算点，测算出其他各点的假定高程（也称相对高程）。

高程值有正有负，在基准面以上的点，其高程值为正，反之为负。

相邻两点的高程之差称为高差，用 h 表示。图1-12中 A 点到 B 点的高差为：

$$h_{AB} = H_B - H_A = H'_B - H'_A \tag{1-4}$$

高差有正负之分，它反映相邻两点间的地面是上坡还是下坡，因此，高差值前应冠以正负号。如果 h_{AB} 为正，表示地面上 B 点高于 A 点，是上坡；h_{AB} 为负，表示 B 点低于 A 点，是下坡。

第四节　用水平面代替水准面的限度

在普通测量中，虽然可将地球作为圆球看待，但如果将地面点先投影到圆球面上，然后再投影描绘到平面图纸上，将是很麻烦的。因此，在实际测量工作中，在满足一定的测量精度要求和测区面积不大的情况下，往往用水平面来直接代替水准面，即直接把地面点沿铅垂线投影到水平面上来决定其位置。这样既可简化一些复杂的计算，又不会影响工程质量。但在多大面积范围内允许以平面投影代替球面投影的问题，是本节将要讨论的内容。

用水平面代替水准面，通常会对距离、角度和高程产生影响，下面分别加以讨论。

一、地球曲率对水平距离的影响

如图 1-13 所示为地表的一个小区域，A、B、C 为地面点，它们在大地水准面上的投影为 a、b、c，如果用切于 b 点的水平面代替水准面，且地面点在其上的投影为 a'、b、c'。设 S 为 B、C 两点在大地水准面上的距离，t 为 B、C 两点在水平面上的距离，θ 为 S 所对的圆心角，R 为地球平均曲率半径。若以平面上的直线距离 t 代替圆弧长 bc，则在距离方面将产生误差 ΔS，即：

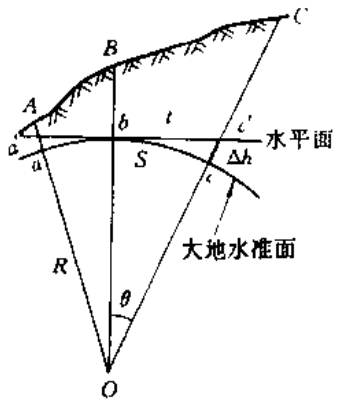


图 1-13

$$\Delta S = bc' - \overset{\frown}{bc} = t - S \tag{1-5}$$

其中

$$bc' = t = R\tan\theta$$

$$\overset{\frown}{bc} = S = R \cdot \theta$$

代入式(1-5)，并将 $\tan\theta$ 按级数展开：

$$\tan\theta = \theta + \frac{1}{3}\theta^3 + \frac{2}{15}\theta^5 + \cdots$$

因 θ 角很小，略去五次方以上各项，并以 $\theta = S/R$ 代入，则得：

$$\Delta S = \frac{1}{3}\frac{S^3}{R^2} \tag{1-6}$$

两端同除以 S，得相对误差为：

$$\frac{\Delta S}{S}=\frac{1}{3}(\frac{S}{R})^2 \tag{1-7}$$

取地球半径 $R=6371$ km，S 为大地水准面上的距离，以不同值代入式(1-6)和式(1-7)，得：

S(km)	ΔS(cm)	$\Delta S/S$
1	0.00	— —
5	0.10	1/5 000 000
10	0.82	1/1 217 700
15	2.77	1/541 500
20	6.57	1/304 400

计算结果表明，当两点间的距离为 10 km 时，以水平面代替水准面所产生的距离误差为距离的 1/121 万，而当代精密测距仪的测距精度也只有 1/100 万。可见，在半径为 10 km 的范围内进行测量时，可以用平面代替水准面，由此带来的距离误差可以忽略不计。

二、地球曲率对水平面的影响

由球面三角学知道，同一个空间多边形在球面上投影的各内角之和比在平面上投影的内角之和要大。这多出来的部分称为球面角超 ε，其值可用多边形的面积求得，即：

$$\varepsilon''=\rho''\frac{P}{R^2} \tag{1-8}$$

式中：P 为球面多边形面积；R 为地球曲率半径；ρ''为一弧度对应的秒值($\rho=57°17'45''=3\ 438'=206\ 265''$)。

在测量工程中，实测的是球面面积，绘制成地形图时则是平面图形的面积。以球面上不同面积代入式(1-8)，求得多边形的球面角超值为：

P(km^2)	ε''
10	0.05
100	0.51
500	2.54
2500	12.71

计算结果表明，当测区面积为 100 km^2 时，以平面代替水准面，地球曲率对水平角的影响很小，球面角超值才 0.51″，可以忽略不计。

三、地球曲率对高差的影响

由于高程的起算面为大地水准面，如果用水平面代替水准面进行高程测量，地球曲率必然要对高差产生影响。由图 1-13 可知，用水平面代替水准面时，产生的高差误差为 Δh，其值可由三角形 obc' 求得。

由三角形 obc' 知：

$$(R+\Delta h)^2=R^2+t^2$$

$$R^2+2R\cdot\Delta h+\Delta h^2=R^2+t^2$$

$$\Delta h=\frac{t^2}{2R+\Delta h} \tag{1-9}$$

前已证明，两点间投影的水平距离与在大地水准面上的弧长相差很小，故可用 S 代替

t，同时因 Δh 与地球半径 R 相比要小得多，故可略去，则上式可写成：

$$\Delta h = \frac{S^2}{2R} \tag{1-10}$$

仍设 $R=6371$ km，则以不同距离代入上式，得计算结果如下：

S(m)	Δh(mm)
50	0.2
100	0.78
500	19.62

计算结果表明，地球曲率对高差的影响较大。在高程测量中，即使测区面积不大，也不能以平面代替水准面。

第五节　地形图的基本知识

一、地形图的概念

在地面上进行测量工作时，可以得到一系列数据，如点的平面坐标、高程等，通常根据不同目的将这些数据绘制成各种表示地面情况的图形。按图的内容和成图方法不同，可分为平面图、地图、地形图、专题图及剖面图等。

（一）平面图

在测区范围较小时，可将水准面看做水平面，将地面上的地物点按正射投影（投影线与投影面垂直相交的正投影）的原理，垂直投影到水平面上，并将投影在水平面上的地物的轮廓按一定的比例尺缩绘到图纸上去，这种图称为平面图。其特点是，平面图上的图形与地面上相应地物的图形是相似的，即它们的相应角度相等，边长成比例。

（二）地图

当在较大范围内绘制地面图形时，就不能将水准面看做平面，必须考虑地球曲率的影响。通常采用地图投影的方法，将参考椭球面上的图形编绘成平面图形，这种图称为地图。它有严格的数学基础、科学的符号系统和完善的文字注记规则。地图上的图形，因投影的关系，都有一定的变形。

（三）地形图

把地面上的房屋、道路、河流、耕地、植被等一系列固定物体及地面上各种高低起伏的形态，经过综合取舍，按一定比例尺缩小，以专门的图式符号加注记描绘在图纸上的正射投影图，都可称为地形图。地形图上一般用等高线表示地貌，以图式符号加注记表示地物。

（四）专题图

专题图以普通地图为底图，着重表示自然地理和社会经济各要素中的一种或几种，反映主要要素的空间分布规律、历史演变和发展变化等。专题图又称专门地图、主题地图、专业地图等。专题图的种类很多，但大体上可分为自然地图、社会经济图和工程技术图三大类，如地质图、气候图、人口分布图、交通图、工程布局图等。

（五）剖面图

为了解某一方向的地面起伏情况，而把该方向的起伏状况按一定比例尺缩绘成的带状图，称为剖面图或断面图。

二、地形图的内容

地形图是全面反映地球表面上地物、地貌的图件。地形图的四周一般都有图廓，如不特别指明，图框的方向通常是按“上北、下南、左西、右东”的规则表示的，否则，就应在图上标出指北的方向。为了便于图的使用，图上还应标明图的比例尺、坐标系统、高程系统及测图日期等。从一幅地形图上应能够了解一个地区地面的高低起伏、坡度变化、建筑物位置、交通道路网、水系、植被等情况。但由于地面情况差别较大，因此地形图上所显示的内容也会有不同的特点：在城市建成区，图上所显示的建筑物、道路、管线就多，而反映地貌的东西较少；反之，如测区位于地形起伏较大的丘陵及山区，则地形图上就会用很多称为等高线的曲线来反映地面的起伏情况。

一幅地形图对地物、地貌描述的详细程度与精确程度与地形图的比例尺有关。大比例尺地形图对地表描述得详细而准确，而小比例尺地形图对地表的描述就较概括，精度也低。我国将比例尺为 1∶500、1∶1000、1∶2000、1∶5000 的地形图称为大比例尺地形图，将 1∶1 万、1∶2.5 万、1∶5 万、1∶10 万的地形图称为中比例尺地形图，将 1∶20 万、1∶50 万、1∶100万的地形图称为小比例尺地形图。

三、地形图的比例尺

测绘地形图时，不可能将地面上的各种物体按实际大小描绘在图纸上，通常总要将实地尺寸缩小，才能在图纸上表示出来。图上某线段的长度与地面上相应线段的水平投影长度之比，称为图的比例尺。

（一）比例尺的分类

1. 数字比例尺

用分数或数字比例形式表示的比例尺，称为数字比例尺，一般用分子为 1 的分数表示。设图上某线段的长度为 l，地面上相应线段的水平投影长度为 L，则该图的比例尺为

$$\frac{l}{L}=\frac{1}{L/l}=\frac{1}{M}$$

上式中 M 为比例尺的分母。比例尺的大小视分数值的大小而定，分数值越大，则比例尺愈大，分数值愈小，则比例尺愈小。数字比例尺也可写成 1∶M 的形式，如 1∶500、1∶1000、1∶2000、1∶5000 等。

知道了比例尺，就可以根据图上的长度求地面上相应的水平长度，也可以由地面上的水平长度化算成图上的相应长度。例如在比例尺为 1/5000 的地形图上，量取两点间的长度为 10 mm，则该线段的实地水平距离 L 应为

$$L=ML=10\ \text{mm}\times 5000=50\ \text{m}$$

又如实地水平长度 L 为 118 m，化算到 1/2000 比例尺的地形图上，则

$$l=\frac{L}{M}=118\ \text{m}/2000=5.9\ \text{cm}$$

2. 直线比例尺

直线比例尺是图示比例尺的一种，它是在一段直线上截取若干相等的线段，称为比例尺的基本单位，一般为 1 cm 或 2 cm，将最左边的一段基本单位又分成十个或二十个等分小段。图 1-14 所示为 1∶2000 的直线比例尺，其基本单位为 2 cm，相当于实地 40 m。最左边的基本单位分成二十等分，每小分划为 1 mm，相当于实地长度为 2 m。为使用方便，在直线

比例尺上一般标注实地长度值。图 1-14 中表示的一段距离为 117 m。应用时两脚规的两脚尖分别对准图上需要量距的两点，然后把两脚规移至直线比例尺上，使一脚尖对准零点右边一个适当的大分划线，而使另一脚尖落在零点左边的小分划上，估读小分划的数值就能直接读出长度，无需再化算了。一般地形图上都绘有直线比例尺。图纸在干湿情况不同时会伸缩变形，若在绘图时就绘上直线比例尺，比例尺随图纸一起伸缩，用图时以图上所绘的比例尺为准，这样不仅用图方便，而且还可以避免图纸伸缩的影响。

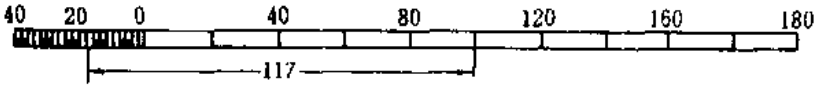


图 1-14

3. 复式比例尺

在使用直线比例尺时，不足小分划的数值是估读的，不一定准确。为此，可用称为复式比例尺(也称斜线比例尺)的另一种图示比例尺，以减少估读误差。

图 1-15 所示为 1∶1000 的复式比例尺。其制作方法是在直线 AE 上以 2 cm 为基本单位截取若干段，每段的末端作等长的垂线 AC，BD，…，EF，并在直线 AE 和 CF 之间用平行的横线分成 10 等分；另外再将最左边的基本单位 AB 及 CD 上也分 10 等分，然后上下错开 1/10 基本单位用斜线连起来，即成复式比例尺。最左边基本单位的一小格(如 GD)为基本单位 CD 的 1/10。根据相似三角形原理可证明，在纵线 BD 和斜线 BG 之间各横线段自下而上分别为 GD 的 $\frac{1}{10}$，$\frac{2}{10}$，$\frac{3}{10}$，…，$\frac{9}{10}$；也就是任意两横线之间的差数均为 $GD/10$，即 $CD/100$。所以根据复式比例尺能直接量取到基本单位的 1/100。如图中 $pq=468$ m 和 $st=356$ m 都是直接量取的。

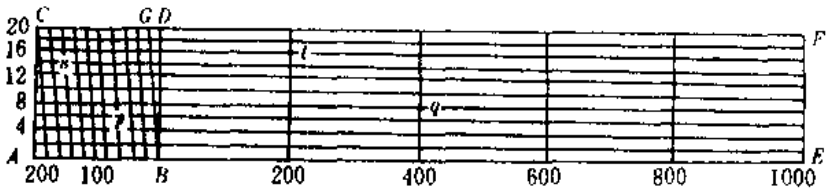


图 1-15

上述复式比例尺称为标准百分复式比例尺。基本单位分成 u 等分，垂线分成 v 等分，则复式比例尺最小读数为基本单位的 $1/uv$。另外，基本单位的长度也不一定为 2 cm 或 1 cm，可以根据比例尺而取最适当的长度。

(二) 比例尺的精度

地形图的比例尺不同，在地形图上表示地物、地貌的详细程度和精度也不同。测图比例尺愈大，就愈能表示出地面的详细情况，但测图所需的工作量也愈大。一般以工作需要为决定比例尺的主要因素，即图上需要表示出的最小地物有多大，点的平面位置或两点间距离要精确到什么程度。由于人的眼睛受视觉的限制，正常眼睛能分辨的最短距离一般为 0.1 mm，因此实地丈量的距离，只要精确到图上 0.1 mm 即可。在测量工作中称相当于图上 0.1 mm 的实地距离为比例尺的精度。表 1-2 为几种比例尺的比例尺精度。

表 1-2　　比例尺精度

比例尺	1∶500	1∶1000	1∶2000	1∶5000	1∶10000
比例尺精度/m	0.05	0.1	0.2	0.5	1.0

根据比例尺精度，有两件事情可参考决定：

(1) 按工作需要，多大的地物需在地形图上表示出来或测量地物需要精确到什么程度，由此可决定测图的比例尺。如要求在图上表示出的地物精确到 0.2 m 时，则测图的比例尺应选择为 1/2000。

(2) 当测图比例尺选定之后，可以推算出测量地物应精确到什么程度。如测绘 1∶1000 比例尺地形图时，丈量地物的精度只要求达到 0.1 m 即可，测得再精确，在地形图上也表示不出来。

四、直线定向

在测量工作中，常常需要确定两点间的平面位置的相对关系。要确定这种关系，仅仅测量两点间的距离是不够的，还需要知道由这两点所构成的直线的方向，才能把这两点间的相对位置确定下来。在测量工作中，一条直线的方向是根据某一标准方向来确定的，确定一条直线与标准方向间的关系叫直线定向。

测量工作中常用的标准方向有三种。

(一) 标准方向

1. 真子午线方向(真北方向)

地球表面某点的真子午线的切线方向，称为该点的真子午线方向。真子午线北端所指的方向为真北方向，它可以用天文观测的方法来确定。

2. 磁子午线方向(磁北方向)

地球表面某点上磁针所指的方向为该点的磁子午线方向。磁针北端所指的方向为磁北方向，可用罗盘仪测定。

3. 坐标纵线方向(坐标北方向)

测量工作中采用高斯平面直角坐标系，坐标系中坐标纵线北端所指的方向为坐标北方向。

上述三个北方向通常称为"三北"方向。在一般情况下，它们是不一致的，如图 1-16 所示。由于地球磁场的南、北极与地球的南、北极并不一致，因此某点的磁子午线方向和真子午线方向间有一夹角，这个夹角称为磁偏角，用 δ 表示。磁子午线偏向真子午线以东为东偏，δ 为正，以西为西偏，δ 为负，如图 1-17 所示。我国各地磁偏角的变化范围大约在 $-10°\sim6°$ 之间。

磁偏角的大小随地点的不同而变化，就是在同一地点因受外界条件的影响，也会有变化。所以，采用磁子午线方向作为标准方向，其精度是比较低的。

地球表面某点的真子午线方向与该点坐标纵线方向之间的夹角，称为子午线收敛角，用 γ 表示。坐标纵线偏向真子午线以东为东偏，以西为西偏，东偏为正，西偏为负，如图 1-18 所示。

子午线的收敛角有严密的计算公式，在普通测量中可按如下近似公式计算：

$$\gamma = \Delta L \sin B \tag{1-11}$$

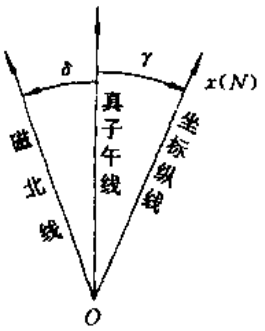


图 1-16

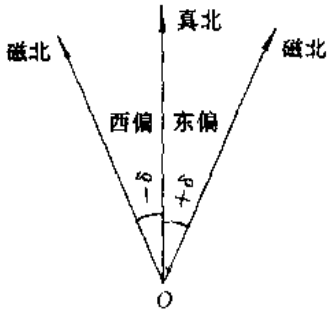


图 1-17

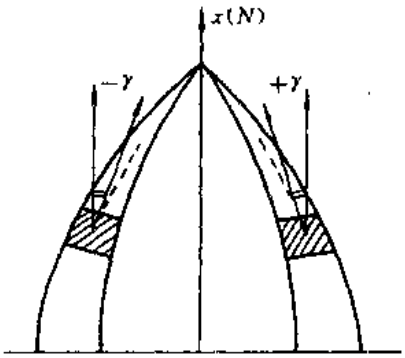


图 1-18

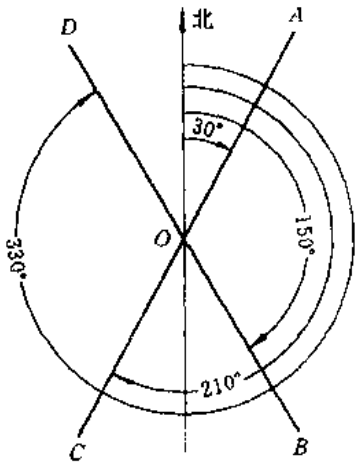


图 1-19

式中：ΔL 为某点与中央子午线的经度差；B 为某点纬度。

（二）表示直线方向的方法

在测量工作中，常采用方位角或象限角表示直线的方向。

1. 方位角

由标准方向的北端起顺时针方向量到某直线的夹角，称为该直线的方位角。方位角的变化范围是 0°～360°。如图 1-19 所示，直线 OA、OB、OC、OD 的方位角分别为 30°、150°、210°、330°。

由于选择的标准方向不同，方位角有不同的定义。以真子午线方向为标准方向的，称为真方位角，用 A 表示；以磁子午线方向为标准方向的，称为磁方位角，用 A_m 表示；以坐标纵线为标准方向的，称为坐标方位角，简称方位角，用 α 表示。如图 1-20 所示，三种方位角之间的关系为：

$$\left.\begin{aligned} A &= A_m + \delta \\ A &= \alpha + \gamma \end{aligned}\right\} \tag{1-12}$$

式中：δ、γ 东偏时取正号，西偏时取负号。

工程测量中多用坐标方位角表示直线在平面中的方向，若以后不加说明，所用方位角均指坐标方位角。

由于任何地点的坐标纵线都是平行的，因此，任何直线的正坐标方位角（如 α_{1B}）和它的

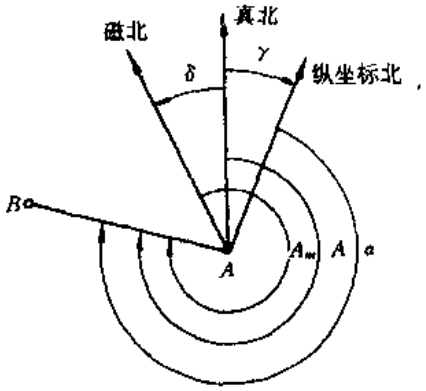


图 1-20

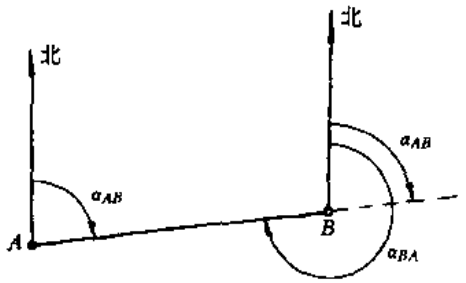


图 1-21

反方位角(如 α_{BA})均相差 180°(图 1-21),即:

$$\alpha_{AB} = \alpha_{BA} \pm 180° \tag{1-13}$$

若 $\alpha_{BA}>180°$,公式中右端取"－"号;若 $\alpha_{BA}<180°$,公式中右端取"＋"号。

由于真子午线之间或磁子午线之间相互并不平行,所以真方位角和磁方位角不存在上述关系。

2. 象限角

直线与标准方向线所夹的锐角称为象限角。象限角的取值范围为 0°～90°,用 R 表示。平面直角坐标系分为四个象限,以Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ表示。由于象限角可以自北端或南端量起,所以表示直线的方向时,不仅要注明其角度大小,而且要注明其所在象限。如图 1-22 所示,直线 OA、OB、OC、OD 分别位于四个象限中,其名称分别为北东(NE)、南东(SE)、南西(SW)、北西(NW)。

方位角和象限角可以互相换算,换算方法见表 1-3。

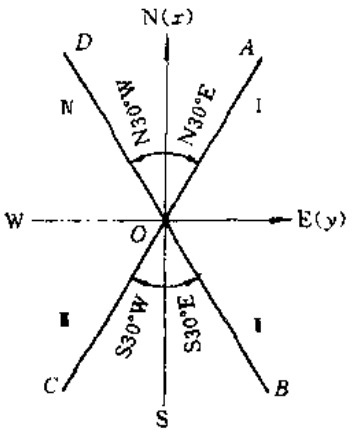


图 1-22

表 1-3

象限		由方位角 α 求象限角 R	由象限角 R 求方位角 α
编号	名称		
Ⅰ	北东(NE)	$R=\alpha$	$\alpha=R$
Ⅱ	南东(SE)	$R=180°-\alpha$	$\alpha=180°-R$
Ⅲ	南西(SW)	$R=\alpha-180°$	$\alpha=180°+R$
Ⅳ	北西(NW)	$R=360°-\alpha$	$\alpha=360°-R$

第六节　测量工作的内容与原则

任何工作都有一定的内容,实施时必须遵循一定的原则,按照一定的程序,才能做到有条不紊,保证质量。测量工作的目的是为了确定地面各点的平面位置和高程,有自己特有的

工作内容、原则和程序。

一、测量工作的内容

测量工作的服务领域虽然十分广泛，内容也很繁杂，但是本质内容不外乎两大类，即地形图测绘(测定)和施工放样(测设)。

地球表面复杂多样的形态可分为地物和地貌两大类。地面上的固定性物体，如房屋、道路、桥梁、湖泊、森林、草地等，称为地物；地球表面各种高低起伏的形态，如高山、深谷、陡坡、悬崖和雨裂冲沟等，称为地貌。地物和地貌总称为地形。

地形图测绘是指将地面所有地物和地貌，使用测量仪器，按一定的程序和方法，根据地形图图式所规定的符号，并依一定的比例尺测绘在图纸上的全部工作。围绕地形图测绘还有控制测量和地形图的编制、印刷等。控制测量是国家基础测量工作，目的是提供具有坐标的平面控制点和高程控制点。地形图测好后，经过清绘，可以复制、印刷，才能提供为工作用图。

施工放样则是根据图上设计好的厂房、道路、桥梁等的轴线位置、尺寸及高程等，算出各特征点与控制点之间的距离、角度、高差等数据，将其如实地标定到地面，并在施工中和竣工后提供有关测绘保障，以确保安全生产。

二、测量工作应遵循的原则

测量工作必须遵循两项原则，一是“由整体到局部、先控制后碎部，从高级到低级”，二是“步步要检核”。

在测绘地形图时，要在地面上选定许多安置仪器的点，这些点称为测站点，并以此为依据测定地物和地貌。由于测量工作不可避免地存在误差，如果测量工作从一个测站点开始，逐点进行施测，最后虽可得到欲测各点的位置，但由于前一点的误差会传递到下一点，这样误差迅速累积起来，最后达到不可容许的程度。另一方面，由于全国幅员辽阔，经济发展不平衡，测绘工作必须分期分批进行。为此，必须首先建立全国统一的坐标系统和高程系统，才能保证全国测绘资料的统一性。

因此，测量工作的第一项原则是说，对任何测绘工作，均应先总体布置，而后分区分期实施，这就是“由整体到局部”；在施测步骤上，总是先布设首级平面和高程控制网，然后再逐级加密低级控制网，最后以此为基础进行测图或施工放样，这就是“先控制后碎部”；从测量精度来看，控制测量精度较高，测图精度相对于控制测量来说要低一些，这就是“从高级到低级”。总之，只有遵循这一原则，才能保证全国统一的坐标系统和高程系统，才能控制测量误差的累积，保证成果的精度，使测绘成果全国共享。

第二项原则是说，测绘工作的每项成果必须检核，保证无误后才能进行下一步工作，中间环节只要有一步是错的，以后的工作就徒劳无益。坚持这项原则，就是保证测绘成果合乎技术规范的要求。

三、测量工作概述

(一) 控制测量

测量工作的原则是“从整体到局部，先控制后碎部”，也就是说要先在测区内选择一些有控制意义的点子，用精确的方法测定它们的平面位置和高程，然后再根据它们测定其他地面点的位置。在测量工作中，将这些有控制意义的点子称为控制点，由控制点所构成的几何图形称为控制网，而将精确测定控制点点位的工作称为控制测量。

控制测量包括平面控制测量和高程控制测量。

基本平面控制测量常采用三角测量、三边测量、导线测量、GPS 测量等四种方法建立，基本高程控制测量常采用水准测量方法建立。

（二）碎部测量

图 1-23(a)所示为一幢房屋，其平面位置图由一些折线组成，如能确定 1～4 各点的平面位置，则这幢房屋的位置就确定了。图 1-23(b)所示是一个池塘，只要能确定 5～16 各点的平面位置，则这个池塘的位置和形状也就确定了。一般将表示地物形态变化的 1～16 点称为地物特征点，也叫碎部点。至于地貌，虽然其地势起伏变化较大，但仍然可以根据其方向和坡度的变化，确定它们的特征点，并据此把握地貌的形状和大小。因此，不论是地物还是地貌，它们的形状和大小都是由一系列特征点（或碎部点）的位置所决定的。测图工作主要就是测定这些碎部点的平面坐标和高程。

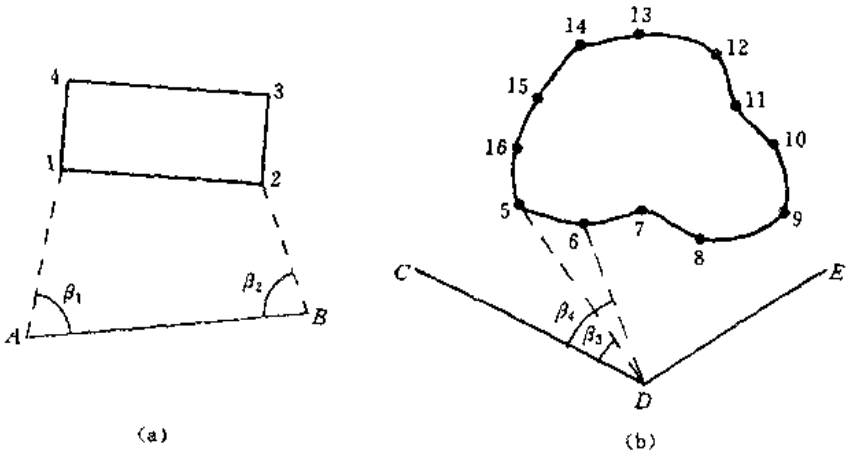


图 1-23

如图 1-23 所示，设 A、B、C、D、E 点为控制点，其坐标已用控制测量方法得到，测图时，在 A 点架设仪器，测出 1 点与 AB 边的夹角 β_1 和 1 点到 A 点的距离，则根据 A、B 两点的坐标，就可求出 1 点的坐标。同理，可求出 2,3,…,16 等各点的坐标。有了这些坐标，就可以在图纸上绘制地形图了。测量工作中，将测定碎部点的工作，称为碎部测量。因此，测定碎部点的位置，通常分两步进行：先进行控制测量，再进行碎部测量。

综上所述，无论是控制测量还是碎部测量，其实质都是确定地面点的位置，也就是先测定三个元素——水平角 β、水平距离 l 和高差 h。所以说，水平角测量、距离测量和高差测量是测量的基本工作，观测、计算和绘图是测量工作者的基本技能。

上面所叙述的测量工作，有些是在野外进行的，如测量点与点之间的距离、边与边之间的水平夹角等，称为外业。外业工作主要是获得必要的数据。有些工作是在室内进行的，如计算与绘图等，称为内业。无论哪种工作都必须认真地进行，绝不容许存在错误。

第二章　基本测量原理和仪器

测量的基本任务是确定点的平面位置和高程，为此需要进行角度、距离、高差等基本要素的测定，需要使用测角、测距、测高差的仪器，因而掌握各种测量仪器的构造原理和基本要素的测量方法是从事测绘工作的基础。

第一节　角度测量与光学经纬仪

一、角度测量原理

（一）水平角测量原理

水平角是指过空间两条相交方向线所作的铅垂面间所夹的二面角，角值为0°～360°。如图2-1所示，空间两直线OA和OB相交于点O，将点A，O，B沿铅垂方向投影到水平面上，得相应的投影点A'，O'，B'，水平线$O'A'$和$O'B'$的夹角β就是过两方向线所作的铅垂面间的夹角，即水平角。

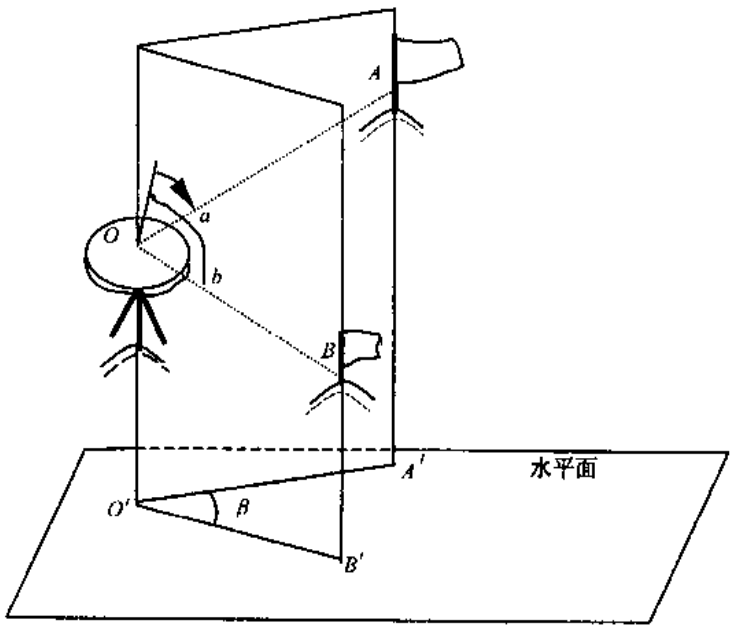


图2-1

由水平角的定义可知，测量角度的仪器在测量水平角时必须具备两个基本条件：一是能给出一个水平放置的，且其中心能方便地与方向线交点置于同一铅垂线上的刻度圆盘——水平度盘，对以交点为中心的水平方向线的方向值能方便地进行度量；二是要有一个能瞄准远方目标的望远镜，且要能在水平面和竖直面内作全圆旋转，以便通过望远镜瞄准高低不同的目标A和B，进而给出OA和OB方向线，而其在水平面上的投影线在水平度盘上的读数a和b可由读数系统方便读出，这种仪器就是经纬仪。图中水平角β为两个方向读数之差：

$$\beta = b - a$$

（二）垂直角测量原理

垂直角是指在同一铅垂面内，某目标方向的视线与水平线间的夹角 α，也称竖直角或高度角，垂直角的角值为 0°～±90°。而视线与铅垂线的夹角称为天顶距，天顶距 z 的角值范围为 0°～180°。图 2-2 中，Z_A，Z_B 为 A 及 B 方向视线的天顶距读数。

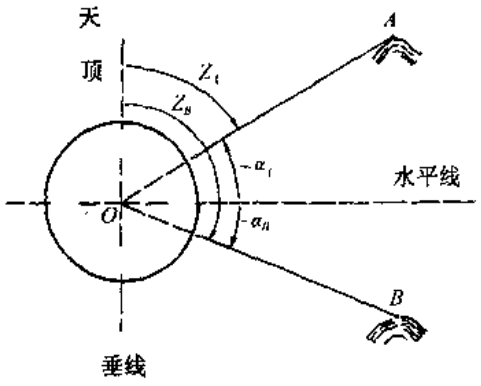


图 2-2

当视线在水平线以上时垂直角称为仰角，角值为正；视线在水平线以下时为俯角，角值为负，如图 2-2 所示。由此可知测角仪器经纬仪还必须装有一个能铅垂放置的度盘——垂直度盘，或称竖盘。垂直角的角值为视线在竖盘上的读数与水平线读数之差。而水平视线在竖盘上的读数为 270°或 90°。用经纬仪实际测量垂直角时，只需照准目标，读出（视线的）竖盘读数天顶距，再按一定的规则进行计算即可得到竖直角。

二、光学经纬仪

（一）光学经纬仪的分类

按物理特性划分，经纬仪经历了机械型、光学机械型和集光、机、电及微电子技术于一体的智能型三个发展阶段，各阶段的标志性产品分别为游标经纬仪、光学经纬仪和电子经纬仪，目前使用的主要是光学经纬仪和电子经纬仪。光学经纬仪利用几何光学的放大、反射、折射等原理进行度盘读数；电子经纬仪利用物理光学、电子学和光电转换等原理显示度盘读数，电子经纬仪是现代高科技高度集成的产品。

按测角精度划分光学经纬仪有 DJ_1，DJ_2，DJ_6 等级别，DJ 为“大地”、“经纬仪”的汉语拼音缩写，1，2，6 分别为该经纬仪一测回方向观测中误差（以秒为单位）。

（二）DJ_6 光学经纬仪

DJ_6 光学经纬仪是一种广泛使用在地形测量、工程测量及矿山测量中的光学经纬仪。图 2-3 所示为 DJ_6 光学经纬仪的外貌及各部件名称（南京测绘仪器厂生产的 J_6 光学经纬仪）。以该经纬仪为例，分基座、照准部、度盘、读数系统等几个部分介绍 DJ_6 的组成、原理及功能。

1. 基座部分

基座上有三个脚螺旋，其作用是整平仪器，粗略整平以基座上的圆水准器气泡居中为标志，精确整平用照准部上的水准管进行，精确整平后水准管气泡应居中；基座底板中心有连接螺旋孔，用于仪器安置时与三脚架上的连接螺丝配合固紧仪器。

2. 照准部

照准部是经纬仪的主要部件，照准部部分的部件有水准管、光学对点器、支架、横轴、竖直度盘、望远镜、度盘读数系统观测窗等。照准部绕纵轴水平旋转，瞄准目标时的制动、微动由水平制动螺旋和水平微动螺旋来控制。望远镜绕横轴旋转，瞄准目标时，由竖直制动和微动螺旋控制。

（1）光学对点器　光学对点器是一个小型外对光式望远镜，其视线经棱镜折射后与经纬仪的垂直轴重合，在仪器整平的情况下，如果对点器分划板中心与测站点中心重合，则垂

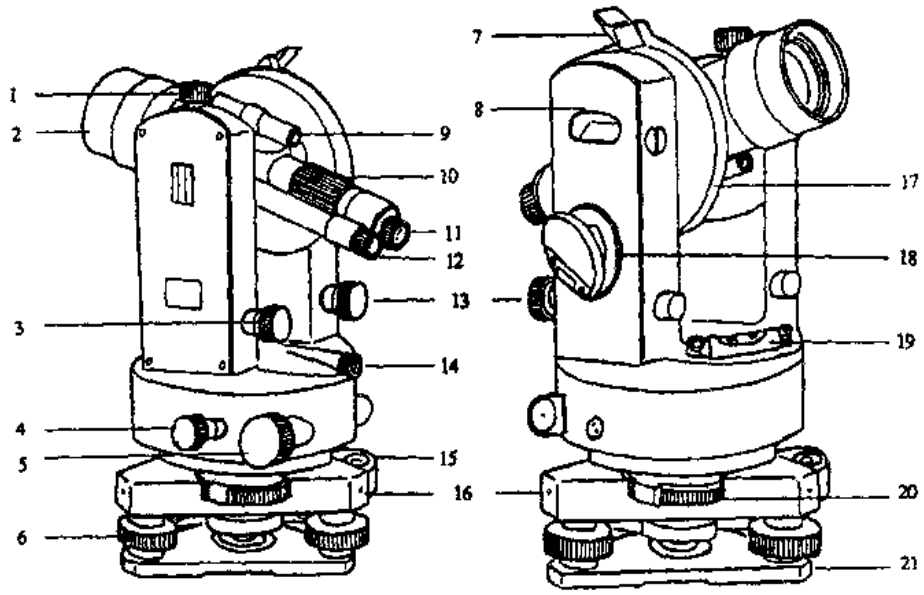


图 2-3 DJ_6 光学经纬仪

1——垂直制动螺旋；2——望远镜物镜；3——垂直微动螺旋；4——照准部水平制动螺旋；5——水平微动螺旋；6——脚螺旋；7——竖盘水准管观测镜；8——竖盘水准管；9——外瞄准器；10——物镜调焦螺旋；11——望远镜目镜；12——度盘读数窗目镜；13——竖盘水准管微倾螺旋；14——光学对点器；15——圆水准器；16——基座；17——垂直度盘；18——反光镜；19——照准部水准管；20——水平度盘变换轮；21——基座底板

直轴与过测站中心铅垂线重合，这一过程叫做仪器的对中。

(2) 望远镜　望远镜是经纬仪的照准设备，目前经纬仪用的望远镜都为内对光式，由物镜、目镜、内调焦镜及十字丝板组成，其主要功能是放大照准目标并精确瞄准及进行光学视距测量。

望远镜的基本工作原理：人眼的望远程度主要决定于物体对眼睛形成的夹角即张角的大小，望远镜通过其光路系统的作用使张角扩大，从而实现望远镜能清楚地看到远处的目标的功能。由几何光学可知，平行主光轴的光线，通过透镜后必经过焦点；过焦点的光线经过透镜后与主光轴平行；通过透镜光心的光线方向不变。如图 2-4 所示，物镜 AB 与目镜 CD 位于

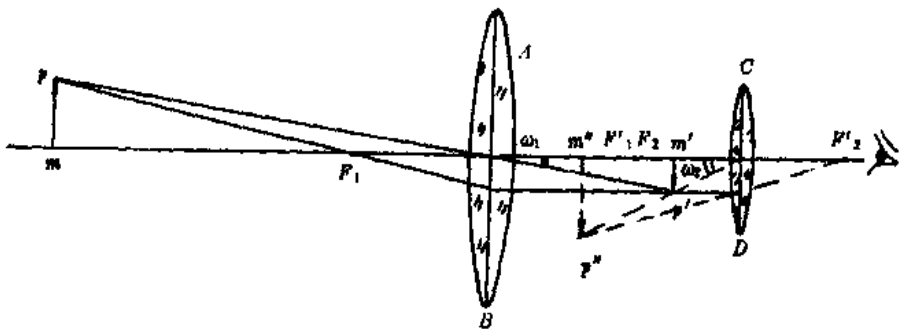


图 2-4

同一光轴上，物镜的焦点之一 F'_1 与目镜的焦点之一 F_2 重合，物镜与目镜构成了望远镜成像系统的主要部分。pm 为一远处目标，由几何光学知识可知，该目标首先通过物镜成实像

$p'm'$，再通过目镜得到一个放大、倒立的虚像 $p''m''$。当眼睛放在目镜的另一焦点 F''_2 附近时便可从目镜视场中看到这个倒像（新产经纬仪已通过在目镜前增加一组棱镜——阿贝棱镜的方法使目镜中的目标成像为正像）。由于眼睛到目标的距离远远大于眼睛到物镜的距离，目标 pm 对眼睛的张角可近似看做 ω_1，而眼睛到目镜的距离远远小于眼睛到虚像 $p''m''$的距离，$p''m''$对眼睛的张角可以近似看做 ω_2。因为望远镜物镜的焦距大于目镜的焦距几十倍，因此虚像 $p''m''$对眼睛的张角 ω_2 也就比原目标 pm 对眼睛的张角 ω_1 扩大了几十倍，从而实现了清楚地看清远处目标的功能。

为了照准目标，在物镜的焦平面上装置有一块十字丝分划板，上有标志线，作为瞄准目标的标准，如图 2-5 所示，图中 1 为视距丝，2 为照准用横丝和竖丝。十字丝分划板有两种标志线形式，一种是横竖丝均为单线，测量水平角时，竖丝与目标影像几何中心重合时即为瞄准；另一种竖丝的一半是双线，双线夹住目标影像，单竖线与目标影像几何中心重合即为瞄准。为了用望远镜观测距离，十字丝分划板上还有两条专门的水平标志线 1，叫做视距丝。当照准的目标到仪器的距离为 S 时，可以根据两水平视距丝之间所夹的尺间隔读定距离，其原理将在距离测量中介绍。

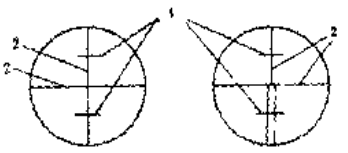


图 2-5

为使目标的成像能落在十字丝板上，在望远镜镜筒内，物镜之后加了一块调焦透镜（凸透镜），通过沿光轴前后移动该透镜，可以把远近不同目标的影像调到十字丝板上，以确保精确照准目标。

望远镜照准目标的精度主要决定于望远镜的光学性能，衡量望远镜光学性能的主要指标有：放大率 ν、视场角 2ω、分辨率 α''等。

放大率是指通过望远镜所看到的目标影像对人眼张角的正切与该目标直接对人眼张角正切的比值。即：$\nu=\tan\omega_1/\tan\omega_2$，当目标很远时，物镜成像接近其后焦面，因物镜后焦点与目镜前焦点重合，所以实像也极接近目镜的前焦面，故放大率公式可近似为物镜与目镜焦距之比，即：

$$\nu = \tan\omega_2/\tan\omega_1 \approx f_{物}/f_{目} \tag{2-1}$$

由式(2-1)知，当目镜焦距一定时，要增大放大率，必须增大物镜的焦距。生产仪器时一般是根据仪器的精度等级、用途确定望远镜的放大率，精度愈高的经纬仪，要求望远镜放大率愈大，此时望远镜的长度及仪器体积也就愈大。

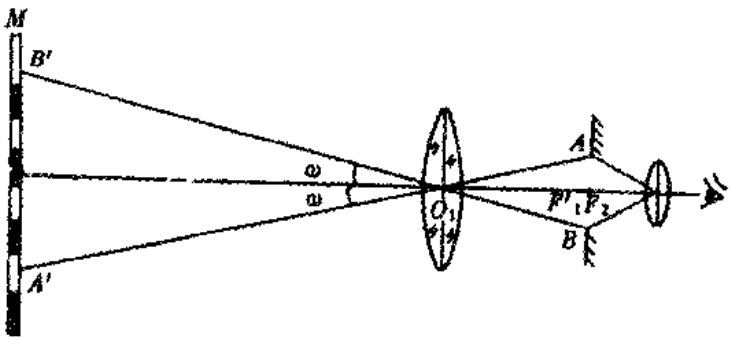


图 2-6

视场角是指人的眼睛通过望远镜所看到的物面范围的边缘对物镜中心的张角。望远镜

视场角的大小，主要受视场光栏的限制。视场光栏一般指望远镜十字丝分划板圆框，所以圆框的直径决定了视场角的大小。如图 2-6 所示，AB 为十字丝分划板圆框的直径，分别过 A、B 两点及物镜中心 O_1 的光线与标尺 M 的交点为 A'、B'，则 AB 即为视场物面的直径，望远镜的视场角为 2ω。由图可以看出，视场 $A'B'$ 以外的光线即使通过物镜，也会被视场光栏挡住而不能看到，所以视场的大小完全取决于视场光栏直径 AB 的大小，而不取决于物镜的有效孔径。

一般十字丝板圆框的直径等于 $(2/3)f_{目}$，而它到物镜中心 O_1 的距离等于物镜焦距 $f_{物}$，所以有：

$$2\omega = (2/3)f_{目}\,\rho'/f_{物} \approx 2000'/\nu \tag{2-2}$$

由此可知：视场角与放大率成反比，增大视场角必然缩小放大率。面视场角大，有利于寻找观测目标，提高观测速度。但是，从式(2-2)可知，如果要使放大率与视场角同时增大，惟一的办法是选用大视场角的目镜，但这又会使仪器结构变复杂。

望远镜的分辨率是指望远镜区分开两个相邻物体的能力，用分辨角来表示。若 A、B 为相邻的两物点，通过望远镜物镜在十字丝板上构成两个像点 a，b。设像点的直径为 d，如果 a，b 两点的中心距离小于 d，则望远镜对 A、B 两点无法分开。A、B 两物点对物镜中心的张角，就是望远镜的分辨角。分辨角愈大，能分辨开两物点的距离大，则该望远镜的分辨率愈低。在理想条件下，分辨角的理论公式为：

$$\alpha'' = 140''/D$$

式中：D 为物镜的有效通光孔径。由上式知，D 值愈大，分辨角愈小，则分辨率愈高。

一般来说，当两点对肉眼所形成的张角小于 60″，就不能分辨清楚，而通过望远镜分辨能力提高了 ν 倍(ν 为放大率)。所以有时采用下列近似公式计算望远镜的分辨角：

$$\alpha'' = 60''/\nu$$

3. 度盘部分

DJ_6 光学经纬仪度盘有水平度盘和垂直度盘，均由光学玻璃制成。水平度盘安装在纵轴轴套外围，未与纵轴固连，故不随照准部转动，但是可通过水平度盘位置变换轮使其转动。垂直度盘与横轴固连，以横轴为中心随望远镜一起在竖直面内转动。

4. 度盘读数装置及读数方法

光学经纬仪的读数系统包括水平和垂直度盘、测微装置、读数显微镜等几个部分。水平度盘和垂直度盘上的度盘刻划值，经反光镜导入的光线照明，和一系列棱镜、透镜作用，成像在望远镜旁的读数窗内，通过读数显微镜即可将度盘读数读出。由于 DJ_6 光学经纬仪的度盘最小格值一般为 60′或 30′，在读取度盘读数时，如果指标线不是正好指在整刻划线上，则需要用眼睛估读出不足一个格值的角值，此时必须借助测微装置才能将不足一个格值的角值读出，DJ_6 级光学经纬仪的读数测微器装置有测微尺和平行玻璃测微器两种。

(1) 测微尺读数装置　目前新产 DJ_6 级光学经纬仪均采用这种装置。它是在读数显微镜读数窗视场镜上设置一个带有两平行的分划尺的分划板，两分划尺的结构相同，一条用于水平度盘成像，另一条用于垂直度盘成像；度盘上的分划线经显微镜放大后成像于该分划板上，度盘最小格值(60′)的成像宽度正好等于分划板上分划尺 1°分划间的长度，分划尺分 60 个小格，用这 60 个小格去量测度盘上的 1°，则每个小格格值为 1′。图 2-7 左图所示是 DJ_6 型经纬仪的光路图，光线经反光镜 1 及入光孔 2 进入仪器后分两路，一路经光学部件 3、4、5、

水平度盘及光学部件7、8、9将水平度盘分划成像于平凸透镜10的平面上。另一路光线经棱镜14和垂直度盘15后，再经光学部件16、17、18、19和棱镜20、21后将垂直度盘分划也成像于平凸镜10的平面上。两度盘分划线的成像同分划板上两分划尺上的刻划一起经棱镜11传到读数显微镜物镜12，由读数显微镜目镜13即可将数读出，此过程中像被放大60倍以上。

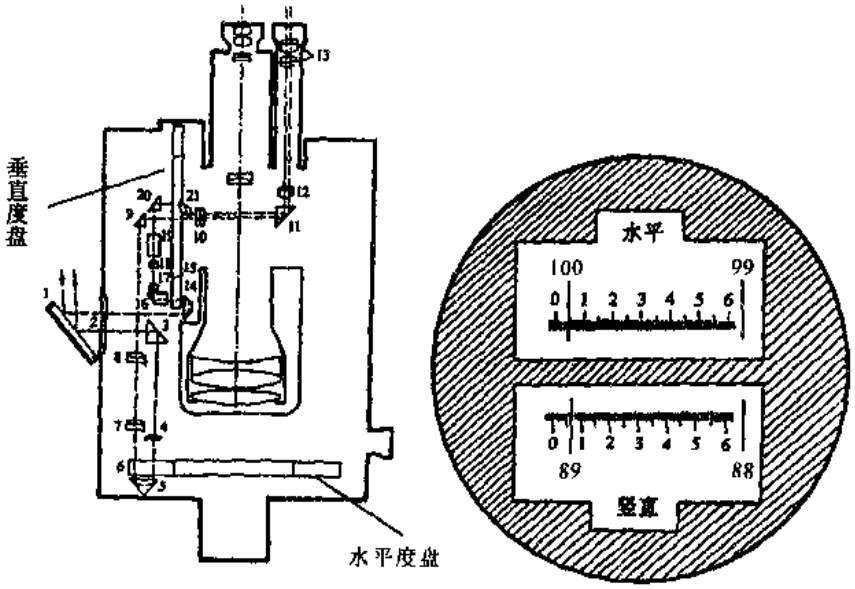


图 2-7

图2-7右图所示是读数显微镜的视场，“水平”表示窗口中显示的是水平度盘分划线及其测微尺的像，“竖直”表示窗口中显示的是垂直度盘分划线及其测微尺的像。读数时先读测微尺和度盘刻划影像相交处的度数，再读测微尺上的分数，测微尺每格值为60′，不足整格值的应估读，如在图2-7右图中，水平度盘读数为100°04′.5或直读为100°04′30″，垂直度盘读数为89°06′.3或直读为89°06′18″。

(2) 单平行玻璃板测微器读数装置　单平行板玻璃测微器的主要部件有：单平行板玻璃、扇形分划尺和测微轮等。如图2-8所示，单平板玻璃4用金属机构2和扇形分划尺5连结在一起，通过转动测微轮1，单平行板玻璃和扇形分划尺绕轴3转动，由于平板玻璃可以使通过它的光线平行移动，度盘的影像便可随测微轮1的转动而平行移动。

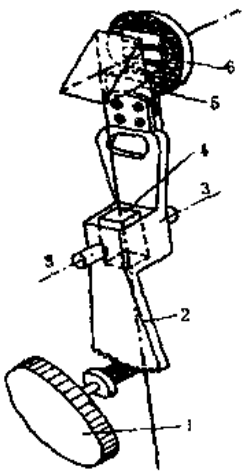


图 2-8

当测微分划尺读数为零时，平行玻璃的水平光线垂直于平行玻璃，度盘分划线的像不因产生折射而发生变化，用双指标线读数为7°30′$+\alpha$，如图2-9(a)所示。测微轮转动时，平行玻璃也随之转动一个角度，度盘分划线的像产生一小的平行移动距离，如用双指标线夹住7°30′分划线的影像，移动量α=12′28″，如图2-9(b)所示，由测微分划尺读出。

图2-10所示为平行玻璃测微器读数窗中度盘和测微分划尺的影像，测角时，当目标瞄准后转动测微轮，用双指标线夹住度盘分划线影像后读数。整度数根据被夹住的度盘分划线读出，不足整度数部分从测微分划尺读出。图2-10(a)中水平度盘的读数为8°42′08″，图2-10

(b)中垂直度盘读数为 88°47′24″。

(3) 读数显微镜　光学经纬仪读数显微镜的作用是将读数成像放大，便于将度盘读数读出。读数显微镜的特点是其物镜焦距较小，目镜焦距较大。以 DJ_6 —1 型经纬仪为例，物镜和目镜分别安装在两个镜筒内(图 2-11 中 6、10 和 17)，在物镜和目镜之间安置着测微装置，度盘影像通过物镜呈现在读数场镜平面上，从目镜可以清晰地看到。显微镜放大时是直接将物体放大，这与望远镜将物体的实像放大为虚像是不同的。

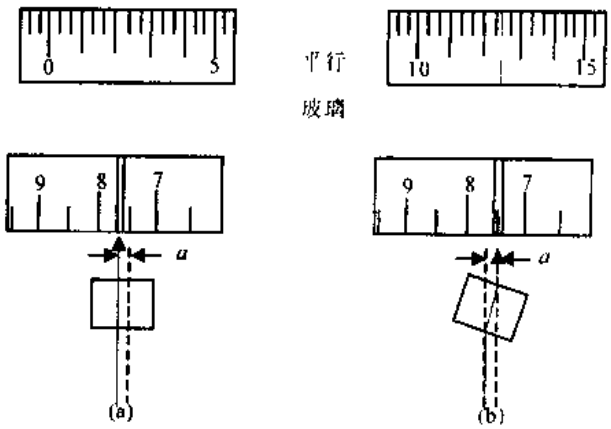


图 2-9

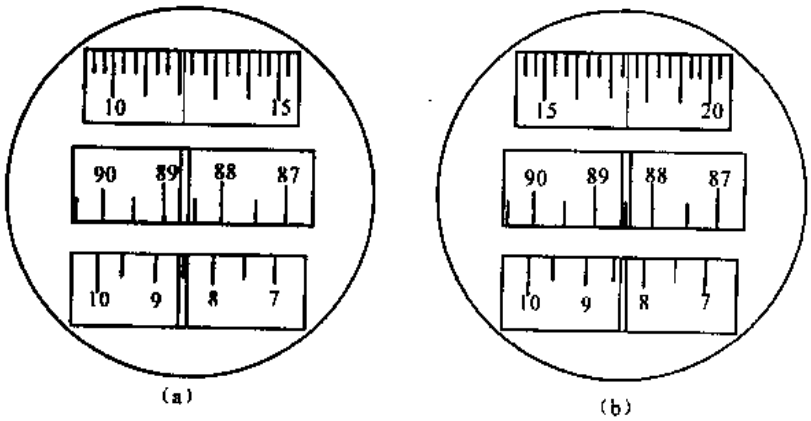


图 2-10

测量仪器上所用的读数显微镜有两个特点：其一是对显微物镜成像的位置和放大率有严格要求。如在测微尺读数装置中，要求显微物镜将度盘一格放大后，其宽度要与测微尺长度相等，否则将产生“行差”；成像位置应严格位于测微尺平面内，否则将产生“视差”。显微镜的物镜由两组透镜组成，调节两组透镜的间距以改变物镜组的等效焦距，改变物镜的放大率，进而使度盘成像的大小发生变化，达到消除“行差”和“视差”的目的。第二个特点是放大倍率一般不超过 100 倍，否则将会使仪器制造及装调的难度增大。

5. 水准器

光学经纬仪上有 2～3 个水准器(当采用自动归零补偿器代替竖盘指标水准器时有两个)，其作用是使处于工作状态的经纬仪垂直轴铅垂、水平度盘水平和使垂直度盘的指标线位于正确位置，光学经纬仪使用的水准器从物理结构分有管水准器和圆水准器两种。

(1) 管水准器的用途及其结构原理　管水准器是用内表面经过专门打磨的，且其纵剖面具有一定曲率(半径一般为 80～200 m)，内部填充了乙醇或乙醚液体的玻璃管制成的，在制成封口前内腔形成一个气泡，如图 2-12 所示。水准管内表面中心 O 称为水准管零点，过 O 点与圆弧相切的切线 LL 称为水准管轴，正常情况下，它与仪器垂直轴相垂直。由于管内气泡总是居于最高位置，所以当气泡中心位于管子的零点位置 O，即气泡居中时，则水准管轴处于水平位置，仪器的垂直轴也就处于铅垂位置了。另外，仪器结构本身能保证水平度盘与

仪器垂直轴垂直，当照准部上的水准管气泡居中时，也就标志着水平度盘处于水平位置。因此，安装在照准部上的水准管是用来保证垂直轴铅垂、水平度盘水平的，这种保证工作称为仪器整平。即照准部上的水准管是用来整平仪器的，而安装在垂直度盘上的水准管（称指标水准管）是用来使垂直度盘指标处于正确位置的。

为了精确指示气泡的位置，在水准管零点的两边均匀地刻有分划线，格宽为 2 mm，每格所对的圆心角叫做水准管的格值，用 τ 表示：

$$\tau = \frac{2}{R}\rho'' \qquad (2\text{-}3)$$

式中：R 为水准管纵剖面曲率半径，mm。

格值 τ 也可以理解为气泡移动 2 mm 时水准轴所倾斜的角度。水准管格值愈小，水准器的精度愈高。从式(2-3)知，格值 τ 与曲率半径成反比，半径愈大，格值愈小。J_6 级经纬仪照准部上的水准管格值一般为 20″/2 mm。

(2) 圆水准器的用途及其结构原理　圆水准器用于粗略整平仪器，它的灵敏度虽低，但整平比较迅速。因此，用圆水准器整平仪器后，还必须再用管水准器严格整平仪器才能进行观测。

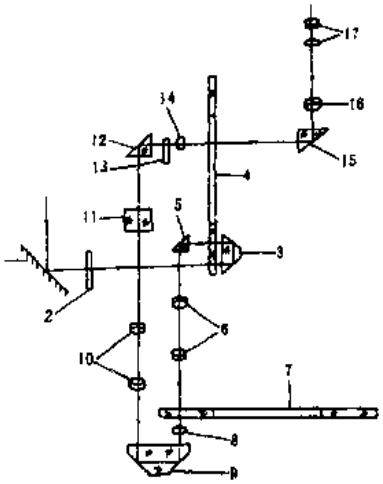


图 2-11

1—反光镜；2—进光光窗；3—照明棱镜；4—垂直度盘；5—照准棱镜；6—显微物镜；7—垂直度盘转向棱镜；8—读数窗；9—读数窗场镜；10、13、18—转向棱镜；11—转向透镜；12—读数显微镜；14—聚光透镜；15—水平度盘；16—照准棱镜；17—显微物镜

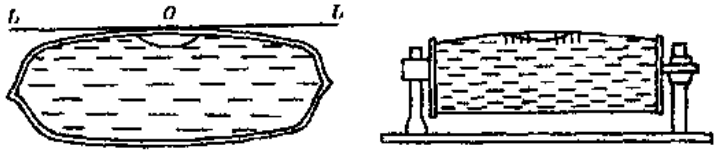


图 2-12

圆水准器上部为一均匀圆球面的玻璃圆盒。圆盒镶嵌在金属框内，盒内填充酒精或氯化锂并加热密封，其内有一气泡，如图 2-13 所示。圆盒顶面中央刻有分划圆圈，其圆心是圆水准器的零点（图中 O），连接零点 O 与球面的球心的直线为圆水准器轴。当气泡居于零点时，圆水准器轴铅垂，这时切于零点的平面也就水平了。同时，水平度盘水平、仪器垂直轴也处于铅垂位置。

圆水准器格值的概念与管水准器一样，指的是气泡在球面任意方向偏离零点 2 mm 所对的圆心角，一般为 8′/2 mm。

三、水平角测量

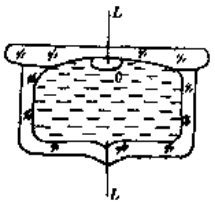
水平角观测的工作环节包括：安置经纬仪、照准目标、读数、记录。

（一）经纬仪安置

经纬仪安置包括对中和整平，方法如下：

1. 对中

指将仪器的纵轴安置到与过测站的铅垂线重合的位置。首先据观测者的身高调整好三脚架腿的高度，张开脚架据地形情况摆放脚架于测站点的正上方踩实，并使三脚架头大致水平。将经纬仪从仪器箱中取出，放到三脚架头上，一只手紧握经纬仪支架，另一只手将三脚架上的连接螺旋（中心螺旋）旋入经纬仪基座底板的螺旋孔。对中可利用垂球或光学对中器进行。



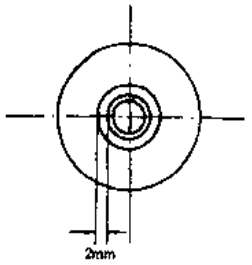


图 2-13

（1）垂球对中　挂垂球于中心螺旋下部的挂钩上，调垂球线长度至垂球尖与地面点间的铅垂距小于 2 mm，垂球尖与地面点的中心偏差不大时通过移动仪器，偏差较大时通过平移三脚架，使垂球尖大致对准地面点中心，踩三角架脚尖入土中，硬质地面亦应用力踏实，使三脚架稳定。检查对中情况，偏差大于 2 mm 时，微松连接螺旋，在三脚架头微量移动仪器，使垂球尖准确对准测站点，旋紧连接螺旋。

（2）光学对点器对中　光学对点器对中时，先置三脚架头大致水平，架头中心需尽量靠近过测站点中心的铅垂线；调节光学对点器目镜、物镜调焦螺旋，使视场中的标志圆（或十字丝）和地面目标同时清晰；旋转脚螺旋，令地面点成像于对点器的标志中心，此时，因基座不水平而圆水准器气泡不居中；调节三脚架腿长度，使圆水准器气泡居中，进一步调节脚螺旋，使水平度盘水准管在任何方向气泡都居中；从光学对点器中检查与地面点的对中情况，如对中偏差仍较大可微松连接螺旋，令仪器作微小的平移精确对中。光学对点器对中误差应小于 1 mm。

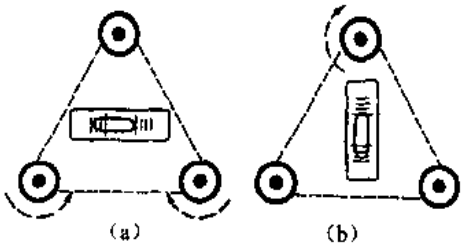


图 2-14

2. 整平

整平指使仪器的纵轴铅垂，垂直度盘位于铅垂平面，水平度盘和横轴水平的过程。精确整平前应使脚架头大致水平，调节基座上的三个脚螺旋，使照准部水准管在任何方向上气泡都居中。方法如下：转动照准部使水准管与任意两个脚螺旋的连线平行，如图 2-14(a)所示，两手同时相向旋转，其中左手大拇指移动方向与气泡移动方向一致，旋至使气泡居中止；再转照准部约 90°，如图 2-14(b)所示，旋另一个脚螺旋至气泡居中；再转照准部 90°，若气泡仍居中整平合格。一般整平过程应反复进行几次，直到水准管在任何方向气泡均居中为止。

注意上述整平、对中应交替进行，最终既使仪器垂直轴铅垂，又使铅垂的垂直轴与过地面测站点标志中心的铅垂线重合。

（二）照准点上照准标志与瞄准方法

照准标志：测量角度时，仪器所在点称为测站点，远方目标点称为照准点，在照准点上必须设立照准标志，使照准点中心沿铅垂线升高才便于瞄准。测角时用的照准标志一般是立于地面点上的铅直标杆、架设于三脚架上的觇牌（图 2-15）或测钎、垂球线等，根据距离远近、目标成像及外界环境等情况选择。

瞄准目标的方法和步骤：

（1）将望远镜对向明亮的背景（如天空），调目镜调焦螺旋，使十字丝清晰。

（2）旋转照准部，通过望远镜上的外瞄准器，对准目标，旋紧水平及垂直制动螺旋。

(3) 转动物镜调焦螺旋至目标的成像最清晰，旋竖直微动螺旋和水平微动螺旋，使目标成像的几何中心与十字丝的几何中心(竖丝)重合，目标被精确瞄准。

注意：应左、右或上、下微移眼睛，当目标成像与十字丝之间有相对移动时，说明存在视差，重新进行物镜调焦，直至视差消除，再精确瞄准目标。

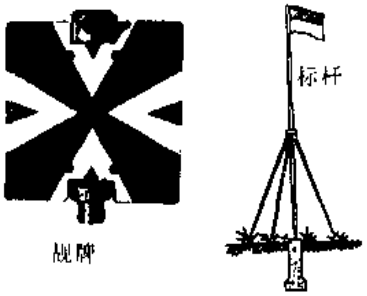


图 2-15

(三) 水平角观测方法

地面测量中水平角观测方法有测回法和方向观测法。

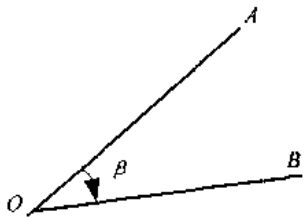


图 2-16

1. 测回法

测回法适用于观测两个方向形成的单角，如图 2-16 所示。欲观测水平角 β，先在测站点 O 安置经纬仪，在照准点 A、B 设立照准标志，按下列步骤进行观测：

(1) 置仪器于盘左位置(竖盘在望远镜左边又称正镜)，顺时针旋转照准部瞄准起始目标 A(又称观测的零方向)，读水平度盘读数 $A_{左}$；

(2) 松开水平制动螺旋，顺时针转照准部瞄准目标 B，读水平度盘读数 $B_{左}$；以上称上半测回，得盘左位置时上半测回角值：

$$\beta_{左} = B_{左} - A_{左} \tag{2-4}$$

(3) 倒转望远镜成盘右位置(竖盘在望远镜右边又称倒镜)，逆时针旋转照准部瞄准目标 B，读水平度盘读数 $B_{右}$。

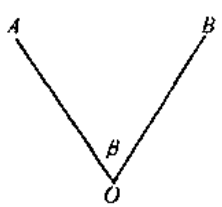
(4) 逆时针转动照准部瞄准目标 A，读水平度盘读数 $A_{右}$；这个过程称为下半测回，下半测回观测得角值：

$$\beta_{右} = B_{右} - A_{右} \tag{2-5}$$

上、下半测回称一测回，观测角值在假设测量没有误差的情况下应相等，考虑测量误差影响时，允许有一定的差值，这个允许的差值称为限差。对 DJ_6 级光学经纬仪，如果上、下半测回角值差不大于 $\pm 40''$ 时，则取盘左盘右角值的均值作一测回的角值：

$$\beta = (\beta_{左} + \beta_{右})/2 \tag{2-6}$$

表 2-1　　水平角观测记录(测回法)

测站	竖盘位置	目标	水平度盘读数			半测回角值			一测回平均值			备注
			°	′	″	°	′	″	°	′	″	
O	左	A	0	00	12	120	20	24	120	20	21	
		B	120	20	36							
	右	A	180	00	48	120	20	18				
		B	300	21	06							

用盘左、盘右观测角值 B 取其中值，可以抵消大部分仪器误差对测角的影响，还可进行观测有无错误的检查。据测角精度要求需要观测多个测回时，重复上述操作步骤即可。测回之间要改变度盘位置，以减弱度盘分划不均匀对测角的影响。设观测 n 个测回，则每个测回的改变值为 $180/n$。如需观测 3 个测回，则第一个测回起始方向（零方向）C 的读数应为 0°，第二个测回的起始方向 C 的读数应为 60°，第三个测回 C 方向的读数应为 120°。

2. 方向观测法

一个测站上需要观测的方向数在 2 个以上时，要用方向观测法观测水平方向值，相邻方向的方向值之差即为该两方向间的水平角值。当需要观测的水平方向数超过 3 个时，在依次对各个目标观测水平方向值后，应继续依原方向转至第一个目标，对其进行半测回中的第二次观测，即“归零”。因照准部旋转了一个整圆周，故称为全圆方向观测法。设在 O 点上要观测 A,B,C,D 四个目标的水平方向值，如图 2-17 所示，用全圆方向观测法观测水平方向的步骤和方法如下：

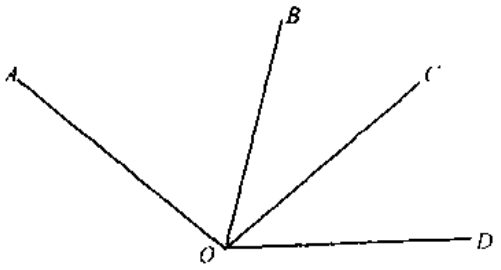


图 2-17

（1）置经纬仪于盘左位置，顺时针转动照准部瞄准起始目标 A，调节水平度盘位置变换轮，将水平度盘读数置于 0°00′00″或稍大，该读数即 A 方向的初始读数 a_1，将读数记录。

（2）顺时针旋转照准部，依次瞄准目标 B,C,D，得相应的水平度盘读数 b_1,c_1,d_1 并记录；继续顺时针方向旋转照准部，再次瞄准目标 A（归零），读出 A 方向水平度盘读数 a_2 并记录，进行归零观测的目的是：检查度盘在观测过程中是否发生变动，以上称为上半测回。起始方向（零方向）的两个读数 a_1 和 a_2 之差称为半测回归零差 Δ（Δ=（零方向归零方向值）—（零方向起始方向值）），对于 DJ_6 经纬仪其允许值（限差）为 ±18″，在允许范围内时取平均值作上半测回零方向的最终值。

（3）倒转望远镜（盘右位置），逆时针转动照准部瞄准方向 A，得水平度盘读数 a'_1。

（4）逆时针旋转照准部依次瞄准目标 D,C,B,A，并得相应的水平度盘读数 d'_1,c'_1,b'_1、a'_2 并记录，以上称为下半测回。计算起始方向（零方向）的两个读数 a'_1 和 a'_2 之差，得下半测回归零差。其限差规定同上半测回，符合规定时取平均值作下半测回零方向的最终值。上、下半测回合成一测回，若需观测 n 测回，则起始方向度盘位置每测回间变动 $180°/n$。全圆方向观测法记录格式如下：

表格记录说明：

（1）计算 $2C$ 值：$2C$ 值即视准误差的两倍值，是由于视准轴不垂直于水平轴而存在的微小误差，$2C$=盘左读数—（盘右读数±180°），$2C$ 本身为一常数，各方向 $2C$ 值的变化是观测误差引起的，故 $2C$ 的变化可作为观测质量检查的一个指标。

（2）一测回方向读数平均值：当 $2C$ 变化不大时，取盘左、盘右读数的均值作为该方向一测回的最终方向值。

（3）归零方向值的计算：先取上下半测回归零值的平均值作为一测回归零方向值。为便于对各测回方向值进行比较和取最后平均值，需将各测回的第一个目标的方向值（上述平均值）化为 0°00′00″，其他各方向的方向值均减去第一个方向的方向值，计算结果称为归零方向值。

表 2-2　　全圆方向观测法记录

测回	测回数	目标	读数 盘左 °	′	″	读数 盘右 °	′	″	2C ″	一测回平均方向值 °	′	″	归零方向值 °	′	″	各测回归零方向值均值 °	′	″
											02	10						
		A	0	02	12	180	02	00	+12	0	02	06	0	00	00			
		B	37	44	15	217	44	05	+10	37	44	10	37	42	00			
	1	C	110	29	04	290	28	52	+12	110	28	58	110	26	48			
		D	150	14	51	330	14	43	+8	150	14	47	150	12	37			
		A	0	02	18	180	02	08	+10	0	02	13						
			$\Delta_{左}=+6''$			$\Delta_{右}=+8''$												
O											03	24						
		A	90	03	30	270	03	22	+8	90	03	26	0	00	00	0	00	00
		B	127	45	34	307	45	28	+6	127	45	31	37	42	07	37	42	04
		C	200	30	24	20	30	18	+6	200	30	21	110	26	57	110	26	52
		D	240	15	57	60	15	49	+8	240	15	53	150	12	29	150	12	34
		A	90	03	25	270	03	18	+7	90	03	22						
			$\Delta_{左}=-5''$			$\Delta_{右}=-4''$												

（4）假设测量过程中没有误差，则各测回归零方向值应相等，对于 DJ_6 经纬仪各测回间同一方向的互差规定不应大于 24″。在各测回同一方向的方向值互差不超限的情况下，对各观测方向取平均值作最终值。

四、垂直角观测

（一）垂直角的用途

在测量作业中垂直角的作用有两个：一是将测得的倾斜距离换算为水平距离；二是在三角高程测量中，进行三角高差的计算。

（二）垂直度盘的构造

垂直度盘又称竖盘（图 2-18），其形状、制成材料同水平度盘，外周刻有格值为 1°的分划，竖盘固定于望远镜横轴的一端，盘面与横轴垂直。随望远镜在竖直面内一起转动。竖盘读数指标与竖盘水准管连结独立于竖盘，不随望远镜转动。调节竖盘水准管微动螺旋，竖盘指标即随竖盘水准管一起相对竖盘作微小转动。指标线位置正常时，竖盘水准管气泡居中亦即管轴水平时，指标线应铅垂，此时若望远镜视准轴水平，竖盘的指标线处的竖盘读数应为 90°或 270°。

经纬仪的竖盘指标还可利用重摆补偿原理设计自动归零补偿器，实现指标的自动归零，即使仪器稍有倾斜，也能读得相当于水准管气泡居中时的读数而无需调节竖盘水准管。补偿器的原理是在竖直度盘与竖盘指标成像光路之间吊一折射光学透镜，当视线水平时，指标处于铅垂位置，光线通过透镜中心，不产生折射，读数正确（为 90°或 270°）；当仪器倾斜一小角度（在仪器整平精度范围内，一般其绝对值不超过 1′）时，指标偏移，透镜在重力作用下也产

生偏移，指标光线通过透镜中心的边缘产生折射。指标影像折转并恰好落在竖直度盘 90°刻线上，在读数窗中，仍能读出 90°的读数，实现指标偏移自动补偿。

（三）垂直角计算

竖盘的注记方式有多种，不同的竖盘注记形式不同，由竖盘读数计算垂直角的公式也不同，目前使用的经纬仪竖盘刻度大部分为 360°全圆注记，有顺时针和逆时针注记两种形式，如图 2-18 所示。对于顺时针注记时的竖盘，当仪器处于正镜位，并在视准轴水平时，垂直盘读数为 90°，当照准水平线以上的目标时，读数小于 90°；照准水平视线以下的目标时，读数则大于 90°。倒转望远镜使仪器处于盘右位置，当视准轴水平时，读数为 270°，望远镜上仰或下俯时读数的变化与正镜时相反，望远镜上仰，读数大于 270°，下俯小于 270°。

对于逆时针注记的垂直度盘，仪器正镜或倒镜时，垂直盘读数仍分别为 90°或 270°，但不同的是，当望远镜上仰或下俯时，读数的增减与顺时针注记的相反。约定望远镜视线在水平线以上即垂直角为仰角，角值为正，视线在水平线以下为俯角，角值为负。

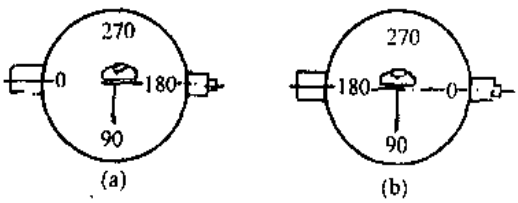


图 2-18

以上的读数规律可用来进行竖盘注记形式判别及进行垂直角计算。设竖盘盘左读数用 L 表示，盘右读数用 R 表示，由上述垂直度盘不同注记形式读数的变化规律可得：

竖直度盘逆时针注记时垂直角的计算公式：

$$\alpha_{左} = L - 90° \tag{2-7}$$

$$\alpha_{右} = 270° - R \tag{2-8}$$

竖直度盘顺时针注记时垂直角的计算公式：

$$\alpha_{左} = 90° - L \tag{2-9}$$

$$\alpha_{右} = R - 270° \tag{2-10}$$

取盘左和盘右垂直角的平均值作为垂直角的最终值：

$$\alpha = (\alpha_{左} + \alpha_{右})/2 \tag{2-11}$$

上列公式应用的前提是竖盘指标位置正确，没有指标差。

（四）竖盘指标差

以上的讨论是基于竖盘指标差为零的情况下竖直角的计算公式。当竖盘水准管与竖盘读数指标的关系不正确，竖盘指标就会偏离正确位置，此时视线水平情况下的竖盘读数与指标正常时的读数有一个小的角度差 i，称该读数差为竖盘指标差。如图 2-19 所示，虚线为指标的正确位置，箭头线为指标的实际位置，其间的夹角 i 为指标差，当指标线的偏移方向同竖盘的注记方向时，指标差使竖盘读数增大 i 值，反之使读数减少 i 值。正镜时视线水平，指标水准管气泡居中时，指标处的读数是$(90°+i)$，而非 90°，用含指标差的指标线进行盘左任意位置度盘读数时，盘左读数 L 中也必含有指标差的影响，实际读数将为 $L+i$，而盘右读数则为 $R-i$，故垂直角的计算必须考虑指标差的影响，在垂直角的计算公式中加入指标差改正项，因此前述式(2-7)、(2-8)垂直角的计算公式变为：

盘左时

$$\alpha_{左} = L - (90° + i) = \alpha_{左-i} \tag{2-12}$$

盘右时

$$\alpha_{右} = 270° - (R - i) = \alpha_{右+i} \tag{2-13}$$

取盘左、盘右均值有：

$$\alpha = (\alpha_{左} + \alpha_{右})/2 = (R - L - 180°)/2 \tag{2-11}$$

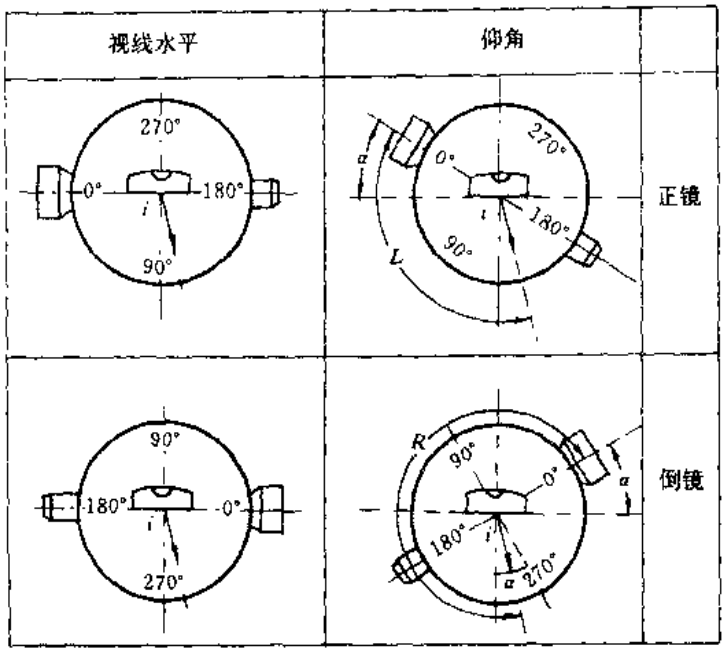


图 2-19

由式(2-14)可知取盘左、盘右计算得垂直角的平均值可消除竖盘指标差的影响。竖盘指标差可由式(2-12)减式(2-13)的值求得：

$$i = \frac{1}{2}(\alpha_{左} + \alpha_{右}) = \frac{1}{2}(L + R - 360°) \tag{2-15}$$

上式说明在盘左、盘右垂直角之差中包含有两倍指标差。对同台仪器一测回各方向的指标差理论上应为一常数，其变化值反映了测量误差的影响，在测量垂直角时，各方向垂直角测量指标差互差不能超过一定的限差，对不同精度的垂直角测量，测量规范有不同的规定。

对采用自动补偿装置的经纬仪，当补偿装置与指标线位置不正确时，也会产生指标差，其计算与消除的方法与安装竖盘指标水准管的经纬仪产生指标差的处理方法相同，采用自动归零补偿装置的经纬仪，在观测垂直角时无需进行竖盘水准管调节的步骤，该装置会自动调整光路，使能读得相当于水准管气泡居中时相同的读数。

(五) 垂直角观测

垂直角观测时首先应弄清竖盘的注记形式，以便正确计算垂直角。垂直角观测时，瞄准目标用十字丝的中横丝瞄准三角高程测量时觇标高的量取位置，如标杆的顶部(图 2-20)或标尺上的某一位置。观测的方法如下：

(1) 在测点安置好经纬仪后，用小钢卷尺量取仪器高(从地面标石中心顶面量到经纬仪横轴中心的高度)。

(2) 正镜瞄准目标，瞄准位置如前述，调节竖盘水准管微动螺旋使气泡居中，读取盘左竖盘读数 L。

(3) 倒镜瞄准目标的相同位置，调节竖盘水准管使气泡居中，读取盘右竖盘读数 R。

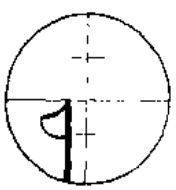


图 2-20

以上为垂直角测量的一个测回，当一个测站有多个观测目标时，在正镜位应顺时针依次瞄准各个目标读各目标的盘左读数，然后再倒镜逆时针依次瞄准各个目标读取各目标的盘右读数。垂直角记录和计算见表 2-3，该表记录了某测站两个方向 1、2 的垂直角观测成果。对于每一目标进行垂直角测量时，需计算出指标差，审查其变化情况，以评价观测成果的质量。

表 2-3　　垂直角观测记录

仪器高 i=1.428 m　　仪器 TDJ_6(No. 98200)　　观测者：　　记录者：

测站	目标	竖盘位置	竖盘读数			半测回垂直角值			指标差	一测回垂直角值			备注
			°	′	″	°	′	″	″	°	′	″	
N	1	左	92	47	30	2	47	30	−10	2	47	40	
		右	267	12	10	2	47	50					
	2	左	84	15	+30	−5	44	30	30	−5	45	00	
		右	275	45	30	−5	45	30					

五、测量仪器的维护

测量仪器属于精密、贵重仪器，由于野外作业的特点，使仪器保护工作显得尤其重要，现将有关注意事项介绍如下：

（一）仪器的运输

测量外业中常用交通工具运送仪器，途中必须注意防震；人工运送，无论手拎或是背在背上，都需事前检查仪器箱的提环、带子等是否牢固，仪器箱盖是否锁牢。

（二）仪器的使用

测量前脚架应放稳，开箱取仪器时，应双手握支架或基座，不要提拿望远镜或仪器的某个局部；仪器放在三脚架头后，应立即用连接螺旋将仪器固定在三脚架上，以防仪器跌落摔坏；制动螺旋未松开，不能转动仪器照准部或望远镜；仪器搬站，原则上应装箱移动，水准仪搬站可将仪器脚架收拢夹于肋下并用一手托住仪器前进；仪器安置在测站上，即使暂停操作也需专人守护；阳光下作业应撑伞保护仪器，平时还应严防仪器受雨淋或潮湿的影响。

（三）仪器的装取

仪器装取应仔细、小心，将仪器入箱时必须按原位置放入；装箱前，制动螺旋应先松开，入箱后再旋紧；关箱时若关不上，应仔细检查仪器放置位置，正确就位后再轻盖箱盖；仪器箱上严禁坐人。

第二节　电子经纬仪的原理及使用

一、电子经纬仪的度盘读数系统

电子经纬仪是一种集光、机、电为一体的新型测角仪器，与光学经纬仪相比较，电子经纬仪将光学度盘换为光电扫描度盘，将人工光学测微读数代之以自动记录和显示读数，使测角操作简单化，且可避免读数误差的产生。电子经纬仪的自动记录、储存、计算功能，以及数据通讯功能，进一步提高了测量作业的自动化程度。电子经纬仪采用了光电扫描测角系统，其

类型主要有：编码盘测角系统、光栅盘测角系统及动态（光栅盘）测角系统等三种。

（一）绝对式编码度盘测角系统

编码度盘是由透光和不透光区相间隔组成的，用二进制 0、1 两种状态进行描述的，适于光电计数的光学器件（图 2-21），通过光电扫描技术在编码度盘的每一个位置上可直接读出角度的度、分、秒值，它是编码式电子经纬仪的核心器件。

用二进制 0、1 可描述编码盘上透光和不透光两种状态。在图 2-21 中，用二进制数 0 来描述透光区（白色区），1 来描述不透光区（黑色区），度盘上刻有 4 条码道，径向方向上由里向外各码道透光与否就可用 4 位二进制数表示。最外一圈码道有透光与不透光相间的 16 个格，则自 0 开始顺时针方向的状态可用二进制数 0000～1111 示出，相对应的十进制数即为 0～15。

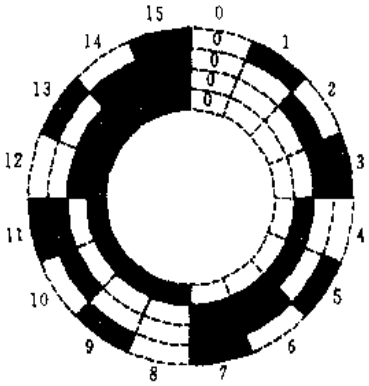


图 2-21

由上可知：上述记录径向方向的二进制数的过程或称码盘读数过程是一个光电信号的转换过程，实现这一读数过程的方法是用图 2-22 所示读数头（传感器）装置，在码盘的上、下方，沿径向方向的各码道上分别安装 4 个光敏二极管和 4 个光电二极管。若是通过码道上的透光区，则光敏二极管（发光二极管）发出的光被光电二极管（接收二极管）接收产生光电流，与光电二极管相连的三极管导通，三极管的输出端为低电平“0”；通过不透光区时，光信号被阻隔，光电二极管不产生光电流，三极管处于截止状态，输出高电平“1”。这样发光管发出的光在通过码盘径向四个透光或不透光区时由传感器输出的高电平、低电平信号组成一组反映码盘某一径向透光与否的二进制读数。经译码器将二进制数转换成十进制数显示输出，就可实现度盘读数。实际装置编码盘时，可使读数头与照准部固连于一体随之转动，这样读数头可在任何位置读出码盘径向的二进制读数和显示十进制读数。

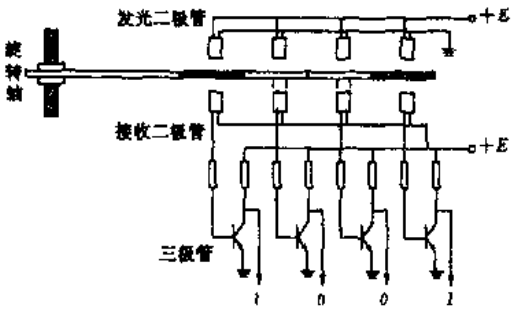


图 2-22

实用时码盘读数系统需进行两方面的改进：一是采用循环码以克服当码道增多、二进制数的位数增加时产生错误的可能性。由于循环码中的任何相邻的数值只有一条码道发生变化，若有错读发生，产生误差的最大值也不会超过该读数的最小单位；二是采用细分技术，即通过增加码道数、每条码道上的等份数和改进读数头系统，提高读数精度。

（二）增量式光栅测角系统

光栅是指均匀刻有具有一定间隔细线的光学器件，如径向光栅即在圆盘上的等角距刻有等间隔细线的圆珠笔形光栅（图 2-23）。反映光栅性能的基本参数是光栅的刻线的密度（单位区域内刻线条数/mm）和栅距（两相邻刻线间的距离）。当光栅的栅线宽度用 a 表示、缝隙宽度用 b 表示时，则栅距定义为 $d=a+b$，a、b 及 d 均对应一角值。栅线区不透光，缝隙区透光，同上思路在光栅盘的上下对应位置上分别安置发光二极管和光敏二极管读数头（感应器）安置系统，电子经纬仪中安置的光栅盘，在测角过程中与读数头（一般与照准部固连）间

的相对运动，栅线及缝隙区的透光不透光转换，使计数器可累计读数头转动所扫描过的栅距数，据此可求得所转的角值。由于光栅盘无绝对度数可言，只能累计光栅的条数计数，称这种结构为增量式光栅度盘(图 2-24)。

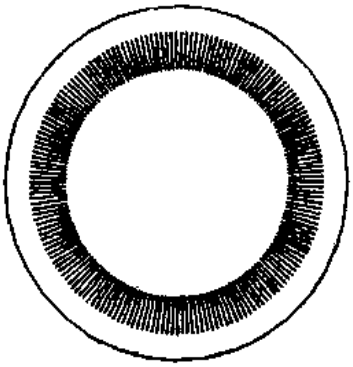


图 2-23

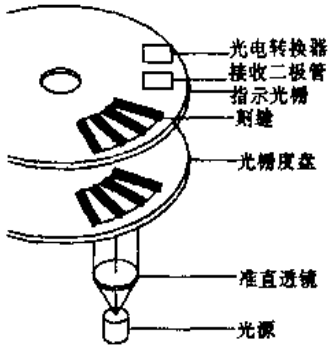


图 2-24

光栅的栅距虽很小，但其所对应的角值却仍很大，对刻有达 21600 根栅线的光栅，其最小刻划所对应的角值仍为 1′，因而提高测角精度还须进一步提高光栅的分辨率，方法是对光栅距进行细分。对已经很小的栅距直接细分技术难度大，而将栅距放大如用莫尔条纹技术放大栅距则是可行的。所谓莫尔条纹技术，就是用一小块具有与大块主光栅相同栅距的光栅(指示光栅)与主光栅重叠，其间距应尽量小，刻线间成一微小的夹角 θ，光线通过时可产生的一组光学图案(图 2-25)称莫尔条纹，在两个暗条纹之间的亮条纹宽度(纹距)$W=d/\theta$，d 为光栅的栅距，θ 为两个光栅栅线间的微小交角。通过莫尔技术使栅距放大了 $1/\theta$ 倍，由于 θ 很小，故莫尔条纹放大效果显著。当用指示光栅放大栅距时，指示光栅每沿着垂直于本身栅线方向移动了一个栅距 d，沿两个光栅交角 θ 的平分线方向产生一个纹距 W 的莫尔条纹，接收元件通过累计条纹的移动量，进而导出光栅的移动量，即角度值。测角时自起始方向起，随着与照准部固连为一体的读数头的顺时针旋转，所形成的莫尔条纹随之移动。栅距分划值若为 a(纹距分划值也为 a)，在照准下一目标的过程中，可累加得到条纹移动的总条数 n(逆时针转时则减去)，对不足一整条纹的小数 Δa 则细分，角值便可表示为：

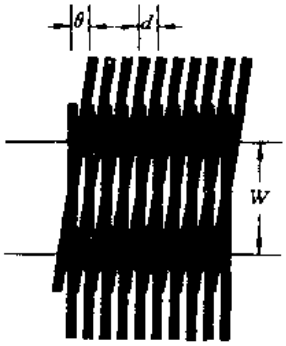


图 2-25

$$\beta = na + \Delta a$$

细分技术关系测角精度，方法有光学法、机械法和电子法三种，电子细分法便于实现且精度高，因而使用较多。由上可知用测角时的照准部顺或逆时针旋转对条纹的计算有影响，故实用的电子经纬仪中要有方向判别电路和可逆计数器，以使计数器正确累加或累减。

(三) 动态光栅测角系统

动态光栅盘测角系统中光栅盘的构造同前，但光栅盘可旋转，光栅盘的栅距定义为单个栅线宽度与缝隙宽度之和，以 φ_0 表示。读数装置的构造如图 2-26 所示，在光栅盘上安置有两个计数光栏 L_S 和 L_R，安置在度盘外缘的为固定光栏 L_S，它不随照准部转动；安置在度盘内边缘的为可动光栏 L_R，随照准部的转动而转动，由于光栏 L_S 是固定的(L_S 可看做是各方

向读数的基准值），所以照准部上的望远镜瞄准某个方向时的方向读数可用 L_S 与 L_R 之间的角度 ϕ 表示；系统测角 ϕ 的过程即为测定某个方向读数的过程。ϕ 角由 n 个整周期 ϕ_0（粗测得）加不足整周期的 $\Delta\phi$（精测得）构成，含义是两个读数光栏间弧段所对应的角值：$\phi = n\phi_0 - \Delta\phi$。

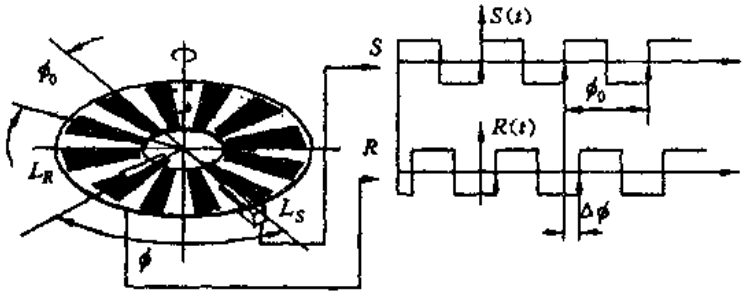


图 2-26

测定 ϕ_0 的个数 n 时，基本思路是在度盘的一径向方向的内、外缘上设标记 a 和 b（图 2-36），在距 90°处的另一径向的内、外缘上，再另设标记 c 与 d。在望远镜瞄准一方向后，度盘开始转动，a 标记过光栏 L_S 起计数器开始计 ϕ_0 的个数，至 b 标记过 L_R 光栏时计数器计数结束，所计数的值即为 ϕ_0 的个数 n。另外两个标记 c、d 同时在两个光栏间的计数，其结果可作比较值以对整周期 ϕ_0 的个数作校核。

对不足整周期数 $\Delta\phi$ 的测定是通过光栏 L_S 和 L_R 分别产生的两组信号 S 和 R 的相位差求得的。度盘开始旋转时，各条栅线通过固定光栏 L_S 及 L_R 时产生 L 及 S 正弦波信号，整形后得其相应的方波信号称 S 及 R 方波信号或钟脉冲信号，其中的一个钟脉冲信号所对应的角值已知，两者的相位差所对应的角值即为 $\Delta\phi$。实测时可每间隔一条栅线检测一个 $\Delta\phi$，度盘转一周，则可取得数量为栅线条数二分之一的独立检测值 $\Delta\phi$，求其平均值，即取得高精度的不足整周期的角度值。通过对度盘的扫描还可消除度盘刻划误差对测角的影响，虽然这种装置结构复杂，且度盘需马达驱动，但测角的精度可达 0.5″。

二、电子经纬仪的工作原理

电子经纬仪与光学经纬仪的区别在于度盘读数及显示系统，电子经纬仪的水平度盘和竖直度盘及其读数装置是分别采用两个相同的光栅度盘（或编码盘）和读数传感器进行角度测量的，下面简要叙述其工作原理（以光栅度盘为例）。

电子经纬仪中水平光栅盘安置在经纬仪的竖轴外周，垂直光栅盘与横轴固连在一起，水平和垂直光栅盘的读数头分别与照准部及支架连接在一起。水平角测量时，照准部带动读数头同步转动，扫描水平光栅度盘并计取栅距（纹距）值，求得水平角。竖直角测量时，由望远镜带动竖直光栅盘一起转动，固定在支架上的读数头扫描竖直光栅盘并计取其纹距值，求得竖直角。

电子经纬仪读数系统的另一组成部分就是读数头（传感器），其基本构造如图 2-24 所示，由光敏二极管（光源）、主光栅、指示光栅和光电接收二极管组成。发光二极管发出的光（红外光）透过主光栅与指示光栅后形成莫尔条纹信号，经安置在指示光栅一侧的光电接收二极管接收转换成电信号，并经电路放大、限幅，再经模拟/数字转换器变成数字信号，送入单片机 CPU 和判向电路。经判向、计数，将整栅距的角度值送入单片机。同时经 A/D 转换直

接送入单片机的信号，经细分运算得精测读数（有的仪器是进行细分处理后再进入单片机的）。单片机最后将可逆计数器送来的粗角值与精角值相加，得准确角度值。通过显示器显示或同时将数据记入记录卡也称存储卡（PC 卡或电子记录簿）。工作原理框图如下：

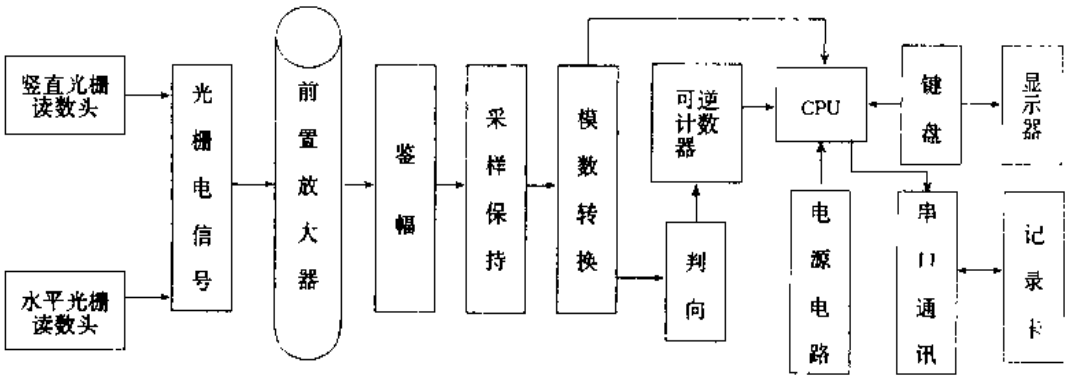


图 2-27

三、电子经纬仪的构造及使用

电子经纬仪是人们在角度测量自动化的过程中应运而生的，目前电子经纬仪的物理存在形式有两种：一种是只具测角功能的电子经纬仪；另一种是将电子经纬仪与测距仪设计为一体，测角测距功能皆备的整体式全站型电子速测仪（electronic theometer total station），简称为全站仪。根据测角精度可分为 0.5″，1″，2″，3″，5″，10″等几个等级，各类电子经纬仪在各种测绘作业中起着巨大的作用。

（一）电子经纬仪的构造及性能

电子经纬仪的基本构造及性能基本相同，但因各仪器制造商的不同又各有特点，主要表现在计数系统、电子电路系统、显示及软件系统、数据接口方面的差异及性能的差别。下面以日本索佳公司产 DT2 电子经纬仪为例说明电子经纬仪的使用方法，图 2-28 所示为 DT2 电子经纬仪的全貌。

DT2 电子经纬仪的主要性能指标：测角精度 2″、角度最小显示 1″、水平度盘可在任何位置置零、垂直度盘指标差自动补偿、竖轴微倾自动测量和显示、数据自动传输。

（二）电子经纬仪的使用

1. 仪器的安置、数据显示及测量模式设置

电子经纬仪的安置与光学经纬仪相同。一般电子经纬仪的显示窗、键盘均为两面式，置仪器于盘左、盘右时均可方便地进行键盘操作和读数。

DT2 的键盘（图 2-28 中的 15）有功能键 20 个，键盘如图 2-29 所示，DT2 电子经纬仪的测量模式共有三种：角度测量（经纬仪）模式、数据输入和检索模式、距离和角度测量（EDM＋经纬仪）模式。开机自动处于角度测量模式，其他模式的切入要用相应的功能键转换。

各键的功能：最右一排两健的功能，上键为经纬仪模式选择键，下键的第一功能为停止测量模式转换，第二功能为停止数据输入或检索；其余 26 键的功能依次为（以下圈内数字分别代表第一功能、第二功能）：[0SET] 键，①置水平盘读数为 0，②选择盘左盘右读数对垂直度盘定标；[+/−] 键，①改变数据的数学符号，②检索存储器数据；[7] 键，①输入数字 7（以下略去叙述数字键的功能，仅介绍其第二功能），②斜距测量；[8] 键，测量平距；[9] 键，高差测量；

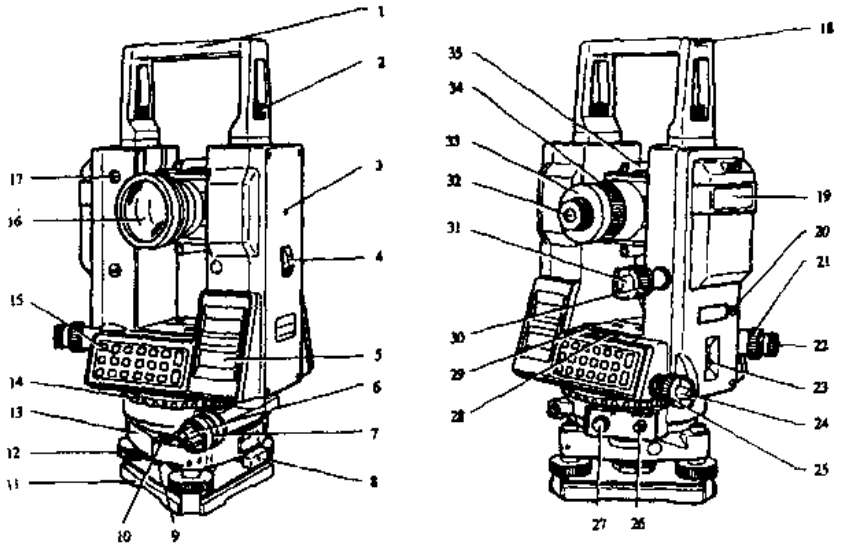


图 2-28

1— 提环；2— 固定螺丝；3——仪器高标志；4——开关护盖；5——显示屏；6——度盘制动螺旋；7— 护盖；8——基座制动锁扣；9——圆水准校正螺丝；10——圆水准器；11——基座底板；12——脚螺旋；13— 基座；14 —度盘定位轮；15——键盘；16— 物镜；17——测距仪接口；18——罗盘插口；19— 电池；20——微倾传感器校正护盖；21——光学对中器物镜调焦；22——光学对中器目镜调焦；23—— 电源开关；24——水平制动；25——水平微动螺旋；26——数据输出插口；27——外接电源插口；28— 水准管；29——水准管校正螺丝；30——垂直制动钮；31——垂直微动螺旋；32——望远镜目镜；33— 十字丝校正盖；34——望远镜物镜调焦；35— 瞄准器

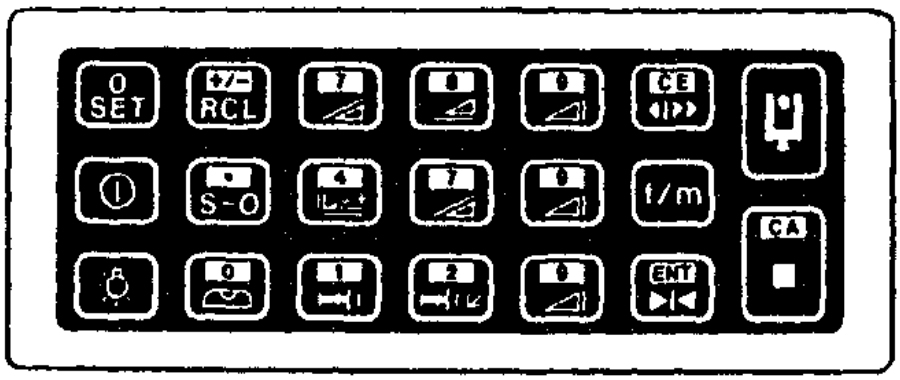


图 2-29

CE 键，①清 0，②水平角顺注、逆注、复测选择；① 键，此键不用；S—O 键，①小数点输入，②放样距离；4 键，N、E 坐标测量；5 键，间接高程测量；6 键，测量两棱镜间的水平距离；f/m 键，长度单位米、英尺转换；左下角键的功能为十字丝照明键，按此键照明显示 30 秒；0 键，竖轴倾斜时显示其倾角；1 键，输入放样距离；2 键，输入放样坐标 N，E；3 键，输入测站坐标；ENT 键，①将输入的数据存储，②固定/解除水平角。

2. 电子经纬仪进行角度测量

(1) 水平角观测 准备工作：①开机和垂直度盘定标：打开电源开关，发出“滴滴”音响表示已开机，屏幕显示“b. dEd”则电压太低，无法正常工作应充电，显示 0 表示可正常工作

(图 2-30 上左)。此时应先进行垂直度盘定标，方法是纵转望远镜 360°，垂直角显示位置显示 V 90°00′00″可开始测角(图 2-30 上右)。②用 CE 键设置水平度盘的注记方式，根据水平角测量的实际需要，选择水平度盘的顺时针注记、逆时针注记或水平角复测状态。

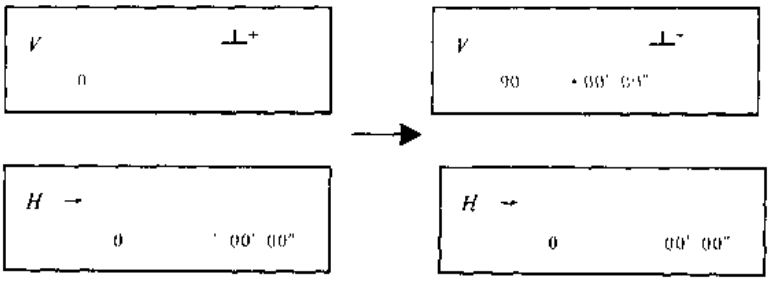


图 2-30

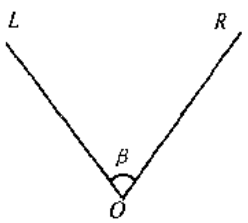


图 2-31

水平角观测：①顺时针注记水平度盘：设某测站 O 上有两个观测目标方向 L 和 R，如图 2-31 所示。在顺时针度盘注记状态(显示窗左上方显示指向右侧的箭头)。盘左，瞄准左目标 L，按 0 SET 键，使水平度盘读数置零即 0°00′00″，顺时针旋转照准部瞄准目标 R，这时，所显示的水平度盘读数即为要测定的水平角 β；同理，置仪器于盘右位置再测定 β 半测回，其均值即为该水平角值。逆时针注记水平度盘时的测角方法原理同上。②水平角观测复测法：仍以图 2-31 角的测量为例，当需测量水平角 β_n 测回时，首先选择角度复测方式(显示窗左上方显示指向右侧的双箭头)。盘左，瞄准目标 L，按 0 SET 键，使水平度盘读数置零即 0°00′00″，顺时针旋转照准部瞄准目标 R，并按固定/解除水平角键，固定水平角。逆时针转瞄准 L，按固定/解除水平角键解除水平角固定，再瞄准右目标 R，按上述过程操作 n 次后，显示水平角为 β 的 n 倍值。同法进行盘右复测。

(2) 垂直角观测　根据作业需要用内部开关 1，2 选择垂直角的表示方式：以天顶方向为 0°，水平方向为 90°或 270°(图 2-32)或以水平方向为 0°，天顶为＋90°，天底为－90°(图2-33)，分置仪器于盘左、盘右位置，用中横丝瞄准目标，显示屏显示竖盘读数。水平角和垂直角的测量应同时进行，显示屏中，上部显示数为垂直角读数，下部显示数为水平角读数。

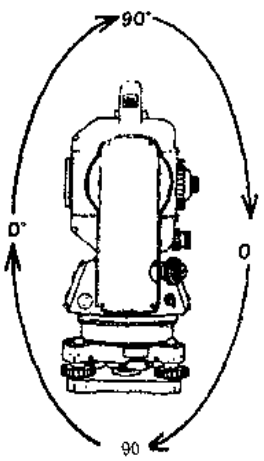


图 2-32

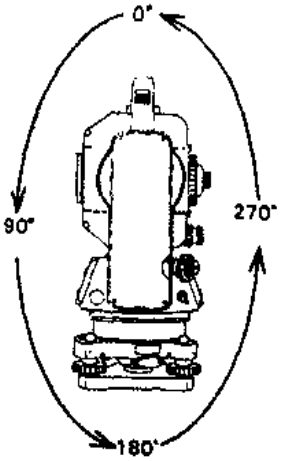


图 2-33

第三节　经纬仪的检验、校正及角度观测误差

一、光学经纬仪的检验与校正

（一）光学经纬仪应满足的几何条件

经纬仪有纵轴（竖轴）VV、水准管轴 LL、视准轴 ZZ、水平轴（横轴）HH 及圆水准器轴 OO 等几大轴线。视准轴为望远镜的物镜中心与十字丝中心的连线，是瞄准目标时的视线。竖轴为照准部旋转轴，正常使用时应保持铅垂；水准管轴在气泡居中时，应水平；圆水准轴在其气泡居中时，应铅垂；横轴是望远镜的旋转轴，正常状态应水平。为保证经纬仪的正常使用，上述各轴线间必须满足一定几何关系（图 2-34），包括：

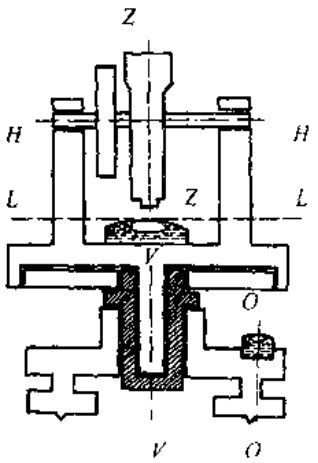


图 2-34

（1）水准管轴垂直于纵轴（$LL \perp VV$）；

（2）圆水准器轴平行于纵轴（$OO // VV$）；

（3）视准轴垂直于横轴（$ZZ \perp HH$）；

（4）横轴垂直于纵轴（$HH \perp VV$）；

（5）十字丝纵丝垂直于横轴；

（6）竖盘指标应处于正确位置；

（7）光学对点器视准轴位置正确。

仪器在使用过程中会使上述关系受到破坏，进而影响到经纬仪的正常使用。因此，在使用仪器前及使用过程中，应定期对仪器轴线间应存在的几何关系进行检验与校正，以保证仪器的正常使用。

（二）经纬仪的检验校正

1. 水准管轴垂直于垂直纵轴的检验校正

（1）检验　大致整平仪器，并转照准部，使水准管轴与仪器任两脚螺旋连线平行，调节这对脚螺旋使水准仪管气泡居中。再转照准部 180°，若气泡仍居中，说明该几何条件满足，否则应校正仪器。

（2）校正　调节平行于水准管的一对脚螺旋使气泡向中央移动偏离值的一半，用校正针拨水准管的校正螺旋，升高或降低水准管的一端至气泡居中，反复进行几次，直到在任何位置气泡偏离值都在一格以内为止。

（3）校正原理　仪器竖轴铅垂，而水准管轴不垂直于纵轴时，水准管轴与水平线间有一倾斜角度 α，此时水准管轴与纵轴的夹角则为 $90° \pm \alpha$。α 角的产生原因是水准管两端不等高，调节脚螺旋使气泡居中，水准仪管轴水平，但竖轴却偏离正常位置（铅垂线）α 角，原因是与水准管轴平行的两个脚螺旋不等高，其高、低端与水准管两端的高、低位置正好相反。脚螺旋一高一低正好抵消水准管两端高低不等，而使气泡居中，如图 2-35(a)所示。转照准部水准管 180°后，因竖轴方向未变，水准管两端高、低倾向与脚螺旋高、低倾向一致，水准管轴倾斜 2α，如图 2-35(b)所示，水准管气泡再次偏移。

2. 圆水准器的检验和校正

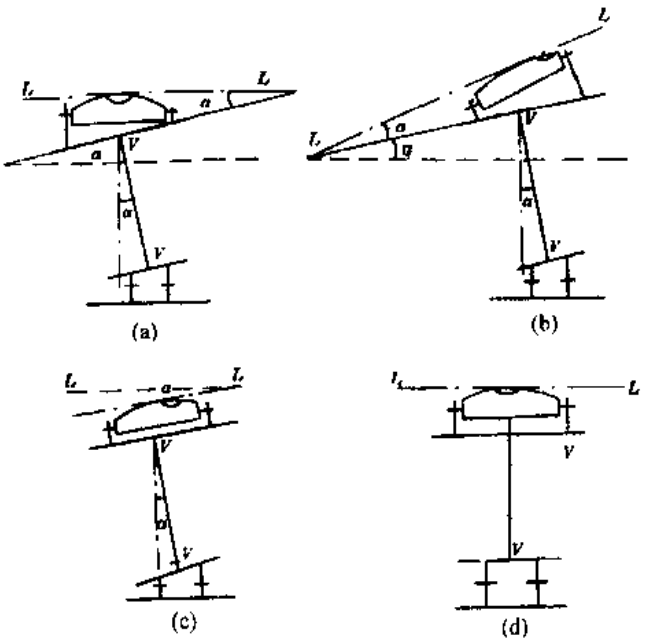


图 2-35

(1) 检验　在水准管轴校正的基础上，整平经纬仪，若圆水准器气泡不居中，则需校正。

(2) 校正　用校正针拨动圆水准器下面的校正螺丝，使圆水准器气泡居中即可。

3. 十字丝竖丝垂直于仪器水平轴的检验校正

(1) 检验原理　仪器水平轴水平时，十字丝竖丝应与仪器的水平轴垂直，则过竖丝有一垂直于水平轴的铅垂平面存在，望远镜绕水平轴纵转时，该铅垂面应无变化。表现在对某成像于竖丝上的点，望远镜纵转时点在十字丝板上的运行轨迹是一条铅垂线且与竖丝重合。

(2) 检验方法　整平仪器并瞄准一个明显目标点，如图 2-36(a)所示，制动照准部和望远镜，转望远镜的微动螺旋使望远镜视线在竖直面内作上下均匀旋转，若点成像始终在竖丝上，则无需校正。如果点的轨迹偏离竖丝，则应校正。

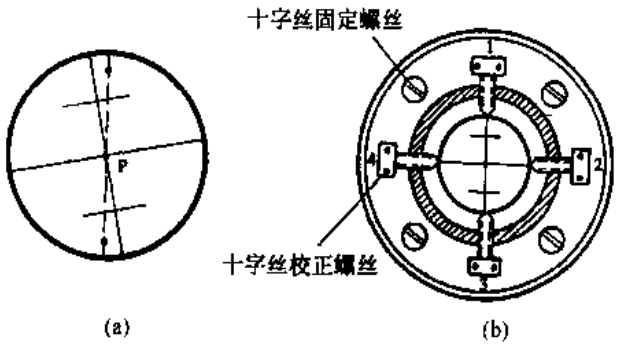


图 2-36

(3) 校正　卸下目镜的外罩，可见到十字丝环，如图 2-36(b)所示，先松开四个压环螺钉，微转目镜筒，此时十字丝板也转动同样的角度，调节至望远镜视线上下转动时点的成像始终在竖丝上移动止，校正后装好外罩。

4. 视准轴垂直于水平轴的检验校正

(1) 检验原理　视准轴与水平轴不垂直之差称为视准误差。视准误差 C 对水平角观测值的影响，正倒镜值绝对值相等、符号相反。检验时，选一水平位置目标，盘左、盘右观测读数差即为两倍视准误差称为 $2C$ 值：

$$2C = \text{盘左读数} - (\text{盘右读数} \pm 180°)$$

(2) 检验　安置好仪器后在视线水平方向远方选一清晰目标，正镜瞄准，读水平度盘读数 $a_{左}$，倒镜瞄准该目标读水平度盘读数 $a_{右}$。$|a_{左} - a_{右} \pm 180°| \leqslant 20''$ 条件满足，否则应校正。

(3) 校正　计算盘左盘右瞄准同一目标的水平盘读数的盘右(或盘左)正确读数为：

$$a = (a_{右} + (a_{左} \pm 180°))/2$$

旋水平微动螺旋，使盘右的水平度盘读数为 a。观测十字丝纵丝偏离目标的情况，用校正针旋转图 2-36(b)中左、右一对十字丝校正螺丝至十字丝纵丝与目标成像几何中心重合。

5. 水平轴垂直于竖轴的检验

(1) 检验方法　在距高墙 10～20 m 处安置经纬仪，整平仪器盘左瞄准墙面高处的一点 A(仰角在 30°左右)，固定照准部后大致放平望远镜，在墙面上定出一点 A_1，如图 2-37 所示。同样，盘右瞄准 A 点，放平望远镜，在墙面上定出另一点 A_2，A_1、A_2 重合，关系满足，否则需校正。纵轴铅垂而横轴不水平，与水平线的交角 i 称为横轴误差。由图 2-37 知：$\tan i = A_1M/AM$。若仪器距墙壁的距离为 S，A_1A_2 间距为 Δ，经纬仪瞄准 A 时的垂直角为 α，则有：

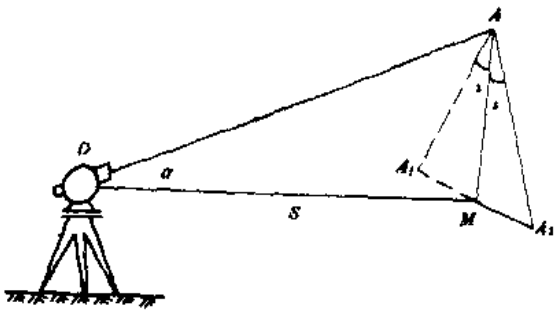


图 2-37

$$\tan i = \frac{\Delta}{2S\tan\alpha}$$

由于 i 很小，故有：$i'' = \dfrac{\Delta}{2S\tan\alpha}\rho''$

(2) 校正　取 A_1A_2 的中点 M，以盘右(或盘左)位置瞄准 M 点，抬高望远镜至 A 位置，视线必偏离 A 点，可拨动仪器支架上的偏心轴承，使横轴的右端升高或降低，使十字丝中心与 A 点的几何中心重合，这时，横轴误差 i 已消除，横轴水平。

(3) 检校原理　横轴垂直于纵轴且纵轴铅垂时，横轴必水平，望远镜的视准轴上下转动，视线扫过的面是一竖直面，盘左、盘右瞄准高处点 A 时，AA_1、AA_2 在同一铅垂面，墙上的 A_1、A_2 两点重合。横轴与纵轴不垂直，倾斜了一个 i 角时，望远镜将在一倾斜面内上下转动。盘左、盘右观测时，横轴误差 i 角大小相同，方向相反，取 A_1、A_2 不重合，而其中点 M 位于前述铅垂面。故在校正时，应瞄准 M 点，抬高望远镜后，校正横轴一端(升或降)，使十字丝对准 A 点即可。由原理知，盘左、盘右瞄准同一目标的读数平均值，可以抵消横轴误差的影响。

6. 指标差的检验与校正

(1) 检验　置平仪器，以盘左、盘右分别瞄准一水平目标，并读取竖盘读数，计算垂直角 $\alpha_{左}$ 和 $\alpha_{右}$，两者相等则无竖盘指标差存在，否则应计算指标差 i，当其大于 $\pm 30''$ 时应进行校正。

(2) 校正　校正时可在盘左盘右任一位置进行，如在盘右时令望远镜照准原目标不动，

转竖盘水准仪管微动螺旋，将竖盘读数对到盘右的正确读数，此时指标水准管气泡必然偏移，用校正针使气泡居中即可。

7. 光学对点器的检验校正

光学对点器是一个小型的外对光式望远镜，由物镜、目镜、分划板、转向棱镜及保护玻璃组成，对点器的视准轴为其分划板刻划中心与物镜光心的连线，光学对点器的视准轴应与仪器的竖轴重合。

(1) 检验　选一平地安置仪器，严格整平，在脚架的中央地面放置一张画有"┼"字标志 O 的白纸，并使对点器标志中心与标志 O 重合，在水平方向旋照准部 180°，如对点器标志中心偏离标志 O，而至另一点 O' 处，则对点器的视准轴和仪器的纵轴不重合，应校正。

(2) 校正　定出 O、O' 的中点，调节对点器的校正螺丝使对点器中心标志对该点，校正完成。

应指出的是，经纬仪的各项检验、校正需反复进行多次，直至稳定地满足条件为止，即使如此，也不可能完全达到理论要求的几何关系，残余误差总会存在，但可通过采取合理的观测程序予以抵消。

二、电子经纬仪的检验、校正与补偿

电子经纬仪中，轴线关系不正确产生的误差不仅可通过检验、校正及测量方法消除，还可通过自身安装的传感器自动扫描系统、微处理机及竖轴倾斜补偿器等，进一步对有关误差进行自动改正与补偿。下面介绍电子经纬仪的竖轴倾斜自动补偿和轴线间误差检验、校正。

(一) 竖轴倾斜自动补偿

补偿也称改正，电子经纬仪的自动补偿机构，可自动补偿因竖轴倾斜面引起的水平角、竖直角测量误差。自动补偿装置有单轴和双轴液体补偿器两类，当仪器整平到±3′(少数仪器可达±6′)范围内时，自动补偿精度可达±0.1″～±2″。

图 2-38 所示为双轴型液体自动补偿器，补偿器光敏二极管 1 发出的光，经透镜 6 发射到液体 4，反射后，经透镜 7 被光电二极管 2 接收。由此探测光落点位置，据落点位置变化测出竖轴倾斜。在竖轴倾斜不超过补偿范围的前提下，光电二极管接收到的光落点位置的变化量，可通过其在视准轴方向(x 轴)及仪器横轴(y 轴)方向上的倾斜分量 N、M 表示出来。该信息由仪器内置微处理器接收并处理，并对水平角和竖直角自动加以改正，进而消除竖轴倾斜对测角的影响。

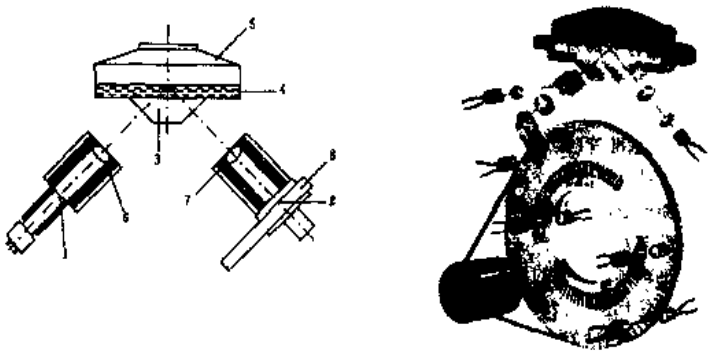


图 2-38　补偿机构示意图

补偿器对竖角(或天顶距)、水平角的改正公式为：

$$Z = Z_N + N \quad 或 \quad V = V_N + N \tag{2-16}$$

$$H = H_N + M/\tan Z = H_N + M\cot Z = H_N + M\tan V \tag{2-17}$$

式中：Z 为补偿后的天顶距读数；Z_N 为未改正的天顶距读数；V_N 为未改正的竖直角；V 为改正后的竖直角；H 为改正后的水平方向读数；H_N 为未改正的水平方向读数。

（二）电子经纬仪的检定

电子经纬仪的检校包括脚螺旋、光学瞄准器、望远镜目镜、十字丝亮度、显示窗照明、望远镜调焦、水平及垂直制动、微动螺旋、竖轴旋转稳定性等一般性检查；与光学经纬仪检验、校正方法相同的长、圆水准管（器）的检校；光学对点器的检校。专属电子经纬仪的检定项目还有：竖轴补偿器的补偿范围与补偿精度的测定；视准轴垂直于横轴的检验；水平轴倾斜误差的检验；竖盘指标差的检验。

1. 补偿器的补偿范围与补偿精度的测定

补偿器的作用范围一般为 $0'\sim6'$，在仪器的补偿范围内且补偿器处于正常工作状态时，可改正竖轴倾斜对角度观测的影响，测定补偿范围就是检查补偿器的功能。

（1）补偿范围的测定

① 整平仪器，置脚螺旋 a 及平行光管与视准轴处于同一个铅垂面，如图 2-39 所示，同时经纬仪还应与平行光管等高，仪器天顶距置 90°。

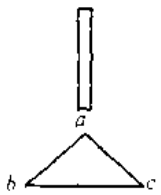


图 2-39

② 顺时针转脚螺旋 a，令仪器 a 端上倾至仪器显示窗中竖盘读数停止变化止，记录该读数 L_1。

③ 逆时针转脚螺旋 a，反向倾斜仪器至显示窗中竖盘读数停止变化为止，记录该读数 L_2。当 $|90°-L_1|$ 和 $|90°-L_2|$ 大于或等于仪器补偿范围标称值 ω 时，仪器在正常补偿范围内。

（2）补偿精度的测定　x 轴方向补偿精度测定：

① 置平仪器且于盘左位，望远镜照准平行光管水平丝，读取竖盘读数 L_1。

② 转脚螺旋 a 上倾仪器使竖盘读数变化 ω（标称补偿范围），微调望远镜重新照准平行光管水平丝，读竖盘读数 L_2；

③ 调节脚螺旋 a 下倾仪器，使竖盘读数变化 ω，使望远镜重新照准平行光管水平丝，读竖盘读数 L_3；

④ 调节脚螺旋 a 上倾仪器，使望远镜照准平行光管水平丝，再读竖盘读数 L_4，有 $L_1-L_2\leqslant m$，$L_1-L_3\leqslant m$，$L_1-L_4\leqslant m$ 应成立，m 即为测定的 x 轴方向补偿精度极限。

y 轴方向补偿精度：

① 置平仪器且于盘左位，望远镜精确照准平行光管水平丝，读竖盘读数 M_1；

② 调节脚螺旋 b 下倾仪器使竖盘读数变化 $\omega(4/5)$，再转脚螺旋 c，使望远镜重新照准平行光管水平丝，读取竖盘读数 M_2；

③ 调节脚螺旋 b 上倾仪器 $\omega(4/5)$，转脚螺旋 c，使望远镜重新照准平行光管水平丝，读取竖盘读数 M_3；

④ 调节脚螺旋 b 下倾仪器 $\omega(4/5)$，转动脚螺旋 c，望远镜再次照准平行光管水平丝，读竖盘读数 M_4，有 $M_1-M_2\leqslant m$，$M_1-M_3\leqslant m$，$M_1-M_4\leqslant m$，m 含义同上，当 m 大于 6 倍方向观测中误差时，仪器补偿器应作专业维修。

2. 视准轴垂直于横轴的检验与视准误差的补偿

(1) 检验　方法同光学经纬仪，检验后测定的视准误差 C，其对水平方向观测值的影响由下式计算：

$$\Delta C = C/\cos V = C/\sin z$$

式中：V 为竖直角；Z 为天顶距。

(2) 补偿　利用电子经纬仪的微处理器自动计算视准误差，设置自动改正，之后观测的水平角中，此误差将被自动补偿。

3. 水平轴垂直于竖轴的检验与水平轴倾斜误差的补偿

(1) 检验　同光学仪器，检定测出水平轴倾斜误差 i，由其引起的水平方向观测误差的补偿计算公式为：

$$\Delta i = i\tan\alpha = i\cot Z$$

式中：α 为目标点的竖直角；Z 为天顶距。

(2) 补偿　过程同上。

4. 竖盘指标差的检验

(1) 检验　电子经纬仪竖直光栅盘随望远镜的转动而转动，而竖盘读数头固定于仪器支架上。视线水平，读数头的读数指标线应在竖盘 90°位置，读数传感器位置不正确时，其读数将不为 90°，从而引起竖盘指标差，指标差检验方法同光学经纬仪，在竖轴倾斜自动补偿器关闭的情况下，用正倒镜观测方法检验，指标差计算式同前。

(2) 改正　测定并存储指标差 i，仪器内置程序将自动控制计算并在竖盘读数中改正指标差影响，计算式为：

$$\alpha = \alpha_{左} + i = \alpha_{右} - i$$

$$\alpha = \alpha_0 + i$$

式中：α_0 为观测的竖直角值；α 为改正后的竖直角值。

补偿器打开时，补偿器本身因接收二极管阵列位置不正确也产生指标差 i_C，也可使补偿器轴不铅垂(图 2-40)，此时仪器显示的以铅垂线为参考方向的天顶距 Z 为：

$$Z = Z_L + i_Z + L + i_C, \quad L = l + i_C$$

式中：Z 为显示的天顶距；Z_L 为观测的天顶距；i_Z 为零指标线与竖轴之间的夹角；L 为竖轴与铅垂线间的夹角；i_C 为补偿器的指标差；l 为竖轴与补偿器轴的夹角。

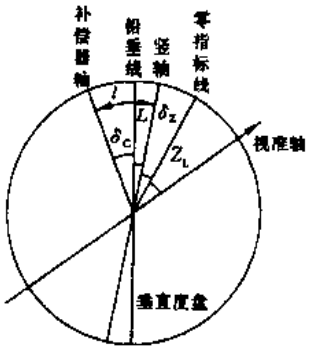


图 2-40

三、角度观测误差

在水平角和垂直角的观测过程中，有多种误差会对角度测量产生影响。本节仅就几种主要误差加以分析，并提出消除或限制这些误差的措施。

(一) 仪器误差

1. 经纬仪照准部偏心误差的影响

照准部的旋转中心与度盘的分划中心应当重合，此时照准目标读数时，得正确读数。如图 2-41 所示，C 为度盘中心，C' 为照准部旋转中心，两者不重合称为照准部偏心差。偏心距 CC' 以 e 表示。e 与零分划线的夹角称偏心角，以 θ 表示。仪器不存在偏心差时的正确读数为 M，存在偏心差时，读数为 M'，M 与 M' 之差 ε 就是照准部偏心对观测方向的影响。

图 2-41 中：

$$\varepsilon = \angle C'MC \quad \angle CMC = M' - \theta$$

而

$$\frac{\sin\varepsilon}{e} = \frac{\sin(M' - \theta)}{C'M'}$$

考虑 $C'M' \approx R$，ε 很小，可取 $\sin\varepsilon \approx \varepsilon$，则上式可写成：

$$\varepsilon'' = \frac{e}{R}\rho''\sin(M' - \theta) \tag{2-18}$$

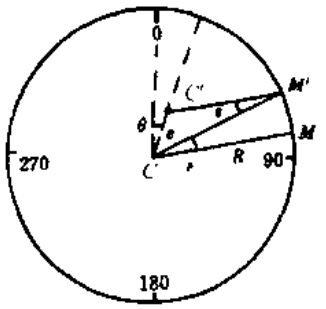


图 2-41

式(2-18)即为照准部偏心对水平方向读数的影响。由公式可以看出：对不同的方向观测值，影响不同；照准方向与偏心方向垂直时，对水平方向读数影响最大。同时，盘左盘右所得 ε 符号相反，绝对值相等，取盘左盘右均值可消除此误差的影响。

2. 度盘刻划误差

光学度盘的刻划误差在度盘制造时产生，采用观测时变换度盘位置的方法可减小此误差的影响。

3. 视准误差

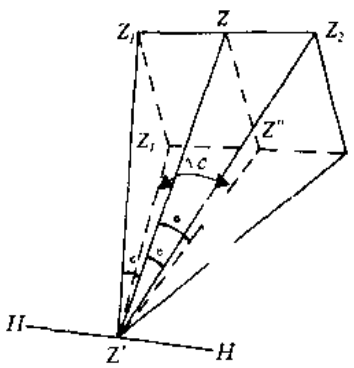


图 2-42

视准误差 c 是指在仪器校正不完善、视准轴未能真正垂直于水平轴而致其偏离正确位置时的小角值，如图 2-42 所示。设 HH 为横轴，$Z'Z$ 垂直于水平轴 HH。此时 $Z'Z$ 绕水平横轴旋转而为一铅垂面，$Z'Z''$ 为 $Z'Z$ 在水平面上的投影。若有视准误差 c，则视准轴盘左位置为 $Z'Z_1$，盘右位置为 $Z'Z_2$，当视线倾角为 α 时，视准误差 c 在水平面上的投影 Δc 可表述为：

$$c = \frac{ZZ_1}{Z'Z}\rho'' \quad \Delta c = \frac{Z''Z'_1}{ZZ''}\rho''$$

由于 $Z''Z'_1 = ZZ_1$，$ZZ'' = Z'Z\cos\alpha$，因此：

$$\Delta c = c/\cos\alpha \tag{2-19}$$

由于水平角由两个方向组成，所以视准误差对水平角的影响为：

$$\Delta\beta_c = \Delta c_1 - \Delta c_2 = c\left(\frac{1}{\cos\alpha_1} - \frac{1}{\cos\alpha_2}\right)$$

视准误差 c 对方向观测的影响 Δc 随垂直角 α 的增大而增大。盘左、盘右观测时，有误差的视准轴位于正确位置的两侧，取盘左、盘右读数的平均值可消除视准误差的影响。

4. 横轴误差的影响

仪器整平后横轴应水平，不水平时就存在横轴误差，望远镜绕横轴旋转形成的视准面是一倾斜面，而水平时形成的为铅垂面，如图 2-43 中的 oAa 面，若横轴倾斜量为图示 i 角，由此形成的斜视准面为 oA_1a，其倾斜角量亦为 i，同视准误差影响计算类似，i 角对水平方向读数的影响 Δi 为：

$$i = \frac{AA_1}{aA}\rho'' \quad \Delta i = \frac{a1}{oa}\rho'' \quad \Delta i = i\tan\alpha \tag{2-20}$$

对水平角的影响为：

$$\Delta\beta = \Delta i_1 - \Delta i_2 = i(\tan\alpha_1 - \tan\alpha_2)$$

横轴误差的影响随垂直角的增大而增大。垂直角为零时，对水平度盘的影响为零；α 增大时对水平方向读数的影响迅速增大；对两等高目标进行水平角观测，横轴误差影响为零。用盘左、盘右方法观测时，Δi 数值相等而符号相反，取盘左、盘右观测值均值可抵消横轴误差的影响。

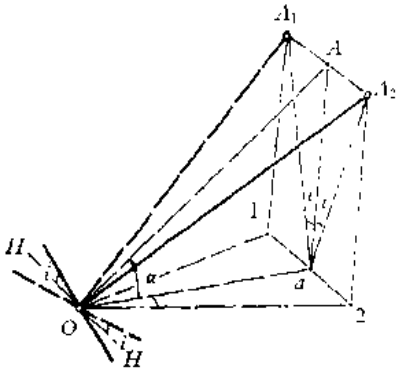


图 2-43

5. 纵轴误差的影响

纵轴不铅垂产生的误差为纵轴误差。水准管轴不垂直于纵轴，或水准管气泡尚未居中都可能产生该误差。纵轴误差对水平角测量的影响随垂直角的增大而增大，且与横轴所处的方向有关，横轴处于纵轴的倾斜方向上时，纵轴误差对水平角测量的影响最大；纵轴误差不能用盘左盘右观测取均值的方法消除，故观测时应十分注意水准管的检、校及整平时气泡的居中。

（二）仪器对中误差与目标偏心误差

1. 仪器的对中误差对测角的影响

当仪器中心与测站中心不在同一铅垂线上时存在对中误差。设 B 为测站中心，O 为仪器中心，仪器中心相对于测站中心的偏离量 e 为对中线量误差，称为偏心角，是观测时起始方向与线量误差间的夹角。β 为无对中误差时的角度，β' 为实测角，由图 2-44 可知：

$$\beta = \beta' - (\delta_1 + \delta_2)$$

而

$$\delta_1 = \frac{e\sin\theta}{s_1}\rho'' \qquad \delta_2 = \frac{e\sin(360° - (\theta + \beta'))}{s_2}\rho''$$

$$\Delta\beta = \beta - \beta' = -(\delta_1 + \delta_2) = -e\rho''\left(\frac{\sin\theta}{s_1} - \frac{\sin(\theta + \beta')}{s_2}\right) \tag{2-21}$$

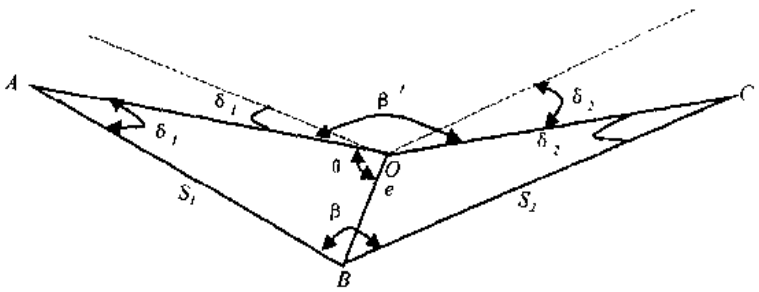


图 2-44

当 β 和 θ 一定时，偏心距越大，$\Delta\beta$ 越大；e 和 θ 一定时，$\Delta\beta$ 与 S_1 及 S_2 成反比，边越短 $\Delta\beta$ 越大；若 e 与 S 一定，当 β 接近 180°、θ 接近直角时 $\Delta\beta$ 最大。

2. 目标偏心误差对测角的影响

当目标点上的觇标中心偏离目标标石中心时产生偏心误差。该误差对测角的影响，如图 2-45 所示，B 为测站点，C 为照准点的标石中心，T 为照准点的觇标中心，S 为两测点间距，e 为目标的偏心距，θ 为偏心角即观测方向与偏心方向的夹角，则目标偏心对水平角的影响为：

$$\Delta\beta = \frac{e\sin\theta}{S}\rho'' \qquad (2\text{-}22)$$

由上式知垂直于视线方向的目标偏心影响最大，偏心影响与目标偏心距 e 成正比，与边长 S 成反比。觇标铅垂是减少目标偏心对水平角观测的影响的最佳方法。

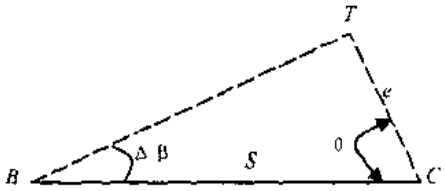


图 2-45

3. 照准误差与读数误差

照准误差是因未能精确地瞄准目标几何中心而产生的，引起的原因主要有：人眼的分辨能力，目标的形状、亮度、背景、外界条件等。消除或减弱其影响的办法一般采用经验模型改正或选择较好的观测环境。

读数误差主要取决于仪器的读数设备，对于分微尺测微器来说，估读的极限误差可以不超过分划的十分之一，而如果读数窗亮度不够、读数显微镜调焦不好，致使数字、分划看不清，估读误差将会明显增大。对电子经纬仪来说，由于其采用先进的数字显示窗读数，因而不存在人为读数误差。

4. 视差和十字丝不清晰的影响

视差是指目标成像不在十字丝板上引起的误差。当眼睛在目镜处上下晃动时，感觉目标也在上下晃动，说明有视差影响。造成视差的原因是物镜调焦后没有把目标的成像而调到与十字丝板相重合，使或像面与十字丝板隔了一段距离，由其引起的角度误差可达 16″，消除办法是在观测时认真调焦，使目标成像位于十字丝板上。

十字丝不清晰的误差是因目镜调焦不准确而引起的。目镜调焦不准确，十字丝就不处在目镜最清晰的位置，此时目标的像和十字丝都不清楚。这种现象引起的观测差可达 8.2″，通过目镜调焦可消除。

第四节　水准测量与水准仪

一、概述

水准测量的目的是确定地面点的高程，它是高程测量的基本方法之一。水准测量采用能给出一条水平视线的水准仪及与其配合使用的水准尺，根据水平视线在水准尺上的读数值测定两点间的高程之差——高差，一般适用于平坦地区。在测定了两点的高差后，若其中一点的高程是已知的，则另一点的高程可由已知点的高程加上两点间的高差求得。

为了高程系统的统一，我国采用了黄海平均海水面作为全国统一的高程系统的基准面（大地水准面），在该面上的任一点，其绝对高程为零。全国统一的高程基准面，是使用设在青岛的验潮站积累的从 1953 年至 1979 年的验潮资料，进而确定的一个平均海水面，以其作为高程零点，并精确测定了位于青岛的国家水准原点的高程值，由黄海平均海水面（高程零点）和青岛高程水准原点所确定的高程体系被称为“1985 国家高程基准”。

在青岛水准原点的基础上，按统一的作业标准在全国范围内测定一系列一、二、三、四等水准点作为高程控制点。进行一般工程测量时，可在这些点的基础上进行水准测量，以确定所用点的高程。

二、水准测量的原理

（一）基本原理

如图 2-46 所示，水准测量是利用水准仪提供的水平视线，对立于待测定高差的两点上的水准尺上读数，以测得两点间的高差，进而由已知点的高程推算未知点的高程。

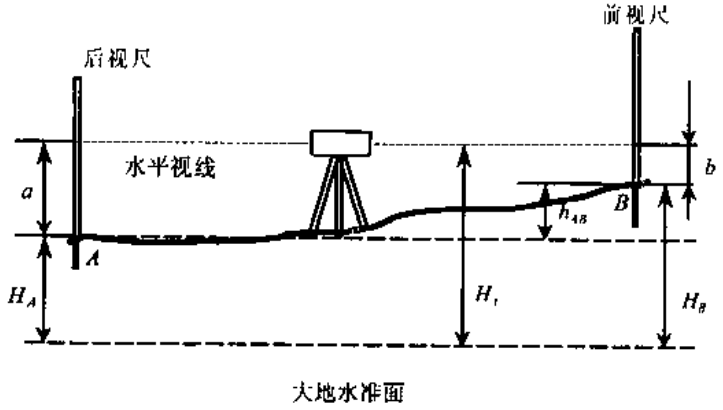


图 2-46

图中 A 点的高程 H_A 已知，求待定点 B 的高程 H_B，在 A、B 两点中间安置一台水准仪，A、B 两点上分别竖立水准尺，若水准仪望远镜的水平视线在 A 点的水准尺上读数为 a，在 B 点的水准尺上读数为 b，则 A，B 两点的高差为：

$$h_{AB} = a - b \tag{2-23}$$

而 B 点的高程为：

$$H_B = H_A + h_{AB} \tag{2-24}$$

水准仪的视线高或称仪器高程为：

$$H_i = H_A + a \tag{2-25}$$

另一种求 B 点高程的方法为：

$$H_B = H_i - b \tag{2-26}$$

这里高差用 h_{AB} 表示，其含义是由 A 到 B 的高差，若写成 h_{BA} 则指从 B 到 A 的高差，理论上两高差绝对值相等而符号相反。若水准测量是从 A 点向 B 点进行的，则称 A 点为后视点，其水准尺读数为后视尺读数，称 B 点为前视点，其水准尺读数为前视尺读数。而两点间的高差为：后视读数－前视读数。如果后视读数大于前视读数，则高差为正，表示 B 点比 A 点高；如果后视读数小于前视读数，则高差为负，表示 B 点比 A 点低。以上称为水准测量一站的工作。

当地面两点相距较远或高差太大时（图 2-47），设一站无法测定其高差，则需连续设站若干次，分别测定各站的高差取其累计代数和作两点间的高差，设在 AB 两点间共设 n 站（图 2-47 中 $n=4$），则 AB 两点间的高差为 n 站高差之和：

$$h_{AB} = h_1 + h_2 + \cdots + h_n = (a_1 - b_1) + (a_2 - b_2) + \cdots + (a_n - b_n) \tag{2-27}$$

其通用公式可表示成：

$$h_{AB} = \sum_{i=1}^{n} h_i = \sum_{i=1}^{n} (a_i - b_i) = \sum_{i=1}^{n} a_i - \sum_{i=1}^{n} b_i \tag{2-28}$$

式(2-28)中的最后一部分可作为计算正确性的检核公式。图 2-47 中 A、B 两点是高程点（水

准点），自 A 至 B 点测量，通过若干中间点 1，2，…将高程传递至 B，中间的具有传递高程作用的临时立尺点称为转点，也称中间点。

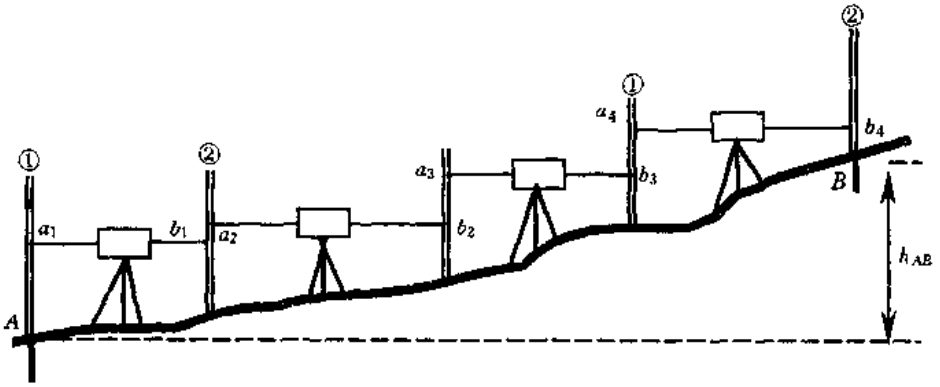


图 2-47

（二）水准曲面对水准测量的影响

高差实质上是两点的水准面间的铅垂距离，由此决定了水准仪在水准尺上的读数，应该是过水准仪仪器中心的水准面在 A、B 水准尺上的读数 A' 和 B'，面实际的读数 a、b 是水准仪视线在水准尺上的读数。图 2-48 所示 A，B 两点间正确的高差应为：

$$h_{AB} = A'B' = (a - aA') - (b - bB') \tag{2-29}$$

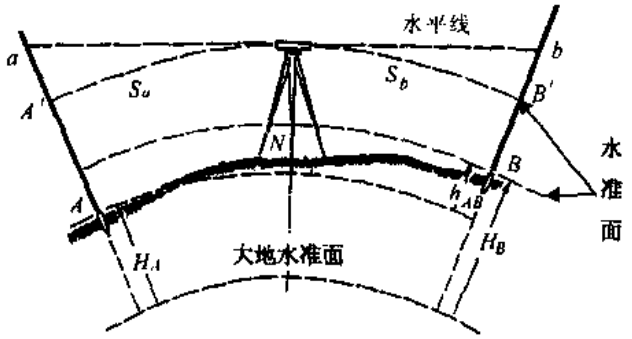


图 2-48

两者的差：A 尺上为 aA'，B 尺上为 bB'。

$$aA' = \frac{S_a^2}{2R}, bB' = \frac{S_b^2}{2R}$$

则有：

$$h_{AB} = a - b - \frac{S_a^2 - S_b^2}{2R} \tag{2-30}$$

其中：S_a、S_b 分别为 A、B 两尺到仪器中心之距。当两者相等时式(2-30)中的末项将为零，水准面曲率对水准测量的影响被抵消，由视线读数 a、b，计算得两点间的高差正确。

三、水准测量仪器和水准测量方法

（一）水准测量仪器

水准测量用的仪器、工具有水准仪、水准尺和尺垫。

1. 水准尺和尺垫

水准尺是水准测量中用于高差量度的标尺，水准尺制造用材有优质木材、合金材和玻璃钢等几种，有 2 m，3 m，5 m 等多种长度和整尺、折尺、塔尺等多种类型。水准尺按精度高低可分为精密水准尺和普通水准尺。精密水准尺用镍铁合金做成带状，长 3 m，固定在木质尺身槽内。在尺带上有左右两排线状分划，分别称为基本分划和辅助分划，格值 1 cm。这种水准尺配合精密水准仪使用。普通水准尺用木料、铝材和玻璃钢制成，尺长多为 3 m，且为双面刻划的直尺，分划形态为格值 1 cm 的带色区格，因此，普通水准尺又称格式水准尺。尺面每隔 1 cm 印刷有黑白或红白相间的分划，每分米处注有数字，数字有正写的和倒写的两种，分别与水准仪的正像望远镜或倒像望远镜相配合。双面水准尺的一面为黑白分划，称为“黑面尺”，黑面为主尺；另一面为红白分划，称为“红面尺”，红面为辅助尺。黑面尺的尺底端从零开始注记读数，对一对水准尺而言，两尺的红面尺底端分别从常数 4687 mm 和 4787 mm 开始，两尺底端的注记基数差为 0.1 m。

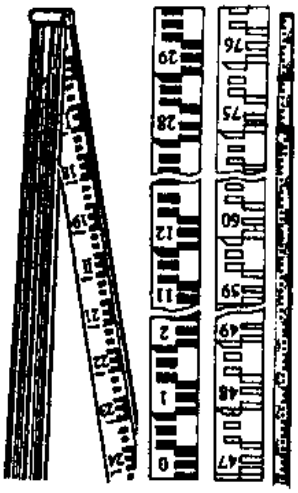




图 2-49

水准测量中有许多地方需要设置转点（中间点），为防止观测过程中尺子下沉而影响读数的准确性，应在转点处放一尺垫。尺垫一般由平面为三角形的铸铁制成，下面有三个尖脚，便于踩入土中，使之稳定。上面有一突起的半球形小包，立水准尺于球顶，尺底部仅接触球顶最高的一点，当水准尺转动方向时，尺底的高程不会改变，图 2-49 中上图为水准尺，下图为尺垫示意图。

2. 水准仪

水准仪的代号为 DS_i，为“大地”、“水准仪”的汉语拼音缩写，下标 i 代表每千米水准测量的全中误差，按精度水准仪可分为 DS_{05}、DS_1、DS_3、DS_{10}等几个等级。DS_{05}、DS_1 级水准仪为精密水准仪，用于高等级水准测量；DS_3、DS_{10}水准仪为普通水准仪，用于一般工程测量和地形测量。本节主要介绍 DS_3 级水准仪。

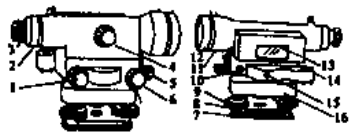


图 2-50

1——微倾螺旋；2——分划板护罩；3——目镜；4——物镜对光螺旋；5——制动螺旋；6——微动螺旋；7——底板；8——三角压板；9——脚螺旋；10——弹簧帽；11——望远镜；12——物镜；13——管水准器；14——圆水准器；15——连接螺丝；16——基座

DS_3 水准仪的结构如图 2-50 所示，它由照准部和基座两部分组成。下面分别介绍。

（1）基座　图中 16 为基座，构成与功能同经纬仪。

（2）照准部　照准部由望远镜、水准器和控制螺旋等组成，能绕水准仪的竖轴在水平面内作全圆旋转。

望远镜：作用是照准和提供一条水平线（视准轴）在水准尺上读数，构造与前述经纬仪上的望远镜基本相同。

水准器：照准部上有两个水准器。一个是圆水准器 14，其水准管轴与竖轴平行，水准器格值为 8′，精度较低，用于粗略整平。另一个是管水准器（又称水准管）13，其轴与视准轴平行，管水准器精度高，格值为 20″/2 mm，用于视准轴精密置平，为了提高目估水准管气泡居中的精度，在水准管的上方装有符合棱镜，其作用是将气泡两端的影像转到望远镜旁的水准管气泡观察镜中，当气泡两端的像符合成一个圆弧时，表示气泡居中。这种配有棱镜系统的水准器通常称为符合水

准器。

控制螺旋：控制螺旋有制动螺旋 5，使照准部固定；有水平微动螺旋 6，用于精确瞄准；有微倾螺旋 1，使管水准器和望远镜作微量仰俯，用于精确整平。

（二）水准测量的方法

1. S_3 型水准仪的操作步骤

在安置仪器之前，应选择合适的地点放好仪器的三脚架，其位置应位于两标尺中间。架高以观测者的眼睛正好位于望远镜的位置为宜，架头大致水平，上架后的仪器要立即用中心螺丝固定于三脚架上，脚架要踩实。用水准仪进行水准测量的操作程序如下：粗平—瞄准—精平—读数。

（1）粗平　转动脚螺旋，使圆水准器气泡居中，称为粗平。

（2）瞄准　松开制动螺旋，先用望远镜的外瞄准器瞄准水准尺，制动照准部，调焦使水准尺成像清晰，调目镜使十字丝清晰，以消除视差，该过程称粗略瞄准。在望远镜内找到水准尺像，再用微动螺旋使十字丝的竖丝与水准尺的一边棱重合，称为精确瞄准（图 2-51）。

（3）精平　调节微倾螺旋，使水准管观察孔中的两部分气泡精确吻合，此时水准管气泡严格居中，水准管轴水平，望远镜的视准轴精平。

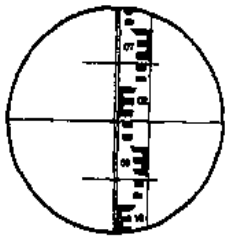


图 2-51

（4）读数　将水准仪精确整平后，应立即用十字丝的中横丝在水准尺上读数。读数时先看估读的毫米数，然后以毫米为单位报出四位读数，如 2753 即 2.753 m。这样读数可防止读、记及计算中的错误和不必要的误会。图 2-51 所示为倒像望远镜所看到的水准尺的像，水准尺上的注字是倒写的，望远镜中的成像是正的。读数应从上（小）往下（大）读，如图中水准尺读数为 0.858 m，读作 0858。对成正像的望远镜，与其配合的水准尺的数字注记是正写的，读数时由下往上（由小到大）读。

2. 地面上两水准点间高差的测定

（1）水准点位　水准点是水准高程的标志，水准点有永久点和临时点两类，永久性水准点用混凝土制成标石，标石顶部嵌有半球形的金属标志，球形的顶面标志该点的高程。水准点标石的埋设处应选在地基稳固、便于长期保存又便于观测的地方。临时性水准点，一般用木桩打入地面，桩顶钉入的铁钉。

（2）两水准点间高差测定的基本方法　当两水准点间的距离较近，可设站一次测定两点间的高差，此时水准尺应直接立于水准点上（图 2-46）。当两水准点相距较远，超过有关测量规范规定的前后视距之和时，需在两点间设若干站，分别测出各站的高差，按式（2-28）累计各测站高差之和，此累计值即为 AB 间的高差 h_{AB}。站与站间的交替可见图 2-47，第一站测完后，保持前尺（图中②尺）不动，将后尺（图中①尺）移为第二站的前尺，依此规律进行直至 B 点。

由上可知：两水准点间高差测定方法的核心是一站高差的测定及站间交替，每站测量时为检核错误和提高测量精度应变动仪器高（两次仪器高法）或读取红黑面读数检核，为消除水准标尺零点误差，两水准点间的测站数应为偶数。

下面介绍一站水准测量的两次仪器高法和双面尺法。

两次仪器高法：

① 在两立尺点（可能是水准点，也可能是转点）上立水准尺。并在距两立尺点距离相等

处安置水准仪，进行粗平工作；

② 照准后视尺，精平，读后视尺读数 a，记入读数；

③ 照准前视尺，精平，读前视尺读数 b，记入读数；

④ 高差计算：$h_{AB}=a-b$。

⑤ 变动仪器高（升幅或降幅大于 10 cm），粗平后重复(2)～(4)步。每站两次仪器高测得的高差互差不大于±5 mm 时，取其均值作该站测量的结果；大于 5 mm 时称作超限，应重测。

双面尺法：

用双面尺法进行一站水准的测量时，可同时读取每一根水准尺的黑面和红面刻划的读数，不须改变仪器高度，能加快观测的速度。立尺点和水准仪的安置同两次仪器高法，在每一测站上，仪器经过粗平后，其观测程序如下：

① 瞄准后视点水准尺黑面—精平—读数；

② 瞄准前视点水准尺黑面—精平—读数；

③ 瞄准前视点水准尺红面—精平—读数；

④ 瞄准后视点水准尺红面—精平—读数。

观测程序简述为“黑—黑—红—红”，或“后—前—前—后”。双面水准尺中，两尺的黑面零点注记刻划均为 0，红面零点的注记刻划均不为零，且其注记值间的差为 100 mm，红黑面高差计算结果理论上相差 0.1 m。每一测站上进行高差检核时，应在红面高差中加或减 100 mm 后再与黑面高差相比较，两者之差小于等于±5 mm 时，取均值作该测站的高差值。

例如：已知 $H_A=32.896$ m，后视尺读数 a 为 1923，前视尺读数 b 为 0834，则 $h_{AB}=a-b=1089$，则 $H_B=H_A+h_{AB}=33.985$ m。

在图 2-47 中，A、B 两点相距较远，中间共设了 4 站，经过 3 个转点。水准测量记录和计算列于表 2-4 中，高差和为 $h_{AB}=4.958$ m，B 点高程为 $H_B=129.774$ m。

表 2-4　　水准测量记录和计算

测站	点号	读数		高差/m		高程/m	备注
		后视	前视	+	−		
Ⅰ	A	2436		2.078		124.816	
	1		0358				
Ⅱ	1	2547		2.145			
	2		0402				
Ⅲ	2	2211		1.353			
	3		0858				
Ⅳ	3	1432			0.618	129.774	
	B		2050				
检核	$\sum$	$\sum a=8626$　$\sum b=3668$ $h_{AB}=\sum a-\sum b=4958$		$h_{AB}=\sum h=4.958$			

（三）自动安平水准仪

自动安平水准仪是指用补偿器视线自动安平或用移动十字丝实现视线自动安平的两种类型的水准仪，下面介绍利用补偿器的自动安平原理。

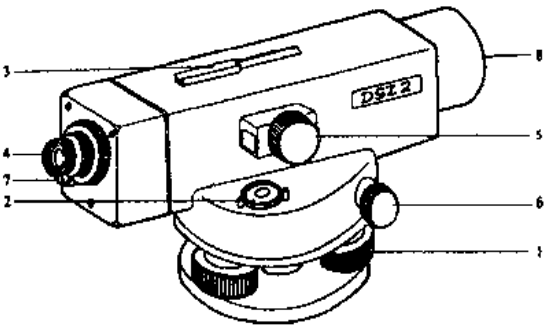


图 2-52

1——脚螺旋；2——圆水准器；
3——外瞄准器；4——目镜调焦螺旋；
5——物镜调焦螺旋；6——微动螺旋；
7——补偿器检查按钮；8——物镜

利用补偿器自动安平的水准仪是一种安装了自动补偿装置，在视准轴还有微小倾斜的情况下，仍然能用十字丝横丝读出相当于视准轴水平时的尺上读数的水准仪。这种仪器无需水准管和微倾螺旋，其视准轴的水平是借助于一种重力补偿装置实现的。自动安平水准仪操作比较方便(无需调节微倾螺旋即可读数)、作业效率高，已被广泛使用，图 2-52 所示为苏州光学仪器厂生产的 DSZ2 自动安平水准仪。

基本原理为：在水准仪望远镜的光学系统中，装置可利用地球重力作用进行补偿，进而改变光路，使视准轴微倾时，在十字丝中心仍能接收到水平视线，满足水准测量要求。

如图 2-53 所示，在水准尺上读数为 a 的水平时视线经望远镜光路直达十字丝中心。若视准轴倾斜了一个小角度 α，则视线不水平，在水准尺上的读数为另一数 a'。A 处标尺分划成像于十字丝横丝中心，在望远镜的光路中加一补偿器，使过 a 的水平视线经过补偿器后偏转一个 β 角，a 处分划便能成像于十字丝中心。补偿器应安置在距十字丝板距离为 d 的地方，若物镜焦距为 f，则

$$d = f\alpha/\beta \tag{2-31}$$

补偿器结构形式有多种，图 2-54 所示为其中一种形式。由细金属丝悬吊两块直角棱镜与屋脊式棱镜(图中 2)固定在望远镜筒内壁。视线水平时，光线经补偿器后不改变方向，准确到达十字丝中心，水平视线在水准尺上的读数 a 为正确读数，视线倾斜 α 角时，直角棱镜在重力作用下向相反方向偏转 α 角，这时被反射的光线与原光线成 2α 夹角，通过第二块直角棱镜反射的光线又偏转 2α 角，水平线到达十字丝交点 A，实现补偿。北京博飞的 AL300 系列、苏光 DSZ2 等均采用这种补偿器。图中，1 为物镜、2 为屋脊棱镜、3 为十字丝平面、4 为目镜、5 为直角棱镜。

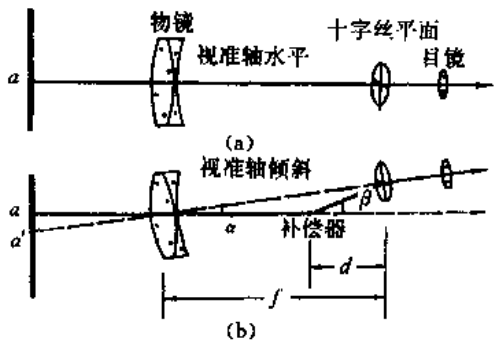


图 2-53

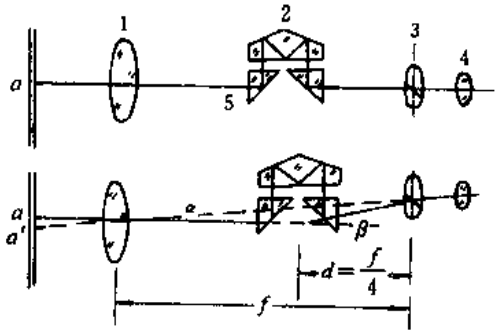


图 2-54

自动安平使水准仪的视准轴可自动水平，省去了“精平”操作，其他步骤同普通水准仪。因补偿器的作用范围可达±15′，故在使用自动安平水准仪时，只要使圆水准器气泡居中，补偿器即能起到自动安平的作用。

（四）激光水准仪

激光水准仪是在普通水准仪结构的基础上，安装一个能够发射激光的装置形成的。图 2-55 所示是其光路系统，氦氖激光器 1 发射的激光，经转向棱镜 3 到达聚光透镜组 4，再通过针孔光栏 5 到达分光镜 6，进入望远镜系统 9、10，形成可见视准轴，在标尺上形成明亮的红色水平线，由持尺者直接读得读数。用这种仪器进行施工测量尤为方便。它与一般的水准仪一样可沿线路测定高差，进行路线水准测量，还可以迅通扫描，进行面水准测量，提高了测量的精度和速度，为在标尺上自动读数提供了可能性。

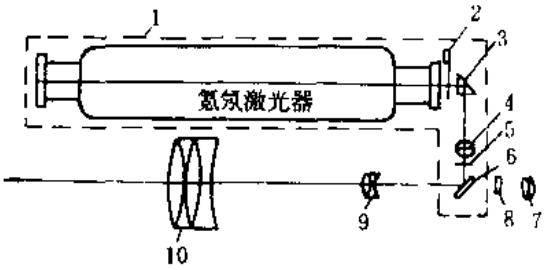


图 2-55

激光器安装在水准仪上，成为激光水准仪，若把激光器安装在自动安平水准仪上，成为激光自动安平水准仪。

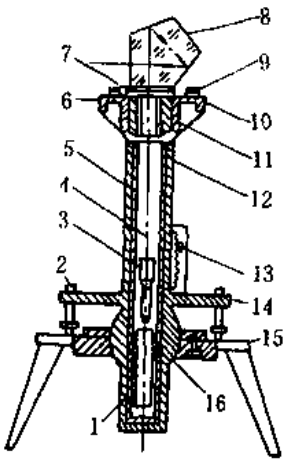


图 2-56

1——激光器；2——脚螺旋；3——照准器；4——激光束；5——框架；6、10——支架；7——固定环；8——五角棱镜；9——水准管；11——电动机空心轴杆；12——套架；13——调节旋钮；14——底座；15——脚架；16——球面支架

图 2-56 中的水准仪为具有旋转激光束的面激光水准仪，用于飞机场等大面积平整场地的面水准测量非常方便。其结构特点是激光束可以绕与仪器垂直的水平面进行扫描，形成连续的闪光面。激光发射器 1 所发出的激光束，通过照准器 3 和电动机空轴杆 11 射向五角棱镜 8，五角棱镜的底面垂直于激光束。用底座上的脚螺旋 2 调节支架 6、10 上的两个互相垂直的水准管 9 的气泡居中，这时球面支架支持的框架成竖直位置，即水准管轴垂直于仪器的垂直轴，则五角棱镜发出的激光束也就水平了。当开动电动机带动棱镜旋转时，光束在空间描绘出一个连续的控制面，在离仪器一定距离的点上，可看到强度相同的连续闪光。五角棱镜发出激光的高度可由调节旋钮 13 进行调节。

（五）数字水准仪

随着科学技术的飞速发展和电子技术的不断进步，各种新型水准仪不断问世。数字水准仪就是一种新型水准仪。仪器的原理是将编了码的水准尺影像进行一维图像处理，用传感器代替观测者的眼睛，从望远镜中看到水准尺间隔的测量信息，由微处理机自动计算出水准尺上的读数和仪器至立尺点间的水平距离，并以数字的形式将测量结果显示出来。

1990 年，瑞士威特厂研制成功世界上第一台数字式水准仪 NA2000，从而拉开了数字式水准仪发展的序幕。随后，威特厂又推出了用于精密水准测量的 NA3000 电子数字式水准仪。德国的蔡司公司和日本的拓普公司也分别研制出同类产品投放市场。

图 2-57(a)所示为拓普公司生产的 DL—102 型电子数字式水准仪的外貌，图 2-57(b)所示为印有条形码的水准尺。

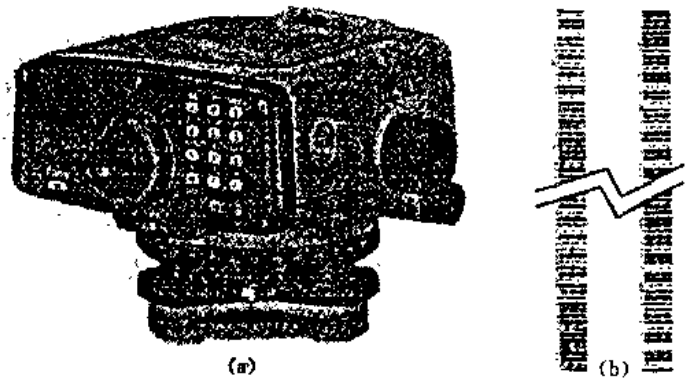


图 2-57

数字水准仪的构造包括传统水准仪的光学系统和机械系统，因此它同样可以作为光学水准仪使用。此外，这种水准仪还包括信息处理系统，这是与普通光学水准仪不同的地方。

与数字水准仪配套使用的水准尺，一面印有条形码图案，另一面和普通水准尺分划相同。水准尺的影像通过一个光束分离器而分解成红外光部分和可见光部分。调焦透镜的位置和自动安平补偿器的功能均由电子装置自动监控。

电子数字式水准仪的主要优点是操作简便，能自动观测和记录，并将测量结果以数字的形式显示出来。整个测量过程在几秒钟内即可完成，可大大降低观测误差和减少观测错误，提高测量成果的精度和可靠性。如果将观测结果直接输入计算机进行处理，必将大大提高水准测量工作的自动化水平。

四、水准仪及其水准尺的检验校正

(一) 水准仪应满足的几何条件

水准仪的轴线如图 2-58 所示，水准作业前必须对水准仪及水准尺进行检验，只有各轴线间满足《测量规范》规定的技术标准时才能用于作业。

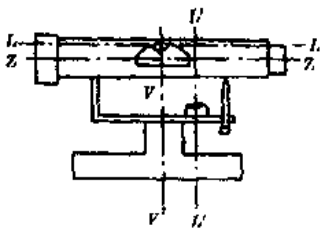


图 2-58

水准仪应满足以下主要几何关系：

(1) 圆水准器轴应平行于仪器的垂直轴 $L'L' /\!/ VV$。

(2) 水准管轴应平行于望远镜的视准轴 $LL /\!/ ZZ$。

(3) 望远镜十字丝的横丝应垂直于仪器的垂直轴。

(二) 水准仪的检验校正

1. 水准仪外观的检视

水准仪外观检视的内容主要是外观有无损伤、机械部分转动是否灵活、光学系统有无成像模糊或霉点、螺丝是否松动等。

2. 圆水准器轴平行于仪器的垂直轴的检验校正

(1) 检验　旋转脚螺旋，使圆水准气泡居中。之后将仪器水平旋转 180°，气泡仍居中则正常，否则需要校正。

(2) 校正　调节脚螺旋，使气泡向中心移动偏距一半，用校正针拨圆水准器底部的三个

校正螺丝，使气泡居中。在圆水准器底部有四个螺丝(图 2-59)，位于圆周上的是三个校正螺丝 2，中间的一个是松紧螺丝 3 用于圆水准器的固定。校正前应先转松螺丝 3，再拨校正螺丝。校正完毕，要将螺丝旋紧。检校应反复 2～3 次，直至达到要求为止。



图 2-59

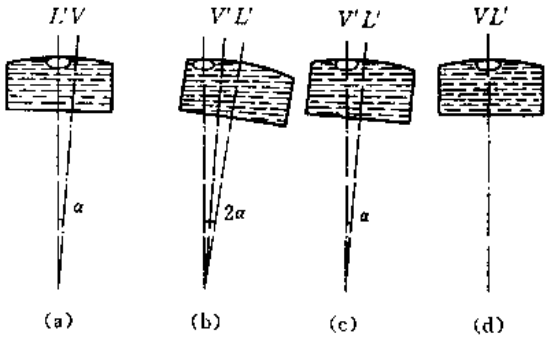


图 2-60

(3) 检校原理　当圆水准轴与纵轴不平行时，两轴间必有一交角 α。旋脚螺旋使圆水准器气泡居中后，圆水准轴铅垂，纵轴却倾斜 α 角，如图 2-60(a)所示。仪器平转 180°后，圆水准器转至纵轴的另一侧，因两轴夹角 α 的存在，此时的圆水准轴相对于铅垂线已倾斜了 2α 角，如图 2-60(b)所示，气泡偏离圆水准器中心。而纵轴相对垂线的倾角为 α，故只需将气泡向中心方向回调偏距的一半，纵轴便可铅垂，如图 2-60(c)所示，调节圆水准器校正螺丝，使气泡居中，圆水准轴也处于铅垂位置，两轴平行，如图 2-60(d)所示。

3. 水准管轴平行于视准轴的检验与校正

当水准管轴在空间平行于望远镜的视准轴时，它们在竖直面上的投影是平行的，若两轴不平行，则在竖直面上的投影不平行，其交角 i 称为 i 角误差。另外两轴若在空间不平行，其在水平面的投影也不平行，其交角 ε 称为交叉误差，因其对普通水准测量的影响很小，一般可忽略。

(1) 检验　如图 2-61 所示，当存在 i 角误差的影响时，视线不在水平位置，由 i 角引起的误差随着仪器距尺距离的增大而增大。当仪器位于中点 O 时，前后尺读数 a_1、b_1 中所含的 i 角影响相等，所求高差不受影响。

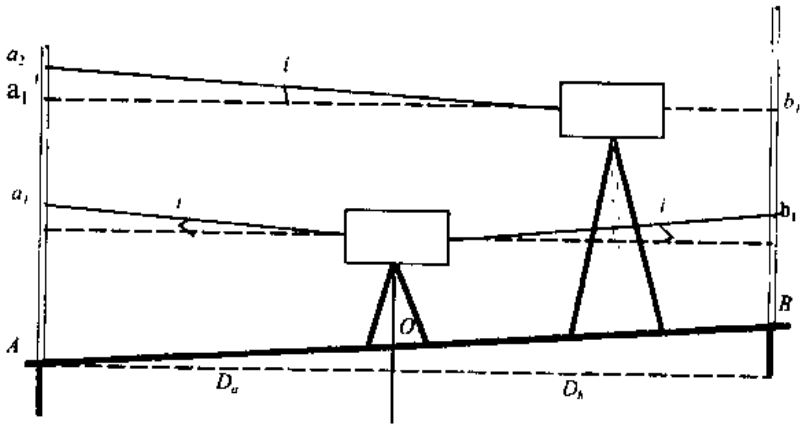


图 2-61

检验时，在平坦地面上选定相距 80 m 左右的两点 A、B 并置稳定的尺垫于两点处。先置仪器于 A、B 的中点 O，用两次仪器高法精确测定 A、B 间高差两次，互差小于 5 mm 均值，此均值为不受 i 角影响的 AB 间高差测量结果，即正确高差，用 h_{AB} 表示。

置水准仪于距 B 点约 2 m 处，精平后分别读取 A、B 两点水准尺读数 a_2、b_2，得 AB 间的第二次高差 $h'_{AB}=a_2-b_2$，如果 $h_{AB}=h'_{AB}$，则两轴平行无 i 角误差。否则，应校正。

(2) 校正　校正时先计算仪器在 A 尺上的正确读数 a'_2 和水准管轴与视准轴的交角 i：

$$a'_2 = h_{AB} + b_2 \qquad i = |a_2 - a'_2|\rho/(D_a + D_b)$$

D_a+D_b 为 A、B 两点间距。i 角大于 20″时，要进行水准管轴平行于视准轴的校正。校正方法有两种：

① 校正十字丝。保持水准管气泡居中，旋下十字丝板外罩，调节十字丝板上的两个校正螺丝（图 2-62 中的 1、3）至十字丝的中横丝对准 A 尺上的正确读数 a'_2 为止，视准轴水平，校正完成。校正前，先需弄清十字丝横丝是升还是降，按先松移动方向前端的螺丝后紧移动方向后端的校正螺丝的顺序调节，校正完毕，应固紧校正螺丝。此法对自动安平水准仪和普通水准仪均适用。

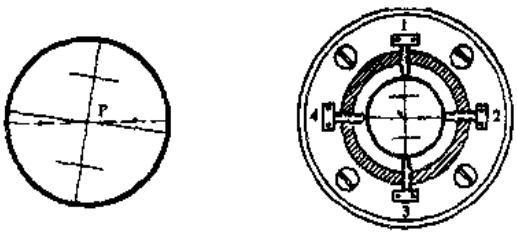


图 2-62

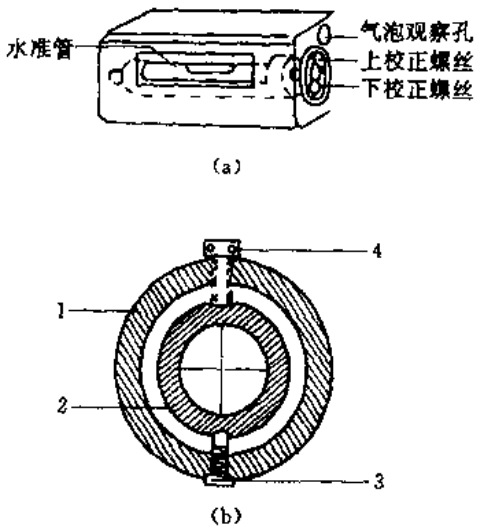


图 2-63

② 校正水准管。转动微倾螺旋使横丝在 A 尺上的读数从 a_2 移到 a'_2，视准轴被调水平，但水准管气泡偏离中心，调节水准管上下两个校正螺丝（位于目镜一端），图 2-63(a) 所示为水准管两端的影像符合，水准管轴水平，校正完成。校正过程中同样需要弄清楚水准管的升降方向，按前述顺序调节校正螺丝，校正固紧有关螺丝。此法只适用于普通水准仪，对于自动安平水准仪，检验的方法相同，由于自动安平水准仪无水准管装置，故只能校正十字丝。自动安平水准仪的十字丝校正如图 2-63(b) 所示，在目镜端的望远镜筒 1 中装有十字丝环 2，下为一弹簧筒 3，上部为十字丝校正螺丝 4，转动校正螺丝，就可以使十字丝的横丝上、下移动，达到校正目的。

校正后应实测水准一站，检验校正的结果和确保水准仪的这一主要几何条件符合要求。

4. 望远镜十字丝的横丝应垂直于仪器垂直轴的检验校正

(1) 检验　当仪器整平后，十字丝的横丝应水平，纵丝应铅垂，横丝应垂直于仪器的纵轴。当横丝不水平时，用横丝不同部位读数会不相同，若造成读数误差则会影响测量结果。检验时将仪器整平，然后用横丝一端照准一固定点 A，转微动螺旋使仪器水平旋转，若点之成像始终沿横丝移动，则横丝水平，若移动时偏离横丝 4，则横丝不水平，偏离量大时应校正。

(2) 校正　拧下十字丝板护盖，松开十字丝板压环螺丝，微转十字丝板使横丝与 A 点相切，反复检、校几次直至合格为止。当 A 点偏离横丝的量很小时，只需在读数时用横丝中部读数即可。

五、水准尺的检验核正

水准尺应满足尺面平直、尺上圆水准器水准轴应平行于尺面、分划应正确、尺底零点正

确等要求，否则，将对高差测量产生不良影响，测量作业前应对水准尺进行检验校正。

（一）一般检查

主要的检查内容有：尺身有无损坏，分划着色是否清晰，注记数字有无错误，尺底有无磨损等。

（二）水准尺分划面弯曲差（矢距）的测定

将水准尺平置于一平台上，拉一细线于尺的两端并使之张于尺身两端，用卷尺量取垂直于尺面方向的细线——尺面间的最大垂距 f（矢距），对普通水准尺，$f<8$ mm，则其弯曲对高差无大的影响，否则应进行尺长改正，改正公式为：

$$\Delta l = \frac{8f^2}{3l}$$

式中：l 为水准尺尺长；Δl 为水准尺尺长改正数。

（三）圆水准器的水准轴应平行于尺面的检验校正

安置水准仪，在距仪器 50 m 左右处的尺垫上竖立水准尺。瞄准水准尺使竖丝与尺身一边缘相切，观察气泡，将水准尺转 90°，再观察气泡，若均居中，水准器水准轴满足平行于尺面的要求，否则应调整校正螺丝使气泡居中，然后重复前述步骤再作检验校正，直至再转 90°，气泡仍居中为止。

（四）水准尺分划正确性检验

1. 水准尺每米分划间隔正确性检验

将水准尺平置于检验平台上，用检验尺（一级线纹米尺）实测尺面分划上每米间隔（尺段）长度。检验尺两端要同时读取水准尺整米分划在检验尺上的读数，估读至 0.1 个分划，即 0.02 mm。每尺段测定 2 次，两次间应将线纹米尺作微移，使读数变化，两次“左右端读数差之差不得超过 0.06 mm。每尺段测定一次温度，检测应往返进行。水准尺的红黑面均应检定。

将水准尺每米间隔长度的两次观测值取中数作为每尺段的最后观测成果，然后据所测温度和检验尺的尺长方程式，求出尺长改正数和温度改正数，改正后得水准尺每米段的实长，分别求出各米段往测（或返测）实长，单面（红面或黑面）往返共计 6 个米段，取其均值。另一面同法求定每米段的均值。最后取红、黑面米段实长平均值作为该水准尺一米间隔的真长。同样的方法测定并计算出另一根水准尺一米间隔的平均实长。两根水准尺一米间隔平均实长的平均值，即为一对水准尺每米间隔平均实长，从面求得对水准尺每米尺长改正数。

2. 水准尺红面与黑面零点差（尺常数 K）的测定

一对双面水准尺的红黑面零点的理论差，一个为 4687 mm，另一个为 4787 mm，其差如果不正确将影响水准读数。检定的方法是：安置好水准仪；在距离水准仪约 20 m 处，打一个顶部有球形铁钉的木桩，或放一尺垫；将水准尺竖立在上面。照准水准尺的黑面，精平仪器读数。立即转动水准尺对红面进行读数。两数之差即为红黑面零点差。以不同的仪器高度用同样的方法测定四次，取其平均值为红黑面零点差，以此测定值作为水准测量时的黑红面读数的检核。

3. 一对水准尺黑面零点差的测定

水准尺黑面的底面均自零开始，一对水准尺黑面零点应相同，若不相同，其差值称为一对水准尺黑面零点差。测定时将水准尺平置于检测平台，紧贴底面置一双面刀片，用一级线

纹米尺丈量一分米分划至底面的距离 d。d 与一分米的差 Δd 为水准尺的零点差，即 $\Delta d=d-100(\text{mm})$，对普通木质水准尺，$\Delta d$ 不得超过 0.5 mm，否则须修理。

设 d_1、d_2 分别为两只水准尺一分米分划到底面的距离，则一对水准尺黑面零点差 $Z=d_1-d_2$。零点差 Z 是系统误差，当水准路线上设站数为偶数时，它在高差累积和中将被抵消；为奇数始时，应在高差累积和中加上零点差进行改正。

六、水准测量误差的来源及其减弱措施

（一）仪器误差及其减弱方法

因仪器检校不完善，使用中的水准仪仍不能完全满足轴线之间的条件，如视准轴与水准管轴之间仍然会有微小的交角（i 角误差），仍会影响水准测量。视距大时，引起的误差也会增大。而一个测站上前、后视距相等时，i 角误差对高差测定的影响将被抵消，同时还可消除水准面曲率对高差测定的影响。因此水准测量中前后视距差和每测站前后视距累积差应有一定的限值，《测量规范》（以下简称“规范”）对各等级的水准测量作了规定，作业时必须严格执行。

（二）观测误差及其减弱方法

观测误差主要包括有精平误差、调焦误差、估读误差和水准尺倾斜误差。

1. 精平误差

水准测量于读数前必须精平，精平的程度反映了视准轴水平程度。若水准器格值 $\tau=20''/2$ mm，视线长度为 100 m。如果整平时，水准管气泡偏离中心 0.5 格，则引起的读数误差可达 5 mm，故气泡严格居中是正确读数的前提。

这种误差在前视和后视读数中是不相同的，而且数字是可观的，不容忽视。因此，水准测量时一定要严格精平，并果断、快速读数。

2. 调焦误差

在观测时，若在照准后、前尺时均调焦，必使视准轴在前、后尺读数时高度不一致，而引起读数误差，前后视距相等时可避免在一站中重复调焦。

3. 估读误差

普通水准测量中水准尺为厘米刻划，考虑仪器的基本性能，影响估读精度的因素主要与十字丝横丝的粗细、望远镜放大倍率及视线长度等因素有关。其中视线长度影响较大，《规范》对不同等级水准测量时的视线长均作了规定，作业时应认真执行。

4. 水准尺倾斜误差

在水准测量读数时，若水准尺在视线方向前后倾斜，观测员很难发现，由此造成水准尺读数总是偏大。视线越靠近尺的顶端，误差就越大。消除或减弱的办法是在水准尺上安装圆水准器，确保尺子的铅垂。如果尺上水准器不起作用，应用“摇尺法”读数，读数时，尺子前、后俯仰摇动，使尺上读数缓缓改变，读变化中的最小读数，即为尺子铅垂时的读数。

（三）外界环境的影响

1. 水准仪水准尺下沉误差

在土壤松软区测量时，水准仪在测站上随安置时间的增加而下沉。发生在两尺读数之间的下沉，会致后读数的尺子读数比应有读数小，造成高差测量误差。消除这种误差的办法是，仪器最好安置在坚实的地面，脚架踩实，快速观测，采用“后－前－前－后”的观测程序等方法均可减少仪器下沉的影响。

水准尺下沉对读数的影响表现在两方面：一种情况同仪器下沉的影响类似，其影响规律和应采取的措施同上；二是在转站时，转点处的水准尺因下沉而致其在两相邻站观测中不等高，造成往测高差增大，返测高差减小。消除办法有：踩实尺垫；观测间隔间将水准尺从尺垫上取下，减小下沉量；往返观测，取高差平均值减弱其影响。

2. 大气折光影响

视线在大气中穿过时，会受到大气折光影响，一般视线离地面越近，光线的折射也就越大。观测时应尽量使视线保持一定高度，一般规定视线须高出地面 0.2 m，可减少大气折光的影响。

3. 日照及风力引起的误差

这种影响是综合的，较复杂。如光照会造成仪器各部分受热不均使轴线关系因此改变、风大时会使仪器抖动、不易精平等都会引起误差。除选择好的天气测量外，给仪器打伞遮光等都是消除和减弱其影响的好办法。

第五节　距离测量与测距仪

确定两点间距离的工作称为距离测量，它是测量工作的基本内容之一。距离测量方法中常用的有卷尺量距、视距测量和电磁波测距等。卷尺测距方便、直接，且使用的工具成本低；视距测量利用经纬仪或水准仪望远镜中的视距丝和视距尺按几何光学原理进行测距；电磁波测距是用仪器发射及接收红外光、激光或微波等，按其传播速度及时间确定距离，属于物理测距。后两者属于间接测距。

一、钢尺测距的工具

（一）钢尺

钢尺量距也称丈量，就是用一段标准长度（尺长）同待测距离进行比较，则待测距离为

$$D = nL_0 + \Delta L_0 \tag{2-32}$$

式中：D 为两点间水平距离；L_0 为尺长；n 为整尺数；ΔL_0 为不足一整尺长度（余长）。

钢尺是钢尺量距的主要工具，钢尺为钢制成的带状尺，尺的宽度约 10～15 mm，厚度约 0.4 mm。长度有多种，常使用的有 30 m 尺和 50 m 尺等。钢尺全长都刻有毫米分划，米、分米、厘米处都有数字注记，尺的注记为零的一端有拉环，钢尺可绕在尺架上携带和保护。

钢尺量距的特点是工具简单，成本低；缺点是易受地形限制，适用于平坦地区和较短距离测量，长距丈量时，工作繁重。

除钢尺外，用于量距的尺还有皮尺、因瓦基线尺。皮尺又称布卷尺，有长度为 20 m、30 m 和 50 m 等多种，基本分划为厘米，整米及分米处有数字注记，尺端零端有拉环。皮尺可卷在皮壳或塑料壳内，使用时可拉出，伸缩容易，量距精度较钢尺低，一般用于地形的细部测量和土方工程的施工放样等。因瓦基线尺用镍铁合金制成，因受温度变化引起的尺长伸缩率很小，故这种尺精度很高，用于精密量距，因瓦基线尺在外形、结构等方面都不同于钢尺、皮尺，它的尺形为线绳状，直径为 1.5 mm，长度为 24 m，尺身无分划和数字注记，面在尺两端各连一个三棱形分划尺，上有 8 cm 分划，最小分划 1 mm。因瓦基线尺全套由 4 根主尺和 1 根 8 m 或 4 m 长的补尺组成，不用时卷放在带有卷鼓的尺箱内。

（二）钢尺量距的辅助工具

钢尺量距的辅助工具有：标杆、测钎、垂球、拉力计(弹簧秤)和温度计、圆水准器等。拉力计(弹簧秤)和温度计主要用于精密量距时。

如钢尺有弹性，检定其实长时必须施加一定拉力(一般为 150 N)。量距时所作拉力应与钢尺检定时一致，才能保证实长，不一致时要加入拉力改正；由于钢尺是用金属材料制成的，热胀冷缩会影响距离测量，因而，钢尺量距时应用温度计测定钢尺表面的温度，以便对钢尺的长度进行改正，温度计多为水银温度计，只能量测周围空气的温度，精密量距时，还可使用半导体点温仪，用于量测钢尺的尺面温度；标杆用于定线；测钎用于标定尺段点；垂球用于不平坦地面将尺的端点垂直投影到地面；单水准器用于钢尺水平检查。

二、钢尺量距的方法

钢尺量距的基本步骤是：直线定线、量距和数据整理。

(一) 直线定线

被测两点间的距离大于尺长时，钢尺一尺段不能量完，需分段丈量。将分段点置于一条直线上的工作叫直线定线。直线定线方法有目测法和仪器法两种。

1. 目测法直线定线

目测标定分段点使之位于同一直线上的方法叫目测法直线定线。在某两端点 AB 间定线时，先在两端点竖立标杆，一人站在其中的一端点如 A 点标杆后约 1 m 处，指挥另一人左右移动标杆，直到两端点标杆与另一人手持的标杆位于同一线上，另一人持杆位置即为第一个分段点，用测钎或小钉标出。注意定线时应由远到近如由 B 向 A 定点；持杆应竖直，可用两指夹住标杆的上部，稍微提起，利用重力使标杆自然竖直；分段点间距应略小于尺长，由此可定出全部待定分段点。目测法精度不高，常用于一般距离测量时。

当两端点 A、B 不通视时(图 2-64)，可采用趋近法定线。先在两端点竖立标杆，某甲站在能看到 B 点的 $1'$ 处，乙站在能看到 A 点的 $2'$ 处，先由甲指挥乙移杆至 $2'$ 处(位于 $B1'$ 线上)，再由乙指挥甲移杆至 $A2'$ 线上的 $1''$ 处，接着甲再指挥乙移至 $2''$，如此逐渐趋近，直到 1、2、B 在一直线上，A、1、2 也在一直线上，则 A、1、2、B 必在同一直线上。

2. 仪器法定线

高精度量距要用经纬仪定线。直线两端点间通视时，先置经纬仪于其中一端点，瞄准另一端点，固定照准部，纵转望远镜指挥定点员，左右移动标杆或垂线，直至标杆成像的几何中心与纵丝所在几何中心重合。标杆或垂球线处的点即为与两端点位于同一直线上的点。

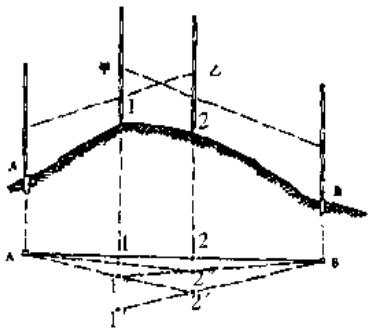


图 2-64

如需延长某直线 1、2，可置经纬仪于 2 点，分别用盘左、盘右位置瞄准 1 点，固定照准部，倒转望远镜，盘左时定 $3'$ 点，盘右时定 $3''$ 点。取 $3'3''$ 连线的中点 3 点，3 点即是精确位于 AB 直线延长线上的点(图 2-65)。这种直线延长的方法称为经纬仪正倒镜分中法，用此法可以抵消仪器可能存在的视准轴误差与横轴误差对定线的影响。

(二) 钢尺一般量距法

钢尺(或皮尺)量距时作业人员需 3～5 人(根据量距方法而定)，分别担任拉尺、读数和记录等工作。钢尺量距分为一般量距和精密量距两种；根据地形的不同还可分为水平量距和倾斜量距。

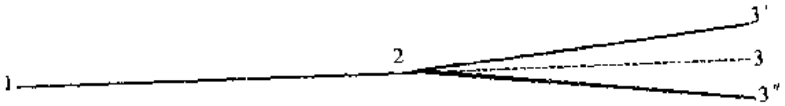


图 2-65

对精度要求不高的距离丈量，用一般量距法。所测距离中可不加温度改正，量距时凭经验拉力将尺拉紧即可，平坦地量距可拖地丈量，所测距离直接作水平距使用。

1. 平坦地区量距

地面平坦时可使钢尺沿地(拖地)丈量，丈量 AB 距离可先从 A 向 B 进行(往测)，丈量时，后尺手甲执钢尺的末端于起点 A 处，前尺手乙执钢尺零点一端，并拿一束测钎或小钉于 AB 方向上一尺段处(以钢尺整长为一尺段)，甲指挥乙将钢尺拉在 AB 直线上，乙拉紧钢尺后喊"预备"，甲把尺的末端分划对准起点 A 并喊"好"，注意不使钢尺扭曲，此时乙应迅速将测钎对准钢尺零点刻划在地面作标志，一尺段测量完成。抬尺向前，后尺手甲至前一尺段标记处，重复上述步骤，丈量第二尺段，同法依次完成其他尺段测量，对 AB 直线的最后一段、其距离可能不是一整尺段长，对该余长丈量时，前尺手应将尺的零点刻划对准 B 点，后尺手甲在最后一个标记处读钢尺读数，量得长度为余长值，用式(2-32)计算 A、B 两点间的水平距离。

为检核丈量结果，提高测量精度，需由 B 向 A 丈量 B、A 两点间的距离(返测)，司尺员应调换位置，因拖地丈量的结果就是水平距离，往返丈量距离的差数的绝对值与该距离的往返均值之比称为丈量的相对精度或称相对误差，即：

$$|\text{往测} - \text{返测}| / \text{往返均值} = 1/M$$

符合要求时，取往返测均值作 AB 之距的最终结果。计算相对精度时，计算结果应化成分子为 1 的分式，相对精度的分母 M 越大，说明量距的精度越高。钢尺量距的相对精度一般不应低于 1/3000。距离丈量的记录和计算示例见表 2-5。表中记录的是 AB 距离，共测得整尺段数为 3，尺长为 50 m，往返丈量往测长 174.890 m，返测长 174.840 m。

表 2-5　　距离测量记录表

测区：		钢尺号：	天气：	测距员：	记录者：	日期：	
测线		整尺段/m	余长/m	总长/m	相对误差	均值/m	备注
$A-B$	往测	3×50	24.890	174.890	$\frac{1}{3500}$	174.865	
	返测	3×50	24.840	174.840			

边长相对误差：$\frac{|174.890-174.840|}{174.865}=\frac{1}{3500}$　　边长：$D=\frac{1}{2}(174.890-174.840)=174.865$ m

2. 沿倾斜地面量距

当倾斜地面坡度一致时，可沿斜面分段拖地丈量斜距，加倾斜改正得到平距，该法称为倾斜量距法。用该法定线时分段点既要考虑尺长，又要考虑坡度变化点；当地面起伏变化大时可采用水平丈量，定线时尺段点的多少视坡度而定，坡缓可一整尺定一个尺段点，坡大距离可缩短，一尺段不一定是整尺长，各尺段长也可不一样；每尺段的量距均应记录。

(1) 倾斜量距法　AB 间坡度大，但坡度变化均匀，故可设置 1，2，3，…等一系列分段点并打入木桩，分别丈量各段的倾斜长度。测量时，后尺手用零端对准 A 点标志中心，前尺手拉紧钢尺，使尺面贴在 1 号分段点处的木桩顶面，喊"好"后在整厘米分划处的木桩顶面作一标志或钉一小钉，报读数并记录，得 A_1 段距离 S_1。量第二段时，后尺手用零端对准标志或小钉，前尺手拉紧钢尺，同样在厘米分划处的 2 点木桩顶面作标志或钉一小钉，得 12 段距离。如此量下去，直至 B 点，由 A 至 B 为往测。返测时木桩顶面不需再钉小钉。

将各段斜距 S_i 化算为水平距离 D_i 时采用下列公式：

$$D_i = \sqrt{S_i^2 - h_i^2} \text{ 或 } D_i = S_i\cos\alpha_i \qquad (2\text{-}33)$$

式中：i 为尺段号，$i=1,2,3,\cdots,n$。倾角用经纬仪测定，测量时应使目标高与仪器高相等，也就是使视线平行于地面坡度线，以保证 α 角代表地面的坡度；坡度比较小时，还可进行水准测量，测定各段端点间的高差，AB 间的距离为各段距离之和：

$$S_{AB} = \sum S_i \qquad D_{AB} = \sum D_i$$

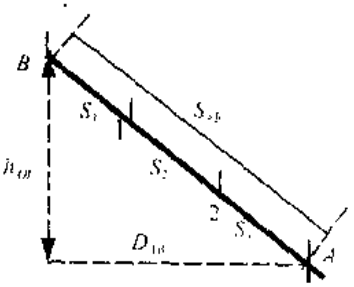


图 2-66

(2) 水平量距法量距　在坡度小但地形变化比较复杂的地面量距时可采用水平量距法。用该法量距时，后尺手持钢尺零端并将其对准地面点 A 标志中心，前尺手拉紧钢尺，目测使钢尺水平并用测钎，或用花杆、垂球，将钢尺末端或某一整分划处投到地面，并插一测钎，这样可直接测量该尺段的水平距离 D_1。量第二段时，后尺手用零端对准第一根测钎的根部，前尺手同样投下第二点，得到第二尺段的水平距离。如此量下去，直至 B 点。AB 间的水平距离为各尺段的距离之和。

$$D_{AB} = \sum D_i \qquad (2\text{-}34)$$

沿倾斜地面量距不论用斜距测量法还是用水平量距法都须进行往返丈量，相对精度满足要求时取平均值作为 AB 间距离的最终值。

(三) 精密量距法

当测距精度要求高时，要用精密量距方法丈量距离。钢尺精密量距精度可达 1/3000～1/10000 或更高。

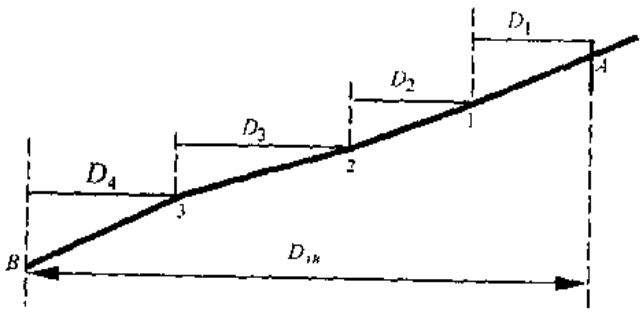


图 2-67

精密量距前首先要对钢尺进行检定，求出尺长方程式。定线必须采用仪器法，场地中的障碍物应清除，尺段点按坡度变化点和尺长确定，用预先设有标志的木桩或水泥桩标定，桩面应高出地面 10 cm 左右；尺段端点高差一般用水准测量方法测定；量距时应施加标准拉

力；测记钢尺表面的温度（无此条件时可测气温）；实测斜距应进行尺长改正、温度改正和倾斜改正。

1. 钢尺长度检定

钢尺尺面注记长度称为名义长度，两端点刻划线间所代表的真长为钢尺的实际长度，制造及使用中的多种原因会使其名义长度与实际长度不相等，其差值 Δl（尺长改正数）可使该尺丈量的边长中含有误差，每量一整尺长即产生 Δl 的误差，因这种误差有累积作用，对量边有较大影响。通过钢尺检定，可求出 Δl，在丈量的边长中加以改正可消除此误差。

（1）尺长方程式　钢尺的弹性作用使受力时尺长会有变化，温度变化热胀冷缩也会影响尺长，在一定的拉力（标准拉力 147.15 N，取 g=9.81，下同）条件下，以温度为自变量表示的尺长的表达式叫尺长方程：

$$l = l_0 + \Delta l + \alpha l_0(t - t_0) \tag{2-35}$$

式中：l_0 为钢尺的名义长度，m；Δl 为尺长改正数，mm；α 为钢尺线性膨胀系数，值为 0.0116～0.0125 mm/(m·℃)；t_0 为检定钢尺时的温度（标准温度），℃；t 为量边时温度，℃；

（2）尺长检定　在钢尺检定场，设有高精度的标准长度，其长度值相对于此长钢尺而言可认为无误差，标准长度长为 120 m（或 150 m），两端点埋设固定标志，在两端点标志之间的每一尺段（30 m、50 m）处的地面埋设有金属板，用于检定钢尺时，标示钢尺尺端的分划线。

检定钢尺时用拉力计施以标准拉力 147.15 N，逐尺段丈量标准长度，用笔将钢尺尺端分划线标于金属板上，最后一尺段以标准长度的端点标志为标准线用钢尺读取余长。往返丈量一次为一测回，共丈量三个测回。每一测回中用电子测温仪器测量钢尺表面温度。钢尺检定的计算见表 2-6，检定的相对精度应不低于 10^{-6}。

表 2-6　　钢尺检定计算表

尺号：			名义长度：30 m				膨胀系数：0.012
测回	测序	丈量时间	温　度 /℃	温　差 $t-t_0$(20℃)	用钢尺丈量得长度/m	温度改正数 ΔL_t/mm	温度改正后长度/m
1	往测	10:00	29.3	+9.3	119.973	+13.4	119.9864
			29.5	+9.5	119.973	+13.7	119.9867
2	往测		30.4	+10.4	119.970	+15.0	119.9850
			30.5	+10.5	119.970	+15.1	119.9851
3	往测	11:00	30.2	+10.2	119.973	+14.7	119.9867
			31.1	+11.1	119.972	+16.0	119.9890
丈量得平均长度			L'=119.9865 m				
标准长度			L=119.9793				
每米尺长改正			$(L-L')/L$=−7.2 mm/120 m=−0.06 mm/m				
30 米尺长改正			30 m×(−0.06 mm/m)=−1.8 mm				
尺长方程			l=30 m−1.8 mm+0.012×30(t−20℃) mm				

2. 精密量距法

精密量距由 5 人进行，记录 1 人，前后尺施尺各 1 人，前后读数各 1 人。每尺段量距方法

如下：后尺手持钢尺零端，并挂拉力计，前尺手持钢尺末端，使钢尺贴于标志顶面，前尺手喊“预备”，在施加到标准拉力时，后尺施尺手喊“好”，两读数员同时读得前、后尺端当前读数，读数至毫米，其差即为尺段一次测量值，并立即记入手簿。每尺段单程量距（往测或返测）3次，每次量距应使钢尺错动 1 dm 左右，三次所得尺段长之互差，不得超过 2 或 3 mm，超限时应重测，不超限时取均值作为该尺段单程测量结果。每次丈量前后应各测记一次温度，取平均温度 t 作为温度改正时的使用值。

（四）钢尺量距的成果整理

成果整理时，先对尺段单程测量长度加入各种改正，累加尺段长度计算出一段距离往测或返测长度，相对精度符合要求时，取往返测均值作该距离的最终长度值。

1. 尺长改正

整理外业成果对各尺段单程测量长度加尺长改正，由尺长方程式中的尺长改正值 Δl 除以钢尺的名义长度 l_0，可得每米尺长改正值，再乘以实测尺段长度 L，可得该尺段距离的尺长改正值：

$$\Delta L = \frac{\Delta l}{l_0} L \tag{2-36}$$

该项改正大于丈量长度的 10^{-4} 时，加入改正才有意义。

2. 温度改正

将丈量时的平均温度 t 与标准温度 t_0 之差乘以钢尺的线性膨胀系数及量得的长度 L，得到该尺段的温度改正值：

$$\Delta L_t = \alpha(t - t_0)L \tag{2-37}$$

测量时的温度 t 与比长时的标准温度差在 10℃以上时，才加温度改正。

3. 倾斜改正

当沿倾斜地面丈量后，用水准仪测得两端点的高差 h，尺段倾斜长为 L，D_L 为尺段平距，则倾斜改正值为 $\Delta D_L = D_L - L$。由于 $D_L = (L^2 - h^2)^{\frac{1}{2}}$，代入上式并将 D_L 按级数展开，取至二项：

$$\Delta D_h = -\frac{h^2}{2L} \tag{2-38}$$

4. 改正后的尺段水平长度

$$D_{L_i} = L_i + \Delta L_i + \Delta L_t + \Delta D_{h_i} \quad (i \text{ 为尺段号}) \tag{2-39}$$

5. 尺段往测或返测水平距

$$D_{往(返)} = \sum D_{L_i} \tag{2-10}$$

6. 相对中误差

$$K = \frac{|\Delta D|}{D} = \frac{|D_{往} - D_{返}|}{D} \leqslant K_{限} \tag{2-11}$$

7. 两点间的水平距离

$$D_{AB} = \frac{1}{2}(D_{AB往} + D_{AB返}) \tag{2-12}$$

若一距离是沿一相同坡度的地面进行丈量的，计算时也可先将斜距相加得总的斜距值，再根据总的斜距值进行各项改正，求出水平距离。

（五）钢尺量距的误差来源及减弱措施

往返丈量一段距离，其结果不等，揭示了量距有误差存在。量距误差发生在量距全过程，受环境、工具、量测者技术熟练程度等诸多因素的影响。分析其来源并寻找减弱措施，以期达到提高量距精度的目的。

1. 定线误差及其影响

定线有偏差时，距离丈量中尺子就不会精确地放在距离方向线上，所量距为折线长度之和，因此要注意定线的精度。对一般量距丈量，定线偏差应不大于 0.1 m，目测定线可达要求。精密量距或所测距离较大，应用仪器定线。

2. 钢尺不水平引起的误差

当用水平量距法量距时，尺不水平会使所量距离大于实长，影响同倾斜误差，可用倾斜改正公式计算出钢尺不水平引起的量距误差。当距离长度为 30 m，尺两端高差为 0.4 m 时，量距相对误差仅 1/11250。由于此项影响甚小，目测持平钢尺便可满足量距需要。

3. 温度变化引起的误差

当量距采用的是大气温度而非尺本身的温度时，温度改正本身存在误差，因温度每变化 1℃，对长度影响约为 1/80000。故温度变化小于 10℃时，可不加改正，但在高精密量距中，须加温度改正，且应采用电子测温计直接测量钢尺本身的温度。

4. 拉力误差的影响

量距时若不使用拉力计，凭经验拉力会产生拉力误差 Δp，使钢尺长度产生误差 Δl_p。虎克定律可表述其关系：

$$\Delta l_p = \frac{\Delta p \cdot l}{E \cdot A}$$

式中：B 为钢尺弹性模数，约为 2×10^7 N/cm^2；A 为钢尺截面积。实验表明拉力变化 70 N，尺长将改变 10^{-4}，一般丈量中，保持拉力均匀即可。精密丈量时应施加标准拉力。

5. 垂曲误差

用钢尺悬空量距，钢尺因自重作用而下垂，使钢尺成一悬链线，给量距带来的误差称垂曲误差。其实质是弦长与弧长之差，该影响是系统性的，可用加改正的方法消除。改正公式为：

$$\text{水平量距时：}\Delta L_f = -\frac{q^2 l^3}{24p^2} \qquad \text{倾斜量距时：}\Delta L_\delta = \Delta L_f \cos^2\delta$$

式中：ΔL_f、ΔL_δ 分别为水平和倾斜量距时的垂曲改正数；q 为每米钢尺重量；l 为钢尺长度；p 为量距时施加的拉力；δ 为所量边的倾角。

为适应拖地和悬空两种量距方式，检定钢尺时可用拖地和悬空两种方式分别求出尺长方程式，悬空丈量时可不加垂曲改正，拉力影响垂曲，量距时注意施加标准拉力。

6. 尺长误差

尺长误差有积累作用，距离长，误差大。定期检定钢尺非常必要。

7. 丈量误差

丈量误差包括读数凑整误差、钢尺端点对准误差、插测钎造成的误差等均属偶然误差，大小、符号均遵循统计规律，通过作业方法可抵消一部分，但仍有残留。量距时应尽力减少丈量误差的影响。

（六）钢尺的维护

每次用后应擦去尺上的泥和水并涂油防锈；使用时应防折断和因被重压而产生永久性弯曲；应尽力避免沿地拖拉以防磨损尺面刻划。

三、光学视距

视距测量是利用望远镜内十字丝板上的视距丝及刻有厘米分划的视距标尺（普通水准尺），利用光学几何原理，测定两点间的水平距离和高差，是一种间接测距方法。其测距精度约为1/300。

（一）原理及计算公式

在经纬仪及水准仪的十字丝板上，与中横丝平行的上下两根短横丝称为视距丝，与中横丝等间距。两视距丝经物镜成像如图2-68所示，MN为两视距丝在标尺上的读数，其差值称为读数间隔（以米为单位），以l表示，$l=M-N$。图中f为物镜焦距，$mn=m'n'=j$为视距丝间距，p为物镜至仪器中心之距，两视距丝射出的视线在竖直面内的夹角ω在仪器制造时均已设置成固定值。

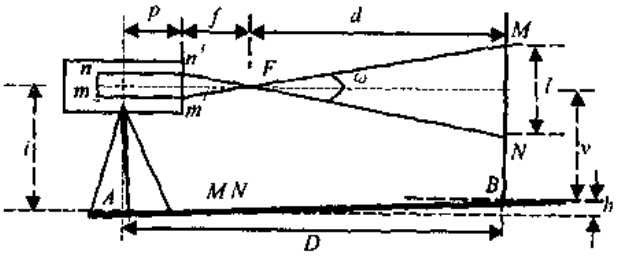


图2-68

测定AB之距时，在A点安置仪器，B点竖立标尺，读上下丝读数或直读其间隔l，则AB之平距为：

$$D_{AB}=p+f+d=C+d$$

由$\triangle m'n'F\backsim\triangle MNF$，显然有：$d=fl/j=kl$，由前述可知，$C$及$k$为已知值，对内对光式望远镜$C\approx0$，当以米为单位求上下丝读数间隔时$k=100$，则：

$$D_{AB}=C+kl\approx kl=100l \tag{2-43}$$

AB间的高差：

$$h=i-v \tag{2-11}$$

式中：i为仪器高；v为中丝读数即觇标高。若已知测站点的高程为H_A，则立尺点B的高程为：

$$H_B=H_A+h=H_A+i-v \tag{2-15}$$

式(2-43)为视线水平时视距测量的基本公式。

视准轴有一倾角α时，其与标尺不垂直有一角度$90°\pm\alpha$。若过视准轴与标尺的交点O作一垂直于视准轴的假想标尺，则假想标尺与标尺间有一夹角也为α，如图2-69所示。视距丝在假想标尺上的读数为M'、N'，视距间隔$l'=M'-N'$，假想标尺与仪器视准轴构成了同视线水平时的情况一致的关系，故仪器中心到假想标尺间的距离可表示为：

$S=kl'=k(M'-N')$，该距离实际上是倾角为α的斜距。将其化为水平距离为

$$D=S\cos\alpha=kl'\cos\alpha$$

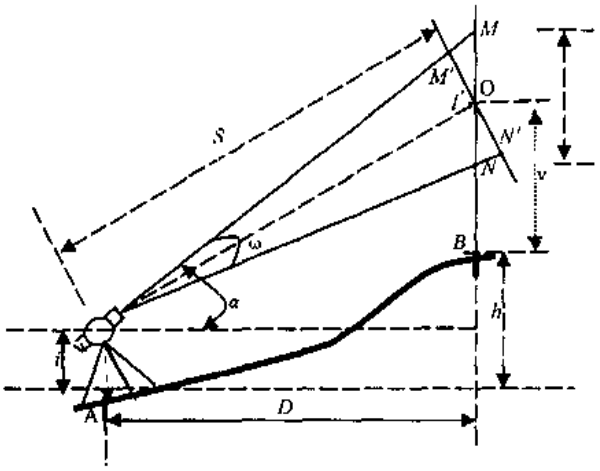


图 2-69

由于实际标尺总是直立的，读得的视距读数为 M、N，视距间隔 $l=M-N$。因此必须将假想标尺上的读数 M'、N' 用实际标尺上的读数 M、N 表示出来。由于 ω 角很小，在下列两个三角形 $\triangle MM'O$ 和 $\triangle NN'O$ 中，$\angle MM'O$ 和 $\angle NN'O$ 可以近似地认为是直角，则有：

$$\frac{l'}{2}=\frac{l}{2}\cos\alpha,\text{即 } l'=l\cos\alpha$$

顾及前述视线倾斜时的水平距离可表示为：

$$D=kl\cos^2\alpha=100(M-N)\cos^2\alpha \tag{2-46}$$

而两点间的高差可以根据垂直角 α、仪器高 i 及中丝读数 v 按下式算出：

$$h=D\tan\alpha+i-v \tag{2-47}$$

（二）视距的观测与计算

1. 观测

（1）在测站上安置经纬仪，量取仪器高 i，单位取自厘米。

（2）在测点上立尺。

（3）用望远镜照准标尺读上、中、下丝读数，应估读至毫米，用上下丝读数计算视距间隔 l，也可直接读取视距间隔。

（4）居中竖盘水准管气泡（若竖盘指标自动补偿，无需此操作），读竖盘读数并记录。

2. 计算

用计算器进行视距及高程的计算方便实用，已被广泛使用。计算时，式(2-47)中的 v 取标尺中丝读数。

四、光电测距

随着光电技术的发展，以电磁波（光波或微波）作为载波传输测距信号测量两点间距离的光电测距技术已成为距离测量的主要手段。电磁波测距仪测距具有工作轻便、测距精度高、测程远、作业效率高和不受地形影响等优点。正逐渐成为各类距离测量的主要仪器，不仅短程、中程、远程测距均可用测距仪完成，而且近距离及室内测量距离也有很轻便的手持激光测距仪等专用测距仪器。

电磁波测距的仪器按其采用载波的不同可分为：微波测距仪；红外光测距仪（通称红外测距仪），激光测距仪，后两者又总称为光电测距仪。远程测距仪器多采用微波和激光作载

波，测程可达数十千米。中、短程测距一般以红外光作载波，测程一般在 5 km 以下。更为轻便的激光测距仪，用于很短距离测量和室内量距。目前测距仪特别是中短程红外光电测距仪发展很快，高效率、轻小型、数字化、自动化、全站型的仪器已很普及。电磁波测距仪按测定电磁波传播时间、方法不同，分为脉冲式测距仪和相位式测距仪。本书主要介绍相位式测距仪的原理、成果整理和仪器检测等方法。

（一）相位式光电测距仪的基本原理

电磁波测距的基本原理是通过测定电磁波在所测直线两端点间往返传播的时间和电磁波在空气中传播的速度 c，求得距离 D，如图 2-70 所示，待测距离为 A、B 两点间的间距，将一台发射和接收光波的测距仪主机放于端点 A，在端点 B 放反射棱镜，A、B 等高则 AB 间的水平距离 D 可表示为：

$$D = \frac{1}{2}ct \tag{2-18}$$

如 A、B 两点不等高，所测距离为斜距，可通过垂直角观测，将斜距归算为平距 D 并计算高差 h。

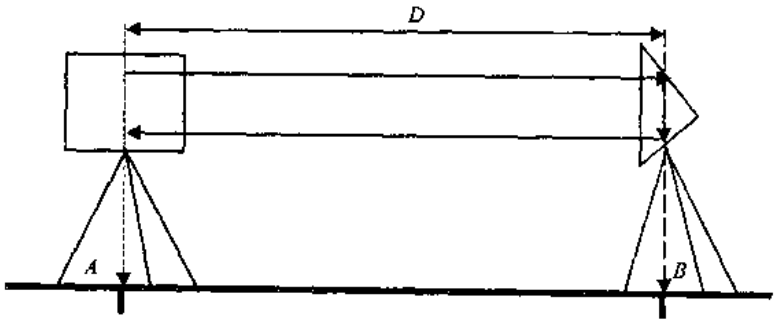


图 2-70

光在真空中的传播速度（光速）是测距的一个重要的物理参数，科学实验获得光速的精确数值为 $C_0=(299792458\pm1.2)$ m/s（标准气象状态下，一般气温 $t=15$ C，气压 $p=101.3$ kPa）。测距时需要光在大气中的传播速度，其计算式为：

$$c = \frac{c_0}{n} \tag{2-19}$$

式中：n 为大气折射率，它是光的波长 λ_g、大气温度 t 和大气气压 p 等的函数：

$$n = f(\lambda_g, t, p) \tag{2-50}$$

λ_g 随大气的温度、气压而变化，会使测距产生误差。在光电测距中，须测定作业地周围的大气温度和气压，对所测距离作气象改正。

由于光速已知，其误差甚小，决定测距精度的主要因素是时间 t 的测定精度，相位式测距仪采用高精度的间接测时手段——相位测时，克服了脉冲式测距仪脉冲计数引起的测距误差，是一种比脉冲式测距能进一步提高测距精度的方法。

相位式光电测距仪采用周期为 T 的高频电振荡对测距仪的发射光源进行连续振幅调制，使光强随电振荡的频率而周期性地变化。调制光波（调制信号）被发射后经反射又被接收，发射光与接收光产生相位移或称相位差 $\Delta\phi$。设在光波往返过程中，调制光相位变化了 N 个整周 NT 及一个非整周期 ΔT，则传播时间即为：

$$t = NT + \Delta T \tag{2-51}$$

调制频率(每秒振荡次数)为 f,则振荡一次的时间即周期 $T=1/f$,因而调制光的波长为:

$$\lambda = cT = c/f$$

光速

$$c = \lambda f = \lambda/T \tag{2-52}$$

整周期中相位差的变化为 2π,不足整周期时 ΔT 为:

$$\Delta T = \frac{\Delta\phi}{2\pi}T$$

则由式(2-51)有:

$$t = T(N + \frac{\Delta\phi}{2\pi})$$

代入式(2-48)并顾及式(2-52),则有:

$$D = \frac{\lambda}{2}(N + \frac{\Delta\phi}{2\pi}) \tag{2-53}$$

式(2-53)即为相位式光电测距仪的基本公式,其含义可这样理解,$\lambda/2$ 为光尺整尺尺长,N 为整光尺数,$\Delta\phi/2\pi$ 为不足整光尺的余长。某种光源调制光的光尺长度 $\lambda/2$ 由调制信号的频率 f 来决定。因电子元件老化等原因使调制频率与设计不一样时,设计光尺长也会有变化,会对测距造成影响,这种影响类似尺长误差,其影响与距离的长度成正比。其改正方法是通过检定测距仪,测得尺长改正比例系数,称为测距仪的乘常数 R,在测距计算中利用乘常数可改正尺长误差。

进行相位比较能测定往、返调制光波相位差的尾数 $\Delta\phi$ 部分,对整周数 N 则用两种调制频率,一个高频、一个中频,通过高频尺(也称精尺)精确测定距离尾数;中频尺(也称粗尺)测定米以上的距离值。另外,因仪器及反射棱镜的更换等原因,仪器显示距离与实际距离间存在一个与所测距离长短无关的常数差,称为测距仪的加常数 C_0。通过测距仪的检定,可以求得加常数 C。

(二) 测距仪的一般使用方法

目前常见的测距仪有组合式、整体式两种。组合式是指由经纬仪、测距仪主机、控制键盘、电源及其他附件组成的,主机架在经纬仪上,测距光轴和望远镜视准轴应平行;将电子经纬仪与测距仪做成一体的整体系统称为全站仪系统。不同的仪器其使用方法也有差异,作业时应仔细阅读仪器说明书。

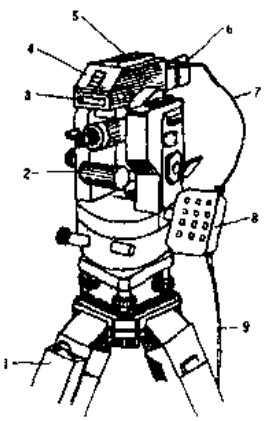


图 2-71

1——电池;
2——平衡锤;
3——显示窗;
4——测距仪主机;
5——测距功能键;
6——键盘电缆插座;
7——键盘电缆;
8——键盘;
9——电池电缆

图 2-71 所示为瑞士威特厂生产的 DI5S 测距仪,该测距仪的功能键有三个,一为 ON/OFF/unit 键,其作用是:开关机和单位设置;用于单位设置时,按该键 5 s,显示器空白时松开,按另一功能键 DIST/TRK/mm 键,依次显示"m 360 · s"表示 60 进制/米;"m 400 · s"表示 400 g/m;"Ft 360 · s"表示英尺/60 进制,选择后按 ON/OFF/unit 键,设置完成。第二键 TEST/STOP/ppm 键,按该键盘显示全部功能符号。在按该键时于 4 s 内松开,显示回光信号强度和电压信息,回光信号强,则显示竖线多,显示器上右侧的数字 1～9 由小到大表示电压的高低,

显示信息 12 时表示电压太低无法测距。ppm 为比例改正数如气压改正、投影比例系数改正、归化到海平面改正等系数的设置键，按此键 5 s，显示空白松开，在符号 SET 和 ppm 下的横线发亮，表示可输入百万分率新值，每按一次该键其值累加 1，输完后按第一健存储该值。第三键 DIST/TRK/mm，开机照准标志，按该键 4 s 后显示距离值。开始 2 s 显示 ppm 和 mm 值，接着显示 6 条横线，若光线被阻断，则显示的横线被截断。TRK 为跟踪测距，在 2 s 内连续按该键两次，实现跟踪测距，每秒更新一次距离值。mm 值的范围为－99～＋99 mm。仪器的键盘有 15 个键，除可实现上述功能的键外，还可进行数字输入；其余键的功能是：V 输入垂直角，HZ 输入水平角，S0 输入距离。输入时先按相应键，再输入距离值，按 RUN 键，输入完成。△ △ △键是表示显示值属性的，上述三键分别表示显示的内容为斜距、水平距、高差。距离测量步骤如下：

(1) 仪器安置　在测站点安置经纬仪，方法同角度测量，但应比测角时仪器安置高度略低。将测距仪主机安置于经纬仪上，连接好电缆。取出温度计、气压计，并置于阴凉通风处；在距离测量的另一端点安置反射棱镜，并使镜头对准测站方向。

(2) 测前准备　打开电源进行仪器功能及电源状态测试；设置单位制式，预置常数，包括：仪器加常数、气象改正数等。

(3) 照准反射棱镜，调节经纬仪的水平和竖直微动螺旋使回光信号最大。

(4) 根据测量精度要求，需测量距离若干测回，同时观测垂直角，量仪器高、镜高并记录有关气象数据，备成果整理之用。

(三) 成果整理

实测得距离 S，称为野外距离观测值，一般为倾斜距离，还必须经过改正，才能得到两点间正确的水平距离，在未预置任何常数时，观测的距离必须加仪器常数改正、气象改正、倾斜改正等，最后求得水平距离，按规定还需将观测成果化算至椭球面上和高斯投影上。

1. 测距仪常数改正

测距仪的常数包括加常数 C_0 和乘常数 R，将测距仪在若干条标准长度上检定，可以获得测距仪的乘常数和加常数。距离的乘常数 R 改正与所测距离的长度成正比，乘常数改正的单位取 mm/km。距离的乘常数改正值为

$$\Delta D'_K = RS$$

加常数改正即为 C_0，单位为 mm，常数改正公式为：

$$\Delta D_K = C_0 + RS \tag{2-54}$$

两常数也可从仪器的标称精度中取得，如某仪器的标称精度为 $(5\ \text{mm} + 3\times10^{-6})$，其中 5 mm 即为加常数，改正与距离无关，$3\times10^{-6}$ 为乘常数。当测定仪器的加常数和乘常数后，可预置于仪器中，测距时仪器自动改正。

2. 气象改正

光速 c 受大气折射率 n 的影响，由此产生的距离改正称气象改正。因 n 由波长 λ_g、气温 t 和气压 p 决定。对一台测距仪光源是固定的，故 λ_g 也为定值，气温及气压又可测定，则测距时距离的气象改正可据实测气温、气压按仪器提供的计算公式计算，也可据仪器自备的气象改正表以气温、气压为参数查表求得，输入仪器由仪器自动改正。气象改正与距离的长度成正比，单位为 mm/km。徕卡产 DI5S 在仪器说明书中给出了气象改正系数 A 的计算式：

$$A = (282 - \frac{0.29p}{1 + 0.0037t})\text{mm/km}$$

则气象改正为：

$$\Delta D_a = AS(\text{mm}) \tag{2-55}$$

3. 水平距离的计算

斜距观测值经过乘常数、加常数改正和气象改正后，得到改正后的斜距：

$$S_a = S + \Delta D_K + \Delta D_a \tag{2-56}$$

若已知测线端点间的高差为 h 或实测了垂直角 α，则两点间的平距可由下式计算：

$$D = \sqrt{S_a^2 - h^2} = S_a\cos\alpha$$

4. 平距化算至椭球面的计算

当所测的距离较大时，平距 D 应化算至椭球面上，设 D' 为 D 化算至椭球面的值，其化算公式为：

$$D' = D(1 + \frac{H_m}{R})^{-1} \tag{2-57}$$

式中：H_m 为测距仪和反射镜两中心的高程均值；R 为测站点的椭球半径。

5. 距离化算至高斯平面的改正

当采用高斯平面直角坐标系时，应将距离化算至高斯平面，化算的改正数的计算公式为：

$$\Delta d = \frac{y_m^2}{2R^2}D' \tag{2-58}$$

式中：y_m 为距离两端点的高斯横坐标自然值的均值。

所测距离化算至高斯平面后的长度为：

$$D'' = D' + \Delta d \tag{2-59}$$

（四）光电测距仪的检定

测距仪使用过程中，电子元器件老化、各种部件可能的变位、仪器技术指标的变化都会影响仪器的正常使用，给测距成果带来影响。因此，必须定期检定测距仪，掌握其性能和有关误差的变化情况，以减弱或消除仪器误差对观测成果的影响，应检定的项目有：

（1）测距仪的外观检视与功能检查；

（2）三轴关系正确性的检验与校正；

（3）内部符合精度的检定；

（4）精测频率的检定；

（5）周期误差的检定；

（6）仪器常数的检定。

具体检定方法，将在后续课程中介绍。

五、光电测距的精度分析

（一）光电测距的误差来源

1. 调制频率误差

由距离计算公式可得：

$$D = \frac{c}{2f}(N + \frac{\Delta\phi}{2\pi})$$

对上式中的 D 及 f 微分有：

$$\frac{dD}{d} = -\frac{df}{f}$$

由此说明，测定的距离相对误差与频率的相对误差相同，距离误差与距离的长度成正比。仪器设计的标准频率发生变化主要源于仪器使用过程中电子元件的老化，通过测距仪检定、测定乘常数 R，对距离进行改正，可消除或减小仪器的调制频率误差。

2. 气象参数误差

气象参数是指测距时的大气温度 t 及气压 p。一般地 1℃气温误差产生 1 mm/1 km 左右的测距误差，相当于 0.3 kPa 气压测定误差，其影响较小，只有实际气温、气压与标准状态相差较大或精密测距时气象改正才有必要。在精密测距时，要注意气温的测定，其误差应小于±1℃，气压测定误差应小于等于 0.3 kPa。

3. 仪器和反射镜对中误差

仪器和棱镜的对中误差对测距的影响是非常直接的，它的大小与距离的长短无关，对中误差对于短边的影响更显著，测距时对中精度要尽可能提高，对中误差一般应小于±1 mm，对精密测距应采用强制对中设备，提高对中精度。

4. 测相误差

测相误差包括自动数字测相系统的误差和测距信号在大气传输中的信噪比误差，前者由仪器的性能和精度决定，后者由测距时的自然环境决定，测相误差是与测距长短无关的误差。

5. 光速误差

光电测距仪采用的光速是国际大地测量学会 1975 年 8 月的推荐值：

$$c_0 = (299792458 \pm 1.2)\text{m/s}$$

其相对中误差为 4×10^{-9}，对测距影响极微，可忽略不计。

6. 照准误差

发光二极管的光束相位不均匀、发光轴与视准轴不平行(仅对组合式测距仪而言)引起的照准误差，对测距有一定影响。前者会使反射镜位于光束的不同部位时，测距结果不同；后者会使视准轴照准反射镜时，反射镜不位于光束区。克服的办法是测距前检校发射轴与视准轴的平行性，并使用电瞄准以提高照准精度。

7. 仪器加常数测定误差

是由加常数测定不准确引起的误差，克服的办法是定期测定加常数，使距离得到正确加常数改正。

8. 周期误差

由测距仪内部存在的串绕信号在与测距信号混合后进入检相系统，造成信号相位延迟不正确而产生的误差，因其大小随测距信号周期性变化而得名。该项误差的改正公式为：

$$\nu_i = A\sin(\phi_0 + \theta_i)$$

式中：A 为周期误差振幅；ϕ_0 为初相位；θ_i 为不足一测尺长度的距离对应的信号相位差数。周期误差无法消除，可通过定期测定仪器的周期误差对所测距离进行改正。

(二) 光电测距的精度

在光电测距的误差来源中，一类误差对测距的影响与距离的长短无关，称为固定误差，

用 a 表示，另一类误差对测距的影响与斜距的长度 S 成正比，称为比例误差，比例系数以 b 表示。可写成以下简单的形式：

$$m_S = \pm a + bS$$

称为仪器的标称精度。m_S 为距离测量中误差；a 为固定误差，mm；b 为比例误差，以百万分率表示，mm/km。

第六节　全站仪测量系统

一、概述

全站仪是一种集光、机、电为一体的高技术测量仪器，是集水平角、垂直角、距离(斜距、平距)、高差测量功能于一体的测绘仪器系统。因其一次安置仪器就可完成该测站上全部测量工作，所以称之为全站仪。全站仪的发展经历了从组合式即光电测距仪与光学经纬仪组合，或光电测距仪与电子经纬仪组合，到整体式即将光电测距仪的光波发射接收系统的光轴和经纬仪的视准轴组合为同轴的整体式全站仪等几个阶段。最早的整体式全站仪诞生于1968年联邦德国的OPTON厂，但因受当时电子器件的的限制，不但体积大，而且质量达28 kg之多。20世纪70年代后随着微电子技术的发展，小型化、智能化的全站仪系统开始呈普及之势，目前最先进的全站仪系统不但配置了电子计算机的中央处理器、储存器和输入输出设备(I/O)，能根据外业采集的数据(角度、距离)，进行测量成果的实时计算和显示，如测线的方位角、平距、点间高差、点的三维坐标的显示等，还可通过输入输出设备与计算机实现交互通讯，使测量数据直接进入计算机，进行计算、编辑和绘图；还实现了照准部及望远镜马达驱动进行自动测量作业，极大地提高了测量作业效率，增加了测绘的科技含量，改变了测量作业的习惯和方式，对测绘高技术化起到了积极作用。

电子全站仪几乎可以用在所有的测量领域。电子全站仪由电源部分、测角系统、测距系统、数据处理部分、通讯接口、显示屏、键盘等组成。电源部分的无记忆式可充电电池，能供给包括望远镜十字丝和显示屏的照明在内的全部系统用电；测角部分功能同电子经纬仪，可进行水平角、垂直角和设置方位角测量；测距部分相当于光电测距仪，大部分全站仪用红外光源，在反射棱镜配合下可进行斜距测量，并可归算为平距和计算高差；数据处理系统由中央处理器和存储器组成，能接受输入指令，进行各种测量运算，分配各种观测作业，仪器误差改正计算、数据存储等。通过通讯接口可实现全站仪与磁卡、磁盘、微机交互通讯和数据传输。从键盘可输入操作指令、数据，进行参数设置，显示屏可以显示出仪器当前的工作方式、状态、观测数据和运算结果。图2-72所示为索佳公司产SET2000全站仪的外貌。

二、全站仪的结构特点

同电子经纬仪、光学经纬仪相比，全站仪增加了许多特殊部件，因而使得全站仪具有比其他测角、测距仪器更多的功能，使用也更方便。这些特殊部件构成了全站仪在结构方面独树一帜的特点。

(一) 同轴望远镜

全站仪的望远镜实现了视准轴、测距光波的发射、接收光轴同轴化，光路如图2-73所示。同轴化的基本原理是：在望远物镜与调焦透镜间设置分光棱镜系统，通过该系统实现望远镜的多功能，即既可瞄准目标，使之成像于十字丝分划板，进行角度测量，同时其测距部分

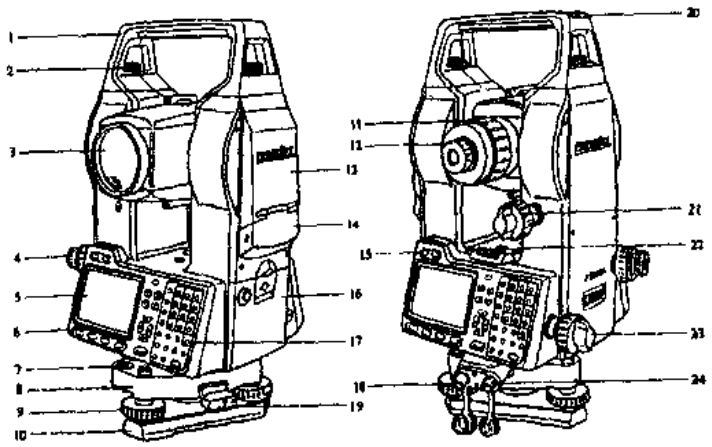


图 2-72

1——提环；2——提环固定螺旋；3——物镜；4——光学对点器目镜；5——显示屏；6——软件键；7——圆水准器；8——基底；9——脚螺旋；10——底板；11——物镜调焦螺旋；12——望远镜目镜；13——仪器高标志；14——存储卡盖；15——电源开关；16——电池盒；17——键盘；18——电源接口；19——强制对中机构；20——罗盘插口；21——竖直调节螺旋；22——水准管；23——水平调节螺旋；24——通讯接口

的外光路系统又能使测距部分的光敏二极管发射的调制红外光在经物镜射向反光棱镜后，经同一路径反射回来，再经分光棱镜作用使回光被光电二极管接收。为测距需要，在仪器内部另设一内光路系统，通过分光棱镜系统中的光导纤维将由光敏二极管发射的调制红外光也传送给光电二极管接收，进而由内、外光路调制光的相位差间接计算光的传播时间，计算实测距离。

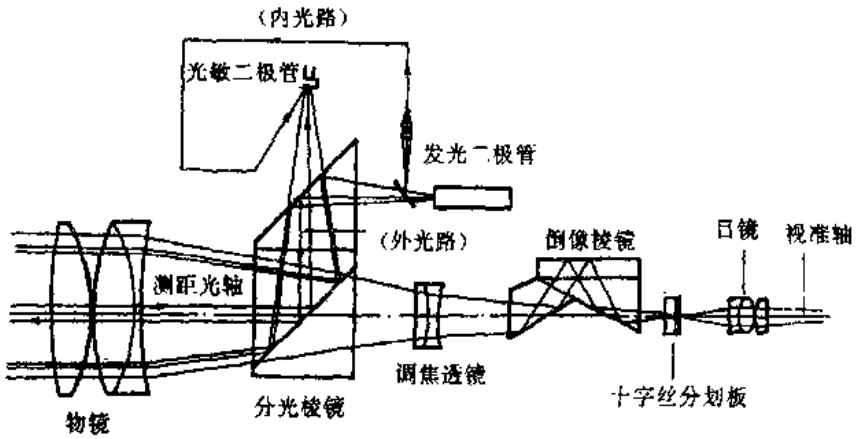


图 2-73

同轴性使得望远镜一次瞄准即可实现同时测定水平角、垂直角和斜距等全部基本测量要素的测定功能。加之全站仪强大、便捷的数据处理功能，使全站仪使用极其方便。

（二）双轴自动补偿

在仪器的检验校正中已介绍了双轴自动补偿原理，作业时若全站仪纵轴倾斜，则会引起角度观测的误差，盘左、盘右观测值取中不能使之抵消。而全站仪特有的双轴（或单轴）倾斜自动补偿系统，可对纵轴的倾斜进行监测，并在度盘读数中对因纵轴倾斜造成的测角误差自动加以改正。

双轴倾斜自动监测传感器的结构原理见仪器检验校正部分的说明。双轴是指：x 轴——仪器的视准轴在水平面投影，y 轴——仪器的横轴在水平面投影。纵轴倾斜可能发生在任何方向，用传感器测定的其在 x 轴、y 轴方向的分量可显示其倾斜状况，是进一步精平仪器的依据；当仪器不能完全整平时（某些全站仪纵轴最大倾斜可允许至 $\pm 6'$），也可通过将竖轴倾斜引起的角度误差由微处理器自动按竖轴倾斜改正计算式计算，并加入度盘读数中加以改正，使度盘显示读数为正确值，即所谓纵轴倾斜自动补偿。

（三）键盘

键盘是全站仪在测量时输入操作指令或数据的硬件，全站型仪器的键盘和显示屏均为双面式，便于正、倒镜作业时操作。键盘上的键有硬键和软件键两种，硬健一般有 1～3 个功能；软件键是与屏幕显示的功能菜单或子菜单相配合的键，同一软件键在不同的软件功能菜单下有不同的功能。

（四）存储器

全站仪存储器的作用是将实时采集的测量数据存储起来，再根据需要传送到计算机等其他设备中，供进一步处理或利用，全站仪的存储器有内存储器和存储卡两种。

1. 内存储器

内存储器相当于计算机的内存（RAM），其作用是暂时性存储或读出实时采集的测量数据，不同全站仪的内存容量也有差异，有的全站仪内存容量已达 16M。已知的控制点数据、测量作业所必需的其他数据如工程的设计数据等均可存放于内存储器中。通过接口内存数据可传输至计算机、其他测量仪器或外存储设备中。

2. 存储卡

全站仪的存储卡是一种外存储媒体，又称 PC 卡，作用相当于计算机的磁盘，PC 卡的尺寸相当于信用卡大小，耗电量小，携带方便，并可进行大容量存储，一台全站仪可以使用多张存储卡。目前，全站仪和其他信息设备上均有 PC 卡接口，在全站仪上插入 PC 卡，可将大量的外业测量数据按规定的格式存储在卡上，供进一步处理用。

（五）通讯接口

全站仪可以通过 BS—232C 通讯接口和通讯电缆将内存中存储的数据输入计算机，或将计算机中的数据和信息经通讯电缆传输给全站仪，实现双向信息传输，还可通过接口和通讯电缆，在全站仪或计算机的键盘相互进行操作，这种方式称为全站仪数据通讯。

目前最新型的全站仪不仅可进行边、角的数字测量，进行放样、悬高、坐标测量，具有内存、磁卡存储功能，面且有了操作系统，实现了电脑化、自动化、信息化甚至网络化，内存多达 16M，CPU 速度 66 MHz，配 modem 卡可直接上网，实现网络化传输和管理。

三、全站仪的使用

全站仪具有角度测量、距离（斜距、平距、高差）测量、三维坐标测量、导线测量、交会定点测量和放样测量等多种用途。内置专用软件后，功能还可进一步拓展。下面以 SET2000 型全站仪的使用方法说明全站仪进行基本测量工作的操作方法。

（一）仪器简述

POWERSET 系列是日本索佳公司开发的电脑型全站电子速测仪，SET2000 是该系列产品的成员之一。SET2000 全站仪测角精度为 2″，测距精度为 $\pm(2+D\times 2\times 10^{-6})$ mm，最小角度显示值为 0.2″，最小距离显示值为 0.1 mm。其外观形态如图 2-72 所示。

（二）SET 系列全站仪的特点

（1）仪器的电子测距部件设置于支架中横轴的一端，实现超小型化的望远镜设计，便于快速、精确瞄准目标；

（2）双侧大屏幕液晶显示器能完整地显示仪器状态、观测数据和计算成果；

（3）全字母数字键盘，使信息输入、数据处理能更方便、更快捷；

（4）有较大容量的内存储器和存储卡，方便数据传输。

（三）SET2000 键盘功能简介

SET2000 键盘如图 2-74 所示，键盘共有 43 个键。电源开关键和照明键位于显示屏左上方。26 个英文字母键和数字键位于显示屏右侧，字母键的第二功能为正负号、小数点、数字等，实现第二功能可用右下角的[Num/ALPHA]"数字/字母转换键"转换。字母键 X，Y，Z 有第二功能 MEAS——测量模式，VIEW——查看文件内容，Note——加注释，可用功能键[FNC]转换。各操作键的功能如下：[ESC]换码键，功能为转换模式、退回到前一显示屏、数据置零；[SET]移位键，功能为英文大、小写转换；[BS]删除键，功能为删除字符；[SP]空格键，功能为输入空格；三角形箭头键可使光标向上、下、左、右移动，用于菜单项的翻阅、选择；[↵]回车键，功能为接收并储存数据。

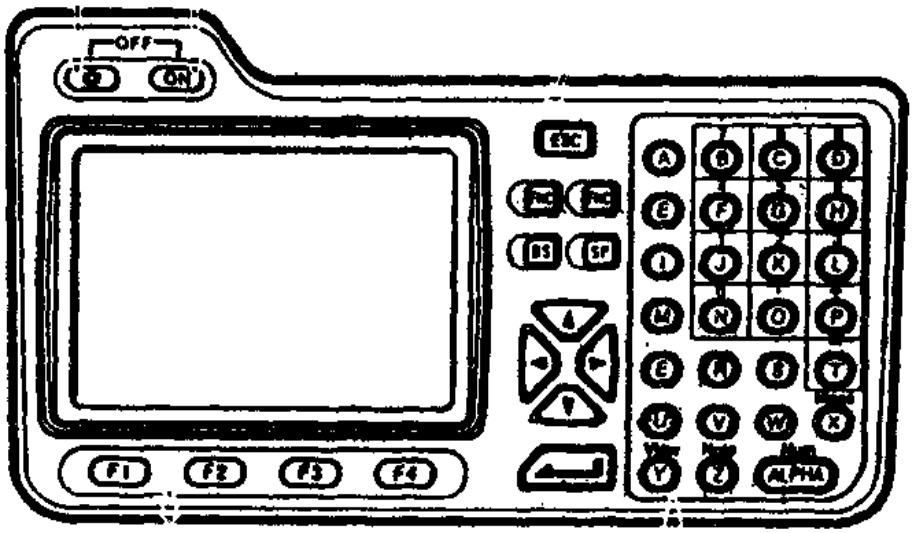


图 2-74

4 个软件键位于显示屏下方，分别为 F1、F2、F3、F4，软件键所代表的软件名称显示在屏幕的最末行。软件显示采用分层次菜单形式，可逐层、逐页、逐项选用。软件分为两种模式（Mode）：测量模式（MEAS）和程序模式（REC）。角度测量和距离测量等基本测量工作在测量模式下进行，其他功能在程序模式（本书不作介绍）下进行。

（四）测量软件模式

1. 测量软件模式的主菜单

测量模式下软件的主菜单有 8 种功能软件：

READ——距离及高差测量：斜距、平距、高差；

PPM——以气压及气温为参数设置气象改正时的百万分率；

CNFG——参数设置键；

0 SET——水平度盘读数置 0°键；

H. ANG——水平度盘读数设置为指定的度、分、秒数；

AIM——测距照准棱镜后回光信号强度检验；

TILT——在双轴方向上仪器纵轴倾斜角值显示；

REC——转换至程序模式键。

2. 测量软件模式的子菜单

CNFG 参数设置和 REC 转换至程序模式软件有下级菜单。CNFG 子菜单及其选择项如下：

(1) Distance mode 显示距离方式：S dist 斜距；H dist 平距；v dist 高差；

(2) H. obs 水平度盘顺或逆时针转方向设置：Right 顺时针转；Left 逆时针转；

(3) V. obs 垂直度盘初始设置：Zenith 天顶置 0；Horiz 水平视线时读数置 0；

(4) Meas mode 距离测量方式设置：Fine 精测距离；Rapid 快速测距；Track 跟踪测距；

(5) Meas repeat 重复测距：Yes 表示重复；No 表示不重复；

(6) Reflector type 反射镜类型确定：Prism 反射棱镜；Sheet 反射片；

(7) P. C. mm 棱镜加常数设置：输入加常数值，单位：毫米；

(8) Colimation crn 视准误差改正：Yes 加改正；No 不加改正；

(9) H. Indexing 水平度盘定标：Auto 自动定标；Manual 手工定标；

(10)V. indexing 垂直度盘定标：Auto、Manual 意义同上；

(11)Reticle 十字丝照明强度指标：Bright 亮；Dim 暗；

(五) 观测

1. 测前准备

(1) **一般性准备** 电源安装，电池置于架腿上的电池套中，电缆线插入仪器电源插孔；安置仪器(同光学经纬仪)；按 ON 键开机并进行仪器自检，屏幕显示："H 0 SET"，"V 0 SET"仪器正常。

水平度盘和垂直度盘定标：放松水平及竖直制动螺旋，分别使照准部和望远镜在水平和竖直方向作全圆转，听到"滴"声，两度盘定标完成。出现图 2-75(a)所示屏幕，每行依次显示的含义为：−30——棱镜加常数，mm；0——气象改正百万分率；2——电池电量；第四行显示符号表示纵轴倾斜实行自动补偿：270°00′10″——当前位置的水平度盘读数；90°00′20″——当前位置垂直度盘读数；(Null)——距离读数显示(Null 未测距)；最下一行为 4 个软件键代表的软件名称，图中为第 1 页，按 FNC 键可转换为第 2 页的 4 个软件。若垂直度盘读数显示为"Tilt out of range"，表示纵轴倾斜大于仪器补偿范围(SET2000 为±3′)，应重置仪器。

(2) **利用纵轴倾角显示实现仪器精确置平** 纵轴倾斜时，软件 TILT 会显示其 x、y 轴方向的纵轴倾斜分量值，据此进行如下操作精平仪器：

设三个脚螺旋编号为 A、B、C，旋照准部使横轴平行一对脚螺旋如 A——B，旋紧水平制动螺旋，按 FNC 键，转换至主菜单的第二页显示第二页软件，如图 2-76(a)所示；按 F4 键选 TILT 软件，显示 x 轴和 y 轴方向的纵轴倾角分量，如图 2-76(b)所示；旋转脚螺旋 C，使显示的 Xtilt 项角度尽量小；相向旋转脚螺旋 A 及 B，使显示的 Ytilt 项角度尽量小；仪器精平，按 ESC 键退出倾角显示软件，返回到测量屏幕。

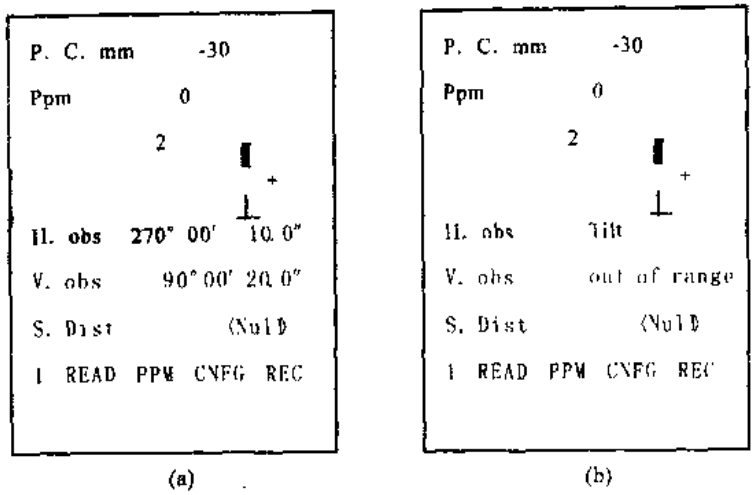


图 2-75

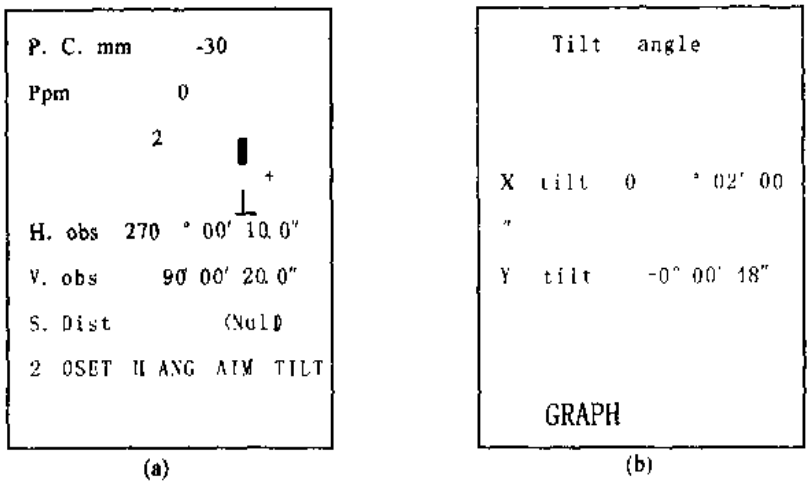


图 2-76

2. 角度测量

水平角和垂直角测量在测量 MEAS 模式下进行。瞄准的方法同光学经纬仪，瞄准的标志为觇牌中心，仅测水平角只用十字丝瞄准觇牌中心，同时测量垂直角时，还应使中横丝也瞄准觇牌中心。

(1) 简单角度测量法　设在 O 点设站，观测角度 β，如图 2-77(a)示。仪器于盘左位置，瞄准目标 A，按 FNC 键显示屏显示主菜单第二页，按软件键 0SET(F1)，如图 2-77(b)所示，使水平度盘读数置零，此时垂直度盘显示当前天顶距读数 90°10′20″。瞄准目标 B，水平度盘显示读数 60°12′16″即为水平角 β，如图 2-77(c)所示，垂直度盘天顶距读数为 102°02′24″。使仪器于盘右位置，同法依次瞄准 A、B 可得水平角的一测回值，垂直角也可以同时测得。

(2) 任意角值设置　主菜单中 H. ANG 软件的功能为设置水平度盘显示读数为任意数值。利用该功能可将某已知方向的方位角设置成当前水平度盘读数显示值，称为水平度盘定向。定向后照准任何方向时，水平度盘显示读数即为该方向的方位角值。设置方法为：瞄准已知目标，按 FNC 键，在测量模式下屏幕出现第二页主菜单，如图 2-78(a)所示；按 H. ANG

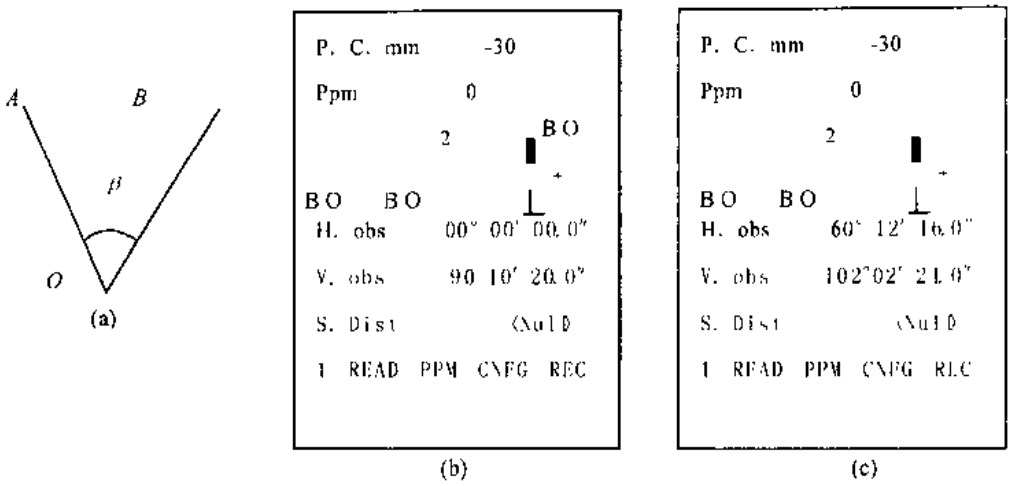


图 2-77

软件键，H. Obs 项角度显示变为黑底白字，最下一行软件名消失，右下角出现 OK（软件键）N，如图 2-78(b)所示；此时将要设置的角度值如 100°58′48″输入，如图 2-78(c)所示；按 ↵ 键或 OK 键(F4 键)，屏幕转至测量模式，完成设置，如图 2-78(d)所示。

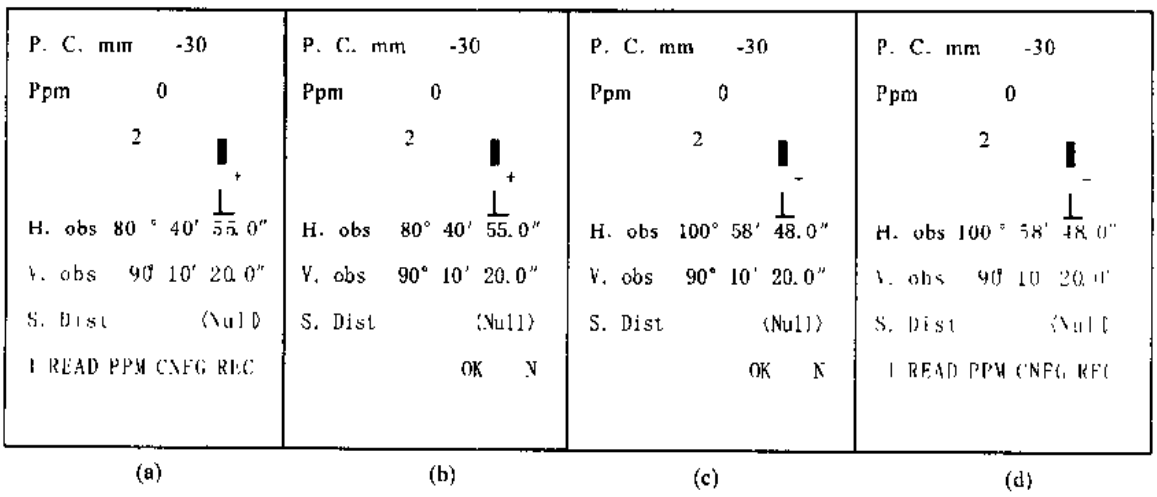


图 2-78

3. 距离测量

(1) 测距参数设置　在测量模式下第一页主菜单中，按 CNFG 软件键(F3)，显示 CNFG 软件的子菜单。按上、下、左、右箭头键，进行菜单行、列的选择，图 2-79(a)中，Distance mode 为距离测量显示方式，用键头键选斜距、平距、高差显示；Meas mode 为距离测量方式，可选精测距离、快速测距、跟踪测距；Meas repeat 为重复测距，选 Yes 将连续重复测距并显示，直到按 STOP 软件键或 ESP 键停止，选 No 只测一次；Reflector type 选反射镜 Prism 或反射片；P. C. mm 选择棱镜加常数如为－30 mm，反射片则为 0；参数设置完毕，按 OK 软键返回测量模式屏幕下。所选取的参数将存储于 CNFG 软件中，直到被重新设置。

(2) 气象改正　SET2000 以气温 $T=15$℃、气压 $p=1013$ kPa 为标准气象状态，此种情况下气象改正值设置为零。其余情况下应按式(2-60)(SET2000 的气象改正计算式)计算气象改正值的百万分率：

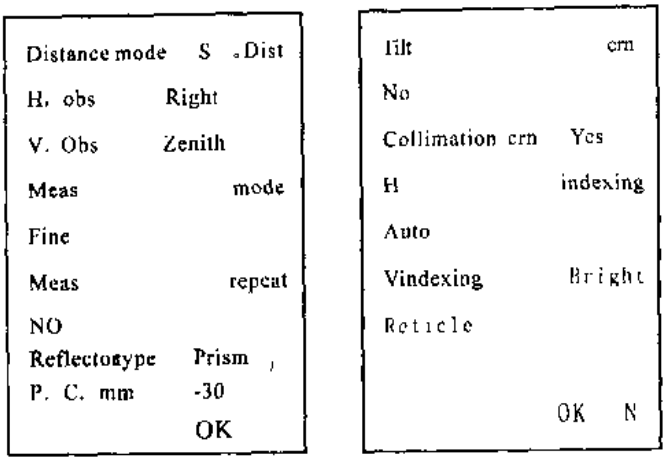


图 2-79

$$\text{ppm} = 278.96 - \frac{0.2904p(\text{kPa})}{1 + 0.003661t^{\circ}\text{C}} \tag{2-60}$$

主菜单中的 PPM 软件可进行气象改正值的百万分率的计算，方法为：在测量屏幕的第一页软件中。按 PPM(F2)软件键，显示气压、气温设置屏幕，用箭头键选择气温、气压项，输入实测的气温、气压值，输入完成后退回到测量模式屏幕下，此时 ppm 行将显示已计算出的气象改正百万分率，设置完成。此后测距值中将自动加气压改正。

(3) 回光信号检验　长距离测量中必须检查回光信号强弱，检查时先用望远镜瞄准棱镜中心，在测量模式屏幕的第二页软件主菜单上，按 AIM 软件，此时屏幕第五行左边显示 Sigbal，右边显示 *，表示回光信号强度合适，按 OK 结束。

(4) 距离测量　测距与测角可同时进行，在望远镜的十字丝中心瞄准觇牌中心后，即瞄准目标棱镜后，按 READ 软键或按输入键，屏幕显示水平度盘读数、垂直度盘读数及按预设的距离显示方式显示距离值，如图 2-80 所示。

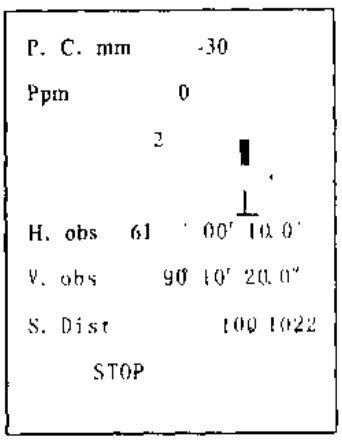


图 2-80

四、全站仪的数据通讯

全站仪的的数据通讯是指全站仪与电子计算机之间进行的双向数据交换。全站仪与计算机之间的数据通讯的方式主要有两种：一种是利用全站仪配置的 PCMCIA (personal computer memory card internation association，个人计算机存储卡国际协会，简称 PC 卡，也称存储卡)卡进行数字通讯，特点是通用性强，各种电子产品间均可互换使用；另一种是利用全站仪的通讯接口，通过电缆进行数据传输。

(一) 用 PC 卡进行数据通讯

目前新推出的的全站仪全部都有 PC 卡接口，由全站仪采集的数据按规定格式记录到 PC 卡上，作业完成后可将 PC 卡从全站仪上取出，插入带有 PC 记录卡接口的计算机上，数据通讯方便。目前使用的 PC 卡长 86.5 mm，宽 54.0 mm，厚 3.23 mm，存储量一般在可达 2 MB。

（二）电缆传输

电缆传输是全站仪数据通信的方式之一，它是指全站仪将内存中的数据（实测数据边、角、高差、距离）或经全站仪处理的数据如坐标等，通过电缆传输到计算机或其他测量系统中。

传输方式有并行接口和串行接口通信两类，串行通信是各数据依次一位一位地传递，每一位数据占用一固定时间长度，传送只需一条线。并行通信是各位数据同时传送，每位数各占用一条传送线，全站仪大都采用了串行通信方式。

全站仪采用 RS—232C 标准串行接口，有 25 针或 9 针型插头，每针的功能都有标准规定，传送测量数据用的有三条，即接收数据线、发送数据线、地线，其余的线供控制传输用。RS—232C 标准接口的各信号电平也是标准的，这样便于传送相互间的信号。

串行通信采用异步通信方式，数据串由起始位、数据位、校验位、停止位组成。为确保数据传输的正确，全站仪发送端与接收端（如计算机）应设置相匹配的通信参数。全站仪的参数配置包括：比特率（每秒传送的二进制数据位数）：2400b/s～38400b/s；单向传送的数据位数：常用 7 位或 8 位；校验位（一种检查传送数据正确与否的方法），指将一个二进制数加到发送的二进制数据串上，通过让该数据串各位的和总保持奇数或偶数，在接收端检查接收数据的正确与否，表示方法有三种，E—— 偶检验、N—— 不检查奇偶性、O—— 奇检验；停止位：设置一位或两位数位用来表示字符结束。

如 SET2000 全站仪与计算机的数据通讯，首先用串行电缆 DOC26 与计算机连接，通讯过程如下：

1. 微机的通讯操作

（1）设置通讯参数　启动计算机进入 Windows 操作系统，在“附件”功能中设置与 SET2000 中一致的通讯参数，例如：

COM 2:9600,8,N,1,0

COM2 为设备号；9600 为指定的比特率，8 为 SET2000 指定数据位（Dab bits），N 为奇偶校验（N—— 不校验），1 为停止位。最后位为设置输出延迟，0 为不延迟，非零值为输出每一字符前延迟的毫秒数。

（2）指定接收文件　建立一接收数据的文本文件名，文件名按需要设置，之后等待 SET2000 中的文件传输过来，同时屏幕上显示传输的内容，传输结束，按“停止”项。可打开文件，查阅所接收的数据和信息。

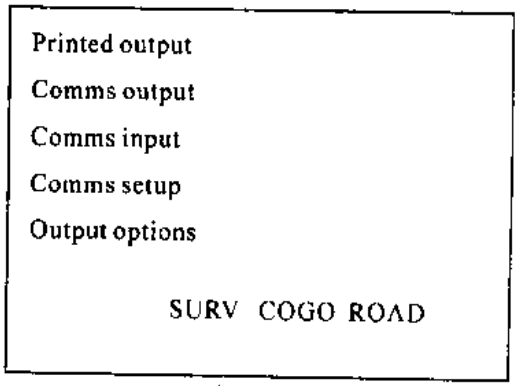


图 2-81

2. SET2000 的通讯操作

在程序模式 REC 下，在 FUNC 子菜单中选 Comm menu 通讯操作菜单项，显示通讯菜单，如图 2-81 所示。用箭头键选 Output options 项，选定 Send records in 记录传输格式，如选 Send all as POS（按坐标记录格式（POS）输出）。再在屏幕上选取 Comms output 通讯输出项，出现新屏幕，再选取工作文件项 Select jobs，屏幕显示内存的文件名，选定需要输出的文件，选 Yes，按 OK 软件键，指定文件中的数据即可传输到计算机中。

第三章　测量误差基本知识

第一节　测量误差概述

一、测量误差的定义

在前几章我们已经介绍过，在测量工作中，观测者无论使用多么精良的仪器，操作如何认真，最后仍得不到绝对正确的测量成果；一个观测量，如角度、距离、高差等，客观上存在着真值，但观测后总也得不到真值。例如，对同一段距离进行多次丈量，对同一角度进行多次观测，所得结果互不相同；对某平面三角形的三个内角进行观测，其和不等于 180°，等等。这说明在各观测值之间或在观测值与理论值之间不可避免地存在着差异，我们称这些差异为观测值的测量误差。

客观上，任何一个观测量总应有一个表示其真正大小的数值，我们称这一数值为该观测量的真值，以 X 表示。若以 $l_i(i=1,2,\cdots,n)$ 表示对某量的 n 次观测值，并以 Δ_i 表示真误差，则真误差可定义为：观测值与真值之差，即

$$\Delta_i = l_i - X \qquad (i = 1,2,\cdots n) \tag{3-1}$$

二、测量误差的产生

测量工作是在一定的条件下进行的，一般来说，外界环境、测量仪器和观测者构成观测条件，而观测条件不理想或不断变化，是产生测量误差的根本原因。具体来说，测量误差来自如下三个方面：

(1) 外界环境　主要指观测环境中气温、气压、空气湿度和清晰度、大气折光、风力等因素的不断变化，以及地表土质的软硬、地表覆盖物辐射热的能力等，这些环境条件都会给观测结果带来种种影响，从而导致观测结果中带有误差。同时，随着这些因素的变动，其影响程度也会随之而变。

(2) 仪器条件　在测量工作中，每种仪器都具有相应的精密度，这会使观测结果受到相应的影响。例如，使用只有厘米刻划的钢尺进行量距，就很难保证厘米以下的尾数的准确性；再者，仪器在加工、装配等工艺过程中，不能保证仪器的结构能满足各种几何条件；在使用或搬运中，仪器的各种几何关系也会被破坏等，这样的仪器必然会给观测值带来误差。

(3) 观测者自身条件　观测者感官的鉴别能力总是有限的，在对仪器的操作过程中，会产生一定的误差。同时，观测者技术熟练程度和劳动态度也不尽相同，使得在观测中的每一个环节也会产生误差，如仪器整平、对中误差，照准目标误差，读数误差等。

可见，观测条件不可能完全理想，测量误差的产生不可避免。但是，在测量工作实践中，人们通过不断地总结经验和教训，采取一定的措施和方法来改善乃至控制观测条件，从而能够控制测量误差。

综上所述，观测结果的质量与观测条件的优劣有着密切的关系。观测条件好，观测误差可能就会小一些，观测质量相应地会高一些；反之，观测结果的质量就会相应降低。当观测条

件相同时，可以认为观测结果的质量是相同的。于是，我们称在相同条件下所进行的一组观测为等精度观测，而称在不同条件下所进行的一组观测为非等精度观测。

三、测量误差的分类

测量误差按性质可分为系统误差和偶然误差（又称随机误差）两类。此外，属于错误性质的“粗差”，也已成为现代误差理论重要的研究内容。

（一）系统误差

在相同观测条件下，对某量进行一系列观测，若误差的数值和正负号按一定规律变化或保持不变（或者误差数值虽有变化而正负号不变），具有这种性质的误差称为系统误差。例如，用一支名义长度为 30 m，而经检定后，其实际长度为 29.99 m 的钢尺来量距，则每量 30 m 的距离，就会产生 1 cm 的误差，丈量 60 m 的距离，就会产生 2 cm 的误差。这种误差的大小与所量直线的长度成正比，而正负号始终保持一致。又如，若水准仪的水准管轴不平行于视准轴，使水准尺上的读数产生误差，这种误差的符号是固定的，其大小则与仪器到水准尺的距离成正比，这些误差都属于系统误差。这些误差在测量成果中具有累积的性质，对测量成果质量的影响较为显著，但由于这些误差具有一定的规律性，所以，我们可以采取措施来消除或尽量减少其对测量成果的影响。例如，在测量工作开始前，对仪器进行检验和校正，可以使系统误差减少；在量距时，对丈量成果进行尺长改正；在水准测量中，用前后视距离相等的办法来减少由于仪器视准轴不平行于水准管轴给所测高差带来的影响；在用经纬仪测角时，采用正倒镜观测的方法，取盘左与盘右读数的中数，来消除视准轴不垂直于横轴对测角的影响。总之，通过采取相应的措施，可以将系统误差消除或减少到可以忽略不计的程度。

（二）偶然误差

在相同观测条件下，对某量进行一系列观测，若误差的取值有多种可能，其数值和正负号均无法确定。即，就误差列中的单个误差来看，其数值和正负号没有规律性，但从误差列的总体来观察，则具有一定的统计规律，这种误差称为偶然误差，又称随机误差。例如，用经纬仪测角时，用望远镜瞄准目标时产生的照准误差；水准测量时，瞄准水准尺估读毫米的读数误差等，都属于偶然误差。偶然误差是由观测条件受到诸多无法预料的因素影响所致。偶然误差，就个别值而言，在数值和正负号上确实无规律可循，是无法预知的。在测量工作中，我们只能靠选择合适的仪器、合理的操作方法和认真负责的态度，在较好的外界条件下进行观测，以减小偶然误差的影响，而无法将其完全消除。

在观测过程中，系统误差和偶然误差总是相伴而生的。当系统误差占主导地位时，观测误差就呈现一定的系统性；反之，当偶然误差占主导地位时，观测误差就呈现偶然性。如前所述，系统误差有明显的规律性，容易发现，也较易控制，所以在测量过程中总可以采取各种办法消除其影响，使其处于次要地位。而偶然误差则不然，不能完全消除，故本章中所讨论的测量误差，均系指偶然误差而言的。

（三）粗差

粗差是测量中的疏忽大意而造成的错误或电子测量仪器产生的伪观测值。例如，观测者由于判断错误而瞄错目标；量距时，由于不细心，将钢尺上的 6 字看成 9；由于观测者吐字不清或记录者思想不集中，导致听错或记错数据等等。粗差非常有害，它不仅影响测量成果的可靠性，造成返工浪费，严重的甚至会对工程造成难以估量的损失，所以，应尽量将粗差剔除。

有些粗差可以通过分析观测值中的异常值加以发现；有些粗差可以通过检核（如进行多余观测）计算加以发现；而有些小粗差很难发现，对测量成果的精度影响极大，已引起人们的高度重视，形成了现代误差理论中一个重要内容，叫做“粗差探测”。在进行测量工作时，测量人员只要有高度的责任感和认真负责的态度，较完善地组织好观测方法和记录工作，加强检核，严格执行“规范”等，粗差还是可以被及时发现和避免的。

第二节　偶然误差的特性

如上节所述，偶然误差的产生受多种因素的影响，难以消除。因而，偶然误差便成为误差理论中最核心的内容和主要的研究对象，就单个的误差而言，偶然误差没有规律可循，但在一定观测条件下，对某量进行多次观测，误差列却呈现一定规律性，称为统计规律性。我们对偶然误差的研究，就是对其统计规律性的研究。

一、观测实验与偶然误差的分布

有这样的实验：在相同观测条件下，独立地观测 217 个三角形的全部内角，由于观测结果中存在偶然误差，三角形的三内角观测值之和不等于其理论值 180°，由式(3-1)可求得每个三角形三内角和的真误差（又称三角形闭合差，属偶然误差），即：

$$\Delta_i = [l]_i - 180^\circ \quad (i = 1,2,\cdots,217) \tag{3-2}$$

式中：Δ_i 为第 i 个三角形的闭合差；$[l]_i$ 为第 i 个三角形三内角之和；符号“[　]”为高斯求和符号，等价于“$\sum$”。然后，将 217 个真误差分成正误差和负误差两类，并分别按绝对值大小，从小到大排序。最后，取误差区间为 $d\Delta=3''$，统计落在各区间正负误差的个数 n_i 和真误差落在某区间这一事件的频率为 n_i/N，N 为真误差总数，即 $N=217$，统计结果见表 3-1。统计时将等于区间上限的真误差统计在下一个区间内，如 $\Delta=3''$不属第一区间 0″～+3″，而属第二区间+3″～+6″。

表 3-1　　偶然误差分布表

误差区间 $d\Delta/''$	正误差		负误差		合计		备注
	个数 n_i	频率 $\frac{n_i}{N}$	个数 n_i	频率 $\frac{n_i}{N}$	个数 n_i	频率 $\frac{n_i}{N}$	
0～3	30	0.14	29	0.13	59	0.27	
3～6	21	0.10	20	0.09	41	0.19	
6～9	15	0.07	18	0.08	33	0.15	
9～12	14	0.06	16	0.07	30	0.13	
12～15	12	0.06	10	0.05	22	0.11	
15～18	8	0.04	8	0.04	16	0.08	
18～21	5	0.02	6	0.03	11	0.05	
21～24	2	0.01	2	0.01	4	0.02	
24～27	1	0.00	0	0.00	1	0.00	
27 以上	0	0.00	0	0.00	0	0.00	
$\sum$	108	0.50	109	0.50	217	100%	

从表 3-1 可以看出：误差出现的频率与误差大小有关，即绝对值小的误差出现的频率较大，而绝对值大的误差出现的频率较小；在各区间内，正误差和负误差的个数相近，且正误差的总个数(108)和负误差的总个数(109)几乎相等；真误差的绝对值不会超过某一定值(本次实验为 27″)等。

若以横坐标表示真误差大小，以纵坐标表示真误差在各区间的分布密度(频率除以误差区间长，即$(n_i/N)/d\Delta$)。可以将表 3-1 画为真误差分布图(图 3-1)，又称直方图。直方图可以更形象地表达 217 个真误差的分布状态，图中每个小长方形的面积就形象地表达了该区间真误差分布的频率。例如图中带有斜线的长方形的面积为 0.069，即表示真误差出现在＋6″～＋9″区间的频率为 0.069。

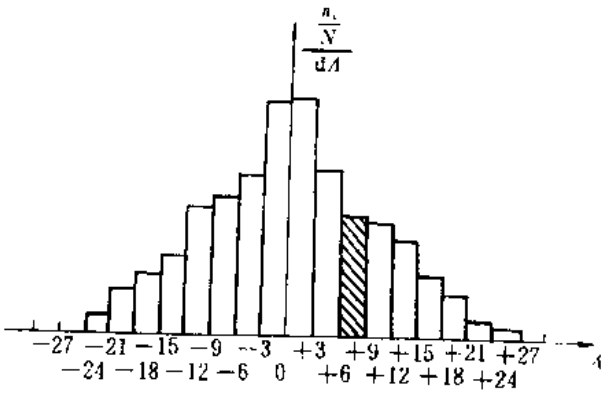


图 3-1

二、偶然误差的统计特性

若我们按照上述方法再做一些测量实验，其测量结果仍会显示出类似的规律。通过大量测量实验统计结果，特别是当观测次数很多时，可总结出偶然误差的如下特性：

(1) 在一定观测条件下，偶然误差的绝对值不会超出一定限值；

(2) 绝对值小的误差比绝对值大的误差出现的机会要多(或称概率大)；

(3) 绝对值相等的正、负误差出现的机会相等；

(4) 在相同条件下，对一个量进行独立重复观测，当观测次数 n 无限增加时，误差的算术平均值趋近于零，即

$$\lim_{n\to\infty}\frac{[\Delta]}{n}=0 \tag{3-3}$$

式中：$[\Delta]$为真误差代数和，即$[\Delta]=\Delta_1+\Delta_2+\cdots+\Delta_n$。

特性(1)反映了偶然误差分布的“有界性”。它说明偶然误差的绝对值有个限度，超过限度的误差出现的机会很小，可视为零，若确有超过限度的误差出现，说明观测条件反常或观测有粗差存在。

特性(2)反映了偶然误差分布的“密集性”。从表 3-1 和图 3-1 可以看出，偶然误差以 0″为中心，越是靠近 0″，误差分布得越密集；越是远离 0″，误差分布得越稀疏。如分布在 0″～＋3″区间的正误差个数为 30，频率为 14%，而分布在＋21″～＋24″区间的正误差个数为 2，频率仅为 1%。

特性(3)反映了偶然误差分布的“对称性”。即在各个区间，正、负误差个数相等或极为接近，这是因为偶然误差的出现只有两种可能，不是正就是负，正与负发生的机会相等。在观测中，若正、负误差出现的机会明显不等，说明观测条件呈某种稳定倾向，有系统误差存在。

特性(4)反映了偶然误差分布的“抵消性”，它是由第三个特性得来的。当观测次数足够多时，根据偶然误差分布的对称性，偶然误差的算术平均值应趋近于零。

上述偶然误差的四个特性具有普遍性，对误差理论的研究和测量实践都有重要意义。

表 3-1 和图 3-1 所反映的误差分布，是观测次数有限时的分布，称为经验分布。当观测

次数 $n\to\infty$、误差区间间隔又无限缩小时，落在各区间的误差频率 n_i/N 将趋近于其概率 $P(\Delta)$，这时直方图中长方形顶边所形成的折线将变成一条光滑曲线(图 3-2)，称为误差的理论分布(或误差分布曲线)，这就是概率论中著名的高斯正态分布。

高斯正态分布曲线的纵坐标表示误差分布的概率密度，它是偶然误差的函数，简称概率函数，记为 $f(\Delta)$，横坐标表示误差的大小，曲线下的面积是误差出现的概率，即：

$$P(\Delta)=\int_{-\infty}^{+\infty}f(\Delta)\mathrm{d}\Delta \tag{3-4}$$

高斯根据偶然误差的统计特性，推导出了概率密度函数的数学模型为：

$$P(\Delta)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma}\mathrm{e}^{-\frac{\Delta^2}{2\sigma^2}} \tag{3-5}$$

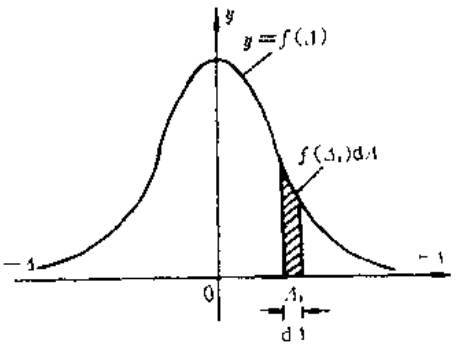


图 3-2

式中：e 为自然对数底(e≈2.7183)；π≈3.1416；σ 为偶然误差(随机变量)的标准差。

由式(3-5)可以看出，误差正态分布曲线同样表明了前面所述的偶然误差的几个特性：由于 $f(\Delta)$ 随着 Δ 增大而较快地减小。特别是，当 $\Delta=0$ 时，$f(\Delta)$ 有最大值 $\frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma}$，$\Delta$ 趋于无穷大时，$f(\Delta)$ 趋于 0，横轴是误差分布曲线的渐近线，说明误差的分布有一定的限值，这正是特性(1)和特性(2)所反映的规律；密度函数 $f(\Delta)$ 是偶函数，即绝对值相等的正误差和负误差求得的 $f(\Delta)$ 相等，所以误差分布曲线对称于纵轴，这就是特性(3)所反映的规律。当观测次数无限增加时，Δ 的所有可能取值均出现，“误差落在误差曲线与横轴所包围的面积内”这个事件是必然事件，误差出现的概率等于 1，即：

$$P(\Delta)=\int_{-\infty}^{+\infty}f(\Delta)\mathrm{d}\Delta=1 \tag{3-6}$$

第三节　衡量精度的指标

从前面的分析可以知道，测量成果中不可避免地含有误差。但测量成果只有符合“规范”规定的限差要求时，才算合格，否则应重测。为此，必须确定一个标准来衡量测量成果的好坏，本节将从分析误差分布状态入手，提出精度的概念，并导出其数学指标——中误差、限差和相对误差，作为衡量观测质量的指标。

一、精度与观测质量

高斯分布曲线有一个峰顶和两个拐点，当 $\Delta=0$ 时，密度函数有最大值 $\frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma}$；若对密度函数关于 Δ 取二阶导数，并令其等于 0，可求得曲线两个拐点的横坐标值为：

$$\Delta_{拐}=\pm\sigma \tag{3-7}$$

由于横轴和其垂线 $\Delta_{拐}=-\sigma$，$\Delta_{拐}=+\sigma$ 所包围的曲边体形面积，是误差落在区间$(-\sigma,+\sigma)$的概率，为一定值，所以当参数 σ 的绝对值愈小时，曲线愈陡峭，表示误差的分布愈密集；反之，当参数 σ 的绝对值愈大时，曲线愈平缓，表示误差的分布愈离散。我们将误差分布的密集或离散程度定义为“精度”。精度高，表示误差分布密集，反映了观测条件好、观测质量高；反

之，精度低，表示误差分布离散，反映了观测条件差，观测质量低。因此，精度可用来衡量观测质量的好坏，是测量上的一个重要概念。

设在两种观测条件下观测，其误差分布曲线如图 3-3 所示。从图中可见，$\sigma_1<\sigma_2$，$\frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_1}>\frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_2}$。在第一种条件下，误差分布曲线陡峭，误差分布密集，观测精度高；在第二种条件下，误差分布曲线平缓，误差分布离散，观测精度低。从而可以确定，一定的观测条件，对应一定的 σ，对应一定的误差分布，高斯分布曲线全面反映了误差的分布状态。

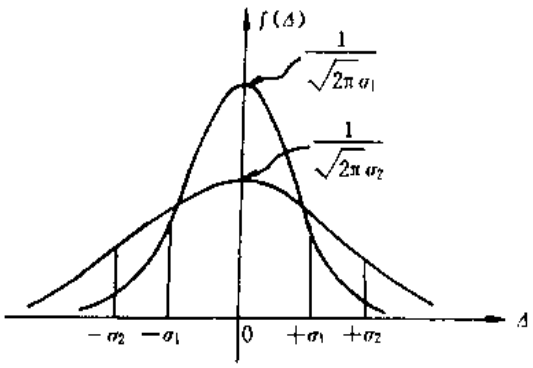


图 3-3

综上所述，精度是指观测误差分布的密集程度，它描述了观测条件的好坏和观测质量的高低。

二、衡量精度的指标——中误差

高斯分布密度函数中的参数 σ，在几何上是曲线拐点的横坐标，概率论中称为随机变量的标准差(方差的平方根)。当观测条件一定时，误差分布状态惟一被确定，误差分布曲线的两个拐点也惟一被确定。这就是说参数 σ 与观测条件、误差分布的密集程度及观测质量一一对应，用 σ 作为精度指标，可以定量地衡量观测质量。所以在衡量观测精度时，就不必再作误差分布表，也不必绘制直方图，只要设法计算出该组误差所对应的标准差 σ 值即可。方差 σ^2 在概率论中有严格的定义：方差 σ^2 是随机变量 x 与其数学期望 $E(x)$ 之差的平方的数学期望，用数学公式表达为：

$$\sigma^2 = E[x - E(x)]^2 \tag{3-8}$$

若用测量专业的术语来叙述标准差 σ，就是在一定观测条件下，当观测次数 n 无限增加时，测量真误差 Δ 的均方根值用下式表示：

$$\sigma = \pm\sqrt{\sigma^2} = \pm\lim_{n\to\infty}\sqrt{\frac{[\Delta_i\Delta_i]}{n}} \qquad (i=1,2,\cdots,n) \tag{3-9}$$

式中：$[\Delta_i\Delta_i]$为真误差 Δ_i 的平方和，等价于 $\sum_{i=1}^{n}\Delta_i^2=\Delta_1^2+\Delta_2^2+\cdots+\Delta_n^2$，$(i=1,2,\cdots,n)$，为一组等精度观测值，$n$ 为观测次数。式(3-9)只有理论意义，因为观测次数 n 不可能无限增加，故标准差难以求得。在测量工作中，观测次数 n 总是有限的，只能求得标准差的“估值”，记作 m，称为“中误差”。其值可用下式计算：

$$m = \hat{\sigma} = \pm\sqrt{\frac{[\Delta_i\Delta_i]}{n}} \quad (i=1,2,\cdots,n) \tag{3-10}$$

精度指标除中误差外，有时还用平均误差和或然误差。在一定观测条件下，当观测次数 n 无限增加时，真误差绝对值的理论平均值称为平均误差，记作：

$$\theta = \pm\lim_{n\to\infty}\frac{[|\Delta_i|]}{n} \quad (i=1,2,\cdots,n) \tag{3-11}$$

式(3-11)也只有理论意义。因观测次数 n 总是有限的，故常用其估值表示：

$$\theta = \hat{\theta} = \frac{[|\Delta_i|]}{n} \quad (i = 1,2,\cdots,n) \tag{3-12}$$

式中：$[|\Delta|]$为真误差绝对值之和。

在一定观测条件下，当观测次数 n 无限增加时，在真误差列中，若比某真误差绝对值大的误差与比它小的误差出现的概率相等，则称该真误差为或然误差，记作 ρ。因观测次数 n 有限，常将 ρ 的估值记作 ω。或然误差 ω 可理解为：将真误差列按绝对值从大到小排序，当为奇数时，居中的真误差就是 ω；当为偶数时，居中的两个真误差的平均值为 ω。

平均误差、或然误差与中误差有如下关系：

$$\theta \approx 0.7979\ \mathrm{m} \quad \omega \approx 0.6745\ \mathrm{m} \tag{3-13}$$

作为精度指标，中误差最为常用，这是因为中误差对大误差的出现特别敏感，只要在误差列中有大误差存在，中误差迅速增大，说明观测质量不好。现举例说明上述三种精度指标的应用方法。

例 3-1 设对某个三角形的内角用两种不同精度的仪器各进行了 10 次观测，求得每次观测所得的三角形内角和的真误差为：

Ⅰ列：$+3''，-4''，-3''，+4''，-5''，-2''，+3''，+3''，-4''，+5''$

Ⅱ列：$-1''，0''，+12''，0''，-1''，-10''，+1''，0''，+1''，-10''$

试求其观测精度。

解 (1) 用中误差公式计算

$$m_1 = \pm\sqrt{\frac{[\Delta_1\Delta_1]}{n}} \pm\sqrt{\frac{138}{10}} = \pm 3.7''$$

$$m_2 = \pm\sqrt{\frac{[\Delta_2\Delta_2]}{n}} \pm\sqrt{\frac{348}{10}} = \pm 5.9''$$

(2) 用平均误差公式计算

$$\theta_1 = \frac{[|\Delta_1|]}{n} = \frac{36}{10} = 3.6''$$

$$\theta_2 = \frac{[|\Delta_2|]}{n} = \frac{36}{10} = 3.6''$$

(3) 用或然误差公式计算

按绝对值将误差列由大到小排序，即

Ⅰ列：$5''，5''，4''，4''，4''，3''，3''，3''，3''，2''$

Ⅱ列：$12''，10''，10''，1''，1''，1''，1''，0''，0''，0''$

$$\bar{\omega}_1 = \frac{4+3}{2} = 3.5''$$

$$\bar{\omega}_2 = \frac{1+2}{2} = 1.0''$$

计算结果表明：用中误差衡量观测精度，第一列高于第二列，符合客观实际，因第二列中有$+12''，-10''，-10''$三个大的误差存在，误差分布离散。很显然，用平均误差和或然误差来衡量观测精度，在本例中均未有效地反映实际情况。

三、限差

限差是对误差的限制值，用作观测成果取舍的标准，当误差超过限差时，应舍去该观测

值。限差的理论依据就是偶然误差的特性(1):误差不会超出一定的限值。理论研究表明,误差落在区间$(-k\sigma,+k\sigma)$的概率为:

$$k=1\text{ 时},P(\Delta)\approx68.3\%;$$

$$k=2\text{ 时},P(\Delta)\approx95.5\%;$$

$$k=3\text{ 时},P(\Delta)\approx99.7\%;$$

$$k=4\text{ 时},P(\Delta)\approx0。$$

由此可见:误差大于二倍中误差时,出现的概率为4.5%,误差大于三倍中误差时,出现的概率为0.3%。由于大于二倍中误差的偶然误差出现的机会已很小,因此在测量工作中常取两倍中误差作为误差的限值,称为测量成果取舍的限差,也称容许误差,即:

$$\Delta_{容}=2m \tag{3-14}$$

在测量工作中,真误差、中误差和容许误差都称为绝对误差。

四、相对误差

在进行精度评定时,有时仅利用中误差还不能反映测量的精度。因为有些量,如长度,用绝对误差不能全面反映观测精度,因为长度丈量的误差与长度大小有关,这时还需用相对误差来衡量。通常将相对误差定义为:绝对误差与测量值之比,记作K。习惯上相对误差用分子为1的分数表达,分母越大,相对误差越小,测量的精度就越高。

例3-2 用同一把已检定过的钢尺分别丈量两条边,长度分别为30 m和90 m,其中误差(绝对误差)均为±10 mm。试衡量其测量精度。

解 若用绝对误差衡量测量精度,因$m_1=m_2=\pm10$ mm,无法判别哪条边丈量的精度更高。现计算相对误差,有:

$$K_1=\frac{|m_1|}{L_1}=\frac{10}{30\times1000}=\frac{1}{3000}$$

$$K_2=\frac{|m_2|}{L_2}=\frac{10}{90\times1000}=\frac{1}{9000}$$

即第二条边丈量的精度高于第一条边。距离测量中常用相对误差衡量测量精度。

第四节 误差传播定律及其应用

测量工作中,许多量不是直接观测值,而是观测值的函数。阐述观测值中误差与其函数中误差之间数学关系的定律称为中误差传播定律。利用中误差传播定律即可求得观测值函数的中误差。

观测量与观测量之间的函数关系多种多样,但归纳起来分为确定性关系和非确定性关系两大类。每类又可分为线性关系和非线性关系。在线性关系中又有倍数关系、和差函数等特例,现分述如下。

一、线性函数

(一)倍数函数

设未知量Z与未知量X之间存在倍数关系为:

$$Z=kX \tag{3-15}$$

式中:k为常数(无误差,下同)。设X的观测值为x,则Z的计算值z为:

$$z = kx \tag{3-16}$$

又设观测值 x 的中误差为 m_x，现求 z 的中误差 m_z。

设 x 和 z 的真误差分别为 Δ_x 和 Δ_z，由真误差定义式(3-1)得 $Z=z-\Delta_z$，$X=x-\Delta_x$，则由(3-15)、(3-16)两式可得 Δ_x 和 Δ_z 的函数关系为：

$$\Delta_z = k\Delta_x \tag{3-17}$$

若对 X 共观测了 n 次，则有：

$$\Delta_{z_i} = k\Delta_{x_i} \quad (i = 1,2,\cdots,n) \tag{3-18}$$

将上式两边平方，得：

$$\Delta_{z_i}^2 = k^2\Delta_{x_i}^2 \quad (i = 1,2,\cdots,n) \tag{3-19}$$

将上式两边同时求和，并除以 n，得：

$$\frac{[\Delta_{z_i}^2]}{n} = k^2\frac{[\Delta_{x_i}^2]}{n} \tag{3-20}$$

由中误差定义可得 $m_z^2=\dfrac{[\Delta_{z_i}^2]}{n}$ 和 $m_x^2=\dfrac{[\Delta_{x_i}^2]}{n}$，于是，式(3-20)可写为：

$$\left.\begin{aligned} m_z^2 &= k^2m_x^2 \\ m_z &= km_x \end{aligned}\right\} \tag{3-21}$$

或

式(3-21)可表述为：观测值与常数乘积的中误差，等于观测值中误差与常数的乘积。

例 3-3 在 1∶500 比例尺地形图上，量得两点间的水平距离 $d=23.4$ mm，其中误差 $m_d=\pm0.2$ mm。试求此两点间实地的水平距离 D 及其中误差 m_D。

解 依题意，两点间实地水平距离 D 及其中误差分别为：

$$D = 500d = 500 \times 23.4 = 11700 \text{ mm} = 11.7 \text{ m}$$

$$M_D = km_d = 500 \times (\pm 0.2) = \pm 100 \text{ mm} = \pm 0.1 \text{ m}$$

则最后答案可写为：

$$D = (11.7 \pm 0.1) \text{ m}$$

表示测量值为 11.7 m，测量中误差为±0.1 m。

(二) 和函数或差函数

设有未知量 Z 为其他两个独立的观测量 X，Y 的和函数或差函数，可合写为：

$$Z = X \pm Y \tag{3-22}$$

X 和 Y 的观测值分别为 x 和 y，由此得函数的计算值 z 为：

$$z = x \pm y \tag{3-23}$$

已知 x 和 y 的中误差分别为 m_x 和 m_y，现求 z 的中误差 m_z。

设 x、y、z 的真误差分别为 Δ_x、Δ_y、Δ_z，根据真误差的定义式(3-1)，有 $X=x-\Delta_x$，$Y=y-\Delta_y$，$Z=z-\Delta_z$，由式(3-22)、(3-23)可得真误差关系式为：

$$\Delta_z = \Delta_x \pm \Delta_y \tag{3-24}$$

当对 X、Y 均观测了 n 次时，则有：

$$\Delta_{z_i} = \Delta_{x_i} \pm \Delta_{y_i} \quad (i = 1,2,\cdots,n) \tag{3-25}$$

将上式两边同时平方，得：

$$\Delta_{z_i}^2 = \Delta_{x_i}^2 \pm \Delta_{y_i}^2 \pm 2\Delta_{x_i}\Delta_{y_i} \quad (i = 1,2,\cdots,n) \tag{3-26}$$

将上列各式两端相加后，再除以 n，得：

$$\frac{[\Delta_z^2]}{n}=\frac{[\Delta_{x_i}^2]}{n}+\frac{[\Delta_{y_i}^2]}{n}\pm 2\frac{[\Delta_{x_i}\Delta_{y_i}]}{n} \tag{3-27}$$

根据偶然误差特性(3)、(4)，当 $n\to\infty$ 时，上式等号右端第三项趋近于零；即便是有限次观测，该项也会很小，可以忽略不计。于是，按中误差定义，式(3-27)可写为：

$$\left.\begin{aligned} m_z^2&=m_x^2+m_y^2\\ m_z&=\pm\sqrt{m_x^2+m_y^2}\end{aligned}\right\} \tag{3-28}$$

或

式(3-28)可表述为：两独立观测值的代数和或差的中误差，等于这两个独立观测值中误差平方和的平方根。

当 z 是一组独立观测值 x_1、x_2、…、x_n 的和或差函数时，即：

$$z=x_1\pm x_2\pm\cdots\pm x_n \tag{3-29}$$

根据上述推导方法，可得函数 z 的中误差平方为：

$$m_z^2=m_{x_1}^2+m_{x_2}^2+\cdots+m_{x_n}^2 \tag{3-30}$$

式中：m_{x_i} 为观测值 x_i 的中误差。于是，式(3-30)可表述为：n 个独立观测值代数和或差的中误差平方，等于 n 个观测值中误差平方之和。

特别是，当 x_i 为同精度观测值时，有 $m_{x_1}=m_{x_2}=\cdots=m_{x_n}=m_x$，则式(3-30)可写为：

$$\left.\begin{aligned} m_z^2&=nm_x^2\\ m_z&=m_x\sqrt{n}\end{aligned}\right\} \tag{3-31}$$

或

式(3-31)可表述为：n 个同精度观测值代数和的中误差等于观测值中误差的 $\sqrt{n}$ 倍。

例 3-4 对某△ABC，不等精度观测了两个内角 A、B，其值分别为：

$$\angle A=64°21'06''\pm 4''$$
$$\angle B=70°35'40''\pm 3''$$

求 $\angle C$ 及其中误差。

解 $\angle C=180°-\angle A-\angle B=45°03'14''$

由于 $\angle C=180°-\angle A-\angle B$，依公式(3-28)，$m_C^2=m_A^2+m_B^2=3^2+4^2=25$

得，$m_C=\pm 5''$

所以，$\angle C=45°03'14''\pm 5''$

例 3-5 在导线测量中，若各转折角的中误差为 $m_1=m_2=\cdots=m_n=m_\beta$，若不考虑起始边坐标方位角 α_0 的中误差，求第 n 条导线边的坐标方位角 α_n 的中误差。

解 因为 $\alpha_n=\alpha_0+\beta_1+\beta_2+\cdots+\beta_n\pm n\cdot 180°$

由式(3-31)得：

$$m_n^2=m_1^2+m_2^2+\cdots+m_n^2=nm_\beta^2$$

即

$$m_n=m_\beta\sqrt{n}$$

（三）一般线性函数

设未知量 Z 为独立观测量 X_1，X_2，…，X_n 的线性函数，即：

$$Z=k_1X_1+k_2X_2+\cdots+k_nX_n \tag{3-32}$$

式中：k_1，k_2，…，k_n 为常数。设各观测量的观测值 x_1，x_2，…，x_n，其中误差分别为 m_1，m_2，…，m_n。由观测值算得函数的计算值为：

$$z = k_1x_1 + k_2x_2 + \cdots + k_nx_n \tag{3-33}$$

在式(3-33)中，令 $z_1=k_1x_1, z_2=k_2x_2, \cdots, z_n=k_nx_n$，则按式(3-33)、(3-21)得：

$$m_z^2 = k_1^2m_1^2 + k_2^2m_2^2 + \cdots + k_n^2m_n^2 \tag{3-34}$$

式(3-34)可表述为：线性函数的中误差的平方，等于各常数与其相应观测值中误差乘积的平方和。

例 3-6 设有线性函数

$$z = \frac{1}{7}x_1 + \frac{2}{7}x_2 + \frac{4}{7}x_3$$

式中：x_1, x_2, x_3 为独立观测值，其中误差分别为 $m_1=\pm 3$ mm、$m_2=\pm 2$ mm、$m_3=\pm 1$ mm，求 z 的中误差。

解 按式(3-34)，并将 x_1、x_2、x_3 的中误差代入后可得：

$$\begin{aligned} m_z^2 &= (k_1m_1)^2 + (k_2m_2)^2 + (k_3m_3)^2 \\ &= (\frac{1}{7}\times 3)^2 + (\frac{2}{7}\times 2)^2 + (\frac{4}{7}\times 1)^2 \\ &= 0.84 \end{aligned}$$

得

$$m_z = \pm 0.9 \text{ mm}$$

二、非线性函数

设未知量 Z 与独立观测量 $X_1, X_2, \cdots, X_n$ 之间有如下的函数关系：

$$Z = f(X_1, X_2, \cdots, X_n) \tag{3-35}$$

设 $X_1, X_2, \cdots, X_n$ 的观测值为 $x_1, x_2, \cdots, x_n$，其中误差分别为 $m_1, m_2, \cdots, m_n$。由观测值求得函数的计算值为：

$$z = f(x_1, x_2, \cdots, x_n) \tag{3-36}$$

式中，当 x_i 有真误差 Δx_i 时，函数 z 相应地产生真误差 Δ_z。这些真误差与对应的观测值相比是一个很小的量，由数学分析可知，变量的误差与函数的误差之间的关系，可用函数的全微分来近似地表达。现在，求函数的全微分，得：

$$\mathrm{d}z = \frac{\partial f}{\partial x_1}\mathrm{d}x_1 + \frac{\partial f}{\partial x_2}\mathrm{d}x_2 + \cdots + \frac{\partial f}{\partial x_n}\mathrm{d}x_n$$

式中：$\frac{\partial f}{\partial x_i}(i=1,2,\cdots,n)$ 是函数关于各变量 $x_1, x_2, \cdots, x_n$ 的偏导数，若以观测值代入，则它们皆为常数，并以真误差的符号“Δ”替代微分的符号“d”，因而上式可认为是线性函数，由公式(3-34)得：

$$m_z^2 = (\frac{\partial f}{\partial x_1}m_1)^2 + (\frac{\partial f}{\partial x_2}m_2)^2 + \cdots + (\frac{\partial f}{\partial x_n}m_n)^2 \tag{3-37}$$

式(3-37)可表述为：一般函数的中误差的平方，等于该函数各观测值的偏导数与相应观测值中误差乘积的平方和。式(3-37)为误差传播定律的一般形式，其他形式的函数都可看做它的特例。

于是，求非线性函数的中误差的方法可归纳为以下步骤：

(1) 根据问题列出函数关系式

$$z = f(x_1, x_1, \cdots, x_n)$$

式中：f 为函数形式的一般符号，其具体形式由题意确定。

(2) 对函数求全微分

$$\mathrm{d}z = \frac{\partial f}{\partial x_1}\mathrm{d}x_1 + \frac{\partial f}{\partial x_2}\mathrm{d}x_2 + \cdots + \frac{\partial f}{\partial x_n}\mathrm{d}x_n$$

式中：$\frac{\partial f}{\partial x_i}(i=1,2,\cdots,n)$可用观测值代入求得其值。

(3) 用中误差符号代替微分符号，写出函数中误差与观测值中误差之间的关系式：

$$m_z^2 = (\frac{\partial f}{\partial x_1}m_1)^2 + (\frac{\partial f}{\partial x_2}m_2)^2 + \cdots + (\frac{\partial f}{\partial x_n}m_n)^2$$

应当指出的是，只有各观测值相互独立时，各观测值之间的真误差才会满足以下关系式：

$$\lim_{n\to\infty} = \frac{[\Delta_i\Delta_j]}{n} = 0 \quad (i \neq j)$$

另外，用数值代入该公式计算时要注意各项的单位要统一。

例 3-7 已知一条边长 $D=200\pm0.02$ m，该边坐标方位角 $\alpha=52°46'40''\pm20''$。试求纵坐标增量的中误差。

解

(1) 列出函数关系式

$$\Delta x = D\cos\alpha$$

(2) 求全微分

$$\mathrm{d}(\Delta x) = \frac{\partial f}{\partial D}\cdot\mathrm{d}D + \frac{\partial f}{\partial \alpha}\mathrm{d}\alpha = \cos\alpha\cdot\mathrm{d}D - D\cdot\sin\alpha\cdot\frac{\mathrm{d}\alpha''}{\rho''}$$

(3) 将微分式写成中误差式并求出函数中误差，得

$$\begin{aligned} m_{\Delta x}^2 &= (\cos\alpha\cdot m_D)^2 + (D\cdot\sin\alpha\cdot\frac{m''_\alpha}{\rho''})^2 \\ &= \cos^2(52°46'40'')\cdot(0.02)^2 + (200)^2\cdot\sin^2(52°46'40'')\cdot(\frac{20}{206265})^2 \\ &= 3.84\times10^{-4} \end{aligned}$$

所以，$m_{\Delta x}=\pm0.02$ m。

三、非确定函数

测量上有些量受诸多独立因素的联合影响，但该量与各因素之间又没有确定的函数关系。求函数的中误差时，一般认为各因素的中误差对函数的影响是独立的和机会均等的。此时，函数的真误差应等于各独立因素真误差的代数和，即：

$$\Delta_z = \Delta_1 + \Delta_2 + \cdots + \Delta_n$$

写成中误差形式，有：

$$m_z^2 = m_1^2 + m_2^2 + \cdots + m_n^2 \tag{3-38}$$

式(3-38)可表述为：受独立因素影响的函数的中误差平方等于各独立因素中误差的平方和。

例 3-8 经纬仪测角中误差受仪器、照准、对中、目标偏心、读数……等误差的联合影响，则：

$$m_\beta^2 = m_{仪}^2 + m_{照}^2 + m_{对}^2 + m_{目}^2 + m_{读}^2 + \cdots$$

例 3-9 已知两脚规在地形图上对点的中误差均为±0.05 mm，试求两脚规在地形图上量距的中误差。

解 两脚规量距时，两脚对点是两个独立因素，互不影响，则图上量距中误差为：

$$m_D^2 = m_1^2 + m_2^2 = 2 \times (0.05)^2 = 0.005$$

所以：

$$m_D = \pm 0.07 \text{ mm}$$

四、误差传播定律在测量上的应用

（一）距离测量的中误差

用钢尺量距：设用长度为 l 的钢尺丈量 A、B 两点之间的距离 S，共量了 n 个尺段。若每尺段丈量中误差均为 m_l，求 S 的中误差。

因为 S 为各尺段 l_i 的线性函数，即：

$$S = l_1 + l_2 + \cdots + l_n$$

按式(3-31)，S 的中误差应为：

$$m_S = m_l \sqrt{n} \tag{3-39}$$

式(3-39)表明：距离丈量的中误差与所测尺段数 n 的平方根成正比。

推而广之，当用光电仪器测距时，通常将已知每千米距离测量中误差(比例误差)作为单位权中误差，设为 m_{km}，则对 D 千米的距离，其中误差应为

$$m_D = m_{km} \cdot \sqrt{D} \tag{3-40}$$

式(3-40)表明：光电测距的中误差与所测距离的平方根成正比。

例 3-10 用 50 m 的钢尺分四段丈量长为 200 m 的距离，已知每尺段量距中误差为±10 mm，试求全长的中误差和相对中误差。

解 题中，$S=200$ m，$n=4$，$m_l=\pm 10$ mm，由式(3-39)得

$$m_S = m_l \sqrt{4} = \pm 10 \sqrt{4} = \pm 20 \text{ mm}$$

$$K = \frac{|m_S|}{S} = \frac{20}{200 \times 1000} \approx \frac{1}{10000}$$

（二）水准测量的中误差

设在 A、B 两点之间进行水准测量，中间共设 n 站，则 A、B 两点之间的高差应等于 n 站所测高差之和，即：

$$h_{AB} = h_1 + h_2 + \cdots + h_n$$

式中：$h_1, h_2, \cdots, h_n$ 为各站的观测高差，设每站的高差观测中误差均为 $m_{站}$，则 A、B 两点之间的高差中误差为：

$$m_{h_{AB}} = \pm m_{站} \sqrt{n} \tag{3-41}$$

式(3-41)表明，等精度观测时，水准测量高差的中误差等于各站高差观测中误差的 $\sqrt{n}$ 倍，即与测站数的平方根成正比。

当水准路线通过平坦地区时，各站的视线长度大致相等，每千米的测站数也大致相同，故可认为每千米水准测量高差的中误差相同，设为 m_{km}。于是，当 A、B 两点之间的水准路线长为 S 千米时，A、B 两点间高差的中误差为：

$$m_{h_{AB}}^2 = \underbrace{m_{km}^2 + m_{km}^2 + \cdots + m_{km}^2}_{S\text{项}} = S m_{km}^2$$

或

$$m_{AB} = m_{km} \sqrt{S} \tag{3-42}$$

式(3-42)表明：在平坦地区进行水准测量时，水准测量高差的中误差与距离 S(以千米为单

位)的平方根成正比。可见,水准路线越长,高差中误差就越大。所以,为保证测量精度,规范上对不同等级的水准测量的路线长度作了限制。

(三) 视距测量的中误差

1. 用视距法测量水平距离的中误差

由视距测量计算公式 $D=Kl\cos^2\alpha$ 知,平距 D 是尺间隔 l 和垂直角 α 的非线性函数,按非线性函数中误差传播定律式(3-42)可直接写出平距 D 的中误差计算公式:

$$m_D^2=\left(\frac{\partial D}{\partial l}\cdot m_l\right)^2+\left(\frac{\partial D}{\partial \alpha}\cdot\frac{m''_\alpha}{\rho''}\right)^2$$

$$=(K\cos^2\alpha\cdot m_l)^2+(Kl\sin 2\alpha\cdot\frac{m''_\alpha}{\rho''})^2 \tag{3-43}$$

式(3-43)就是视距测量中误差的计算公式。由于式(3-43)中第二项的数值相对很小,可以略去,于是,式(3-43)可改写为:

$$m_D^2=(k\cos^2\alpha)^2\cdot(m_l)^2 \tag{3-44}$$

式中:m_l 为测定尺间隔 l 的中误差。根据尺间隔测定方法,$m_l=\sqrt{2}\,m_{读}$,$m_{读}$ 为读数中误差。读数中误差与人眼的分辨率、望远镜放大倍数及视距长度有关,设人眼分辨率为 60″,望远镜放大倍数为 24 倍,此时人眼的分辨率可提高为 $r=60''/24=2.5''$,单根丝的读数误差为:

$$m_{读}=\frac{2.5''}{206265}\times D\approx 12.1\times 10^{-6}D$$

代入 m_l 关系式中,得:

$$m_l=\pm 12.1\times 10^{-6}D\cdot\sqrt{2}\approx\pm 17.11\times 10^{-6}D$$

又因竖直角 α 较小,可近似取 $\cos\alpha\approx 1$。综合以上分析,得:

$$m_D=\pm 17.11\times 10^{-4}D$$

其相对中误差为:

$$\frac{|mD|}{D}=\frac{17.11\times 10^{-4}D}{D}\approx\frac{1}{584}$$

考虑到其他因素的影响,一般认为视距测量的精度约为 1/300。

2. 用视距法测定高差的中误差

视距高差公式为:

$$h=\frac{1}{2}Kl\sin(2\alpha)$$

同理可写出高差中误差的计算公式为:

$$m_h^2=\left(\frac{\partial h}{\partial l}\cdot m_l\right)^2+\left(\frac{\partial h}{\partial \alpha}\cdot m_\alpha\right)^2$$

$$=\left(\frac{h}{l}m_l\right)^2+\left(Kl\cos 2\alpha\cdot\frac{m''_\alpha}{\rho''}\right)^2$$

为讨论方便,可进行近似处理。上式第一项中的 m_l^2 在视距为 100 m 时,只有 27.4×10^{-8},可略去不计;又当 α 较小时,$\cos 2\alpha=\cos^2\alpha$,于是,上式可简写为:

$$\left.\begin{aligned} m_h^2&=(kl\cos^2\alpha)^2\left(\frac{m''_\alpha}{\rho''}\right)^2=D^2\left(\frac{m''_\alpha}{\rho''}\right)^2\\ \text{或}\quad m_h&=D\frac{m''_\alpha}{\rho''}\end{aligned}\right\} \tag{3-45}$$

若，$m_\alpha=\pm 1'$，$D=100$ m，则 $m_h=\pm 0.03$ m，即视距为 100 m 时，相应的高差中误差约为 3 cm。若以二倍中误差作为限差，容许的高差中误差可达 6 cm。

第五节　观测值的算术平均值及其中误差

一、观测值的算术平均值

在相同的观测条件下，对某一未知量（如角度或边长）作 n 次观测，由于误差的存在导致每次结果不会完全相同，设 n 次观测值分别为 $l_1,l_2,\cdots,l_n$。那么，我们如何由这组测量结果确定出一个最可靠的数值来代表它们呢？

设该未知量的真值为 X，则观测值的真误差为 $\Delta_i(i=1,2,\cdots,n)$，即

$$\begin{aligned}\Delta_1&=l_1-X\\ \Delta_2&=l_2-X\\ &\cdots\\ \Delta_n&=l_n-X\end{aligned}$$

等式两边求和并同除以 n，有

$$\frac{[\Delta]}{n}=\frac{[l]}{n}-X \tag{3-46}$$

式中：$\frac{[l]}{n}$称为“算术平均值”，习惯以 x 表示；当观测次数无限增加时，根据偶然误差特性(4)，式中$\frac{[\Delta]}{n}$趋近于零。于是可得：

$$x=X \tag{3-47}$$

上式表明，对一个量进行等精度观测 n 次，当 $n\to\infty$时，有 $x=X$，就是说一个量的观测值的算术平均值就是该量的最可靠值。但在实际工作中，观测次数总是有限的，平均值只能接近真值，并随着观测次数的增加而逐渐趋近。因此，不管观测次数多少，算术平均值 x 作为未知量的最或是值（或称最可靠值）会比任何观测值都接近真值。

以上所述就是算术平均值原理，它是测量工作中的重要理论之一。算术平均值的一般表达式为：

$$x=\frac{l_1+l_2+\cdots+l_n}{n} \tag{3-48}$$

二、算术平均值的中误差

根据算术平均值的计算公式：

$$x=\frac{l_1+l_2+\cdots+l_n}{n}$$

由于是等精度观测，各观测值的中误差均为 m，$1/n$ 为常数，若以 m_x 表示平均值的中误差，则按线性函数中误差计算公式(3-31)，得算术平均值的中误差计算公式为：

$$m_x^2=\frac{1}{n^2}\cdot n\cdot m^2$$

即

$$m_x=\frac{m}{\sqrt{n}} \tag{3-49}$$

也就是说，算术平均值的中误差与观测次数的平方根成反比，或者说算术平均值的精度比观

测值的精度提高了$\sqrt{n}$倍。这也说明，用算术平均值不仅可以检核观测值有无粗差存在，而且可以提高观测成果的精度。

三、用改正数计算等精度观测值的中误差

若能求得观测值的真误差，便可用式(3-10)求得观测值的中误差，即：

$$m = \pm\sqrt{\frac{[\Delta\Delta]}{n}}$$

但是，由于未知量的真值往往是不知道的，真误差也就没法求出。所以，一般不能直接利用上式求得观测值的中误差。在实际应用中，常采用下式来计算观测值的中误差：

$$m = \pm\sqrt{\frac{[vv]}{n-1}} \tag{3-50}$$

式中：v_i为观测值的改正数，等于独立观测值的最或然值x与观测值l_i的差，即：

$$v_i = x - l_i \quad (i = 1,2,\cdots,n) \tag{3-51}$$

其中，n为观测次数。

以下是该公式的推导过程。

在上面已列出两个关系式，即：

$$\Delta_i = l_i - X$$

$$v_i = x - l_i$$

$$(i = 1,2,\cdots,n)$$

以上两式相加，有：

$$\Delta_i + v_i = x - X = \Delta_x$$

式中，Δ_x为算术平均值x的真误差。由此得观测值的真误差为：

$$\Delta_i = -v_i + \Delta_x \quad (i = 1,2,\cdots,n)$$

上式两边平方后求和，有：

$$[\Delta\Delta] = [vv] + n\Delta_x^2 - 2[v]\Delta x \tag{3-52}$$

将式(3-51)两边求和，有：

$$[v] = nx - [l]$$

因$x=\frac{[l]}{n}$，所以$[v]=0$，于是式(3-52)第三项为零，将式(3-52)等号两边同除以n，便有：

$$\frac{[\Delta\Delta]}{n} = \frac{[vv]}{n} + \Delta_x^2 \tag{3-53}$$

其中：

$$\begin{aligned}\Delta_x^2 &= (x - X)^2\\ &= \left(\frac{[l]}{n} - X\right)^2\\ &= \frac{1}{n^2}([l] - nX)^2\\ &= \frac{1}{n^2}[(l_1 - X) + (l_2 - X) + \cdots + (l_n - X)]^2\\ &= \frac{1}{n^2}(\Delta_1 + \Delta_2 + \cdots + \Delta_n)^2\end{aligned}$$

$$= \frac{1}{n^2}(\Delta_1^2 + \Delta_2^2 + \cdots + \Delta_n^2 + 2\Delta_1\Delta_2 + 2\Delta_1\Delta_3 + \cdots + 2\Delta_{n-1}\Delta_n)$$

$$= \frac{[\Delta\Delta]}{n^2} + \frac{2(\Delta_1\Delta_2 + \Delta_1\Delta_3 + \cdots + \Delta_{n-1}\Delta_n)}{n^2}$$

根据偶然误差特性(4)，当 $n \to \infty$ 时，上式右边第二项趋于零。于是：

$$\Delta_x^2 = \frac{1}{n} \cdot \frac{[\Delta\Delta]}{n}$$

将 Δ_x^2 代入式(3-53)，得：

$$\frac{[\Delta\Delta]}{n} = \frac{[vv]}{n} + \frac{1}{n} \cdot \frac{[\Delta\Delta]}{n}$$

即

$$m^2 = \frac{[vv]}{n} + \frac{m^2}{n}$$

整理后得：

$$m = \pm\sqrt{\frac{[vv]}{n-1}}$$

上式即为用改正数来求观测值中误差的公式，称为白塞尔公式。

若将此式代入式(3-49)，则得用改正数计算观测值算术平均值中误差的计算公式为：

$$m_x = \pm\sqrt{\frac{[vv]}{n(n-1)}} \tag{3-54}$$

例 3-11 设用经纬仪对某角等精度观测了 6 个测回，其观测值列于表 3-2 中，试求该角的最或然值、观测值中误差和最或然值中误差。

解 将表中数据平差计算，整理后结果列于表 3-2 中：

表 3-2　　算术平均值及其中误差的计算

测回	观测值 /° ′ ″	改正数 v /″	vv	计　　算
1	36 50 30	−4	16	
2	36 50 26	0	0	1. $\beta = \frac{[\beta]}{n} = \frac{221°02'36''}{6} = 36°50'26''$
3	36 50 28	−2	4	
4	36 50 24	+2	4	2. $m = \pm\sqrt{\frac{[vv]}{n-1}} = \pm\sqrt{\frac{34}{5}} = 2.6''$
5	36 50 25	+1	1	
6	36 50 23	+3	9	3. $m_x = \pm\sqrt{\frac{[vv]}{n(n-1)}} = \pm\sqrt{\frac{34}{30}} = \pm 1.1''$
$\sum$	221 02 36	0	34	

四、关于观测次数的讨论

在前面我们知道，观测值算术平均值的中误差是观测值的中误差的 $1/\sqrt{n}$ 倍，即算术平均值的精度比观测值的精度提高了 $\sqrt{n}$ 倍。那么，是不是观测次数越多越好呢？

现以式 $m_x = m/\sqrt{n}$，计算当观测精度一定(如令 $m=1$)时，不同观测次数的算术平均值中误差。列表如下：

表 3-3

n	1	2	3	4	5	6	10	20	30	40	50	100
m_x	1.00	0.71	0.58	0.50	0.45	0.41	0.32	0.22	0.18	0.16	0.14	0.10

从表 3-3 可知：m 一定时，随着 n 的增大，m_x 的值不断减小，即 x 的精度不断提高。但当观测次数增加到一定数目以后，再增加观测次数，精度则提高得很少。如当观测次数 $n=1$ 时，$m_x=1$，精度最低；当观测次数 $n=4$ 时，$m_x=0.50$，精度提高了一倍；当观测次数 $n=20$ 时，$m_x=0.22$，精度比 $n=4$ 时提高了一倍多一点；而观测次数从 20 次增加到 100 次时，精度也才能提高一倍。可见，一味地增加观测次数并不一定有利。精度受观测条件的限制，而观测条件的影响是多方面的。即使有时可以通过增加观测次数来提高精度，但此时所求 m_x 值可能不会代表真实精度从而失去实际意义。例如，用最小刻划为厘米的皮尺丈量某段距离 100 次，以求得毫米的精确读数，这显然是不能让人接受的。因此，为了提高精度，不但需要考虑采用适当的仪器、改进操作方法，还应选择良好的外界环境并提高人员的操作技能等措施来改善观测条件。

在测量工作中，观测次数有时称为测回数。如进行光电测距、角度测量时就叫测回数。测回数的定义随观测量不同而不同，如经纬仪测角时，盘左盘右各一次称为一测回；光电测距时，瞄准反射棱镜一次，连续从显示器上读得四个数据称为一测回。在生产实践中，决定观测次数或测回数主要依据工程要求、仪器精度等因素，有关“规范”均有相应的规定。

第六节　由真误差计算中误差

在测量工作中，虽然观测量的真值不容易得到，但有时由若干个观测量（如长度、角度和高差等）所构成的函数，其真值是知道的，于是这些观测值函数的真误差可以求得。在这种情况下，就可以用真误差来计算中误差。

下面介绍两个在测量工作中经常用到的由真误差计算中误差的公式。

一、由三角形闭合差求测角中误差——菲列罗公式

我们知道，三角形三个内角和的真值为 180°。现设以等精度观测了三角网中每个三角形的各个内角 α_i、β_i、γ_i，求得每个三角形的闭合差 ω，即：

$$\omega_i = \alpha_i + \beta_i + \gamma_i - 180^\circ \quad (i = 1,2,\cdots,n) \tag{3-55}$$

可见，闭合差 ω_i 是三角形内角和的真误差。于是，按中误差定义式(3-10)，三角形内角和的中误差为：

$$m_{(\alpha+\beta+\gamma)} = \pm\sqrt{\frac{[\omega\omega]}{n}}$$

式中：$[\omega\omega]$为三角形闭合差的平方和；n 为三角形个数。设测角中误差为 m_β，三角形内角和的关系式为线性关系，因而内角和的中误差为：

$$m^2_{(\alpha+\beta+\gamma)} = m^2_\alpha + m^2_\beta + m^2_\gamma = 3m^2_\beta$$

于是，得测角中误差为：

$$m_\beta = \pm\sqrt{\frac{[\omega\omega]}{3n}} \tag{3-56}$$

式(3-56)就是由三角形闭合差计算的测角中误差公式，由德国测量学家菲列罗所创，所以称为“菲列罗公式”。在三角测量中，常用它来初步评定测量的精度，该公式于1887年被国际地球测量委员会认定，沿用至今。

例3-12 等精度观测了线形锁中的24个三角形的所有内角，求得每个三角形的闭合差 ω 列于表3-4，试求测角中误差。

表3-4　　三角形闭合差统计表

三角形编号	闭合差 ω /″	三角形编号	闭合差 ω /″	三角形编号	闭合差 ω /″
1	−2.7	9	−0.3	17	+0.5
2	−0.6	10	+2.6	18	+1.2
3	+3.2	11	−1.4	19	−2.7
4	−1.9	12	−0.1	20	−0.6
5	+3.0	13	+1.4	21	+1.3
6	+1.7	14	−0.6	22	+1.5
7	+2.5	15	−2.0	23	−1.3
8	−0.8	16	+3.6	24	−0.8

解 按公式(3-56)求得测角中误差：

$$m_\beta = \pm\sqrt{\frac{[\omega\omega]}{3n}} = \pm\sqrt{\frac{83.99}{3\times 24}} = \pm 1.08''$$

二、用同精度双次观测列差值求观测值中误差

在测量工作中，为了对观测值进行检核和提高精度，常常对一些量观测两次，如距离测量时进行往测与返测，水准测量时对各测段高差也要往返观测等等，这种观测称为双次观测。对一个未知量进行的两次观测，称为一个观测对。多个双次观测值称为双次观测列。同一个量两次观测值的差，设为 d_i，则有：

$$d_i = l'_i - l''_i \quad (i = 1,2,\cdots,n)$$

显然，双次观测值之差的真值为零，d_i 就是差值的真误差。根据中误差定义式(3-10)，差值的中误差应为：

$$m_d = \pm\sqrt{\frac{[dd]}{n}}$$

式中：n 为双次观测的个数。上式是计算双次观测差值的中误差公式，亦即：

$$m_d^2 = m_l^2 + m_l^2 = 2m^2$$

由此，可得观测值中误差为：

$$m = \frac{m_d}{\sqrt{2}} = \pm\sqrt{\frac{[dd]}{2n}} \tag{3-57}$$

观测量的最或然值是两次观测结果的算术平均值，即：

$$x_i = \frac{l'_i + l''_i}{2}$$

根据中误差传播定律，平均值的中误差应为：

$$m_{x_i}=\frac{m}{\sqrt{2}}=\pm\frac{1}{2}\sqrt{\frac{[dd]}{n}} \tag{3-58}$$

例 3-13 对某导线的 8 条边作等精度观测，观测结果见表 3-5，取每条边两次观测值的算术平均值作为该边的最或然值，求观测值中误差和每条边最或然值的中误差。

表 3-5 **双次观测序列表**

边　号	l'/m	l''/m	d/mm	dd
1	103.478	103.482	−4	16
2	99.556	99.534	+22	484
3	100.373	100.382	−9	81
4	101.763	101.742	+21	441
5	103.353	103.343	+7	49
6	98.885	98.876	+9	81
7	101.004	101.014	−10	100
8	102.293	102.285	+8	64
				$[dd]=1316$

解 因为是等精度观测，所以按公式(3-57)求观测值中误差，即：

$$m=\pm\sqrt{\frac{[dd]}{2n}}=\pm\sqrt{\frac{1316}{2\times 8}}=\pm 9.1\ \text{mm}$$

按公式(3-58)求各边最或然值的中误差，即：

$$m_x=\pm\frac{1}{2}\sqrt{\frac{[dd]}{n}}=\pm\frac{1}{2}\sqrt{\frac{1316}{8}}=\pm 6.4\ \text{mm}$$

第四章　控制测量

第一节　控制测量的基本概念

一、控制测量的目的

控制测量的目的就是为地形图测绘和各种工程测量提供控制基础和起算基准，其实质就是测定具有较高精度的平面坐标和高程的点位，这些点称为控制点。控制测量是针对碎部测量而言的，测图时总是先测定地物、地貌特征点的平面坐标和高程，以此确定地物、地貌的空间分布和相互关系；工程施工时，需要将图上设计好的建筑物以其特征点的平面坐标和高程标定到实地。测定地物、地貌特征点位置的测量工作就称为碎部测量。控制测量提供了控制点的精确位置，并以控制点的位置来确定碎部点的位置。

控制测量必须先期进行。它所提供的控制点具有统一的坐标系统和高程系统，其成果具有通用性和共享性，使全国各局部地区的测量工作得以分期分批进行，所测地形图可以相互拼接共同使用。

控制测量在国民经济建设中具有重要作用，它为地学科学研究、空间技术及宇宙航行以及测图和各项工程提供了控制基础。

二、控制测量的分类

控制测量分为平面控制测量和高程控制测量。平面控制测量的任务是在某地区或全国布设平面控制网，精密测定控制点的平面位置。高程控制测量的任务是在某一地区或全国布设高程控制网，精密测定点的高程位置。

控制测量按精度分为不同等级，各个等级有不同的技术指标，所测点的点位精度也不相同，这样才能满足多用户要求。国家平面控制测量分为一、二、三、四等四个等级；国家高程控制测量也分成一、二、三、四等四个等级。直接服务于大比例尺测图和工程测量的平面控制测量，等级有一、二、三级导线测量，一、二级小三角测量，以及图根导线测量和图根三角测量，与之相对应的高程控制测量包括等外水准测量和三角高程测量。

三、控制测量应遵循的原则

控制测量应遵循从高级到低级，由整体到局部，逐级控制，逐级加密的原则，即首先在全国范围内布设一系列控制点形成控制网，用最精密的仪器和最严密的方法，测定其平面坐标和高程，构成骨架，而后先急后缓、分期分区逐级布设低一级控制网。这样，就形成了控制等级系列，在点位精度上逐级降低，在点的密度上逐级加大。控制测量这种布网原则很重要，它确保了坐标和高程系统的统一，同级控制网的规格和精度比较均衡，点位误差的积累得到了有效的控制。

各等级控制网的布网形式、技术规格、实施方法和精度要求，都在国家测量“规范”中作了明确规定。国家和行业测量规范是保障测绘成果质量的技术法规，必须严格执行。

四、控制测量的实施步骤

(1) 技术设计　目的是优化出布网方案、设计好观测纲要、安排好实施计划。

(2) 选点　在实地上确定控制点的具体位置，力争做到点位安全可靠，便于观测和保存，点间相互通视，控制网的图形结构良好。

(3) 造标埋石　在实地设立测量标志，埋设地下标石。标石用石料、钢筋混凝土等材料制成，在顶面中嵌入金属标志，其几何中心表示点位。标石的类型很多，图 4-1 所示是低级平面控制网用的标石和埋设情况。用于高程控制点的水准标石类型有基岩水准标石、基本水准标石、普通水准标石和墙脚水准标石四种。图 4-2 所示是普通水准标石及其埋设情况。

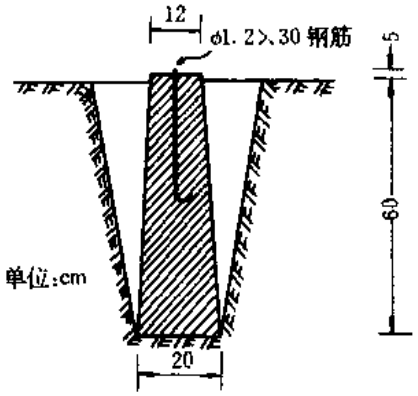


图 4-1

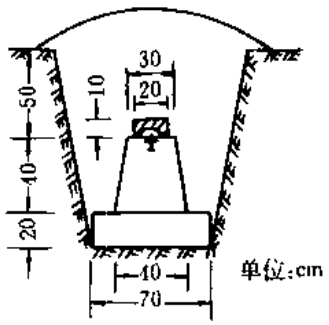


图 4-2

建造在地面上的标志称为觇标，用以提供照准目标和观测平台。觇标可用木材、水泥、钢材等材料制成，其基本结构是用檐柱(架腿)支撑起一个标心柱或支撑起一个观测平台，标心柱的几何中心应与标石中心在一条铅垂线上，是邻点观测时的照准标的。觇标有多种类型，图 4-3 所示是用木材制成的寻常标。

(4) 观测　用仪器采集各种数据。

(5) 数据处理　包括对观测数据的检查、平差计算，求出控制点的坐标和高程并评定其精度。

(6) 成果验收与上交　根据规范检查观测资料和最后成果，确保提交的成果可靠；依据测绘成果验收标准，评定成果的优级。

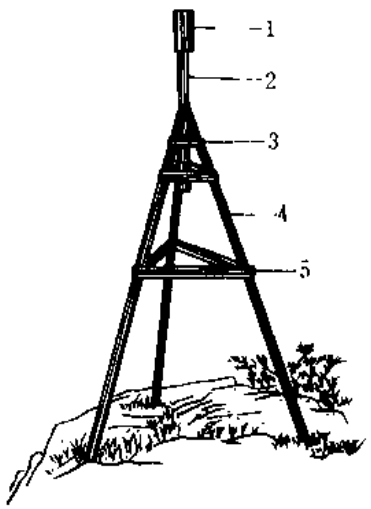


图 4-3

五、国家平面控制网的建立

(一) 国家三角网布设方案

一等三角网：沿经纬线，以三角锁环结构形式布满全国(图 4-4)。每个锁环的四边是由长约 20 km 的三角锁段组成的(图 4-5)，三角形平均边长为 20～25 km。在每个锁段两端需测定一条起算边长，该边两端点应测定天文经纬度和天文方位角。

二等三角网：以连续三角网的形式布满每个一等锁环中空区，三角形平均边长约 13 km。在二等三角网中央必须测定起始边长，并在两端测定天文经纬度和天文方位角。图 4-6 所示为一个一等锁环中的二等三角网。

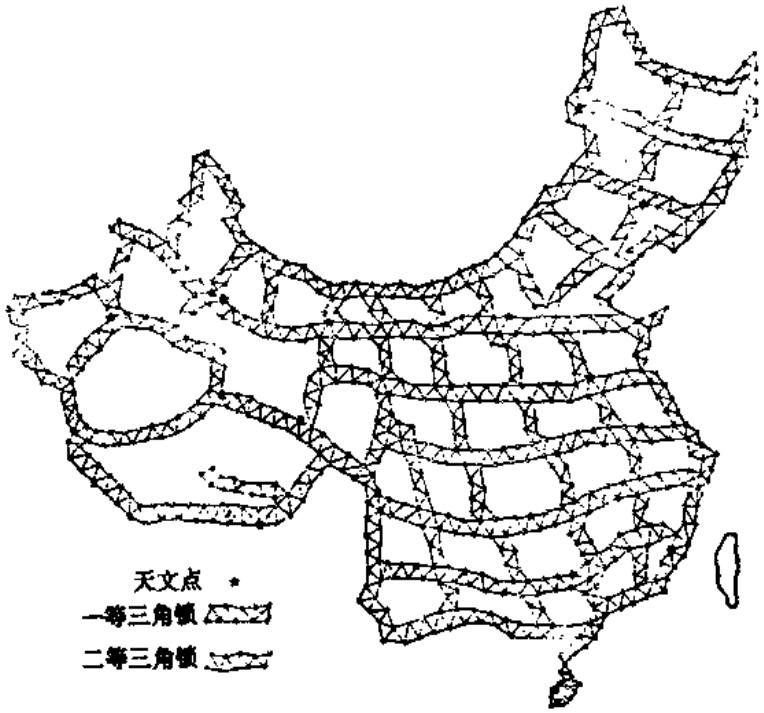


图 4-4

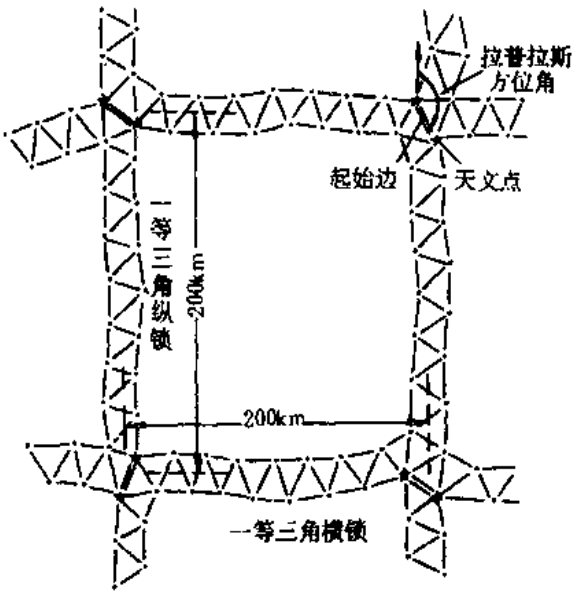


图 4-5

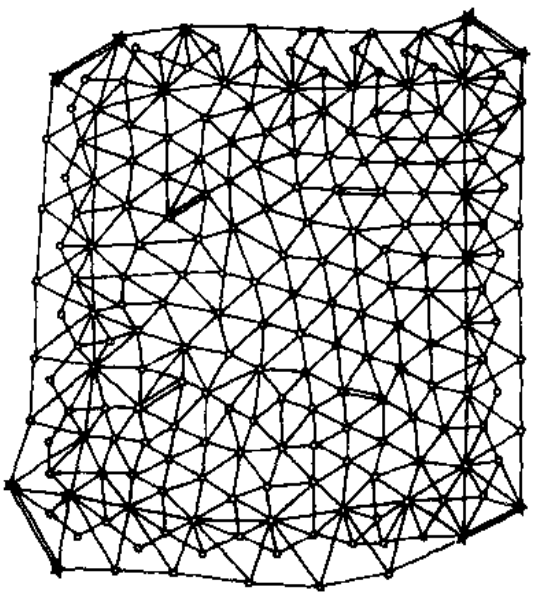


图 4-6

三、四等三角网：以插网或插点形式在二等网内加密，三角形平均边长三等为 8 km、四等为 2～6 km。

国家二角测量主要技术指标列于表 4-1 中。

(二) 国家精密导线网布设方案

从已知点开始，用直线依次连接各点形成折线状，这种布设形式称为导线。国家精密导

线网分为一、二、三、四等。

表 4-1　　国家平面控制网主要技术规格

等级	平均边长 /km	测角中误差（菲列罗式）/″	三角表最大闭合差 /″	起算元素精度		最弱边相对中误差
				起算边长	天文观测 /″	
一等网	20～25	±0.7	±2.5	1：350000		1：150000
二等网	13	±1.0	±3.5	1：350000		1：150000
三等网	8	±1.8	±7.0			1：30000
四等网	2～6	±2.5	±9.0			1：40000

一等精密导线网：沿主要交通干线布设，形成纵横交叉的较大的导线环，由若干导线环组成导线网。导线环周长 1000～2000 km，边长 15～30 km。每隔 100～150 km，测定一导线边两端点天文经纬度和天文方位角。

二等精密导线网：在一等导线环内或在一等三角锁环内，交叉布设二等导线形成导线环，环周长 500～1000 km，边长 10～15 km。每隔 100～150 km 和导线交叉处，需测定天文经纬度和天文方位角。

在一、二等精密导线中，“导线节”是组成导线网的基本单元，凡两端有起始方位角控制的一段导线称为导线节，导线节应尽量布设成直伸形。导线网交叉点间走向大体一致的若干导线节称为导线段，交叉点称为导线结。

三、四等精密导线：附合在高等导线点或三角点间，是一、二等导线的进一步加密。三等导线边长 7～20 km，四等线边长 4～15 km。单独附合导线的长度，三等不超过 200 km，四等不超过 150 km。

图 4-7 所示为在一个一等导线环内的国家精密导线网布设方案。

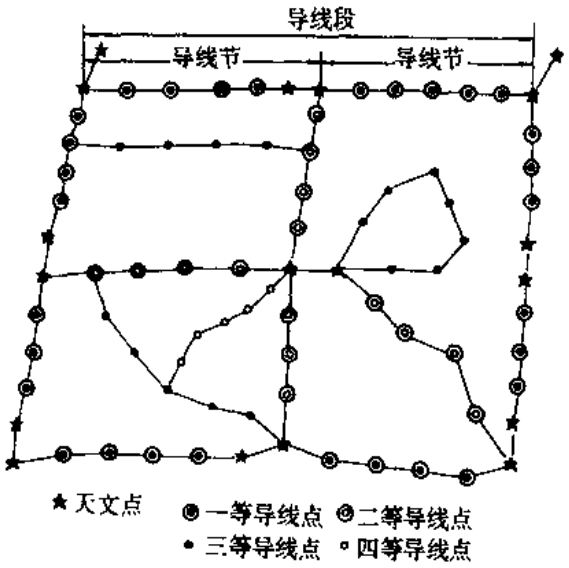


图 4-7

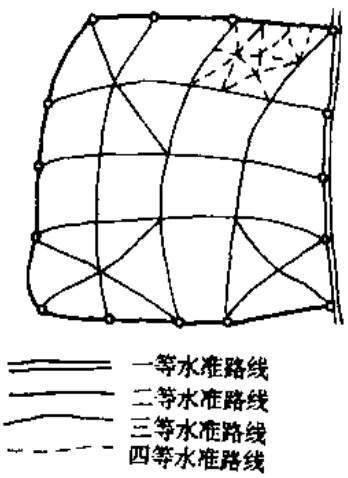


图 4-8

六、国家高程控制网的建立

水准测量是建立国家高程控制网的惟一方法。国家水准网按控制次序和施测精度分为

一、二、三、四等，其中一、二等构成全国高程控制的骨干，三、四等直接为测图和工程提供高程控制点。图 4-8 所示为各等水准网布设示意图。

一等水准网：沿地质构造稳定、交通不太繁忙、地势平缓的交通路线布设，构成网状，环线周长 1000～2000 km，视地形条件而定。

二等水准网：是国家高程控制的全面基础，在一环内沿主要公路、铁路及河流布设，环线周长 500～750 km。

三、四等水准网：在高等水准环内进一步加密。三等水准网布设成附合路线，并尽量交叉，环线长不超过 300 km，单独的附合路线不超过 200 km。四等一般以附合路线形式布设在高等水准点之间，附合路线长不超过 80 km。

基岩水准标石埋设在一等水准路线上，每 500 km 一座。基本水准标石埋设在一、二等水准路线上，60 km 左右一座。普通水准标石埋设在各等级水准路线上，每 2～6 km 一座。

各等水准测量作业结束后，每条水准路线须以测段往返高差不符值计算每千米水准测量高差中数的偶然中误差 M_Δ。当构成水准网的水准环超过 20 个时，还要按环闭合差计算每千米水准测量高差中数的全中误差 M_w。计算公式为：

$$\left.\begin{aligned} M_\Delta &= \pm\sqrt{\frac{1}{4n}\left[\frac{\Delta\Delta}{RR}\right]} \\ M_w &= \pm\sqrt{\frac{1}{N}\left[\frac{\omega\omega}{F}\right]} \end{aligned}\right\}$$

式中：Δ 为测段往返测高差不符值，mm；R 为测段长，km；N 为测段数；ω 为概算后的水准环闭合差，mm；F 为水准环线周长，km；N 为水准环数。

计算结果不应超出表 4-2 之规定。

表 4-2　　M_Δ 和 M_w 限值表

水准测量等级	一	二	三	四
M_Δ 的限值 /mm	0.5	1.0	3.0	5.0
M_w 的限值 /mm	1.0	2.0	6.0	10.0

七、图根控制测量概述

（一）图根平面控制测量

国家控制网是以“等”来划分它们的精度序列的。大比例尺地形测图和工程测量所涉及的测区都比较小，四等及四等以上控制测量，点的密度太稀不能满足要求，需要在国家等级控制网以下进一步加密，建立等级更低的控制。小三角测量、导线测量是低级平面控制加密的主要形式，其次有交会定点。此时边长短（2 km 以下）、精度要求低，一般可不考虑地球曲率的影响。外业中使用普通的仪器测距测角，测回数减少，各项限差也放宽了。但布网时仍要注意图形结构，如三角网应尽可能由等边三角形构成，导线尽可能布设成等边直伸形等。内业可采用简易平差，计算大为简化。

小三角测量分一级小三角和二级小三角，既可作为四等三角网的进一步加密，又可在小地区作为首级三角网布设。导线测量分为一、二、三级，与小三角有同样作用。直接控制碎部测图的低等级平面控制测量称为图根平面控制测量，有图根三角测量和图根导线测量，是测

图作业中最低一级的控制。

（二）等外水准测量与三角高程测量

在地形测图和工程测量时，一般把三、四等水准网作为基本高程控制。其下布设等外水准和三角高程网，既可作为小测区的首级高程控制，又可作为图根控制。等外水准精度低于四等水准，分为工程水准和图根水准，其施测精度根据测图和工程要求的不同而不同。三角高程测量分为一、二两级以及图根三角高程测量。

国家等级平面和高程控制测量将在后续课程中介绍。本章主要介绍图根平面控制测量、等外水准测量与三角高程测量。

第二节　导线测量

一、概述

（一）导线布设形式

导线的基本布设形式有：支导线、附合导线和闭合导线。

1. 支导线

从已知点 B 开始，依次在各待定点设站测角测距，并用直线依次连接各待定点，形成自由伸展的折线形状，这种导线形式称为支导线，如图 4-9(a)所示。一个已知点的坐标 x、y 和已知方位角 α_{AB} 是导线必需的三个起算元素，转角 β 和边长 D 为观测元素，待定点坐标为推算元素。

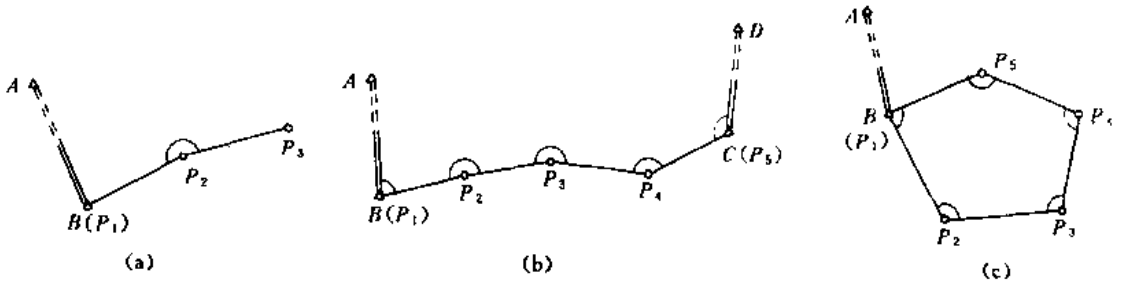


图 4-9

支导线另一端自由伸展，缺乏检核条件，终点点位误差最大，故在生产中应尽量少用。若用支导线测定控制点坐标，应限制支导线长度，并往返观测，以资检核。

2. 附合导线

两端（始端和终端）均附合在已知点和已知方向的导线称为附合导线，如图 4-9(b)所示。这种导线，不仅有检核条件（坐标条件和方位角条件），而且最弱点位于导线中部，使附合导线在与支导线同等精度的条件下得以增加长度，故附合导线在生产中得到广泛应用。

3. 闭合导线

导线始点和终点合二为一，形成闭合的多边形，这种导线称为闭合导线，如图 4-9(c)所示。闭合导线与附合导线相比，有同样的检核条件，在生产中也广泛采用。

此外，导线还可根据需要布设成更加复杂的图形，这里不再赘述。

（二）导线布设规格

为满足不同比例尺测图和不同工程测量的精度要求，各有关规范均规定了导线的长度、观测限差和精度指标，形成了导线等级和技术规格系列。按《城市测量规范》的规定，一、二、三级导线和图根导线的技术要求分别如表 4-3、表 4-4 和表 4-5 所列。

表 4-3　　电磁波测距导线的技术要求

等级	附合导线长度 /km	平均边长 /m	每边测距中误差 /mm	测角中误差 /″	仪器及测回数		方位角闭合差 /″	导线全长相对闭合差
					DJ_2	DJ_6		
一级	3.6	300	±15	±5	2	4	$\pm 10\sqrt{n}$	1/14000
二级	2.4	200	±15	±8	1	3	$\pm 16\sqrt{n}$	1/10000
三级	1.5	120	±15	±12	1	2	$\pm 24\sqrt{n}$	1/6000

注：n 为导线转角个数。

表 4-4　　钢尺量距导线技术要求

等级	附合导线长度 /km	平均边长 /m	往返丈量较差相对误差	测角中误差 /″	仪器及测回数		方位角闭合差 /″	导线全长相对闭合差
					DJ_2	DJ_6		
一级	2.5	250	1/20000	±5	2	4	$\pm 10\sqrt{n}$	1/10000
二级	1.8	180	1/15000	±8	1	3	$\pm 16\sqrt{n}$	1/7000
三级	1.2	120	1/10000	±12	1	2	$\pm 24\sqrt{n}$	1/5000

表 4-5　　钢尺量距导线技术要求

等级	附合导线长度 /km	平均边长 /m	往返丈量较差相对误差	测角中误差 /″	仪器及测回数		方位角闭合差 /″	导线全长相对闭合差
					DJ_2	DJ_6		
1∶500	500	75	1/3000		1	$\pm 60\sqrt{n}$	1/2000	
1∶1000	1000	110	1/3000		1	$\pm 60\sqrt{n}$	1/2000	
1∶2000	2000	180	1/3000		1	$\pm 60\sqrt{n}$	1/2000	

注：1∶500、1∶1000 比例尺测图，附合导线长度可放宽至上表规定的 1.5 倍，此时方位角闭合差不得超过 $\pm 40''\sqrt{n}$，导线绝对闭合差不得超过图上的 0.5 mm。

二、导线测量外业

导线测量的外业主要包括导线的布设和转角及边长的观测。

（一）导线的布设

根据测图比例尺、测区面积和工程要求，确定首级网等级和加密层次。首级网应尽量布设成导线网，低级导线应附合在高级导线点上，并尽量布设成直伸等边形状，相邻边长比不宜超过 1∶3。为减少大气折光的影响，视线应尽量避开水域、热体等，超越障碍的距离不得小于 0.5 m。

实地选点时应注意以下几点：

(1) 导线点应选在土质坚硬、能够长期保存且便于观测的地方。

(2) 导线点所在地通视条件良好，便于较低级导线扩展和碎部测量时发挥最大作用。

一、二、三级导线，一般应埋设标石(图 4-1)，填写“点之记”，表明导线点地理位置和与周围地物的相对关系，便于日后寻找。一、二、三级导线点一般不造永久觇标，观测时用花杆代替。图根导线的标志除需要外，一般使用临时标志。

为便于记录和计算，导线点应按一定规律编号。先用大写英文字母为起算点编号，再用阿拉伯数字为待定点编号，但包括导线的两个起、终点，这样就使点号与转角号一致，对于闭合导线，习惯于逆时针方向编号，使内角自然成为导线的左角。

(二) 观测

1. 转角观测

用经检验校正过的 DJ_6 或 DJ_2 经纬仪观测。当测站上只有两个方向时，采用测回法观测；当测站上有三个或三个以上方向时，采用方向法观测。对于不同等级导线，测回数不同，测回间必须改变水平度盘位置，以减少度盘刻划误差的影响。第一测回水平度盘位置习惯置于 0°00′附近，从第二测回起，每次增加$\frac{180°}{n}$，n 为测回数。

观测前应严格安置仪器，对中整平，观测过程中应注意照准部的长水准器气泡偏移情况。当气泡偏离整置中心超过一格时，表示仪器垂直轴倾斜，这时应停止观测，重新整置仪器，重新观测该测回。观测时，应仔细瞄准目标的几何中心线，并尽量照准花杆底部，以减少照准误差和觇标对中误差的影响，读数时要仔细果断，记录时要唱记，以防听错、记错。记录一定要在现场进行，并记在手簿上，严禁追记、补记和涂改记录，以保证记录的真实性和可靠性。

观测超限应重测，其限差列于表 4-6，表中为方向观测法的各项限差，对测回法观测可参照执行。

表 4-6　　方向观测法的各项限差

经纬仪等级	两次重合读数差 /″	半测回归零差 /″	一测回内 2c 互差 /″	同一方向各测回互差 /″
DJ_2	3	8	13	9
DJ_6		18		24

外业测角结束后，应按下式评定测角精度：

$$m''_\beta = \pm\sqrt{\frac{1}{N}\left[\frac{f_\beta f_\beta}{n+1}\right]}$$

式中：f_β 为附合导线或闭合导线环的方位角闭合差；$n+1$ 为计算时的角度个数，等于待定边数 n 加 1；N 为 f_β 的个数。

2. 导线边长测量

尽可能采用电磁波测距仪测量导线边长，条件不具备时使用钢尺量距。测距前，测距仪应经过检测，钢尺应经过检定。

一、二、三级导线边长应往返测量，往测或返测的测回数不少于两测回，图根导线单程测距一测回。电磁波测距的各项限差及气象元素测定要求分别列于表 4-7 和表 4-8。

表 4-7　　电磁波测距的各项限差

测距仪等级	一测回内读数较差 /mm	单程测回间较差 /mm	往返或不同时间段较差
Ⅰ	5	7	$2(a+b\cdot D)$
Ⅱ	10	15	$2(a+b\cdot D)$
Ⅲ	20	30	$2(a+b\cdot D)$

注：(1) 往返较差为斜距化算到同一水平面上后的平距间的比较；

(2) a 为测距仪固定误差，mm；b 为比例误差，10^{-6}；D 为边长，km。

表 4-8　　气象数据的测定要求

导线等级	最小读数		测定的时间间隔	气象数据的取用
	温度 /℃	气压 /Pa		
一级起始边和边长	0.5	100	每边一次	
二级起始边和边长，三级边长	0.5	100	一时段始末各一次	

注：上午、下午和夜间各为一时段。

采用钢尺量距时，各项限差及要求见表 4-9。

表 4-9　　钢尺量距主要技术要求

导线等级	作业尺数	丈量方法	丈量总次数	读数次数	估读 /mm	同尺各次或同段各尺较差 /mm	温度读至 /℃	定线最大偏差 /cm	尺段高差较差 /cm	拉力
一级	2	双尺同向	2	3	0.5	2	0.5	5	1	重锤或弹簧秤
	1	独立往返								
二级	2	双尺同向	2	3	0.5	2	0.5	5	1	弹簧秤
	1	独立往返								
三级	2	同向双次	2	2	1	2	1	7	1	弹簧秤
图根	1	同向双次	2	1	1	3	1	10		弹簧秤

当边长需加入倾斜改正时，应测定边的两端点高差或边的垂直角，用高差或垂直角进行倾斜改正。高差可用水准测量或三角高程测量方法测定。当用三角高程测量高差时，两端点间高差为：

$$h \leqslant \frac{8S}{T} \times 10^3$$

式中：S 为测距边边长，m；T 为测距边要求的相对中误差分母；h 为导线边两端点高差，m。

往返高差较差不应大于 $0.1S\times10^{-3}$(m)。当用垂直角计算平距时，垂直角测角中误差按下式计算：

$$m''_a = \pm \frac{\sqrt{2}\rho''}{5T\sin\alpha} \tag{4-1}$$

式中：m''_α 为单程观测时所需垂直角精度，″；α 为垂直角。

垂直角观测方法及测回数列于表 4-10，表中“精度”是指用式(4-1)所计算的值，其大小决定了垂直角的观测方法和测回数。

表 4-10　　垂直角观测方法及测回数

测回数 / 精度 / 方法	5″～10″	10″～30″		30″以上
	DJ_2	DJ_2	DJ_6	DJ_6
对向观测中丝法	2	1	2	1
单向观测中丝法	3	2	3	2

三、导线测量内业计算的基本公式

（一）坐标正算公式

已知边长和方位角，由已知点推算待定点的坐标称为坐标正算。如图 4-10 所示，在高斯平面直角坐标系中，已知 A 的坐标为 x_A、y_A 和 A 至待定点 P 的边长 D_{AP}(平距)和方位角 α_{AP}，则 P 点坐标可表达为下面的关系：

$$\left.\begin{aligned} x_P &= x_A + \overline{AG} \\ y_P &= y_A + \overline{GP} \end{aligned}\right\}$$

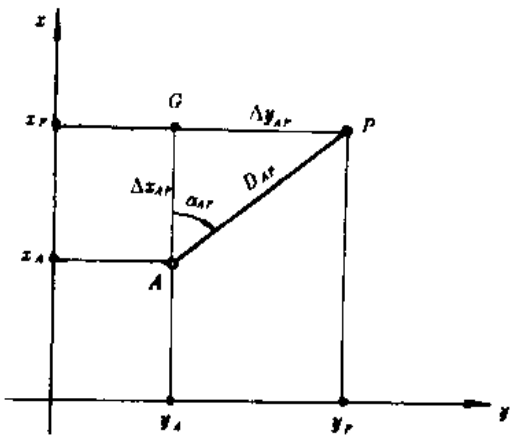


图 4-10

式中，$\overline{AG}$为纵坐标增量，记为 Δx_{AP}；$\overline{GP}$为横坐标增量，记作 Δy_{AP}。可见，求 P 点的坐标主要是求出两点间的坐标增量，坐标增量在本质上是两点坐标之差。

由三角函数知识，坐标增量应为：

$$\left.\begin{aligned} \Delta x_{AP} &= \overline{AG} = D_{AP}\cos\alpha_{AP} \\ \Delta y_{AP} &= \overline{AG} = D_{AP}\sin\alpha_{AP} \end{aligned}\right\} \tag{4-2}$$

于是得：

$$\left.\begin{aligned} x_P &= x_A + D_{AP}\cos\alpha_{AP} \\ y_P &= y_A + D_{AP}\sin\alpha_{AP} \end{aligned}\right\} \tag{4-3}$$

若将上式写成一般形式，有：

$$\left.\begin{aligned} x_{i+1} &= x_i + \Delta x_{i,i+1} = x_i + D_{i,i+1}\cos\alpha_{i,i+1} \\ y_{i+1} &= y_i + \Delta y_{i,i+1} = y_i + D_{i,i+1}\sin\alpha_{i,i+1} \end{aligned}\right\} \tag{4-4}$$

式(4-4)就是坐标计算正算公式，是平面控制测量中求算待定点坐标的公式，具有重要意义。式中 i 表示控制点序号。

（二）坐标反算公式

已知相邻两点的坐标，反求边长和方位角称为坐标反算。如图 4-10 所示，方位角 α_{AP}用坐标增量以反正切公式求得，即：

$$\alpha_{AP} = \arctan\frac{y_P - y_A}{x_P - x_A} = \arctan\frac{\Delta y_{AP}}{\Delta x_{AP}} \tag{4-5}$$

边长 D_{AP} 可作坐标增量以商高定理求得，即：

$$D_{AP}=\sqrt{\Delta x_{AP}^2+\Delta y_{AP}^2} \tag{4-6}$$

或以三角函数求得[以坐标增量式(4-2)反求]，即：

$$D_{AP}=\frac{\Delta x_{AP}}{\cos\alpha_{AP}}=\frac{\Delta y_{AP}}{\sin\alpha_{AP}} \tag{4-7}$$

式(4-5)、(4-6)和(4-7)就是坐标反算公式。反算公式在平面控制测量计算中使用广泛。

应当指出，用式(4-5)计算的角是象限角 R。R 为锐角，还应根据方位角与象限角的关系，将象限角换算为方位角。

用计算器进行坐标正、反算更为方便，这里不作介绍。

(三) 坐标方位角传算公式

如图 4-11 所示，设 AB 为已知边，其正方位角为 α_{AB}，β 为左转角(导线前进方向左边的转角为左转角，简称左角；反之为右角)，如何求得各待定边的方位角呢？

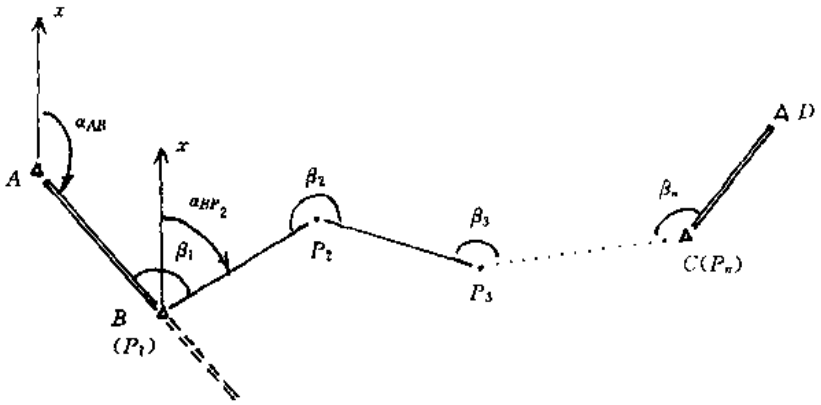


图 4-11

由图 4-11 可知：

$$\alpha_{BP_2}=\alpha_{AB}+180^\circ+\beta_1$$

亦即：

$$\alpha_{前}=\alpha_{后}+180^\circ+\beta_{左} \tag{4-8}$$

若观测的是右角，则有：

$$\alpha_{前}=\alpha_{后}+180^\circ-\beta_{右} \tag{4-9}$$

式(4-8)和式(4-9)即为方位角传算公式。根据方位角的定义和值域，当 $\alpha_{前}$ 大于 360°时，应减去 360°；当 $\alpha_{前}$ 小于 360°时，应加上 360°。

同理可得：

$$\begin{aligned}\alpha_{P_2P_3}&=\alpha_{BP_2}+180^\circ+\beta_2\\&=(\alpha_{AB}+180^\circ+\beta_1)+180^\circ+\beta_2\\&=\alpha_{AB}+2\times180^\circ+\beta_1+\beta_2\end{aligned}$$

假定最末边 CD 的方位角推算值为 α'_{CD}，由此不难得出 α'_{CD} 的计算式为：

$$\alpha'_{CD}=\alpha_{AB}+n\times180^\circ+\sum\beta_{左} \tag{4-10}$$

对于右转角，有：

$$\alpha'_{CD} = \alpha_{AB} + n \times 180° - \sum \beta_{右} \tag{4-11}$$

应特别注意，所求 α'_{CD} 应在值域内，否则应加减 360°或 360°的整数倍。

（四）导线闭合差限差公式

由于转角观测存在误差，从导线起始边的已知方位角开始，以观测角经导线各边传算至最末边，方位角的推算值与已知值不会相等，其差值就是方位角闭合差，记为 f_β。同理，由于转角、导线边长都存在着观测误差，致使从起点坐标推算终点坐标，其推算值与已知值也不相等，其差值分别称为纵坐标闭合差和横坐标闭合差，分别记为 f_x 和 f_y。

导线闭合差必须有一定的限度，称为限差，一般以二倍中误差作为限差。闭合差超限，表明观测质量低，成果不能采用。

1. 导线方位角闭合差限差公式

设已知的起始边方位角为 α_{AB}，最末边方位角为 α_{CD}，其推算值为 α'_{CD}，由式(4-10)得：

$$\alpha'_{CD} = \alpha_{AB} + n \cdot 180 + \sum \beta_{左}$$

则方位角闭合差为：

$$f_\beta = \alpha'_{CD} - \alpha_{CD} = \alpha_{AB} + n \times 180° + \sum \beta_{左} - \alpha_{CD} \tag{4-12}$$

式中：$\beta_{左}$ 为导线左转角；n 为方位角传算过程中的转角个数。

设测角中误差为 m_β，且同精度观测。根据中误差传播律，并取二倍中误为限差，则方位角闭合差限差为：

$$f_{\beta_{限}} = \pm 2m_\beta \sqrt{n} \tag{4-13}$$

方位角闭合差应满足：

$$f_\beta \leqslant f_{\beta_{限}} = \pm 2m_\beta \sqrt{n} \tag{4-14}$$

例如，对一级导线，$m_\beta = \pm 5''$，则：

$$f_\beta \leqslant \pm 10'' \sqrt{n}$$

2. 导线全长相对闭合差限差公式

如果实际计算中求得的纵横坐标闭合差为 f_x、f_y，则导线全长闭合差 f_S 为：

$$f_S = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \tag{4-15}$$

用导线全长 $\sum S$ 去除全长闭合差 f_S，并使分子为 1，得导线全长相对闭合差为：

$$K = \frac{f_S}{\sum S} = \frac{1}{\sum S / f_S} \tag{4-16}$$

则应满足：

$$K \leqslant K_{限}$$

式中：$K_{限}$ 为导线全长相对闭合差限差，在规范中有明确规定，如图根导线的 $K_{限} = \frac{1}{2000}$。

（五）观测边长化算公式

观测边长只有化算到统一的投影面上，才能用于坐标计算。对国家统一坐标系统而言，边长需化算到高斯平面上；对局部（假定）坐标系统来说，边长需化算到认定的高程平面上，如测区平均高程平面上。当测区面积小于 25 km^2 时，可不经投影采用假定平面直角坐标系统在平面上直接进行计算。

将观测边长化算到高斯平面上，一般分三步进行：第一步，斜距化平距；第二步，将水平距离归化至椭球面；第三步，将椭球面上的距离投影到高斯平面上。以上第二、三步化算工作将在第五章第四节中介绍，下面介绍斜距化平距的计算方法。

设地面上有两点 A 和 B，且不等高，A 点高程为 H_A，B 点高程为 H_B，S 为 A、B 的观测边长，A、B 两点的高差 $h=H_A-H_B$。由商高定理知平距 D_1 为：

$$D_1=\sqrt{S^2-h^2} \tag{4-17}$$

又设 α 为垂直角，D_1 也可用下式计算：

$$D_1=S\cdot\cos\alpha \tag{4-18}$$

式(4-17)和(4-18)就是由高差 h 或垂直角 α 计算平距的公式。使用时应注意：观测边长 S 是经各项改正后的斜长。

四、单一附合导线与闭合导线近似平差

（一）角度平差

角度平差的目的是消除转角观测误差引起的方位角闭合差，求得各转角的平差值。方法是先计算方位角闭合差 f_β，当 $f_\beta\leqslant f_{\beta容}$ 时，将 f_β 反号平均分配给各转角，即：

$$v_i=-\frac{f_\beta}{n} \tag{4-19}$$

$$\hat{\beta}_i=\beta_i+v_i \qquad i=1,2,\cdots,n \tag{4-20}$$

式中：n 为转角个数；v_i 为转角改正数；$\hat{\beta}_i$ 为转角平差值。

（二）坐标平差

坐标平差的目的是消除因转角和边长观测误差引起的坐标闭合差 f_x 和 f_y，求得各点的坐标平差值。方法是用平差角 $\hat{\beta}$ 和观测边长 D 先推算各点间坐标增量近似值，进而求得坐标闭合差 f_x、f_y 和导线全长闭合差 f_S 及导线全长相对闭合差 K。当 $K\leqslant K_{容}$ 时，将坐标闭合差按边长成比例反号分配给各坐标增量，求得坐标增量的平差值和各点坐标平差值，即：

各边方位角：
$$\alpha_{前}=\alpha_{后}+180^\circ+\hat{\beta}$$

各点间坐标增量：
$$\begin{cases}\Delta x_i=D_i\cos\alpha_i\\ \Delta y_i=D_i\sin\alpha_i\end{cases}$$

坐标闭合差：
$$\begin{cases}f_x=\sum\Delta x-(x_C-x_B)\\ f_y=\sum\Delta y-(y_C-y_B)\end{cases} \tag{4-21}$$

导线全长闭合差和导线全长相对闭合差为：

$$f_S=\sqrt{f_x^2+f_y^2}$$

$$K=\frac{1}{\sum D/f_S}\leqslant K_{容} \tag{4-22}$$

坐标增量改正数为：
$$\begin{cases}v_{\Delta x_i}=-\dfrac{f_x}{\sum D}\times D_i\\ v_{\Delta y_i}=-\dfrac{f_y}{\sum D}\times D_i\end{cases} \tag{4-23}$$

坐标增量平差值：
$$\begin{cases}\Delta\hat{x}_{ij}=\Delta x_{ij}+v_{\Delta x_{ij}}\\ \Delta\hat{y}_{ij}=\Delta y_{ij}+v_{\Delta y_{ij}}\end{cases}$$

各点坐标平差值：
$$\begin{cases}\hat{x}_j = x_i + \Delta x_{ij} \\ \hat{y}_j = y_i + \Delta y_{ij}\end{cases}$$

（三）单一附合导线近似平差示例

例 4-1 图 4-12 所示为单一附合导线。A、B、C、D 为已知点，已知数据有起点 B 与终点 C 的坐标；起边与终边的方位角 α_{AB} 和 α_{CD}：

$x_B = +640.93$ m　　$x_C = +589.97$ m

$y_B = +1068.44$ m　　$y_C = +1307.87$ m

$\alpha_{AB} = 224°03'00''$　　$\alpha_{CD} = 24°09'00''$

各转角 β 和各边长 D 分别列于表 4-11 第 2 和第 6 栏。试对这一导线进行近似平差。

解 一切计算均在表中进行，分步解说如下：

（1）绘图填表　绘制平差略图（图 4-12），在计算表中填写已知数据和观测数据。

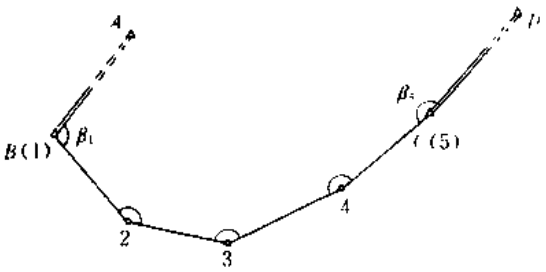


图 4-12

（2）方位角闭合差计算与角度平差　欲求方位角闭合差，须先求得终边方位角的计算值，终边方位角计算值可按方位角传算公式（4-10）推算。此时导线终边的方位角应为：

$$\alpha'_{CD} = \alpha_{AB} + n \times 180° + \sum \beta_{左} \quad (4\text{-}24)$$

式中：n 为转角个数。

当 $\alpha'_{CD} > 360°$ 时，应减去 360°或 360°的整倍数度。

本例中，终边 CD 的方位角推算值为：

$$\alpha'_{CD} = \alpha_{AB} + n \times 180° + \sum \beta = 224°03'00'' + 5 \times 180° + 700°06'30''$$
$$= 1824°09'30'' - 5 \times 360° = 24°09'30''$$

方位角闭合差 $f_\beta = \alpha'_{CD} - \alpha_{CD} = 24°09'30'' - 24°09'00'' = +30''$，图根导线的方位角闭合差限差为 $f_{\beta_{限}} = \pm 2m_\beta \sqrt{n} = \pm 2 \times 30'' \sqrt{5} = \pm 134''$，$f_\beta < f_{\beta_{限}}$，满足要求。

各转角的改正数为 $v_i = -\dfrac{f_\beta}{n} = -\dfrac{+30''}{5} = -6''$，填入表中第 3 栏。改正后角值（平差值）$\hat{\beta}_i = \beta_i + v_i$ 填入第 4 栏。

（3）导线全长相对闭合差计算与坐标平差

① 由转角平差值 $\hat{\beta}$ 推算各边方位角并检核，记入第五栏。

方位角 α 推算：用计算器直接在表中计算，不必列出算式，如：

$$\alpha_{12} = \alpha_{AB} + 180° + \hat{\beta}_1 = 224°03'00'' + 180° + 114°16'54'' - 360° = 158°19'54''$$

检核：应有 $\hat{\alpha}_{CD} = (24°09'00'') = \alpha_{CD}$，表明 $\hat{\beta}$ 和 α 计算无误，已消除了方位角闭合差。

② 由方位角 α 和边长 D 计算坐标增量近似值，填入第 7、9 栏，如：

$$\Delta x_{12} = D_{12}\cos\alpha_{12} = 82.181 \times \cos(158°19'54'') = -76.374$$
$$\Delta y_{12} = D_{12}\sin\alpha_{12} = 82.181 \times \sin(158°19'54'') = +30.344$$

③ 坐标闭合差的计算与分配。

坐标闭合差为：

$$f_x = \sum \Delta x - (x_C - x_B) = -50.982 - (+589.974 - 640.931) = -0.025$$

表 4-11　　附合导线平差计算表

点号	转角观测值 β /° ′ ″	改正数 /″	转角平差值 β /° ′ ″	坐标方位角 α /° ′ ″	边长 D /m	坐标增量近似值 Δx /m	坐标增量近似值 改正数 /mm	坐标增量近似值 Δy /m	坐标增量近似值 改正数 /mm	坐标增量平差值 Δx /m	坐标增量平差值 Δy /m	坐标平差值 x /m	坐标平差值 y /m	点号
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
A				224 03 00										A
$B(1)$	114 17 00	−6	114 16 54									+640.931	+1068.444	$B(1)$
				158 19 54	82.181	−76.374	+6	+30.344	+14	−76.368	+30.358			
2	146 59 30	−6	146 59 24									+564.563	+1098.802	2
				125 19 18	77.274	−44.677	+6	+63.049	+13	−44.671	+63.062			
3	135 11 30	−6	135 11 24									+519.892	+1161.864	3
				80 30 42	89.645	+14.778	+7	+88.419	+16	+14.785	+88.435			
4	145 38 30	−6	145 38 24									+534.677	+1250.299	4
				46 09 06	79.813	+55.291	+6	+57.559	+14	+55.297	+57.573			
$C(5)$	158 00 00	−6	157 59 54									+589.974	+1307.872	$C(5)$
				24 09 00										
D				（检核）								（检核）	（检核）	D
$\sum$	700 06 30	−30			328.913	−50.982	+25	+239.371	+57	−50.957	+239.428			

精度评定

$$f_{\beta_{容}} = \pm 60''\sqrt{n} = \pm 60''\sqrt{5} = \pm 134''$$

$$f_\beta = \alpha'_{CD} - \alpha_{CD} = \alpha_{AB} + \sum \eta\beta + n \cdot 180° - \alpha_{CD}$$

$$= 224°03'00'' + 700°06'30'' + 5 \times 180° - 24°09'00''$$

$$= +30''$$

$$v_{\beta_i} = -\frac{f_\beta}{n} = -\frac{+30''}{5} = -06''$$

$$f_x = \sum \Delta x - (x_C - x_B) = -0.025\ \text{m}$$

$$f_y = \sum \Delta y - (y_C - y_B) = -0.057\ \text{m}$$

$$f_S = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 0.062\ \text{m}$$

$$K = \frac{f_S}{\sum D} = \frac{0.062}{328.913} = \frac{1}{5300} < \frac{1}{2000}$$

$$v_{\Delta x_{ij}} = -\frac{f_S}{\sum D} \cdot D_{ij} \quad v_{\Delta y_{ij}} = -\frac{f_S}{\sum D} \cdot D_{ij}$$

$$f_y = \sum \Delta y - (y_C - y_B) = +237.371 - (+1307.832 - 1068.444) = -0.057$$

导线全长闭合差为：

$$f_S = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{(-0.025)^2 + (-0.057)^2} = 0.062$$

导线相对闭合差为：

$$K = \frac{f_S}{\sum D} = \frac{0.062}{328.913} = \frac{1}{5300}$$

检核：$K < k_{限} = \frac{1}{2000}$，合格。

坐标闭合差按边长成比例反号分配，并填入表中第 8、10 栏，以毫米为单位。如

$$v_{\Delta x_{12}} = -\frac{f_x}{\sum D} \times D_{12} = -\frac{-0.025}{328.913} \times 82.181 = +6$$

$$v_{\Delta y_{12}} = -\frac{f_y}{\sum D} \times D_{12} = -\frac{-0.025}{328.913} \times 82.181 = +14$$

计算完后，应检核，即 $\sum v_{\Delta x} = -f_x$，$\sum v_{\Delta y} = -f_y$。

④ 坐标平差值计算，填入第 13、14 栏，如：

$$x_2 = x_B + \Delta x_{12} = +640.931 + (-76.368) = +564.563$$

$$y_2 = y_B + \Delta y_{12} = +1068.444 + 30.358 = +1098.802$$

检核：应有 $\hat{x}_C = x_C$，$\hat{y}_C = y_C$。本例计算无误。

（四）闭合导线平差示例

闭合导线平差示例见图 4-13 和表 4-12，其平差过程和计算内容与附合导线基本相同，不再赘述。下面介绍闭合导线计算的两个特点。

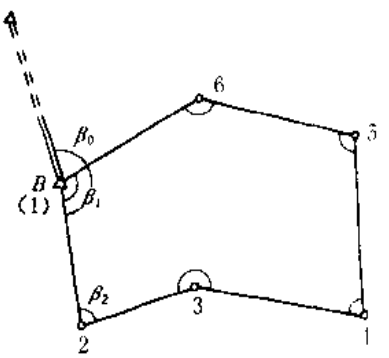


图 4-13

特点一：方位角闭合差变成多边形闭合差，即：

$$f_\beta = \sum \beta - (n-2) \times 180^\circ \qquad (4\text{-}25)$$

式中：$\sum \beta$ 为闭合导线的内角和；$(n-2) \times 180^\circ$ 为多边形内角和的理论值。

这是因为闭合导线的起边与终边合二为一，有 $\alpha_{AB} = \alpha_{CD} + 180^\circ$ 之故。这时，多边形闭合差 f_β 只分配给多边形的各内角，定向角 β_0 无改正。

特点二：坐标闭合差变成坐标增量闭合差，即：

$$\left.\begin{aligned} f_x &= x_B + \sum \Delta x - x_B = \sum \Delta x \\ f_x &= y_B + \sum \Delta y - y_B = \sum \Delta y \end{aligned}\right\} \qquad (4\text{-}26)$$

这是因闭合导线的起点与终点合为一点所致。

（五）支导线平差

支导线因终点为待定点，不存在附合条件。但为了进行检核和提高精度，一般采取往返测，致使有了多余观测，因观测存在误差，所以产生方位角闭合差和坐标闭合差。

支导线因采取往返测，故又称复测支导线。复测支导线的平差计算过程与附合导线基本

表 4-12　　闭合导线平差计算表

点号	转角观测值 β ° ′ ″	v_β /″	转角平差值 β ° ′ ″	坐标方位角 α ° ′ ″	边长 D /m	坐标增量近似值 Δx /m	改正数 /mm	Δy /m	改正数 /mm	坐标增量平差值 Δx /m	Δy /m	坐标平差值 x /m	y /m	点号
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
A	（定向角 β_0）			150 50 47										
$B(1)$	193 42 12		193 42 12									706.155	543.074	A
2	75 52 30	−13	75 52 17	164 32 59	69.361	−66.854	+15	+18.480	+9	−66.839	+18.489	639.316	561.563	$B(1)$
3	202 04 27	12	202 04 15	60 25 16	54.674	−26.988	+12	+47.549	+7	+27.000	+47.556	666.316	609.119	2
4	82 02 12	−13	82 01 59	82 29 31	73.272	+9.574	+16	+72.644	+10	+9.590	+72.654	675.906	681.773	3
5	101 53 45	−13	101 53 32	344 31 30	71.263	+68.680	+15	−19.014	+10	+68.695	−19.004	744.601	662.769	4
6	148 52 40	−12	148 52 28	266 25 02	70.680	−4.417	+15	−70.542	+9	−4.402	−70.533	740.199	592.236	5
$B(1)$	109 15 42	−13	109 15 29	235 17 30	59.813	−34.057	+13	−49.170	+8	−34.044	−49.162	706.155	543.074	6
				（检核）								（检核）	（检核）	$B(1)$
A				164 32 59										A
$\sum$	720 01 16	−76			399.063	−0.086	+86	−0.053	+53	−0	+0			

精度评定

$$f_\beta = \sum \Delta\beta \cdot \sum \beta_{测} = 720°01'16'' - (6-2)\times 180° = +76''$$

$$f_{\beta容} = \pm 60''\sqrt{n} = \pm 60''\sqrt{6} = \pm 147''$$

$$v_\beta = -\frac{f_\beta}{n} = -\frac{+76''}{6} = -12.7''$$

$$f_x = \sum \Delta x = -86\ \text{mm}$$

$$f_y = \sum \Delta y = -53\ \text{mm}$$

$$f_S = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 101\ \text{mm}$$

$$K = \frac{f_S}{\sum D} = \frac{0.101}{399.063} \approx \frac{1}{3950} < \frac{1}{2000}$$

$$v_{\Delta x} = \frac{f_x}{\sum D} \cdot D_i \quad v_{\Delta y} = -\frac{f_y}{\sum D} \cdot D_i$$

相同，但有如下特点：

1. 方位角闭合差计算与角度平差

方位角闭合差为：

$$f_\beta = \alpha_{终往} - \alpha_{终返} \tag{4 27}$$

其限差为：

$$f_{\beta_{限}} = \pm 2m_\beta \sqrt{2n} \tag{4-28}$$

式中：$\alpha_{终往}$、$\alpha_{终返}$分别为往测、返测支导线终边方位角的推算值；$2n$ 为单程测量测站数的2倍，亦即往返测站数的总和。

当 $f_\beta \leqslant f_{\beta_{限}}$ 时，分配方位角闭合差，只是往返测转角的改正数正负号不同，即：

$$\left.\begin{aligned} v_{\beta_{往}} &= -\frac{f_\beta}{2n} \\ v_{\beta_{返}} &= +\frac{f_\beta}{2n} \end{aligned}\right\} \tag{4-29}$$

2. 坐标闭合差计算与坐标平差

坐标闭合差为：

$$\left.\begin{aligned} f_x &= \sum \Delta x_{往} - \sum \Delta x_{返} \\ f_y &= \sum \Delta y_{往} - \sum \Delta y_{返} \end{aligned}\right\} \tag{4-30}$$

导线全长闭合差为：

$$f_S = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}$$

导线全长相对闭合差为：

$$k = \frac{f_S}{\sum D_{往} + \sum D_{返}} \leqslant K_{限} \tag{4-31}$$

坐标增量改正数为：

$$\left.\begin{aligned} v_{\Delta x_{ij往}} &= -\frac{f_x}{\sum D_{往} + \sum D_{返}} \times D_{ij往} \\ v_{\Delta y_{ij往}} &= -\frac{f_y}{\sum D_{往} + \sum D_{返}} \times D_{ij往} \\ v_{\Delta x_{ij返}} &= +\frac{f_x}{\sum D_{往} + \sum D_{返}} \times D_{ij往} \\ v_{\Delta y_{ij返}} &= +\frac{f_x}{\sum D_{往} + \sum D_{返}} \times D_{ij往} \end{aligned}\right\} \tag{4-32}$$

六、检查导线测量错误的方法

（一）错误角度定位方法

图 4-14 所示为一单附合导线，有一转角有错引起方位角闭合差超限，但不知哪个角有错。定位方法是：分别自导线起点 B 和终点 C，用原观测角和观测边长，相向计算各点坐标，每个导线点均有两套坐标值。比较之，若只有 K 点坐标相近，其余点两套坐标差异显著，则可判定 K 点转角 β_K 有错。这是因为到 K 点时，两导线计算均使用了错误转角 β_K，使以后各边的方位角不仅有错，而且越来越离开实际值，导致坐标不符。

对闭合导线，可自起始点以顺时针和逆时针方向分别推算各点坐标，比较之，同样可定出错角位置。

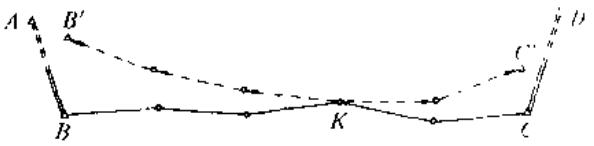


图 4-14

（二）错边和错误方位角定位方法

图 4-15 所示为一单附合导线，某边有错误导致导线全长闭合差超限，但不知哪条边有错。定位方法是：先确定闭合差 f_S 的方向，即由坐标闭合差计算出闭合差 f_S 的方位角 α_f。

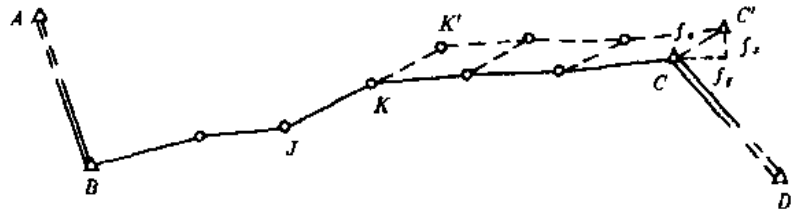


图 4-15

$$\alpha_f = \operatorname{arccot}\frac{f_y}{f_x}$$

然后比较之，若 α_f 与导线某一边方位角基本相同，可判定该边有错误。如图 4-15 中 f_S 与边 JK 平行，是 JK 边边长有错。这是因为，当 JK 边有长度错误 KK' 时，致使以后各边的位置均平移 KK'，这时终点 C 也平移至 C'，CC' 就是闭合差，其方向与 JK 边方向大致平行。若 α_f 与某边方位角相差约为 90°，可判定该边方位角有错或计算有误，如图 4-16 所示，当 e_f 边方位角产生 $\Delta\alpha$ 错误时，实际上会使 e 以后各导线点平移同样的量，但因边长不变，点的位移方向大致与 ef 方向垂直，所以闭合差 CC' 的方位角与 ef 边方位角会相差约 90°。

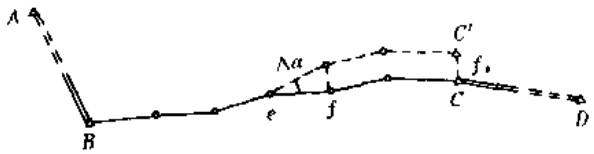


图 4-16

通过以上分析，对导线测量错误的检查方法可归纳成以下两点：

（1）导线角度闭合差超限，一般可判定角度测量有错。比较两套坐标，若某点的两套坐标极相近，而其他点两套坐标相差甚大，则该点角度有错。

（2）导线全长闭合差超限，可能是某边长测量有错，也可能是某边方位角计算有错。计算导线全长闭合差 f_S，当 f_S 方向与某边大体平行时，可判定该边测量有错；当 f_S 的方位角 α_f 与某边方位角相差约 90°时，可判定该边方位角计算有错。

错误定位后，凡属测量错误，应到实地重测。当不易定位时，可根据手簿记录分析观测条件有无异常。当观测条件异常时，极易造成测角、测距的粗差。当导线中有多处错误时，错误定位并非易事，需具体问题具体分析。

第三节　小三角测量

一、概述

（一）小三角测量的布设形式与技术指标

上节介绍了平面控制测量的一种方法——导线测量。导线测量的特点是布设灵活，要求通视的方向少，边长直接测定，精度均匀，本节将介绍平面控制测量的另一种方法——小三角测量。所谓小三角，就是在国家控制网基础上加密的精度较低、边长较短的局部二角网，计算时不考虑地球曲率的影响，按近似平差方法处理观测成果，小三角测量与导线测量相比，优点是控制面积大、几何条件多、图形结构强，有利于检查角度测量质量，是山地、丘陵及通视条件较好的测区广泛采用的一种建网方法。

根据测区的地形条件、高级控制点的分布情况及工程的实际要求，小三角网可布设成线形锁、中点多边形、大地四边形等不同形式，如图 4-17 所示。

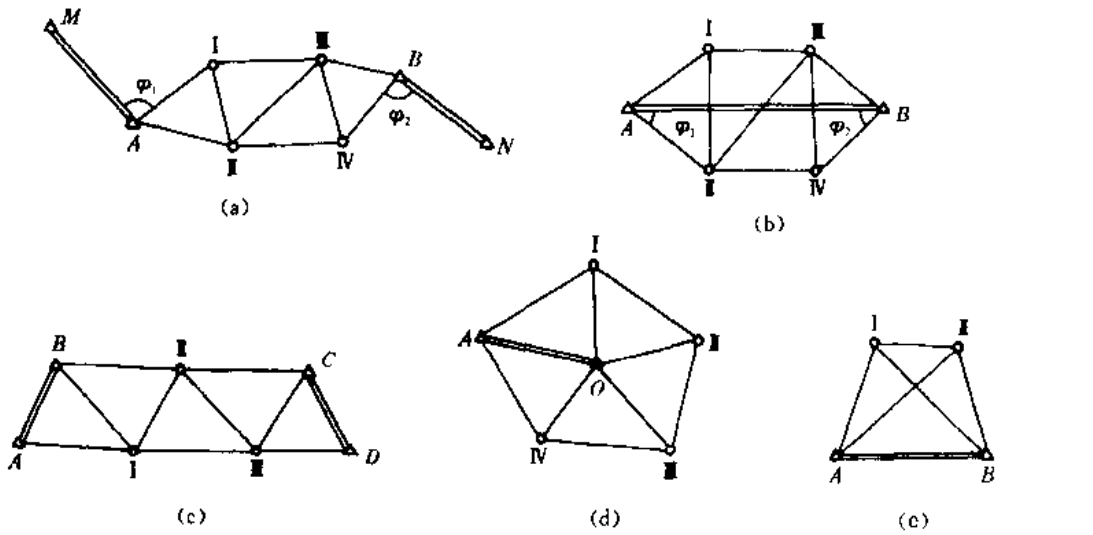


图 4-17

当布设成线形锁时，除观测所有三角形的内角外，还应在线形锁两端的已知点上观测已知方向与三角形任一边的夹角，通常称为定向角或连接角，用 φ 表示。根据已知方向与锁的相对关系，线形锁又分为外定向线形锁和内定向线形锁，如图 4-17(a)、(b)所示。观测了两个定向角的线形锁为双定向线形锁；只测一个定向角的线形锁为单定向线形锁；若受通视条件的限制没有观测定向角，则称为无定向线形锁。单定向和无定向线形锁的检核条件较少，应尽量少用。

小三角测量按边长和精度要求不同分为一级、二级小三角测量和图根小三角测量。一、二级小三角用于三、四等三角网以下的加密，以满足各项测量工作的需要，也可作为小测区的首级平面控制，并作为扩展图根平面控制的基础。图根小三角是在一、二级小三角以下的进一步加密，直接服务于地形测图。各级小三角测量的技术要求见表 4-13。

（二）小三角测量的外业工作

小三角的外业工作包括踏勘选点、埋设标石和角度观测。

表 4-13　　小三角测量技术要求

等级	平均边长 /km	测角中误差 /″	三角形最大闭合差 /″	方位角闭合差 /″	起始边相对中误差	最终边的边长相对中误差
一级	1	±5	±15	$\pm 2\sqrt{n \cdot m''^2_\beta + m''^2_{\alpha_1} + m''^2_{\alpha_2}}$	1/4 万	1/2 万
二级	0.5	±10	±30		1/2 万	1/1 万
图根	1.7R	±20	±60	$\pm 40\sqrt{n}$	1/1 万	

注：① R 为最大视距长度；

② n 为传递坐标方位的角的个数；

③ m''_β 为相应等级规定的测角中误差；

④ m''_{α_1}、m''_{α_2} 为起始方位角中误差。

1. 踏勘选点和埋设标石

与导线测量相似，选点前应收集测区已有的地形图和控制点的成果资料，在图上初步拟定布网方案，然后到测区进行实地踏勘，查明原有控制点的点位、保存及通视情况，落实网中每个点在实地的确切位置。如果测区无地形资料，则需到现场详细踏勘后拟定布网方案。

选点工作应注意以下几点：

(1) 小三角点应选在视野开阔、土质坚实的高处，相邻三角点间应互相通视。

(2) 为保证推算边的精度，三角形内角一般不应小于 30°，受地形限制时，个别传距角对于一、二级小三角不应小于 25°，对于图根小三角则不应小于 20°，三角形的边长应尽可能相接近，避免边长长短悬殊，其平均边长要符合表 4-13 中的规定。

(3) 线形锁的三角形个数，对于一、二级小三角一般不应超过 8 个，图根线形锁不应超过 12 个。

(4) 小三角锁(网)的起始边应布设在地势平坦之处，以便钢尺丈量。如果用电磁波测距仪测定起始边的边长，则不受此限。

点位选定之后，应在地面上埋设标志。一、二级小三角点须埋设永久性标石，标石规格与一、二、三级导线点的标石规格相同(见图 4-1)，图根小三角点可用木桩或其他临时标志。当测区内高级控制点稀少时，应参考有关规范并结合用图单位的具体要求，在一级图根点上埋设一定数量的永久性标石或测定永久性地物点，埋石点位置要合理，分布要均匀，并应保证至少能与另一个埋石点互相通视，以便今后利用。

2. 角度观测

角度观测是小三角测量的一项重要工作，观测质量是保证成果精度的关键。

角度观测的照准标志通常是用三根铅丝拉紧垂直立于测站上的花杆或细竹杆。当观测方向为两个时，采用测回法进行观测；当观测方向为三个或多于三个时，采用方向法观测。各等级小三角测量测站上水平角观测的技术要求见表 4-14。

一个三角形的三个内角观测完毕，应及时计算出三角形闭合差；所有角度全部观测结束后，应按菲列罗公式计算测角中误差。当三角形总个数在 20 个以上时，按菲列罗公式计算所得的测角中误差比较可靠，当三角形个数较少时，菲列罗公式的计算结果只能作参考。三角

形闭合差和测角中误差不应超过表 4-13 中的规定。如果超限，应分析超限原因和测站位置，以便有的放矢地进行重测。

表 4-14　　小三角测量水平角观测技术要求

等　级	测回数		半测回归零差 /″	一测回内 2C 互差 /″	同一方向各测回互差 /″
一级	DJ_2	2	8	13	9
	DJ_6	6	18		24
二级	DJ_2	1	8	13	9
	DJ_6	2	18		24
图根	DJ_6	1	24		

小三角测量的外业工作完成之后，应对外业测量成果进行检查，确认所有外业记录与计算无误，三角形闭合差、测角中误差、方位角闭合差等项目符合限差要求后，才可开始计算。计算均在相应的表格中进行。计算数字取位的要求应符合表 4-15 的规定。

表 4-15　　内业计算数字取位的要求

等　级	双测方向值及各项改正数/″	边长观测值及各项改正数/m	边长与坐标 /m	方位角 /″
一、二级小三角	1	0.001	0.001	1
图根小三角	1	0.01	0.01	1

小三角测量的计算一般采用近似平差，即不是严格按照最小二乘法原理处理观测成果的过程和方法，平差计算时，为了计算简便而略去某些复杂的几何条件，或者将部分几何条件所产生的闭合差分别进行处理，使平差后各观测值之间的矛盾得到比较合理的解决。近似平差一般用于观测精度较低的控制测量或为严密平差提供数据。应该指出的是，由于电子计算机的普及和各种平差程序的开发和应用，平差计算已经由过去的手工计算逐步被电算所取代，从而节省了大量的内业计算时间，降低了内业计算成本，提高了内业计算效率。实际工作中，应根据所能使用的计算工具，以工作量少、计算简便为原则，选择经济合理的平差方法。下面介绍小三角测量中几种常用图形的近似平差方法。

二、线形锁近似平差

（一）外定向线形锁的近似平差

1. 平差前的准备工作

图 4-18 所示为一由四个三角形构成的外定向线形锁，观测值为各三角形的三内角 a_i、b_i、$c_i(i=1,2,3,4)$及两个连接角 φ_1 和 φ_2；已知值为线形锁两端点 A、B 及与之相连的点 M、N 的坐标，由坐标反算可知，MA 和 BN 的坐标方位角也是已知值。

线形锁的平差计算是在专门的表格中进行的，为了使计算有规律，便于表格化，应对三

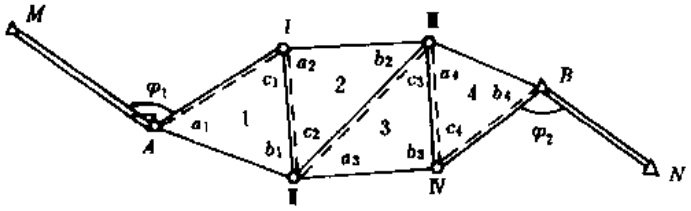


图 4-18

角形各内角进行统一编号。通常规定：已知边所对的角为传距角 b，前进边所对的角为传距角 a，第三边（又称间隔边）所对的角为间隔角 c，并用三角形的顺序号 1，2，…作为脚注。若在图 4-18 所示的线形锁中，没有一条边是已知的，这时可以假定第一个三角形中与定向角相邻的边 $A\,\mathrm{I}$ 为已知边，然后按上述规定对角度进行编号。

如上所述，平差前的准备工作包括整理观测成果、抄录已知数据、绘制计算略图和角度编号。

2. 角度平差

（1）外定向线形锁应满足的几何条件　设 a_i、b_i、c_i 及 φ_1、φ_2 为观测值，v_{a_i}、v_{b_i}、v_{c_i} 及 v_{φ_1}、v_{φ_2} 为观测值的改正数，$\hat{a}_i$、$\hat{b}_i$、$\hat{c}_i$ 及 $\hat{\varphi}_1$、$\hat{\varphi}_2$ 为平差值。此时图 4-18 所示的线形锁应满足下列几何条件：

① 每个三角形的内角和应等于 180°，即所谓内角和条件或图形条件。有多少个三角形就可列出多少个如下的图形条件方程式：

$$\hat{a}_i + \hat{b}_i + \hat{c}_i = 180^\circ$$

式中，$\hat{a}_i$、$\hat{b}_i$、$\hat{c}_i$ 为三角形三内角的平差值，故称上式为平差值条件方程式。若用观测值代入，则有：

$$a_i + v_{a_i} + b_i + v_{b_i} + c_i + v_{c_i} - 180^\circ = 0$$

整理后得：

$$v_{a_i} + v_{b_i} + v_{c_i} + \omega_i = 0 \tag{4-33}$$

上式即为用改正数表示的图形条件方程，称为改正数条件方程，简称为条件方程。式中：ω_i 为图形条件闭合差，或称为三角形闭合差，即：

$$\omega_i = a_i + b_i + c_i - 180^\circ \tag{4-34}$$

对于图 4-18 所示的线形锁，可以写出四个图形条件方程式：

$$\left.\begin{aligned} v_{a_1} + v_{b_1} + v_{c_1} + \omega_1 &= 0 \\ v_{a_2} + v_{b_2} + v_{c_2} + \omega_2 &= 0 \\ v_{a_3} + v_{b_3} + v_{c_3} + \omega_3 &= 0 \\ v_{a_4} + v_{b_4} + v_{c_4} + \omega_4 &= 0 \end{aligned}\right\}$$

② 从已知坐标方位角 α_{MA} 开始，经过线形锁中任一条方位角推算路线推算出的 BN 边的方位角 α'_{BN} 应等于 BN 边的已知方位角 α_{BN}，这个条件称为坐标方位角条件。

为了使角度平差有规律可循，选择方位角推算路线时应遵循一条原则，即每个三角形中只有一个角度参与方位角的推算。对于前述的角度编号，每个三角形都用间隔角参加方位角的推算，就满足了选择方位角推算路线的要求。显然，图 4-18 中有虚线的 MA、Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、

Ⅳ、BN 路线即为方位角推算路线。

根据方位角推算路线，可以写出平差值的条件方程式为：

$$\alpha_{MA} + \hat{\varphi}_1 - \hat{c}_1 + \hat{c}_2 - \hat{c}_3 + \hat{c}_4 - \hat{\varphi}_2 + 6 \times 180° - \alpha_{BN} = 0$$

用观测值代入上式，可得方位角条件方程为：

$$v_{\varphi_1} - v_{c_1} + v_{c_2} - v_{c_3} v_{c_4} - v_{\varphi_2} + \omega_\alpha = 0 \tag{4-35}$$

式中，ω_α 为方位角条件闭合差：

$$\omega_\alpha = (\alpha_{MA} + \varphi_1 - c_1 + c_2 - c_3 + c_4 - \varphi_2 + 6 \times 180°) - \alpha_{BN} \tag{4-36}$$

计算 ω_α 时应注意，连接角及间隔角并不总在推算路线的左侧或右侧，因此，参与推算方位角的角度前的符号并不一致。此外，圆括号内的计算值实际上是 α_{BN} 的推算值，故其计算结果应在坐标方位角的取值范围之内。当计算结果大于 360°时，应减去 360°或 360°的整数倍。

式(4-36)的一般形式可写为：

$$\omega_\alpha = (\alpha'_{BN} - \alpha_{BN}) \pm K \times 180°$$

式中：α'_{BN} 为 BN 边方位角的推算值；α_{BN} 为 BN 边方位角的已知值；K 为参与推算方位的角数。

对于测有两个连接角的外定向线形锁而言，当所有的角度观测结束之后，除计算三角形闭合差和测角中误差之外，还应按上述原理对方位角条件闭合差进行检核，方位角闭合差的限差如表 4-13 所列。

③ 从始点 A 的已知坐标起算，沿任一条路线推算出终点 B 的坐标应等于终点 B 的已知坐标，称为坐标条件。坐标条件方程式的列立比较复杂，在小三角测量的近似平差中一般不考虑坐标条件，而将其闭合差在最后计算坐标时作简单的分配即可。

(2) 角度闭合差的分配　角度闭合差的分配就是要求出一组改正数同时满足条件式(4-33)和式(4-35)，从而消除观测值不满足几何条件的矛盾。在通常情况下，角度是等精度观测，所以在一个条件式中，各角度的改正数都相等，此时可以平均分配条件式中的闭合差。于是对于条件式(4-33)和(4-35)有：

$$\begin{aligned}
v'_{a_1} &= v'_{b_1} = v'_{c_1} = v'_1 \\
v'_{a_2} &= v'_{b_2} = v'_{c_2} = v'_2 \\
v'_{a_3} &= v'_{b_3} = v'_{c_3} = v'_3 \\
v'_{a_4} &= v'_{b_4} = v'_{c_4} = v'_4 \\
v''_{\varphi_1} &= -v''_{c_1} = v''_{c_2} = -v''_{c_3} = v''_{c_4} = -v''_{\varphi_2} = v'_5
\end{aligned}$$

又因角度改正数必须同时满足条件式(4-33)和(4-35)，故角度改正数应为：

$$\left.\begin{aligned}
v_{a_1} &= v_{b_1} = v'_1 \\
v_{a_2} &= v_{b_2} = v'_2 \\
v_{a_3} &= v_{b_3} = v'_3 \\
v_{a_4} &= v_{b_4} = v'_4 \\
v_{\varphi_1} &= v'_5
\end{aligned}\right\} \qquad \left.\begin{aligned}
v_{c_1} &= v'_1 - v'_5 \\
v_{c_2} &= v'_2 - v'_5 \\
v_{c_3} &= v'_3 - v'_5 \\
v_{c_4} &= v'_4 - v'_5 \\
v_{\varphi_2} &= -v'_5
\end{aligned}\right\}$$

将上式代入条件式(4-33)和(4-35)，得：

$$
\begin{aligned}
3v'_1 - v'_5 + \omega_1 &= 0\\
3v'_2 - v'_5 + \omega_2 &= 0\\
3v'_3 - v'_5 + \omega_3 &= 0\\
3v'_4 - v'_5 + \omega_4 &= 0\\
-v'_1 + v'_2 - v'_3 + v'_4 + 6v'_5 + \omega_a &= 0
\end{aligned}
$$

解上列方程组，得：

$$
\left.
\begin{aligned}
v'_1 &= -\frac{1}{3}\omega_1 + \delta\\
v'_2 &= -\frac{1}{3}\omega_2 + \delta\\
v'_3 &= -\frac{1}{3}\omega_3 + \delta\\
v'_4 &= -\frac{1}{3}\omega_4 + \delta\\
v'_5 &= 3\delta
\end{aligned}
\right\}
$$

式中：$\delta = -\frac{1}{14}\left\{+\omega_a + \frac{1}{3}(\omega_1 - \omega_2 + \omega_3 - \omega_4)\right\}$。

于是得角度改正数为：

$$
\left.
\begin{aligned}
v_{a_1} = v_{b_1} &= -\frac{1}{3}\omega_1 + \delta\\
v_{a_2} = v_{b_2} &= -\frac{1}{3}\omega_2 - \delta\\
v_{a_3} = v_{b_3} &= -\frac{1}{3}\omega_3 + \delta\\
v_{a_4} = v_{b_4} &= -\frac{1}{3}\omega_4 - \delta\\
v_{\varphi_1} &= +3\delta
\end{aligned}
\right\}
\qquad
\left.
\begin{aligned}
v_{c_1} &= -\frac{1}{3}\omega_1 - 2\delta\\
v_{c_2} &= -\frac{1}{3}\omega_2 + 2\delta\\
v_{c_3} &= -\frac{1}{3}\omega_3 - 2\delta\\
v_{c_4} &= -\frac{1}{3}\omega_4 + 2\delta\\
v_{\varphi_2} &= -3\delta
\end{aligned}
\right\}
$$

当线形锁中布设的三角形个数不是 4 个，而是 n 个时，δ 计算式的一般形式为：

$$
\delta = \frac{-1}{2n+6}\left\{\omega_a + \frac{1}{3}(\pm\omega_1 \mp \omega_2 \pm \omega_3 \mp \cdots)\right\} \tag{4-37}
$$

式中：n 为三角形的个数。上式中三角形闭合差的前置符号有一定的规律：在坐标方位角推算路线前进方向左侧的三角形，闭合差为“－”，在右侧的为“＋”。

分析上列角度改正数公式可以发现，闭合差的分配规律可归纳如下：

$$
\left.
\begin{aligned}
&\text{位于坐标方位角推算路线左侧的}\\
&\text{连接角改正数} \qquad v_\varphi = +3\delta\\
&\text{间隔角改正数} \qquad v_{c_i} = -\frac{1}{3}\omega_i + 2\delta\\
&\text{传距角改正数} \qquad v_{a_i} = v_{b_i} = -\frac{1}{3}\omega_i - \delta\\
&\text{位于坐标方位角推算路线右侧的}\\
&\text{连接角改正数} \qquad v_\varphi = -3\delta\\
&\text{间隔角改正数} \qquad v_{c_i} = -\frac{1}{3}\omega_i - 2\delta\\
&\text{传距角改正数} \qquad v_{a_i} = v_{b_i} = -\frac{1}{3}\omega_i + \delta
\end{aligned}
\right\}
\tag{4-38}
$$

由式(4-38)可知，角度改正数由两部分组成，第一部分为消除三角形闭合差所加的改正数，第二部分为消除坐标方位角闭合差所加的改正数。定向角不包括在任何一个三角形中，故仅有第二部分的改正数。

为使角度平差的过程更加清晰，可将式(4-36)代入式(4-37)并写成一般形式，得：

$$\delta=\frac{-1}{2n+6}\left\{\alpha_{MA}-\varphi_1-c_1+c_2+\cdots+c_n-\varphi_2\pm K180^\circ-\alpha_{BN}+\frac{1}{3}\omega_1-\frac{1}{3}\omega_2+\cdots-\frac{1}{3}\omega_n\right\}$$

$$=\frac{-1}{2n+6}\left\{\alpha_{MA}+\varphi_1-\left(c_1-\frac{1}{3}\omega_1\right)+\left(c_2-\frac{1}{3}\omega_2\right)+\left(c_n-\frac{1}{3}\omega_n\right)-\varphi_2\pm K180^\circ-\alpha_{BN}\right\}$$

显然，上式中 $c_i-\frac{1}{3}\omega_i$ 是经过三角形闭合差分配之后的间隔角的角值，称其为“第一次改正后的角值”，用 c'_i 表示，则上式可写为：

$$\delta=\frac{-1}{2n+6}\{\alpha_{MA}+\varphi_1-c'_1+c'_2-\cdots+c'_n-\varphi_2\pm K180^\circ-\alpha_{BN}\}=\frac{-1}{2n+6}\omega'_\alpha$$

式中：$\omega'_\alpha=\alpha_{MA}+\varphi_1-c'_1+c'_2-\cdots+c'_n-\varphi_2\pm K180^\circ-\alpha_{BN}$。

这就是根据第一次改正后的间隔角的角值 c'_i 按方位角推算路线计算出来的方位角条件闭合差。由此可见，角度平差可分两次进行：第一次分配三角形闭合差，将闭合差反号平均分配给各角，此项改正即为式(4-38)中的第一部分；第二次分配坐标方位角条件闭合差，此时可用上式代替式(4-36)计算方位角闭合差，用上式代替式(4-37)计算 δ 值，此项改正数即为式(4-38)中的第二部分。

平差后的角值应满足式(4-33)和式(4-35)，以此作为角度平差的检核。

3. 计算各点的假定坐标

首先，设一假定坐标系：A 为坐标原点，A Ⅰ边为坐标纵轴。在这一假定坐标系中，$x'_A=0$，$y'_A=0$，$x_1=S'_{A1}$（假定边长可从图上量取或目估求得），$y_1=0$，$\alpha'_{A1}=0°00'00''$。假定坐标计算方法有两种：一种是由假定边长 S'_{A1} 运用正弦定理顺次推算出三角形各边的假定边长，并根据平差后的角度和 A Ⅰ边的假定坐标方位角依两条路线即 A、Ⅰ、Ⅲ、B 和 A、Ⅱ、Ⅳ、B 推算出路线上各边的假定坐标方位角，然后按导线的计算方法顺次求出各点的假定坐标。

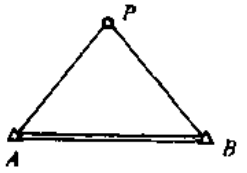


图 4-19

另一种方法是根据 A 点和Ⅰ点的假定坐标，用余切公式（将在本章第四节中推证）算得Ⅱ点的假定坐标，然后根据Ⅰ点和Ⅱ点假定坐标算得Ⅲ点的假定坐标，以此类推。如图 4-19 所示，若已知 A、B 两点的坐标及 A、B 两点处的水平角，即可用下式求得 P 点的坐标 x_P、y_P：

$$\left.\begin{aligned}x_P&=\frac{x_A\cot B+x_B\cot A-y_A+y_B}{\cot A+\cot B}\\y_P&=\frac{y_A\cot B+y_B\cot A+x_A-x_B}{\cot A+\cot B}\end{aligned}\right\}\qquad(4\text{-}39)$$

上式即为余切公式。

4. 坐标计算

由 A、B 两点的假定坐标，按下列各式即可求得 A、B 两点间的假定坐标增量 $\Delta x'_{AB}$、$\Delta y'_{AB}$、假定坐标方位角 α'_{AB} 及 AB 之假定边长 S'_{AB}：

$$\left.\begin{aligned}\Delta x'_{AB} &= x'_B - x'_A \\ \Delta y'_{AB} &= y'_B - y'_A\end{aligned}\right\} \tag{4-40}$$

$$\alpha'_{AB} = \arctan\frac{\Delta y'_{AB}}{\Delta x'_{AB}} \tag{4-41}$$

$$S'_{AB} = \frac{\Delta y'_{AB}}{\sin\alpha'_{AB}} = \frac{\Delta x'_{AB}}{\cos\alpha'_{AB}} \tag{4-42}$$

或
$$S'_{AB} = \sqrt{\Delta x'^2_{AB} + \Delta y'^2_{AB}} \tag{4-43}$$

于是，可以求得假定坐标系相对真坐标系的旋转角 $\Delta\alpha$ 为：

$$\Delta\alpha = \alpha_{AB} - \alpha'_{AB} \tag{4-44}$$

各边的坐标方位角则为：

$$\alpha_i = \alpha'_i + \Delta\alpha \tag{4-45}$$

在假定坐标系中，起始边 S'_{A1} 是假设的，但无论在哪个坐标系中，锁中各三角形的三内角都保持不变，故假定坐标系中的图形与实际图形相似。根据相似图形对应边成比例的原理，可得假定坐标系中的图形与实际图形的相似比 k_S 为：

$$k_S = \frac{S_{AB}}{S'_{AB}} \tag{4-46}$$

由此可得：

$$\begin{aligned}\Delta x_{AB} &= S_{AB}\cos\alpha_{AB} = k_S S'_{AB}\cos(A'_{AB} + \Delta\alpha) \\ &= k_S\cos\Delta\alpha\Delta x'_{AB} - k_S\sin\Delta\alpha\Delta y'_{AB}\end{aligned}$$

同理
$$\Delta y_{AB} = k_S\cos\Delta\alpha\Delta y'_{AB} + k_S\sin\Delta\alpha\Delta x'_{AB}$$

设
$$k_1 = k_S\cos\Delta\alpha, k_2 = k_S\sin\Delta\alpha$$

则上两式变为：

$$\left.\begin{aligned}\Delta x_{AB} &= k_1\Delta x'_{AB} - k_2\Delta y'_{AB} \\ \Delta y_{AB} &= k_1\Delta y'_{AB} + k_2\Delta x'_{AB}\end{aligned}\right\} \tag{4-47}$$

上式中，Δx_{AB} 和 Δy_{AB} 可由 A、B 两点的已知坐标算出，$\Delta x'_{AB}$ 和 $\Delta y'_{AB}$ 为假定坐标增量，可由 A、B 两点的假定坐标算出，于是解得 k_1 和 k_2 为：

$$\left.\begin{aligned}k_1 &= \frac{\Delta x_{AB}\Delta x'_{AB} + \Delta y_{AB}y'_{AB}}{\Delta x'^2_{AB} + \Delta y'^2_{AB}} \\ k_2 &= \frac{\Delta y_{AB}\Delta x'_{AB} - \Delta x_{AB}y'_{AB}}{\Delta x'^2_{AB} + \Delta y'^2_{AB}}\end{aligned}\right\} \tag{4-48}$$

由此可得 Δx_{Ai} 和 Δy_{Ai} 为：

$$\begin{aligned}\Delta x_{Ai} &= k_1\Delta x'_{Ai} - k_2\Delta y'_{Ai} = k_1(x'_i - x'_A) - k_2(y'_i - y'_A) \\ \Delta y_{Ai} &= k_1\Delta y'_{Ai} + k_2\Delta x'_{Ai} = k_1(y'_i - y'_A) + k_2(x'_i - x'_A)\end{aligned}$$

又因
$$x'_A = 0, \quad y'_A = 0$$

故
$$\left.\begin{aligned}\Delta x_{Ai} &= k_1x'_i - k_2y'_i \\ \Delta y_{Ai} &= k_1y'_i + k_2x'_i\end{aligned}\right\} \tag{4-49}$$

则各点的坐标为：

$$\left.\begin{aligned} x_i &= x_A + k_1 x'_i - k_2 y'_i \\ y_i &= y_A + k_1 y'_i + k_2 x'_i \end{aligned}\right\} \tag{4-50}$$

如上所述，测有两个定向角的外定向线形锁的近似平差的步骤可归纳如下：

(1) 平差前的准备工作。

(2) 角度平差。角度平差分两次进行：第一次平均分配三角形闭合差；第二次计算消除三角形闭合差之后的方位角闭合差以及 δ 值，然后按式(4-38)的计算规律分配方位角闭合差。

(3) 计算各点的假定坐标。

(4) 坐标计算。首先按式(4-48)计算出 k_1、k_2 值，然后按式(4-50)计算各点的实际坐标。

例 4-1 有一图根外定向线形锁如图 4-18 所示，经检核计算，外业观测成果的各个检核项目均符合规范规定的限差要求。已知数据列于表 4-16 中，观测数据列于表 4-17 中。试按近似平差方法计算各未知点的坐标。

表 4-16　　已知数据

点名	等级	坐标 /m		坐标方位角 /° ′ ″	边长 /m
		x	y		
M	一级小三角			74 05 50	
A	一级小三角	100481.30	57105.14		
				59 30 29	763.28
B	一级小三角	100868.60	57762.86		
				84 39 22	
N	一级小三角				

解 全部的计算工作均按上述步骤在表 4-17 中进行。

图 4-20 所示为只测一个定向角的外定向线形锁。显然，该线形锁不存在坐标方位角条件，角度平差时，只须将三角形闭合差反号平均分配给各角。其坐标计算则与测有两个定向角的线形锁完全相同，这里不再赘述。

表 4-17　　外定向线形锁近似平差计算

三角形编号	点名	角号	观测值 /° ′ ″	第一次改正数 /″	第一次改正后角值 /° ′ ″	第二次改正数 /″	平差值 /° ′ ″	x' /m	y' /m	x /m	y /m
1	Ⅰ	b_1	91 52 44	−4	91 52 40	−1	91 52 39	304.48	180.79	100686.38	57398.04
	1	c_1	57 25 22	−4	57 25 18	+2	57 25 20	420.00	0	100867.82	57279.66
	A	a_1	30 42 05	−4	30 42 02	−1	30 42 01	0	0	100481.30	57105.14
		ω_1	+12		180 00 00		180 00 00				
2	Ⅱ	b_2	64 59 20	+3	64 59 23	+1	64 59 24	493.94	194.78	100854.93	57489.54
	Ⅰ	c_2	61 33 48	+3	61 38 51	−2	61 38 49				
	1	a_2	53 21 43	+3	53 21 46	+1	53 21 47				
		ω_2	−9		180 00 00		180 00 00				

续表 4-17

三角形编号	点名	角号	观测值 /° ′ ″	第一次改正数 /″	第一次改正后角值 ° ′ ″	第二次改正数 /″	平差值 /° ′ ″	x' /m	y' /m	x /m	y /m
3	N	b_3	41 33 10	−1	41 33 09	−1	41 33 08	423.81	434.13	100690.93	57680.77
	Ⅱ	c_3	77 53 31	−1	77 53 30	+2	77 53 32				
	Ⅰ	a_3	60 33 22	−1	60 33 21	−1	60 33 20				
		ω_3	+3		180 00 00		180 00 00				
4	B	b_4	62 20 08	+1	62 20 09	+1	62 20 10	617.63	435.82	100868.60	57762.86
	N	c_4	74 10 07	+1	74 10 08	−2	74 10 06				
	Ⅱ	a_4	43 29 43	0	43 29 43	+1	43 29 44				
		ω_4	−2		180 00 00		180 00 00				
	A	φ_1	130 12 00			−3	130.11 57				
	B	φ_2	120 08 25			+3	120 08 28				
辅助计算		$W'_x=14''$ $\delta=-\frac{W'_x}{2n+6}=-1''$			$\Delta x'_{AB}=617.63$ $\Delta x_{AB}=387.30$ $\Delta y'_{AB}=435.82$ $\Delta y_{AB}=657.12$		$k_1=\frac{\Delta x_{AB}\Delta x'_{AB}+\Delta y_{AB}\Delta y'_{AB}}{\Delta x'^2_{AB}+\Delta y'^2_{AB}}=0.92028388$ $k_2=\frac{\Delta y_{AB}\Delta x'_{AB}-\Delta x_{AB}\Delta y'_{AB}}{\Delta x'^2_{AB}+\Delta y'^2_{AB}}=0.41552690$				

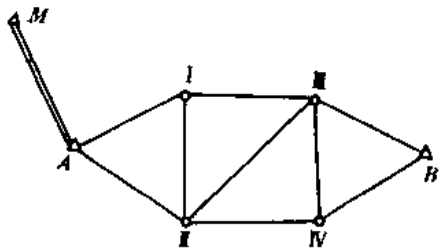


图 4-20

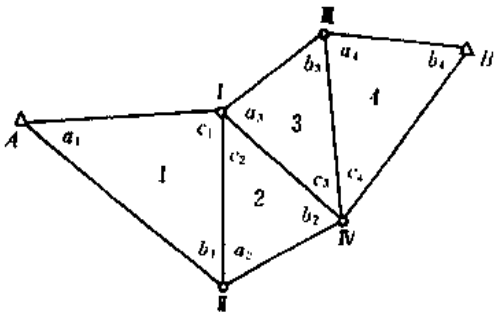


图 4-21

（二）无定向线形锁近似平差

在线形锁两端的已知点上因故没有观测定向角，只观测了所有三角形的内角，这样的线形锁称为无定向线形锁(图 4-21)。显然，无定向线形锁与单定向线形锁一样，也只有三角形图形条件，没有坐标方位角条件。计算时，首先分配图形条件闭合差，然后根据与外定向线形锁相同的原理确定假定边长和假定坐标系，应用余切公式计算各点在假定坐标系中的坐标，接着按式(4-48)计算 k_1、k_2 值，最后按式(4-50)计算各点的实际坐标。这里不再举例。

（三）内定向线形锁近似平差

图 4-22 所示为测有两个连接角的内定向线形锁，与图 4-18 相比，如果将图 4-22 中的 B 点看做是 M 点，A 点看做是 N 点，则可以认为图 4-22 是图 4-18 的一种特殊形式。下面介绍这种图形的近似平差步骤。

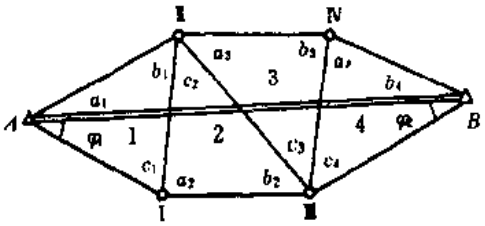


图 4-22

1. 平差前的准备工作

平差前的准备工作包括检查和整理观测成果、转抄已知数据、绘制计算略图和角度编号。设图 4-22 中的 $A\,\mathrm{I}$ 边为已知边（其边长仍然从图上量取或目估求得），即可根据与外定向线形锁相同的原理对所有的角度进行编号，如图 4-22 所示。

2. 角度平差

内定向线形锁的角度平差也分两次进行。第一次与外定向线形锁完全相同，即将图形条件闭合差平均分配给三角形的三内角。下面介绍第二次即方位角条件闭合差的分配方法。

在图 4-22 中，可以选定方位角推算路线为 $BA\,\mathrm{I}\,\mathrm{II}\,\mathrm{III}\,\mathrm{IV}\,BA$。此时 $\alpha_{始}=\alpha_{终}=\alpha_{BA}$，用加入了第一次改正数后的观测值计算方位角条件闭合差为：

$$\begin{aligned}\omega'_{\beta}&=\alpha_{BA}-180^\circ+\varphi_1-180^\circ+c'_1+180^\circ-c'_2-180^\circ+c'_3+c'_4+180^\circ+\varphi_2-\alpha_{BA}\\&=\varphi_1+c'_1-c'_2+c'_3+c'_4+\varphi_2-180^\circ\end{aligned}$$

由于消除了图形条件闭合差，故上式中的 $c'_2=180^\circ-(a'_2+b'_2)$。于是上式变为：

$$\omega'_{\beta}=(\varphi_1+c'_1+a'_2+b'_2+c'_3+c'_4+\varphi_2)-2\times180^\circ$$

上式括号中的各角之和实际上是四边形 $BA\,\mathrm{I}\,\mathrm{II}$ 的内角和，ω'_{β} 亦即为四边形内角和的闭合差。由此可知，内定向线形锁应满足的方位角条件可用多边形条件代替。多边形条件闭合差的一般形式为：

$$\omega'_{\beta}=(\text{组成闭合多边形的各角之和})-(N-2)\times180^\circ \tag{4-51}$$

式中：N 为多边形的边数。

根据与外定向线形锁相同的原理，可以导出内定向线形锁角度平差第二次改正数的分配规则如下：

$$\left.\begin{array}{ll}\text{有两个角在多边形内的三角形（如第 2 个三角形）：}&\\\text{位于多边形内的角度（如 } a_2、b_2\text{）的改正数}&v_i=+\delta\\\text{不位于多边形内的角度（如 } c_2\text{）的改正数}&v_i=-2\delta\\\text{有一个角在多边形内的三角形（如第 1、3、4 三个三角形）：}&\\\text{位于多边形内的角度（如 } c_1、c_3、c_4\text{）的改正数}&v_i=+2\delta\\\text{不位于多边形内的角度（如 } a_1、b_1、a_3、b_3、a_4、b_4\text{）的改正数}&v_i=-\delta\\\text{位于多边形内的定向角 } \varphi_1、\varphi_2&v_i=+3\delta\end{array}\right\}\quad(4\text{-}52)$$

上式中的 δ 由下式计算：

$$\delta=-\frac{1}{2n+6}\omega'_{\beta} \tag{4-53}$$

式中：n 为三角形个数；ω'_{β} 为用第一次改正后的角值按式（4-51）计算的多边形条件闭合差。

平差后的角度应同时满足图形条件和多边形条件，以此作为检核。

3. 计算各边的假定坐标增量

(1) 计算假定边长　从假定起始边 A Ⅰ开始，用平差后的角度按正弦定理依次可求得各边的假定边长 S'_i。

(2) 计算各边的坐标方位角　根据 AB 边的坐标方位角和平差后的角度，依次可推得各边的坐标方位角。推算时，一般按 $B\rightarrow A\rightarrow$ Ⅰ $\rightarrow$ Ⅲ $\rightarrow B\rightarrow$ Ⅳ $\rightarrow$ Ⅱ $\rightarrow A\rightarrow B$ 路线进行，最后推算出的 AB 边的坐标方位角应与已知值相等，以资检核。

(3) 计算各边的假定坐标增量　根据各边的假定边长和坐标方位角，依次推算各边的假定坐标。为检核起见，一般按 A Ⅰ Ⅲ B 和 A Ⅱ Ⅳ B 两条路线进行计算。最后计算 AB 边的假定坐标增量。

沿 A Ⅰ Ⅲ B 路线为：

$$\left.\begin{aligned}\Delta x'_{(AB)_1} &= \Delta x'_{A1} + \Delta x'_{13} + \Delta x'_{3B} = \sum \Delta x'_1\\ \Delta y'_{(AB)_1} &= \Delta y'_{A1} + \Delta y'_{13} + \Delta y'_{3B} = \sum \Delta y'_1\end{aligned}\right\} \tag{4-54}$$

沿 A Ⅱ Ⅳ B 路线为：

$$\left.\begin{aligned}\Delta x'_{(AB)_2} &= \Delta x'_{A2} + \Delta x'_{24} + \Delta x'_{4B} = \sum \Delta x'_2\\ \Delta y'_{(AB)_2} &= \Delta y'_{A2} + \Delta y'_{24} + \Delta y'_{4B} = \sum \Delta y'_2\end{aligned}\right\} \tag{4-55}$$

由于角度平差时已顾及坐标方位角条件，而且是相同的始、终点，所以由式(4-54)和式(4-55)算出的坐标增量总和应该相等。但由于凑整误差，可能会有微小差异，最后取其中数作为 AB 边的假定坐标增量 $\Delta x'_{AB}$、$\Delta y'_{AB}$ 的结果。

4. 计算各点实际坐标

(1) 计算 AB 边之假定边长 S'_{AB}　AB 边之假定边长 S'_{AB} 按式(4-42)或式(4-43)计算。

(2) 计算相似比 k_S

(3) 计算各边的实际边长及实际坐标增量　各边的实际边长及实际坐标增量等于其假定值与相似比之乘积，即：

$$\left.\begin{aligned}S_i &= S'_i \cdot k_S\\ \Delta x_i &= \Delta x'_i \cdot k_S\\ \Delta y_i &= \Delta y'_i \cdot k_S\end{aligned}\right\} \tag{4-56}$$

(4) 计算各点坐标　根据 A 点的已知坐标和各边的实际坐标增量即可依次求得各点的实际坐标。由于采用的是近似平差方法，没有考虑坐标条件，B 点坐标的计算值与已知值仍不相等，会产生坐标闭合差，可按与边长成比例反号分配到各边的坐标增量中。最后，由已知点 A 开始，根据改正后的坐标增量依次计算各点的坐标，直到 B 点。

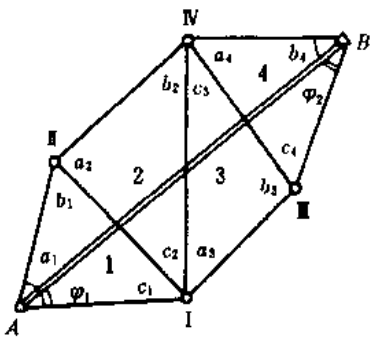


图 4-23

例 4-2　一图根内定向线形锁如图 4-23 所示，已知数据列于表 4-18 中，观测数据列于表 4-19 中，经检核，外业观测成果符合规范要求。试按近似平差方法计算各未知点的坐标。

表 4-18　　已 知 数 据

点名	等级	坐标 /m		坐标方位角 /° ′ ″	边长 /m
		x	y		
A	一级小三角	−652.91	−5599.25	40 32 50	1219.92
B	一级小三角	+274.07	−4806.21		

解　全部计算按上述步骤在表 4-19 和表 4-20 中进行。表 4-19 为角度平差及假定边长计算表，表 4-20 为坐标计算表。

表 4-19　　角度平差及假定边长计算

三角形编号	点名	角名	观测值 /° ′ ″	第一次改正数 $-\frac{\omega}{3}$ /″	第一次改正后角值 /° ′ ″	第二次改正数 $\pm\delta$ $\mp 2\delta$ $\pm\delta$	平差值 /° ′ ″	假定边长 S' /m
1	Ⅱ	b_1	57 42 30	+4	57 42 34	−4	57 42 30	400.00
	1	c_1	59 10 48	+4	59 10 52	+8	59 11 00	406.37
	A	a_1	63 06 30	+4	63 06 34	−4	63 06 30	422.01
		ω_1	−12		180 00 00		180 00 00	
2	Ⅳ	b_2	66 37 54	0	66 37 54	−4	66 37 50	
	1	c_2	63 56 12	0	63 56 12	+8	63 56 20	412.98
	Ⅰ	a_2	49 25 54	0	49 25 54	−4	49 25 50	349.22
		ω_2	0		180 00 00		180 00 00	
3	Ⅱ	b_3	51 29 48	−10	51 29 38	+4	51 29 42	
	Ⅳ	c_3	61 16 36	−10	62 16 26	−8	62 16 18	395.01
	Ⅰ	a_3	66 14 06	−10	66 13 56	+4	66 14 00	408.41
		ω_3	+30		180 00 00		180 00 00	
4	B	b_4	56 30 12	−10	56 30 02	−4	56 29 58	
	Ⅱ	c_4	57 29 30	−10	57 29 20	+8	57 29 28	413.02
	Ⅳ	a_4	66 00 48	−10	66 00 38	−4	66 00 34	447.46
		ω_4	+30		180 00 00		180 00 00	
	A	φ_1	18 12 24			+9	18 12 33	
	B	φ_2	43 26 48			+9	43 26 57	
辅助计算			$\omega'_{测}=\varphi_1+c'_1+c'_2+a'_3+b'_3+c'_4+\varphi_2-2\times180^\circ=-50''$ $\delta=-\frac{1}{2n+6}\omega'_{测}=+4''$					

表 4-20　　内定向线形锁坐标计算

点名	方位角 α /° ′ ″	假定边长 /m	Δx′ /m	Δy′ /m	Δx /m	Δy /m	x /m	y /m
A							−652.91	−5599.25
	58 45 23	400.00	+207.47	+341.99	+1 +239.91	−2 +395.46		
I							−412.99	−5203.81
	68 06 43	395.01	+147.26	+366.53	+1 +170.28	−2 +423.83		
II							−242.70	−4780.00
	357 05 53	447.46	+446.88	−22.65	+2 +516.75	−2 −26.19		
B							274.07	−4806.21
					$f_x=-0.04$	$f_y=+0.06$		
B							274.07	−4806.21
	233 35 51	413.02	−245.11	−332.43	−2 −283.40	+2 −384.40		
IV							−9.38	−5190.59
	248 30 33	412.98	−151.30	−384.27	−2 −174.95	+2 −444.35		
III							−184.35	−5634.92
	175 38 53	406.37	−405.20	+30.84	−1 −468.55	+1 +35.66		
A							−652.91	−5599.25
					$f_x=+0.05$	$f_y=-0.05$		
辅助计算	$\sum\Delta x'_1=+801.61$ $\sum\Delta x'_2=+801.61$ $\sum\Delta x'_{AB}=+801.61$			$\sum\Delta y'_1=685.87$ $\sum\Delta y'_2=+685.86$ $\sum\Delta y'_{AB}=+685.86$		$S'_{AB}=1054.98$ $S_{AB}-1219.92$ $k_S=S_{AB}/S'_{AB}=1.1563442$		

三、中点多边形与大地四边形近似平差

（一）中点多边形的近似平差

1. 中点多边形应满足的几何条件

图 4-24 所示为一中点多边形，图中角度编号的规定是：中心角以 c_i 表示，其余角按前述规定分别以 a_i 和 b_i 表示。在中点多边形中，经过平差的角应满足下列几何条件：

（1）每个三角形的内角和等于 180°，用观测值和改正数表示，有：

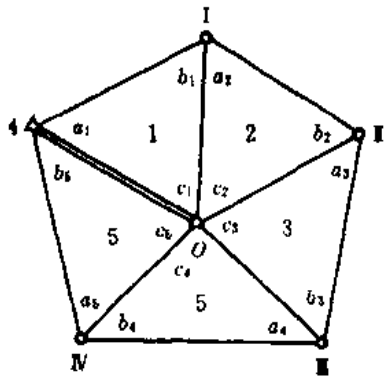


图 4-24

$$\begin{aligned} v_{a_1} + v_{b_1} + v_{c_1} + \omega_1 &= 0 \\ \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots & \\ v_{a_5} + v_{b_5} + v_{c_5} + \omega_5 &= 0 \end{aligned} \tag{4-57}$$

式中：$\omega_1,\omega_2,\cdots,\omega_5$ 为图形条件闭合差，即：

$$\omega_i = a_i + b_i + c_i - 180^\circ \tag{4-58}$$

(2) 在中点 O 周围的各角之和等于 360°，这个条件称为圆周条件或水平条件。用观测值和改正数表示，有：

$$v_{c_1} + v_2 + v_{c_3} + v_{c_4} + v_{c_5} + \omega_a = 0 \tag{4-59}$$

式中：ω_a 为水平条件闭合差，其值为：

$$\omega_a = \sum c_i - 360^\circ \tag{4-60}$$

当中点采用方向观测法测角时，由于相邻方向相减遂得角度，所以上述条件是自行满足的。

(3) 由起始边 AO 起，用平差后的角度依次推算其他边长，最后推回到 AO 边，其推算值应与已知值相等，这个条件称为极条件。其表达式为：

$$\frac{\sin\hat{a}_1\sin\hat{a}_2\cdots\sin\hat{a}_5}{\sin\hat{b}_1\sin\hat{b}_2\cdots\sin\hat{b}_5} = 1 \tag{4-61}$$

将上式代以观测值和改正数，并将上式化为线性方程，即可得用改正数表示的极条件方程式：

$$\sum_{i=1}^{5}\cot a_i v_{a_i} - \sum_{i=1}^{5}\cot b_i v_{b_i} + \omega_{极} = 0 \tag{4-62}$$

式中：$\omega_{极}$ 为极条件闭合差，其计算公式为：

$$\omega_{极} = \left(1 - \frac{\sin b_1\sin b_2\cdots\sin b_5}{\sin a_1\sin a_2\cdots\sin a_5}\right)\rho'' \tag{4-63}$$

根据误差理论基本知识，不难得出极条件闭合差的限差为：

$$\omega_{极(限)} = \pm\, 2m''_\beta\sqrt{\sum\cot^2\beta} \tag{4-64}$$

因此，中点多边形在角度观测结束后，应对极条件闭合差进行检核。

2. 中点多边形近似平差步骤

由上所述，中点多边形存在图形条件、圆周条件和极条件，首先只考虑图形条件和圆周条件，从式(4-57)和(4-59)中求解第一次改正数；然后用经过第一次改正后的角值计算极条件闭合差，由极条件方程式求解第二次改正数。将第二次改正数加入到第一次改正后的角值中即得最后的角度平差值。

(1) 图形条件和圆周条件闭合差的分配(求第一次改正数) 求解第一次改正数的方法与线形锁角度平差的方法基本相同，这里不作推导，直接给出计算公式如下：

$$\left.\begin{aligned} v'_{a_1} = v'_{b_1} &= -\frac{1}{3}\omega_1 - \delta & v'_c &= -\frac{1}{3}\omega_{-1} + 2\delta \\ \cdots\cdots\cdots\cdots & & \cdots\cdots\cdots\cdots & \\ v'_{a_5} = v'_{b_5} &= -\frac{1}{3}\omega_5 - \delta & v'_{c_1} &= -\frac{1}{3}\omega_1 + 2\delta \end{aligned}\right\} \tag{4-65}$$

$$\delta = -\frac{1}{2n}\left(\omega_a - \frac{1}{3}\sum_{i=1}^{5}\omega_i\right)$$

而 $\omega_a=\sum c_i-360°$。

(2) 基线条件闭合差的分配(求第二次改正数) 将加入了第一次改正数的角度代入式(4-62)和(4-63),可得相应的基线条件方程式和基线条件闭合差分别为:

$$\left.\begin{aligned}&\sum_{i=1}^{5}\cot a'_i v''_{a_i}-\sum_{i=1}^{5}\cot b'_i v''_{b_i}+\omega'_{极}=0\\&\omega'_{极}=\left(1-\frac{\sin b'_1\sin b'_2\cdots\sin b'_5}{\sin a'_1\sin a'_2\cdots\sin a'_5}\right)\rho''\end{aligned}\right\}\tag{4-66}$$

式中:a'_i、b'_i 为加入了第一次改正数的传距角;$\omega'_{极}$为用第一次改正后的角度计算出的极条件闭合差;v''_{a_i}、v''_{b_i}为第二次改正数。

根据基线条件闭合差性质,可得第二次改正数 v''_{a_i}、v''_{b_i}为:

$$v''_{a_i}=-v''_{b_i}=-\frac{\omega'_{极}}{\sum_{i=1}^{5}\cot a'_i+\sum_{i=1}^{5}\cot b'_i}\tag{4-67}$$

将第二次改正数加入到第一次改正后的角值中,即得角度平差值。角度平差值应满足图形条件、圆周条件和极条件,以资检核。

(3) 边长与坐标计算 计算方法与前述相同。

例 4-3 图 4-24 的观测数据列于表 4-21 中,图中角度采用二级小三角测量的精度施测。由角度观测值算得各检核项目的结果如下:

三角形最大闭合差:$\omega_{最大}=\omega_5=+16''$

测角中误差:$m_\beta=\pm 5.57''$

极条件闭合差:$\omega_{极}=+19.6''$

极条件闭合差的限差:$\omega_{极(限)}=\pm 25.7''$

经检核计算,证明外业观测成果符合规范要求。试用近似平差方法计算各未知点的坐标。

解 角度平差及边长计算见表 4-21,坐标计算略。

(二) 大地四边形的近似平差

1. 大地四边形应满足的几何条件

图 4-25 所示为一大地四边形。由图可知,大地四边形存在三个独立的三角形图形条件,这三个图形条件也可用两个对角条件和一个周角条件来表示,如:

$$\left.\begin{aligned}&\hat a_1+\hat b_1=\hat a_3+\hat b_3\\&\hat a_2+\hat b_2=\hat a_4+\hat b_4\\&\hat a_1+\hat b_1+\hat a_2+\hat b_2+\hat a_3+\hat b_3+\hat a_4+\hat b_4=360°\end{aligned}\right\}\tag{4-68}$$

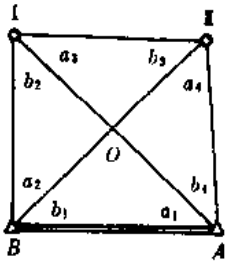


图 4-25

将观测值和改正数代入,上式变为:

$$\left.\begin{aligned}&v'_{a_i}+v'_{b_i}-v'_{a_3}-v'_{b_3}+\omega_1=0\\&v'_{a_1}+v'_{b_2}-v'_{a_2}-v'_{b_2}+\omega_2=0\\&\sum v_a+\sum v_b+\omega_3=0\end{aligned}\right\}\tag{4-69}$$

式中

表 4-21　　中点多边形近视平差

三角形编号	角度编号	观测值 /° ′ ″	第一次改正数 $-\frac{\omega}{3}$ /″	第一次改正数 $-\delta$ $+2\delta$ $-\delta$ /″	第一次改正数 $\sum$ /″	第一次改正后角度值 /° ′ ″	第二次改正数 /″	第二次改正后角度值 /° ′ ″	边长 /m
1	b_1	50 19 43	−2	−1	−3	50 19 40	+2	50 19 42	173.163
	c_1	55 10 52	−2	+2	0	55 10 52		55 10 52	184.692
	a_1	74 29 31	−2	−1	−3	74 29 28	−2	74 29 26	216.778
	ω_1	+6	−6		−6	180 00 00		180 00 00	
2	b_2	61 47 53	−3	−1	−4	61 47 49	+2	61 47 51	216.778
	c_2	79 58 09	−4	+2	−2	79 14 07		79 58 07	242.219
	a_2	38 14 08	−3	−1	−4	38 58 04	−2	38 14 02	152.230
	ω_2	+10	−10		−10	180 00 00		180 00 00	
3	b_3	42 40 55	+2	−1	+1	42 40 56	+2	42 40 58	152.230
	c_3	79 24 58	+3	+2	+5	79 25 03		79 25 03	220.729
	a_3	57 54 00	+2	−1	+1	57 54 01	−2	57 53 59	190.219
	ω_3	−7	+7		+7	180 00 00		180 00 00	
4	b_4	49 29 05	−2	−1	−3	49 29 02	+2	49 29 04	190.219
	c_4	71 30 12	−1	+2	+1	71 30 13		71 30 13	237.287
	a_4	59 00 48	−2	−1	−3	59 00 45	−2	59 00 43	214.501
	ω_4	+5	−5		−5	180 00 00		180 00 00	
5	b_5	61 06 04	−5	−1	−6	61 05 58	+2	61 06 00	214.501
	c_5	73 55 49	−6	+2	−4	73 55 45		73 55 45	235.439
	a_5	44 58 23	−5	−1	−6	44 58 17	−2	44 58 15	173.163
	ω_5	+16	−16		−16	180 00 00		180 00 00	

辅助计算

$$\delta = \frac{-1}{2n}\left(\omega_{测} - \frac{1}{3}\sum\omega\right) = \frac{-1}{2\times 5}\left(0 - \frac{1}{3}\times 30\right) = +1''$$

$$\omega'_{极} = \left(1 - \frac{\sin b'_1 \sin b'_2 \cdots \sin b'_5}{\sin a'_1 \sin a'_2 \cdots \sin a'_5}\right)\rho'' = +15.9''$$

$$v''_{a_i} = -v''_{b_i} = -\frac{\omega'_{极}}{\sum_{i=1}^{5}\cot a'_i + \sum_{i=1}^{5}\cot b'_i} = -2''$$

$$\begin{aligned} \omega_1 &= a_1 + b_1 - a_3 - b_3 \\ \omega_2 &= a_2 + b_2 - a_3 - b_3 \\ \omega_3 &+ \sum a + \sum b - 360^\circ \end{aligned} \tag{4-70}$$

除此之外，大地四边形还存在一个极条件。在列极条件方程时，若视大地四边形为以虚拟交点 O 为中点的中点多边形，可得极条件方程的线性表达式为：

$$\sum_{i=1}^{4}\cot a_i v_{a_i} - \sum_{i=1}^{4}\cot b_i v_{b_i} + \omega_{极} = 0 \tag{4-71}$$

式中：

$$\omega_{极} = \left(1 - \frac{\sin b_1 \sin b_2 \sin b_3 \sin b_4}{\sin a_1 \sin a_2 \sin a_3 \sin a_4}\right)\rho'' \tag{4-72}$$

大地四边形极条件闭合差的限值 $\omega_{极(限)}$ 的计算与中点多边形相同，均按式(4-64)计算。

2. 大地四边形的近似平差步骤

(1) 平差前的准备工作　平差前的准备工作与线形锁相同。

(2) 角度平差

① 图形条件闭合差的分配(求第一次改正数)。

按平均分配闭合差的原则解式(4-69)，得角度的第一次改正数为：

$$\left.\begin{aligned} v'_{a_1} = v'_{b_1} &= -\frac{1}{4}\omega_1 - \frac{1}{8}\omega_3 \\ v'_{a_2} = v'_{b_2} &= -\frac{1}{4}\omega_2 - \frac{1}{8}\omega_3 \\ v'_{a_3} = v'_{b_2} &= +\frac{1}{4}\omega_1 - \frac{1}{8}\omega_3 \\ v'_{a_4} = v'_{b_2} &= +\frac{1}{4}\omega_2 - \frac{1}{8}\omega_3 \end{aligned}\right\} \tag{4-73}$$

② 极条件闭合差的分配(求第二次改正数)。

第二次改正数的计算方法与中点多边形完全相同。

(3) 边长和坐标的计算　边长、坐标计算与中点多边形相同。

例 4-4　图 4-25 的观测数据如表 4-22 所列，角度采用一级小三角的精度施测。图中：$\omega_{最大}=\omega_{A\,\mathrm{I}\,\mathrm{II}}=-12''$，$\omega_{极}=-42.9''$，$\omega_{极(限)}=\pm 65.7''$，试按近似平差方法计算未知点 Ⅰ、Ⅱ 的坐标。

解　角度平差和边长计算见表 4-22。坐标计算从略。

表 4-22　　**大地四边形近视平差计算**

角度编号	观测值 /° ′ ″	第一次改正数 $\mp\frac{\omega_i}{4}$ /″	第一次改正数 $-\frac{\omega_3}{8}$ /″	第一次改正数 $\sum$ /″	第一次改正后角度值 /″	第二次改正数 /″	平差值 /° ′ ″	边长 /m
b_1	48 47 12	−0.5	+0.8	0	48 47 12	−2	48 47 10	820.118
a_1	71 40 48	−0.5	+0.8	0	71 40 48	+2	71 40 50	2267.348
$\sum$	120 28 00				120 28 00		120 28 00	
b_2	13 46 06	−4	+0.8	−3	13 46 03	−2	13 46 01	568.374
a_2	45 46 00	−4	+0.8	−3	45 45 57	+2	45 45 59	1701.933
$\sum$	59 32 06				59 32 00		59 32 00	
b_3	107 20 36	+0.5	+0.8	+1	107 20 37	−2	107 20 35	2267.348
a_3	13 07 22	+0.5	+0.8	+1	13 07 23	+2	13 07 25	820.118
$\sum$	120 27 58				120 28 00		120 28 00	
b_4	28 06 38	+4	+0.8	+5	28 06 43	−2	28 06 41	1701.933
a_4	31 25 12	+4	+0.8	+5	31 25 17	+2	31 25 19	568.372
$\sum$	59 31 50				59 32 00		59 32 00	
辅助计算	$\omega'_{极}=\left(1-\frac{\sin b_1\sin b_2\sin b_3\sin b_4}{\sin a_1\sin a_2\sin a_3\sin a_4}\right)\rho''=-30.1''$							
	$v''_{a_i}=-v''_{b_i}=-\frac{\omega'_{极}}{\sum_{i=1}^{4}\cot a_i+\sum_{i=1}^{4}\cot b_i}=2''$							

第四节 交 会 定 点

当导线点和小三角点的密度尚不能满足大比例尺测图要求，而需加密的点数不多时，可采用交会定点的方法加密图根点。常用的交会定点包括前方交会、侧方交会、后方交会和测边交会。

一、前方交会

（一）前方交会的计算

如图 4-26 所示，在三角形 ABP 中，已知点 A、B 的坐标 x_A、y_A 和 x_B、y_B，在 A、B 两点设站观测了 α、β 两角，通过计算求得 P 点坐标的方法称为前方交会。由坐标正算公式可得，P 点坐标为：

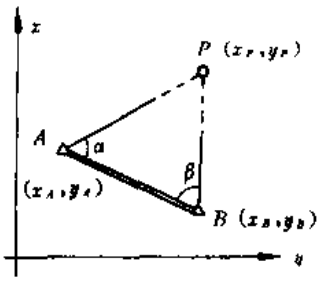


图 4-26

$$x_P = x_A + S_{AP}\cos\alpha_{AP}$$

$$y_P = y_A + S_{AP}\cos\alpha_{AP}$$

将 $\alpha_{AP}=\alpha_{AB}-\alpha$ 代入上式，并考虑：

$$\cos\alpha_{AB} = \frac{x_B - x_A}{S_{AB}}, \qquad \sin\alpha_{AB} = \frac{y_B - y_A}{S_{AB}}$$

于是有：

$$x_P - x_A = S_{AB}\frac{\sin\alpha}{S_{AB}}\{(x_B - x_A)\cot\alpha - (y_B - y_A)\}$$

$$y_P - y_A = S_{AB}\frac{\sin\alpha}{S_{AB}}\{(y_B - y_A)\cot\alpha - (x_B - x_A)\}$$

由正弦定理得：

$$\frac{S_{AP}}{S_{AB}} = \frac{\sin\beta}{\sin(\alpha+\beta)}$$

则

$$\frac{S_{AP}\sin\alpha}{S_{AB}} = \frac{\sin\alpha\sin\beta}{\sin(\alpha+\beta)} = \frac{1}{\cot\alpha + \cot\beta}$$

故

$$x_P - x_A = \frac{(x_B - x_A)\cot\alpha + y_B - y_A}{\cot\alpha + \cot\beta}$$

$$y_P - y_A = \frac{(y_B - y_A)\cot\alpha - (x_B - x_A)}{\cot\alpha + \cot\beta}$$

移项化简即得

$$\left.\begin{aligned} x_P &= \frac{x_A\cot\beta + x_B\cot\alpha - y_A + y_B}{\cot\alpha + \cot\beta} \\ y_P &= \frac{y_A\cot\beta + y_B\cot\alpha + x_A - x_B}{\cot\alpha + \cot\beta} \end{aligned}\right\} \tag{4-71}$$

上式因用到了观测角的余切，故称为余切公式。

前方交会的计算必须注意如下两点：

（1）公式(4-74)中的 A、B、P 三点在图形中是按逆时针顺序排列的，因此，计算实测图

形时，点名排列以及点名与角度的对应关系也要保持这种关系。

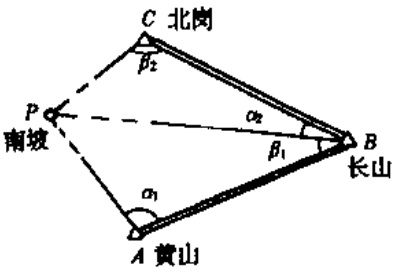
(2) 规范要求前方交会要以三个已知点向未知点观测，测得两组角度 α_1、β_1 和 α_2、β_2（图 4-27）。此时除由三角形 ABP 求 P 点的坐标 x'_P、y'_P 之外，还应该根据三角形 BCP 求 P 点坐标 x''_P、y''_P。当两组坐标的较差不大于图上 0.2 mm，即 $0.2M$(mm)（M 为测图比例尺的分母），则取它们的平均值作为 P 点的最后坐标。

例 4-5 前方交会如表 4-23 中略图所示，角度观测值列于表中，设测图比例尺为 1∶1000，试计算未知点 P 的坐标。

解 计算过程及其结果见表 4-23。

表 4-23　　前方交会计算

略图



公式

$$x_P=\frac{x_A\cot\beta+x_B\cot\alpha-y_A+y_B}{\cot\alpha+\cot\beta}$$

$$y_P=\frac{y_A\cot\beta+y_B\cot\alpha-x_A+x_B}{\cot\alpha+\cot\beta}$$

点名		角度观测值		x /m		y /m	
A	黄山	α_1	53 07 44	x_A	4992.54	y_A	29674.50
B	长山	β_1	56 06 07	x_B	5681.04	y_B	29850.00
P	南坡			x'_P	5479.12	y'_P	29282.88
B	长山	α_2	35 27 44	x_B	5681.04	y_B	29850.00
C	北岗	β_2	66 40 44	x_C	5856.24	y_C	29233.51
P	南坡			x''_P	5479.12	y''_P	29282.87
			中数	x_P	5479.12	y_P	29282.88

(二) 前方交会的特殊图形

为了保证交会点的精度，在布设测角交会时，交会角不应小于 30°且不应大于 150°。但在野外作业中，有时受条件的限制，如两点间不通视，往往不能布设成如图 4-27 所示的标准图形。这时，可根据实际情况布设成下述图形：

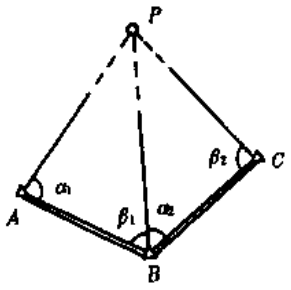


图 4-27

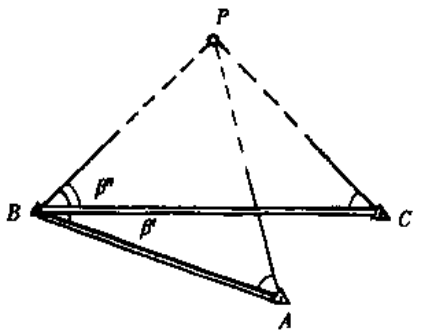


图 4-28

(1) 布设成折叠的前方交会图形，如图 4-28 所示。这种图形解决了交会角过小的问题。

(2) 布设成两个独立的前方交会图形，如图 4-29 所示。在四个已知点上设站，观测角度 α_1、β_1、α_2、β_2，组成两个独立的三角形来计算 P 点的坐标。

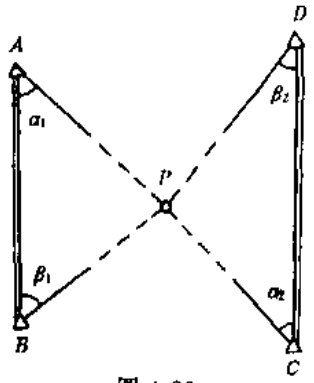


图 4-29

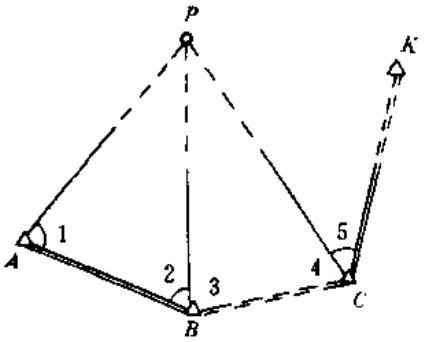


图 4-30

(3) 布设成间接的前方交会图形，如图 4-30 所示。这种图形的特点是图形中的 α 和 β 角因故没有都观测，但未测角可间接求得，如 $\angle 3=(\alpha_{BC}-\alpha_{BA})-\angle 2$，$\angle 4=(\alpha_{CK}-\alpha_{CB})-\angle 5$。

二、侧方交会

如图 4-31 所示，在已知点 A 和未知点 P 上设站，测得角 α、γ 和 ε，通过计算求得 P 点坐标的方法称为侧方交会。在计算 P 点坐标时，先求出 β 角：$\angle\beta=180°-(\angle\alpha+\angle\gamma)$，这样就和前方交会的情形一样了，于是可以用前方交会的计算公式进行计算。

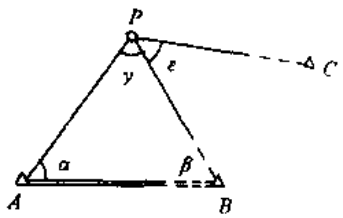


图 4-31

侧方交会一般采用在 P 点向另一个已知点 C 观测的角度 ε 检核观测成果的正确性，故 ε 称为检查角。检核计算的步骤如下：

(1) 计算 ε 的计算值 $\varepsilon_{算}$

$$\varepsilon_{算}=\alpha_{PB}-\alpha_{PC}$$

式中：
$$\alpha_{PC}=\arctan\frac{\Delta y_{PC}}{\Delta x_{PC}},\qquad \alpha_{PB}=\arctan\frac{\Delta y_{PB}}{\Delta x_{PB}}$$

(2) 计算 $\varepsilon_{算}$ 与观测值 $\varepsilon_{测}$ 的较差 $\Delta\varepsilon$

$$\Delta\varepsilon=\varepsilon_{算}-\varepsilon_{测}$$

(3) 计算 $\Delta\varepsilon$ 的限值 $\Delta\varepsilon_{限}$　由 $\Delta\varepsilon$ 及 S_{PC} 可以算出 P 点的横向位移 e 为：

$$e=\frac{S_{PC}\cdot\Delta\varepsilon''}{\rho''}$$

式中：
$$S_{PC}=\frac{\Delta y_{PC}}{\sin\alpha_{PC}}=\frac{\Delta x_{PC}}{\cos\alpha_{PC}}$$

规范规定最大横向位移 $e_{限}$ 不得大于比例尺精度的两倍，即：

$$e_{限}\leqslant 2\times 0.1\,M(\text{mm})=\frac{M}{5000}(\text{m})$$

故 $e_{限}$ 相应的圆心角 $\Delta\varepsilon''_{限}$ 为：

$$\Delta\varepsilon''_{限} \leqslant \frac{M}{500S_{PC}} \cdot \rho''$$

式中：S_{PC}以米为单位，M 为测图比例尺的分母。

从上式可以看出，当边长 S_{PC}太短时，$\Delta\varepsilon''_{限}$会过大，所以检核边的长度不宜太短。

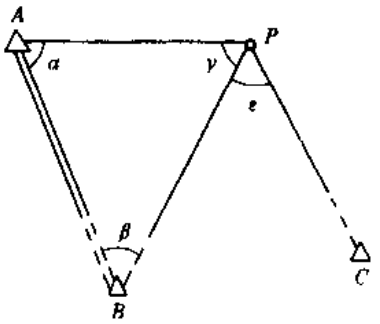
若$|\Delta\varepsilon''| \leqslant \Delta\varepsilon''_{限}$，则认为 P 点成果合格。

例 4-6 有一侧方交会的图形，其已知数据和观测数据如表 4-24 所示，设测图比例尺为 1∶1000，试求未知点 P 的坐标。

解 计算过程和结果见表 4-24。

表 4-24　　侧方交会计算

略图



公式

$$x_P = \frac{x_A\cot\beta + x_B\cot\alpha - y_A + y_B}{\cot\alpha + \cot\beta}$$

$$y_P = \frac{y_A\cot\beta + y_A\cot\alpha + x_A - x_B}{\cot\alpha + \cot\beta}$$

坐标计算	点名	角度 /° ′ ″		x /m		y /m	
	A	α	47 59 42	x_A	6244.73	y_A	28117.81
	B	β	(63 33 46)	x_B	5551.32	y_B	28413.70
	P	γ	68 26 32	x_P	6009.67	y_P	28804.53
		∑	180 00 00				
检核计算		α_{PB}	220 27 14	x_C	5182.27	y_C	28894.74
		α_{PC}	173 46 39				
		$\varepsilon_{算}$	46 40 35	S_{PC}	832.30 m		
		$\varepsilon_{测}$	46 40 45				
		$\Delta\varepsilon$	−10″	$\Delta\varepsilon_{限}$	50″		

三、后方交会

（一）后方交会的计算

后方交会的图形如图 4-32 所示，在未知点上设站，向已知点 A、B、C、D 进行观测，测得水平角 γ_1、γ_2 和 γ_3，从而求得 P 点坐标的方法称为后方交会。计算后方交会点坐标的方法很多，下面介绍一种较实用的计算方法——余切公式。

由式(4-74)可知，用余切公式计算后方交会点 P 的坐标，关键是如何求得角度 α_i 和 β_i。下面说明角度 α_i 和 β_i 的计算步骤：

(1) 应用坐标反算公式计算 AB、BC 及 CD 的坐标方位角和边长。

(2) 计算 α_1、β_2。

由图 4-32 可以看出：

$$\angle B = \beta_1 + \alpha_2 = \alpha_{BC} - \alpha_{BA}$$

$$\alpha_1 + \angle B + \beta_2 + \gamma_1 + \gamma_2 = 360°$$

故 $$\alpha_1 + \beta_2 = 360° - (\angle B + \gamma_1 + \gamma_2) = \theta$$

所以

$$\beta_2 = \theta - \alpha_1 \tag{4-75}$$

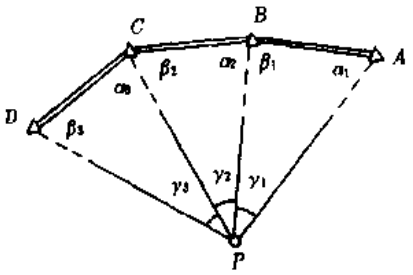


图 4-32

在$\triangle APB$和$\triangle BPC$中，根据正弦定理可得：

$$\frac{S_{AB}\sin\alpha_1}{\sin\gamma_1} = \frac{S_{BC}\sin\beta_2}{\sin\gamma_2} = \frac{S_{BC}\sin(\theta - \alpha_1)}{\sin\gamma_2}$$

即

$$\sin(\theta - \alpha_1) = \frac{S_{AB}\sin\alpha_1\sin\gamma_2}{S_{BC}\sin\gamma_1}$$

经整理后可得：

$$\cot\alpha_1 = \frac{S_{AB}\sin\gamma_2}{S_{BC}\sin\gamma_1\sin\theta} + \cot\theta \tag{4-76}$$

根据式(4-75)和(4-76)即可解出 α_1 和 β_1。

(3) 计算 β_1 和 α_2

$$\beta_1 = 180° - (\alpha_1 + \gamma_1) \tag{4-77}$$

$$\alpha_2 = 180° - (\beta_2 + \gamma_2) \tag{4-78}$$

β_1 与 α_2 之和应等于$\angle B$，以此作为检核。

(4) 计算 α_3 和 β_3

$$\alpha_3 = (\alpha_{CD} - \alpha_{CB}) - \beta_2 = \angle C - \beta_2 \tag{4-79}$$

$$\beta_3 = 180° - (\alpha_3 + \gamma_3) \tag{4-80}$$

求出 α_i 和 β_i 之后，即可按余切公式式(4-74)计算 P 点的坐标。如果由$\triangle CPD$算得的 P 点坐标与前两个三角形算得的 P 点的坐标中数之差符合规范要求，则取三组坐标的平均值作为最后结果。

例 4-7 用余切公式计算后方交会点的算例见表 4-25。

(二) 后方交会的危险圆

当待定点 P 位于三个已知点 A、B、C 的外接圆上时(图 4-33)，P 点无论位于该圆周上的哪一个位置，所测之 γ_1、γ_2 角均不变。此时，P 点位置不定，坐标无解，故称三个已知点的外接圆为危险圆。

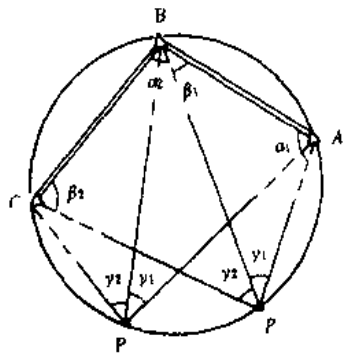


图 4-33

当 P 点在危险圆上时，有：

$$\theta = \alpha_1 + \beta_2 = 180°$$

将 θ 值代入式(4-76)可以看出该式无解。所以，若 $\alpha_1 + \beta_1 = 180°$(或$\angle B + \gamma_1 + \gamma_2 = 180°$)时，待定点 P 在危险圆上，无解。

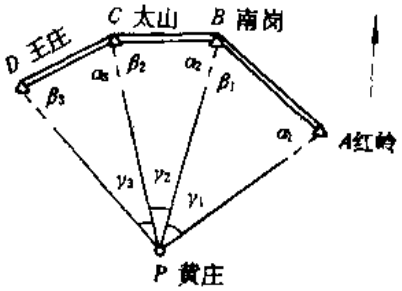
在实际工作中，P 点绝对位于危险圆上的情况是极为偶然的，但在危险圆附近的情况又是很容易出现的，此时计算出来的坐标将有较大的误差。为了避免 P 点落在危险圆附近，规范规定后方交会的交会角 γ_1 和 γ_2 与固定角 B 不应在 160°～200°之间，否则，应重新选择 P 点的位置。

表 4-25　　后方交会计算(余切公式)

角度计算

① α_{BC}	273°30′56	S_{AB}		251.847 m
① α_{BA}	−)130 37 53	⑥ S_{BC}		210.376
① $\angle B$	142 53 03	⑥ α_{CD}		204°17′58″
② γ_1	60 33 22	⑥ α_{CB}		−)93 30 56
② γ_2	+)61 38 48	⑥ $\angle C$		110 47 02
② $\angle B+\gamma_2+\gamma_1=\sum$	265 05 13	⑦ β_2		−)53 21 44
③ $\theta=360°-\sum$	94 54 47	⑦ α_3		57 25 18
④ α_1	−1)41 33 03			
⑤ β_1	51 21 44			

略图



坐标计算

点名		角度	/° ′ ″	x /m	y /m
A	红岭	α_1	41 33 03	690.93	7680.77
B	南岗	β_1	77 53 35	854.93	7489.64
P	黄庄	γ_1	60 33 22	686.39	7398.04
B	南岗	α_2	64 59 28	854.93	7489.64
C	太山	β_2	53 21 44	867.83	7279.66
P	黄庄	γ_2	61 38 48	686.39	7398.04
C	太山	α_3	57 25 18	867.88	7279.66
D	王庄	β_3	80 41 58	481.30	7105.14
P	黄庄	γ_3	91 52 44	686.40	7398.04
			中数	686.39	7398.04

公式

$$\theta=\alpha_1-\beta_2$$
$$=360°-(\angle B+\gamma_1+\gamma_2)$$
$$\tan\alpha_1=\frac{S_{AB}\cdot\sin\gamma_1}{S_{BC}\cdot\sin\gamma_1\cdot\sin\theta}+\cot\theta$$

检查：$\beta_1+\alpha_2=\angle B$

$$\begin{cases}x_P=\dfrac{x_A\cot\beta+x_B\cot\alpha-y_A+y_B}{\cot\alpha+\cot\beta}\\ y_P=\dfrac{y_A\cot\beta+y_B\cot\alpha+x_A-x_B}{\cot\alpha+\cot\beta}\end{cases}$$

四、测边交会

(一) 测边交会的计算公式

为了求得未知点 P 的平面坐标，除测角交会外，还可用电磁波测距仪测量三角形的边长 S_a、S_b(图 4-34)，根据边长推求 P 点坐标，这种方法称为测边交会。为了提高 P 点坐标的精度和可靠性，实际工作中通常采用三边交会，其中两条边长推求 P 点的坐标，另外一条边长作检核。有时还可以用四边交会法，如图 4-35 所示，这时可以组成两个各有两条边的图

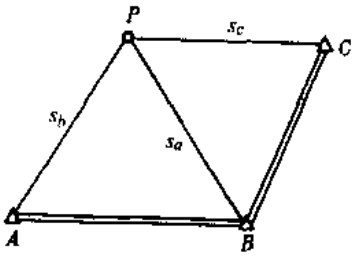


图 4-34

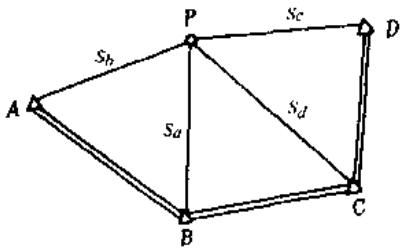


图 4-35

形，分别求得 P 点的坐标 x_P'、y_P' 及 x_P''、y_P''，当两组坐标之差在规定的范围之内时，取其平均值作为 P 点的最后坐标。

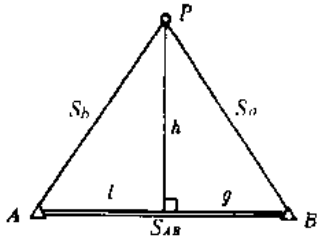


图 4-36

下面推导由两条边长计算 P 点坐标的公式。

设已知点 A、B 的坐标为 x_A、y_A 和 x_B、y_B，A、B 间边长为 S_{AB}，由图 4-36 可得下列各式：

$$\left.\begin{aligned} h^2 + l^2 &= S_b^2 \\ h^2 + g^2 &= S_a^2 \\ l + g &= S_{AB} \end{aligned}\right\}$$

解上述方程组，可得未知数 g、l、h 分别为：

$$g = \frac{S_a^2 + S_{AB}^2 - S_b^2}{2S_{AB}}$$

$$l = \frac{S_a^2 + S_{AB}^2 - S_b^2}{2S_{AB}}$$

$$h = \sqrt{S_b^2 - l^2} = \sqrt{S_a^2 - g^2}$$

又因 $\cot A = \frac{l}{h}$，$\cot B = \frac{g}{h}$，则：

$$\frac{1}{\cot A + \cot B} = \frac{1}{\frac{l+g}{h}} = \frac{h}{S_{AB}}$$

以及

$$\left.\begin{aligned} \frac{\cot A}{\cot A + \cot B} &= \frac{l}{S_{AB}} \\ \frac{\cot B}{\cot A + \cot B} &= \frac{g}{S_{AB}} \end{aligned}\right\}$$

将上述二式代入式(4-74)，得：

$$\begin{aligned} x_P &= \frac{x_A \cot B + x_B \cot A + (y_B - y_A)}{\cot A + \cot B} \\ &= \frac{g}{S_{AB}} x_A + \frac{l}{S_{AB}} x_B + \frac{h}{S_{AB}}(y_B - y_A) \\ &= \frac{g+l}{S_{AB}} x_A + \frac{l}{S_{AB}}(x_B - x_A) + \frac{h}{S_{AB}}(y_B - y_A) \end{aligned}$$

即

$$\left.\begin{aligned} x_P &= x_A + L(x_B - x_A) + H(y_B - y_A) \\ y_P &= y_A + L(y_B - y_A) + H(x_A - x_B) \end{aligned}\right\} \tag{4-81}$$

同理可得：

式中

$$\left.\begin{aligned} L &= \frac{l}{S_{AB}} = \frac{S_b^2 + S_{AB}^2 - S_a^2}{2S_{AB}^2} \\ H &= \frac{h}{S_{AB}} = \sqrt{\frac{S_b^2}{S_{AB}^2} + L^2} = \sqrt{\frac{S_a^2}{S_{AB}^2} - G^2} \\ G &= \frac{g}{S_{AB}} = \frac{S_a^2 + S_{AB}^2 - S_b^2}{2S_{AB}^2} \end{aligned}\right\} \tag{4-82}$$

（二）测边交会的检核

对于三边交会而言，为了提高 P 点点位精度，一般取两条观测边近似正交的那个三角形解算坐标，而取第三条观测边如 S_c 作为检核。这时可以由 C、P 点的坐标反算出 PC 边长：

$$S_{C算}=\sqrt{(x_P-x_C)^2+(y_P-y_C)^2}$$

PC 的测量边长 $S_{C测}$ 与其计算值 $S_{C算}$ 的较差为：

$$\Delta S_C=S_{C算}-S_{C测}$$

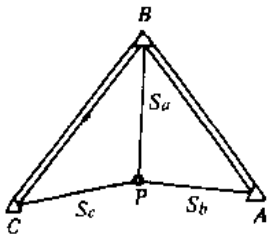
当 $|\Delta S_C|$ 不大于比例尺精度的两倍，即 $|\Delta S_C|\leqslant 2\times 0.1M$(mm)时，可认为外业成果合格。

例 4-8 为了求出 P 点坐标，在未知点 P 用测距仪对已知点 A、B、C 进行观测，测得水平距离 S_a、S_b、S_c，设测图比例尺为 1/1000，试求 P 点坐标。

解 计算过程和结果见表 4-26。

表 4-26 **三边交会计算**

略图



公式

$$L=(S_b^2-S_{AB}^2-S_a^2)/2S_{AB}^2$$
$$=(S_a^2+S_{AB}^2-S_b^2)/2S_{AB}^2$$
$$h=\sqrt{\frac{S_b^2}{S_{AB}^2}-L^2}=\sqrt{\frac{S_a^2}{S_{AB}^2}-G}$$
$$x_P=x_A+L(x_B-x_A)+H(y_B-y_A)$$
$$y_P=y_A+L(y_B-y_A)+H(x_A-x_B)$$

已知数据 /m				观测边长 /m		坐标计算		检核计算	
x_A	64374.87	y_A	66564.14	S_a	487.299	L	0.5500376	$S_{算}$	551.906 m
x_B	65144.96	y_B	66083.07	S_b	565.658	G	0.4199624	$S_{c测}$	551.906 m
x_C	64521.97	y_C	65541.71	S_c	551.906	H	0.2924903	ΔS_c	.0
						x_P	64657.74	$\Delta S_{c限}$	0.2 m
						y_P	66074.29		

第五节 四等及等外水准测量

我们知道，国家水准测量依精度不同分为一、二、三、四等。一、二等水准测量是国家高程控制的基础，三、四等水准测量直接为地形测图和各种工程建设提供所必需的高程控制。精度低于四等的水准测量称为等外水准测量。等外水准测量就其用途分为工程水准测量和图根水准测量。工程水准测量服务于工程勘测设计与工程施工，一般分为：① 建立高程控制网，供工程勘测设计和工程施工用；② 线路水准测量，测定沿某一线路的地面高低起伏，供断面设计和施工用；③ 面水准测量，测量某一定面积内的地面高低起伏，供土方工程的设计和施工用。图根水准测量是为满足地形测图需要而进行的等外水准测量。当测区不大时，图根水准测量亦可用于建立测区首级高程控制网。本节阐述四等及等外水准测量的布设形式、技术要求、选点埋石、外业施测和内业计算等有关内容。

一、水准路线的布设形式

由水准原点或任一已知高程点出发进行水准测量所经过的路线称为水准路线。水准路线每隔一定的距离需要埋设一个固定点，称为水准点。水准测量的目的就是以已知高程点为起算点，沿选定的水准路线逐站测定各水准点的高程。根据已知水准点的情况和测量工作的实际需要，水准路线可以布设成以下三种形式。

(1) 附合水准路线　从一已知高程的水准点出发，进行水准测量，最后附合到另一已知高程的水准点上，如图 4-37(a)所示。

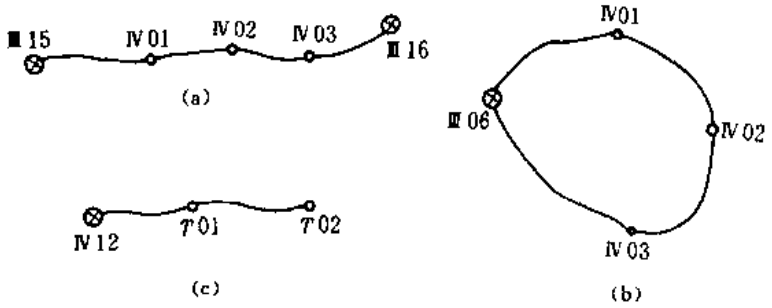


图 4-37

(2) 闭合水准路线　从一已知高程的水准点出发，沿一条环形路线进行水准测量，测定沿线上水准点的高程，最后又回到该水准点，如图 4-37(b)所示。

(3) 支水准路线　从一已知高程的水准点出发，沿一条水准路线测定沿线上其他水准点的高程，最后不与任一已知高程点连测，如图 4-37(c)所示。为了提高成果的精度及其可靠性，规范规定支水准路线必须进行往返观测或单程双转点观测，且应限制支水准路线的长度。

此外，水准路线还可以根据实际需要布设成较复杂的图形，这里不再赘述。

二、四等及等外水准测量的主要技术要求

各等水准测量对所使用的仪器类型、水准路线长度、不符值或闭合差的限差等都有相应的规定，其中四等及等外水准测量的主要技术要求如表 4-27 所列。

表 4-27　　四等及等外水准测量主要技术要求

等级	标尺类型	仪器类型	闭合或附合路线长 /km	水准支线长 /km	测段往返测高差不符值 /mm	闭合或附合路线闭合差 /mm	检测已测测段高差之差 /mm
四等	因瓦	DS_1	15		$\pm 20\sqrt{R}$	$\pm 20\sqrt{L}$	$\pm 30\sqrt{K}$
	双面 单面	DS_3					
等外		DS_3 或 DS_{10}	8	4	$\pm 40\sqrt{R}$	$\pm 40\sqrt{L}$ (平地) $\pm 12\sqrt{n}$ (山地)	

注：① 表中 R 为测段长度；L 为闭合或附合路线长度；K 为已测测段的长度，均以 km 计。

② 水准网段中结点间或结点与高级点间的附合路线长度应为上表规定的 0.7 倍。

③ 当测段长度小于 1 km 时，K 按 1 km 计算。

④ 表中的 n 为测站数。

三、水准路线选线和水准标石埋设

在确定水准路线布设形式之前，首先要收集已有的水准测量资料，包括水准路线图、水准点“点之记”、成果表、技术总结等。而且还应到实地调查，确定已知成果可否利用。在此基础上，根据任务要求，在测区已有的地形图上设计拟定的水准路线。水准路线应尽量选设在地势平坦、土质坚实、施测方便的道路附近，尽量避免通过水滩、沙土、易塌陷易受雨水冲刷的地区。选线的同时还应考虑水准点的埋设位置。最后绘制一份水准路线布设图，图上按一定比例绘出水准路线、水准点的位置，注明水准路线的等级、水准点的编号。

在图上设计的基础上到实地选线。根据实地的具体情况，如沿线的实际坡度、土质特征来修改图上的设计路线，确定最有利的水准路线。同时选定水准标石埋设的确切地点。水准点应尽量埋设在土质坚实、便于保存、使用方便之处。墙脚水准点一定要选设在永久性的建筑物或构筑物上。水准点的密度应满足测量任务的需要，且符合有关“规范”的规定。

水准点位置确定之后，按规范规定埋设水准标石(如图 4-2)。水准标石的中央嵌有瓷质和金属标志，其式样如图 4-38 所示。水准标石也可以采用现场浇灌的方法埋设。

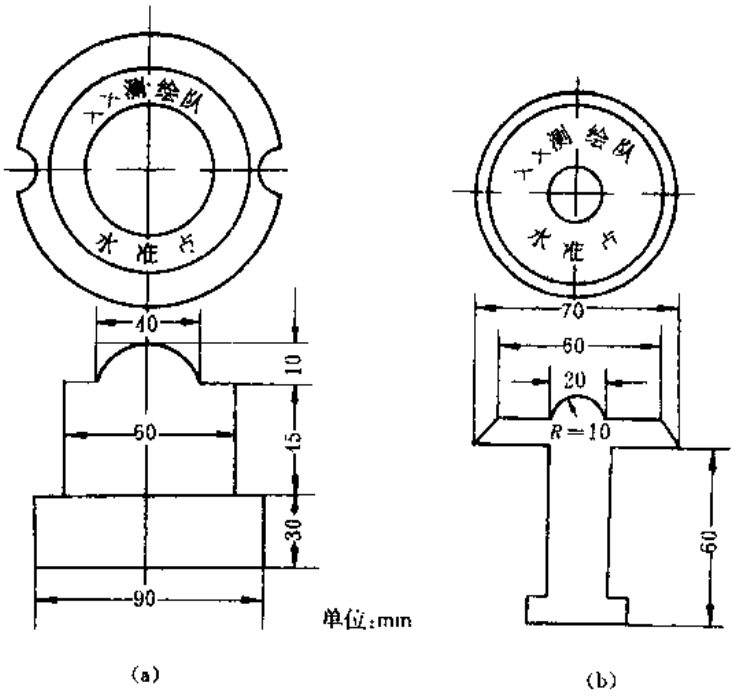


图 4-38

(a) 瓷质水准标志；(b) 金属水准标志

埋石结束后，应详细绘制水准点“点之记”，以便使用时易于寻找。图 4-39 所示为“点之记”示例。水准点“点之记”应与水准测量成果一起妥为保存，一并上交。

水准标石稳定之后，即可进行水准测量的施测。

四、四等及等外水准测量的外业观测

(一) 观测方法与记录格式

四等及等外水准测量的观测方法采用中丝读数法。下面介绍使用双面水准尺时在一个测站上的观测程序与记录格式。

(1) 在测站上安置仪器，使圆水准器气泡居中，照准后视尺黑面，用上、下视距丝读数，记入记录表格(表 4-28)中(1)、(2)的位置。转动微倾螺旋，使水准气泡居中，用中丝读数，记入表中(3)的位置；

(2) 照准后视尺红面，调整微倾螺旋，使水准气泡居中，用中丝读数，记入表中(4)的位置；

(3) 照准前视尺黑面，用上、下视距丝读数，记入表中(5)、(6)的位置，转动微倾螺旋，使水准气泡居中，用中丝读数记入表格中(7)的位置；

(4) 照准前视尺红面，调整微倾螺旋，使水准气泡居中，用中丝读数，记入表中(8)的位置。

以上观测程序简称为“后一后—前一前、黑一红—黑—红”。

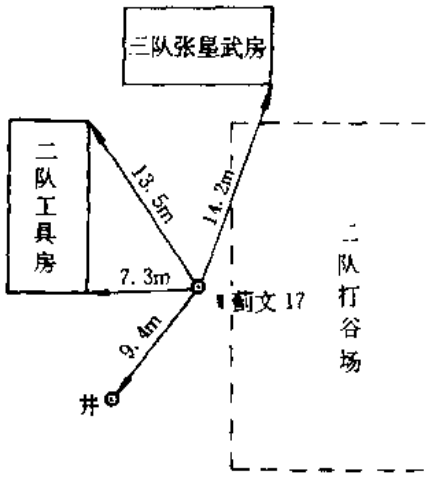


图 4-39

四等和等外水准路线应尽量布设成附合或闭合路线，此时一般只需进行单程观测。若布设成支水准路线，则应进行往返观测或单程双转法观测。所谓单程双转法观测，就是用四个尺垫；布置成左、右两条路线，在每一测站上观测完一条路线后，重新整置仪器观测另一路线。

(二) 测站上的计算与检核

在表 4-28 中，第(1)至(8)栏是读数的记录部分，(9)至(18)栏是计算检核部分。下面介绍(9)至(18)各栏的计算方法及检核项目的限差要求。

1. 视距部分的计算

(1) 后视距(9)：　　(9)=[(1)−(2)]×100

(2) 前视距(10)：　　(10)=[(5)−(6)]×100

(3) 前后视距差:(11)：　　(11)=[(9)−(10)]÷10 m

(4) 前后视距累积差(12)：　　(12)=前站的(12)+(11)

2. 高差部分的计算与检核

(1) 后视黑红面读数之差(13)：　　(13) =(3)+K−(4)

(2) 前视黑红面读数之差(14)：　　(14)=(7)+K−(8)

(3) 黑面所测高差(15)：　　(15)=(3)−(7)

(4) 红面所测高差(16)：　　(16)=(4)−(8)

(5) 黑红面所测高差之差(17)：　　(17)=(15)−{(16)±100}

(6) 高差中数(18)：　　(18)=$\frac{1}{2}${(15)+(16)±100}

计算中用到的 K 为前、后视标尺红黑面零点的差数，本例中 05 号尺的 K 值为 4787.06 号尺的 K 值为 4687。

表 4-28　　**四等(等外)水准测量记录手簿**

往测自 A 至 B　　1993 年 5 月 24 日

时　刻始 8 时 05 分　　天气：晴

末 9 时 10　　呈像：清晰

测站编号	后尺	下丝	前尺	下丝	方向及尺号	标尺读数		K+黑减红	高差中数	备　考
		上丝		上丝		黑面	红面			
	后距		前距							
	视距差 d		$\sum d$							
	(1)		(5)		后(3)	(4)	(13)	(13)		$K_{05}=4787$
	(2)		(6)		前	(7)	(8)	(14)		$K_{06}=4687$
	(9)		(10)		后一前	(15)	(16)	(17)	(18)	
	(11)		(12)							
1	1587		0755		后 05	1400	6187	0		
	1213		0379		前 06	0567	5255	−1		
	374		376		后一前	+0833	+0932	+1	+0832.5	
	−0.2		−0.2							
2	2111		2186		后 06	1924	6611	0		
	1737		1811		前 05	1998	6786	−1		
	374		375		后一前	−0074	−0175	+1	−0074.5	
	−0.1		−0.3							
3	1916		2057		后 05	1728	6515	0		
	1541		1680		前 06	1868	6556	−1		
	375		37.7		后一前	−0140	−0041	+1	−0140.5	
	−0.2		−0.5							
4	1945		2121		后 06	1812	6499	0		
	1680		1854		前 05	1987	6773	+1		
	265		267		后一前	−0175	−0274	−1	−0174.5	
	−0.2		−0.7							
5	0675		2902		后 05	0466	5254	−1		
	0237		2466		前 06	2684	7371	0		
	438		436		后一前	−2218	−2117	−1	−2217.5	
	+0.2		−0.5							
6	1891		0758		后 06	1708	6395	0		
	1525		0390		前 05	0574	5361	0		
	366		368		后一前	+1134	+1034	0	+1134.0	
	−0.2		−0.7							

每一测站观测结束之后应立即进行计算，并对有关项目进行检核。对于四等及等外水准

测量而言，(9)～(14)和(17)各项限差不应超过表 4-29 中的规定值。若发现测站上有项目超限，应立即重测本站。若迁站后发现有项目超限，则应从水准点或间歇点开始，重新观测该测段。为避免大气垂直折光的影响，水准测量的视线距地面应有一定的高度，一般应保证三丝能读数。

表 4-29　　四等及等外水准测站观测限差

项目 / 等级	视距长度		前后视距差 /m	前后视距累积差 /m	黑红面读数之差 /mm	黑红面所测高差之差 /mm	检测间歇点高差之差 /mm
	仪器类型	视距 /km					
四等	DS_1	100	5	10	3	5	5
	DS_3	80					
等外	DS_3 或 DS_{10}	100～150	10	50	4	6	

工作间歇或暂停观测时，应尽量在水准点上结束观测。否则应选两个固定点或打二个木桩为间歇转点，观测其高程。恢复观测时应检测最后两个间歇转点间的高差，与间歇前的高差比较，若其结果符合表 4-29 的要求，即可继续向前观测，若超限，则须退后一站进行检查，以确定无变化的转点，再从此转点起继续向前施测。检测结果不作为正式成果。

（三）测段的计算与检核

所谓测段即相邻两水准点间的观测路线。当每个测段观测完毕后，应验算以下各项，以检查本测段观测、记录与计算的正确性。

1. 视距部分

$$末站(12) = \sum(9) - \sum(10)$$

$$总视距 = \sum(9) + \sum(10)$$

2. 高差部分

$$\sum(3) - \sum(7) = \sum(15)$$

$$\sum(4) - \sum(8) = \sum(16)$$

当测段的测站数为偶数时，该测段的高差中数可用下式进行检核：

$$\sum h_{中} = \frac{1}{2}\{\sum(15) + \sum(16)\} = \sum(18)$$

若为奇数站，则应为：

$$\sum h_{中} = \frac{1}{2}\{\sum(15) + \sum(16) \pm 100\} = \sum(18)$$

为了消除两标尺零点差不相等的影响，一般规定四等以上水准测量每一测段的往测或返测，其测站数均应为偶数，否则应加入标尺零点差改正。由往测转为返测时应重新整置仪器，两标尺要互换位置。

支水准路线观测完毕，应计算路线闭合差或支水准路线往返测不符值，并与规定的限差值(见表 4-27)比较。若超限，则应对超限的原因进行分析，先就路线上可靠性较小的一个测

段进行重测。在结束外业观测转入内业计算之前，应确保外业观测记录与计算的成果符合规定的要求。

五、四等及等外水准测量的内业计算

外业观测成果通过检核确认无误后，可转入内业计算。下面介绍单一水准路线的内业计算工作，其内容包括闭合差的计算和分配以及水准点高程的计算。

（一）水准路线闭合差的计算

由于误差的存在，水准测量的实测高差与其理论值往往不相符合，其差值称为水准路线的闭合差。

1. 附合水准路线高差闭合差的计算公式

附合水准路线的始、终点（如图 4-37(a)中的Ⅱ15 和Ⅱ16）的高程是已知的，故始、终点间高差的理论值为（$H_{终}-H_{始}$），而实测值为各测站所测高差的总和 $\sum h_{测}$。于是可得附合水准路线高差闭合差为：

$$f_h = \sum h_{测} - (H_{终} - H_{始}) \tag{4-83}$$

2. 闭合水准路线高差闭合差的计算公式

若式(4-83)中的始终点为同一个点，则此时的水准路线为闭合水准路线。显然，式(4-83)中的第二项为零，即 $H_{终}-H_{始}=0$，从而得到闭合水准路线高差闭合差的计算公式为：

$$f_h = \sum h_{测} \tag{4-84}$$

即闭合水准路线高差闭合差为闭合路线观测高差的总和。

3. 支水准路线高差闭合差的计算公式

支水准路线一般需进行往返观测。由于往返测的方向相反，因此，从理论上来讲，往测高差总和 $\sum h_{往}$ 与返测高差的总和 $\sum h_{返}$ 符号相反，绝对值相等，它们的代数和等于零。由此可得支水准路线往、返测高差闭合差的计算公式为：

$$f_h = \sum h_{往} - \sum h_{返} \tag{4-85}$$

闭合差 f_h 计算出来之后，应与规范中规定的限差进行比较。当 f_h 在限差之内时，认为外业观测精度合格，成果可用；否则，应检查原因，返工重测，直至符合限差要求为止。

（二）水准路线闭合差的分配

当 $|f_h| \leqslant |f_{h限}|$ 时，应对 f_h 进行合理的分配，一般方法是按测站数成正比将闭合差反号分配到各测段高差中。这是因为水准路线的高差误差大小与测站数有关，测站数愈多，误差积累也就愈大。在一般平坦地区，同一级水准测量每千米的测站数基本相等，因此，又可按路线的长度成正比分配闭合差。设第 i 测段的改正数为 v_i，根据上述方法则有：

$$v_i = -\frac{f_h}{\sum n} n_i \tag{4-86}$$

或

$$v_i = -\frac{f_h}{\sum R} R_i \tag{4-87}$$

式中：$\sum n$ 为所有测段测站数总和；n_i 为第 i 测段的测站数；$\sum R$ 为水准路线总长；R_i 为第 i 测段长度。

将各测段的观测高差 $h_{测}$ 加上改正数 v 之后，闭合差 f_h 即被消除。即：

$$\sum(h_{测}+v)-\sum h_{理}=0$$

或者

$$\sum v=-f_h \tag{4-88}$$

上式表明，改正数的符号与闭合差的符号相反，绝对值相等，以此检核改正数计算的正确性。

（三）水准点高程的计算

消除闭合差之后，即可根据已知水准点的高程和改正后的高差逐一推算出各水准点的高程。当推求至最后一个已知点时，应检查推求值是否与已知值相等，以保证各点的高程计算正确无误。

高差闭合差的分配及高程计算在表格中进行。

例 4-9 图 4-40 所示为一四等附合水准路线示意图。观测方向、观测高差及测段长度标注在图上。已知Ⅲ15及Ⅲ16为三等水准点，其高程分别为 45.286 m、49.579 m，试求Ⅳ01、Ⅳ02、Ⅳ03三个四等水准点的高程。

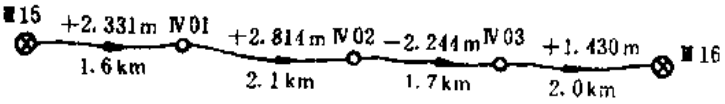


图 4-40

解 计算步骤如下：

（1）按式(4-83)计算闭合差 f_h，并与闭合差限差 $f_{h限}$ 相比较。对四等水准测量而言，$f_{h限}=\pm 20\sqrt{L}$，计算结果见表 4-30 中“辅助计算”一栏；

表 4-30　　水准测量成果整理

点号	长度 /km	测量高差 /m	改正数 /m	改正后高差 m	高程 /m
1	2	3	4	5	6
Ⅲ15					45.286
Ⅳ01	1.6	+2.331	−8	+2.323	47.609
Ⅳ02	2.1	+2.813	−11	+2.802	50.411
Ⅳ03	1.7	−2.244	−8	−2.252	48.159
Ⅲ16	2.0	+1.430	−10	+1.420	49.579
$\sum$	7.4	+4.330	−37	+4.293	
辅助计算	$H_{Ⅲ16}-H_{Ⅲ15}=49.579-45.286=+4.293$ $f_h=\sum h-(H_{Ⅲ16}-H_{Ⅲ15})=+4.330-4.293=+37$ mm $f_{h限}=\pm 20\sqrt{L}=\pm 20\sqrt{7.4}=\pm 54.4>f_h$　每千米的改正数$=-\dfrac{f_h}{\sum R}=-\dfrac{+37}{7.4}=-5$ mm				

（2）按式(4-87)计算改正数。此时可先计算出系数项$-\dfrac{f_h}{\sum R}$，然后乘上各测段的长度，

即得各测段的改正数。改正数的计算按式(4-88)进行检核，见表中第4栏；

(3) 计算改正后的高差。改正后的高差总和应等于($H_{终}-H_{始}$)即($H_{16}-H_{15}$)，见表中第5栏；

(4) 各待求点高程计算。最后计算的 $H_{终}$ 即 H_{16} 应等于该点的已知高程，见表中第6栏。

如果采用袖珍计算机进行水准测量的记录与计算，不仅可以提高记录与计算的速度，而且还可以使部分甚至全部的内业计算工作在野外完成，既方便又省时。袖珍计算机的种类很多，在选用时应注意两点：一是具备一定的编程功能；二是有相应的内存容量。选用的记录与计算程序要结构严密，功能完备，使用方便。程序还应有可靠的安全保护措施，确保程序运行正确，数据存储万无一失。如果用户自己编制水准测量记录与计算程序，则应严格按照《测量外业电子记录基本规定》的技术要求进行规范化设计。

六、水准测量应提交的资料

水准测量内外业结束之后，应提交以下资料：

(1) 水准路线图；

(2) 全部外业观测记录手簿和水准仪、水准尺检验资料；

(3) 水准点"点之记"及水准点标志委托保管书；

(4) 全部内外业计算资料、精度评定及成果表；

(5) 技术总结。

第六节　三角高程测量

我们已经知道，用水准测量的方法确定点的高程可以达到较高的精度。但是对于地面高低起伏较大的地区，用水准测量测定高程很不方便。因此，山区各级平面控制点的高程以及精度要求不高的点的高程常用三角高程测量的方法确定。本节介绍三角高程测量的布设形式、技术要求、外业观测和内业计算等有关内容。

一、三角高程测量原理

(一) 高程计算的基本公式

采用三角高程测量的方法确定地面上 A、B 两点间的高差 h_{AB}，首先要在 A 点安置经纬仪，在 B 点竖立觇标，量得仪器高 i 和觇标高 v，用经纬仪望远镜的中丝照准觇标顶部，观测垂直角 α，若已知 A、B 两点间的水平距离为 D，则从图4-41中可以看出有如下关系：

$$H_B + v = H_A + i + D\tan\alpha$$

移项　$$H_B - H_A = D\tan\alpha + i - v$$

由高差的定义知，得 $H_B-H_A=h_{AB}$，得：

$$h_{AB} = D\tan\alpha + i - v \qquad (4\text{-}89)$$

若已知 A 点高程为 H_A，则待定点 B 的高程为：

$$H_B = H_A + D\tan\alpha + i - v \qquad (4\text{-}90)$$

公式(4-89)和(4-90)就是三角高程测量的

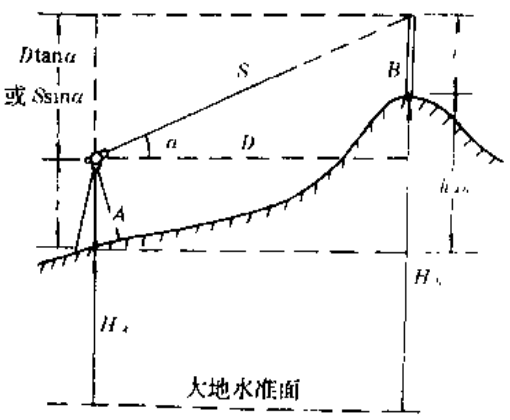


图4-41

原理公式。式中：α 为仰角时取正号，相应的 $D\tan\alpha$ 为正；α 为俯角时取负号，相应的 $D\tan\alpha$ 为负。在计算中要注意正负号。

在已知高程点 A 上设站，观测该点至待定点 B 间的高差称直视；反之，仪器安置在未知高程的 B 点上，确定 B 点至 A 点间的高差称为反视。要说明的是，上述公式推导时把大地水准面看做是平面，这在两点之间距离较短时是允许的。

（二）球气差影响

当距离较长时，根据测量工作的精度要求或“规范”的规定，必须考虑地球曲率和大气折光对高差的影响。如图 4-42 所示，在 A 点安置经纬仪，在 B 点竖立标杆，仪器高为 i，标杆高为 v，过 J 点的水准面为 $\overset{\frown}{JF}$，水平面为 JE。如果用水平面代替水准面，高差少了一段距离 EF，EF 即为地球曲率对高差的影响，简称球差，用 q 表示。

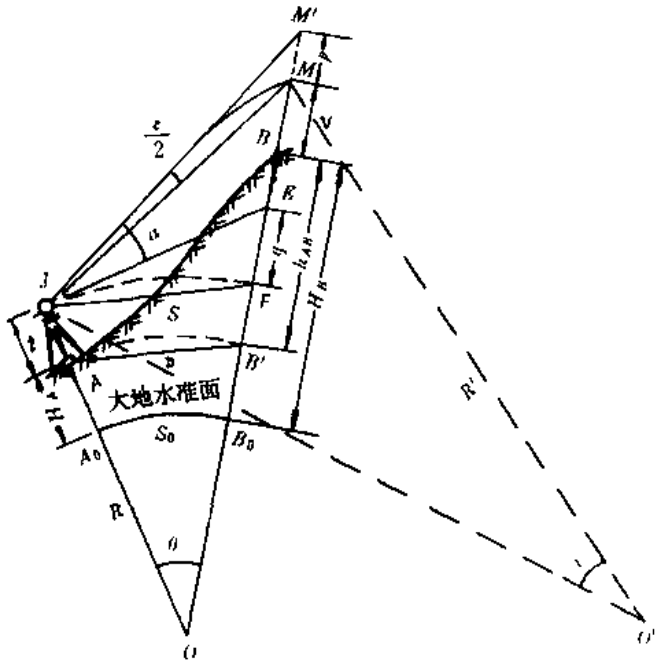


图 4-42

设地球为圆球，半径为 R，A、B 两点间的水平距离为 D，当 D 较小时可认为 $JE=\overset{\frown}{JE}=D$。$A$、$B$ 两点对球心 O 所张的夹角为 θ，弦切角 $\angle EJF=\frac{1}{2}\theta$，因 $\frac{1}{2}\theta$ 很小，故可写成：

$$\frac{\theta}{2}=\frac{EF}{D}\cdot\rho=\frac{q}{D}\rho$$

则

$$q=\frac{\theta}{2}\cdot\frac{D}{\rho}$$

$$\theta=\frac{\overset{\frown}{AB'}}{OA}\cdot\rho-\frac{\overset{\frown}{AB'}}{R+H_A}\cdot\rho$$

H_A 为 A 点高程，其值与 R 相比较甚小，故 $(R+H_A)$ 可近似用 R 代替：

$$\theta=\frac{D}{R}\cdot\rho$$

得
$$q=\frac{D^2}{2R} \tag{4-91}$$

在式(4-91)中，球差 q 与 D 的平方成正比。q 总是使所测高差减小，因此在高差计算中应加上 q。

由于光线通过由下而上密度变化的大气层而发生折射，视线形成一条连续的，凹向地面的曲线$\overset{\frown}{JM}$。当望远镜照准觇标顶部 M 时，曲线$\overset{\frown}{JM}$在 J 点处的切线 JM' 为视线方向，使垂直角 α 增加了$\frac{\varepsilon}{2}$，而高差增加了一个高度 MM'，此即为大气折光对高差的影响，简称为气差，用 p 表示。

假设光线传播方向 JM 为圆弧，其半径为 R'，所对的圆心角为 ε，并认为 $JM=D$，MM' 为以 O' 为圆心，以 R' 为半径的圆弧，用推导式(4-91)类似的方法可推导出气差计算公式：

$$p=MM'=\frac{\varepsilon}{2}\cdot\frac{D}{\rho}$$

因
$$\varepsilon=\frac{\overset{\frown}{O'M}}{R'}\rho=\frac{D}{R}\cdot\rho$$

故
$$p=\frac{D^2}{2R'} \tag{4-92}$$

气差 p 总是使高差增大，因此在高差中要减去一个 p 值。

球差与气差合称球气差。球气差的总影响用 γ 表示，计算公式为：

$$\gamma=q-p=\frac{D^2}{2R}-\frac{D^2}{2R'}=\frac{D^2}{2R}\left(1-\frac{R}{R'}\right)$$

令$\frac{R}{R'}=K$，称为大气垂直折光系数，代入上式得：

$$\gamma=\frac{D^2}{2R}(1-K) \tag{4-93}$$

由于 $R'>R$，则 $K<1$，$\gamma>0$。在一天内 K 值是变化的，根据多年实践总结的规律，在中午前后 K 值最小，并且比较稳定；日出日落时数值较大，而且变化也较快，因此垂直角观测最好在中午前后进行。阴天观测时 K 值影响较小，可以不受时间的限制。

K 值变化是复杂的，在不同的地区、不同的时间、不同的天气等都会不相同，甚至在同一个测站上各方向也不相同，主要影响因素是气温和气压的变化。实用中是将我国大部分地区的折光系数取平均值，得到 $K=0.11$。

（三）高差及高程计算

在三角高程测量中，通常在 A、B 两点分别安置仪器进行对向观测，并计算两次观测的高差，分别加球气差改正后取绝对值的平均值作为两点间的高差。下面推导三角高程测量求高差的实用公式。

由图 4-42 得：

$$\begin{aligned}h_{AB}&=B'F+FE+EM'-BM-MM'\\&=EM'+B'F-BM+(FE-MM')\end{aligned}$$

式中：$B'F=i$，$FE=q$，$EM'=D\cdot\tan\alpha$，$BM=v$，$MM'=p$。

则：

$$h_{AB}=D\cdot\tan\alpha+i-v+(q-p)$$

$$=D\cdot\tan\alpha+i-v+\gamma \tag{4-94}$$

式(4-94)就是考虑了球气差影响的高差公式。令 $D\tan\alpha+i-v=h'_{AB}$，则式(4-94)也可以写为：

$$h_{AB}=h'_{AB}+\gamma$$

在相同条件下，可视直反觇中球气差对高差的影响相同，而直反觇的高差正负号相反，则直反觇高差的平均值为：

$$h_{AB_{平}}=\frac{1}{2}(h'_{AB}-h'_{BA}) \tag{4 95}$$

式(4-95)表明：取直反觇高差平均值，消除了球气差对高差的影响。但是，因直反觇条件不会完全相同，高差平均值中仍含有球气差残差影响。

在实际工作中，球气差改正数 γ 可以 D 为引数，在球气差改正数表中查取(见表 4-31)。

计算出高差后，待定点的高程计算方法同水准测量，即：

$$H_P=H_A+h_{AP}$$

式中：H_P 为待定点 P 的高程；H_A 为已知点 A 的高程；h_{AP} 为 A、P 点间直、反觇高差平均值。

表 4-31　　球气差改正数 γ

D/m \ γ/m	0	100	200	300	400	500	600	700	800	900
0	0	0.001	0.003	0.006	0.011	0.017	0.024	0.033	0.043	0.055
1000	0.07	0.08	0.10	0.12	0.14	0.16	0.18	0.20	0.23	0.25
2000	0.28	0.31	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.55	0.59

二、三角高程测量主要误差来源及减弱措施

由公式(4-94)知，观测边长 D、垂直角 α、仪高 i 和觇标高 v 的测量误差及大气垂直折光系数 K 的测定误差均会给三角高程测量成果带来误差。下面简要介绍之。

(一) 边长误差

边长误差决定于距离丈量方法。用普通视距法测定距离，精度只有 1/300，就是说，300 m 的边长，其误差达±1 m；用正弦定理根据三角形内角解析边长，主要决定于角度测量精度，一级小三角的测角中误差为±10″，最弱边边长误差为 1/10000；用电磁波测距仪测距，精度很高，边长误差一般为几万分之一到几十万分之一。边长误差对三角高程的影响与垂直角大小有关，垂直角愈大，其影响也愈大。

(二) 垂直角误差

垂直角观测误差包括仪器误差、观测误差和外界环境的影响。仪器误差由经纬仪等级所决定，垂直度盘的分划误差、偏心误差等都是影响因素。观测误差有照准误差、指标水准管居中误差等。外界条件主要是大气垂直折光的影响。J_6 经纬仪两测回垂直角平均值的中误差可达±15″，对三角高程的影响与边长及推算高程路线总长有关，边长或总长愈长，对高程的影响也愈大。因此，垂直角的观测应选择大气折光影响较小的阴天和每天的中午观测较好，推算三角高程路线还应选择短边传递，对路线上边数也有限制。

(三) 大气垂直折光系数误差

大气垂直折光误差主要表现为折光系数 K 值测定误差。实验证明，K 值中误差约为 $\pm 0.03 \sim \pm 0.05$。另外，一般采用 K 的平均值计算球气差 γ 时，也会有误差。不过，取直反觇高差的平均值作为高差成果，可以大大减弱大气垂直折光误差的影响。

（四）丈量仪高和觇标高的误差

仪高和觇标高的量测误差有多大，对高差的影响也会有多大。因此，应仔细地测仪高和觇标高。

三、三角高程路线的布设形式

根据实际情况，三角高程路线可布设成以下几种形式：

（一）三角高程网

三角高程网用于测定各等级平面控制点的高程。网中需要有一定数量的点直接用四等水准测量求得高程，作为已知高程点，其余点的高程则用三角高程测量方法推得。为了确保三角高程网的精度，已知高程点宜布设在网的边缘，使其网中任意一点与最近高程起算点间隔边数不超过表 4-32 的规定。

表 4-32　　三角高程网中任一点与最近高程起算点的间隔边数

边数 / 平均边长/km / 等高距/m	1	2	3	4	5	7	9	平差后平面控制点高程中误差/m
1	10	4	2					±0.05
2		10	7	4	3			±0.10
5					10	8	5	±0.25

（二）三角高程路线

用三角高程测量方法传算高程的单一的附合路线或闭合路线。当三角高程测量用于测定各等级平面控制点的高程时，三角高程路线必须起迄于不低于四等水准联测的高程点上，其边数不应超过表 4-32 的规定；当用于测定图根点的高程时，三角高程点及水准联测的高程点均可作为路线的起算点，其边数不应超过 12 条。三角高程路线应尽量由边长较短、高差较小的边组成。

（三）独立交会点

在高程起算点较多的地区，点的高程可用三个高程起算点单向观测确定。当只有两个高程起算点时，点的高程可采用对向观测一条边加单向观测另一条边确定。当测定各等级平面控制点的高程时，独立交会的高程起算点应为不低于四等水准联测的高程点；当测定图根点的高程时，已知三角高程点亦可作为高程起算点。

四、三角高程路线的施测及其要求

由式(4-89)可知，用三角高程测量推求两点间高差时，必须已知仪器高 i、觇标高 v、两点间的水平距离 D 以及垂直角 α。仪器高 i 和觇标高 v 可用钢尺直接量取。在等级点上作三角高程测量时，i 和 v 应独立量取两次，读至 5 mm，其较差不得大于 1 cm。图根三角高程测量可量至厘米。两点间的水平距离 D 可从平面控制的计算成果中获得。因此，三角高程测量的施测主要是观测垂直角。垂直角观测一般都是在建立平面控制时与水平角的观测同时进行。对于三角高程网和三角高程路线，各边的垂直角均应进行直、反觇对向观测。对于独立

交会高程点，前方交会为三个直觇，后方交会为三个反觇，侧方交会为一个直觇和两个反觇。

三角高程测量的主要技术要求见表 4-33。

表 4-33　　三角高程测量的主要技术要求

等级	经纬仪型号	测回数	互差		对向观测高差较差 /m	两个单方向高程较差 /m	独立交会点各方向高程较差 /m	附合或闭合路线闭合差 /m
			指标差 /″	垂直角 /″				
一、二级小三角	DJ_2	中丝法 2 三丝法 1	15	15	$\pm 0.1D$	$\pm 0.07\sqrt{D_1^2+D_2^2}$		$\pm 0.05\sqrt{[D^2]}$
	DJ_6	中丝法 4 三丝法 2	25	25				
一、二、三级导线	DJ_2	中丝法 1	15					
	DJ_6	中丝法 2 三丝法 1	25	25				
图根三角高程	DJ_6	中丝法 1	25		$\pm 0.4D$		$\pm 0.02H$	$\pm 0.01H\sqrt{n}$

注：① 垂直角互差指同一方向由各测回各丝所得的全部垂直角结果互相比较。

② 指标差互差在分组观测时，仅在一测回内各方向按同一根水平丝计算的结果比较；单独方向连续观测时，则按同方向各测回同一根水平丝计算的结果比较。

③ 表中 D 为边长（单位为千米），n 为边数，H 为基本等高距。

五、三角高程路线的计算

三角高程测量计算之前，应对观测成果进行全面检查，确认各项限差符合规定要求，所需数据完备齐全之后才能开始计算。有关三角高程网的平差计算将在《控制测量》中阐述，这里不作介绍。

（一）高差的计算

由外业观测手簿中查取三角高程路线上的垂直角、仪器高、觇标高，由平面控制计算成果表中查取相应边的水平距离，填于计算表格中，然后按式(4-94)依次计算各边直、反觇高差。若直、反觇高差较差不超过表 4-33 中的规定，则取其中数，并以此计算三角高程路线的高差闭合差。

（二）高差闭合差的计算和分配

三角高程路线高差闭合差的计算和分配与水准测量基本相同，即：

附合路线为　　$\omega_h = \sum h_{测} - (H_{终} - H_{始})$

闭合路线为　　$\omega_h = \sum h_{测}$

当高差闭合差不超过表 4-33 中的规定时，可按下式计算高差改正数：

$$v_i = -\frac{\omega_h}{\sum D} D_i \tag{4-96}$$

式中：$\sum D$ 为路线上各边水平边长总和；D_i 为第 i 边水平边长。

（三）高程计算

根据已知高程和平差后的高差，按与水准测量相同的方法计算各点的高程。

例 4-10 图 4-43 所示为一图根线形锁(测图等高距为 1 m)。图中箭头表示三角高程的传算路线。试求各图根点之高程。

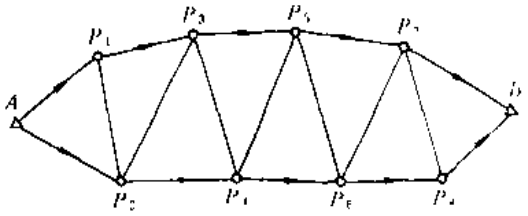


图 4-43

解 所有计算在表 4-34 和表 4-35 中进行。表 4-34 为各边直、反觇对向观测高差的计算结果,这里只列了两条边的高差计算结果,其余各边的计算结果直接列于表 4-35 中。三角高程路线的平差计算见表 4-35。

表 4-34　　高 差 计 算

测站点	A	P_1	P_1	P_2
觇　点	P_1	A	P_2	P_1
觇　法	直	反	直	反
α	−2°30′36″	+2°28′00″	−6°01′12″	+6°02′30″
D	589.12	589.12	512.67	512.67
i	1.51	1.47	1.50	1.48
v	1.20	1.40	1.50	1.79
γ	0.02	0.02	0.02	0.02
h	−25.49	+25.47	−54.04	+54.06
$h_{中}$	−25.48		−54.05	

表 4-35　　三角高程路线平差计算

点号	边长 D (100 m)	平均高差 $h_{中}$ /m	改正数 vh_i /m	改正后高差 h /m	点之高程 H m
A					479.68
P_1	1.9	−25.48	0	−25.48	454.20
P_2	2.2	−54.05	0	−54.05	400.15
P_3	1.8	−29.12	0	−29.12	371.03
P_7	3.3	+23.39	+1	+23.40	394.43
B	2.5	+17.71	0	+17.71	412.14
	[11.7]	[−67.55]	[+1]	[−67.54]	
		$\omega'_h=-0.01$			
A					479.68
P_2	1.2	−55.43	+1	−55.42	424.26
P_4	2.0	−6.10	+1	−6.09	418.17
P_6	2.3	−18.86	+1	−18.85	399.32
P_8	2.6	−39.06	+1	−39.05	360.27
B	3.2	+51.86	+1	+51.87	412.14
	[11.3]	[−67.59]	[+5]	[−67.54]	
		$\omega''_h=-0.05$			
辅助计算	$\omega'_h=\sum h'-(H_B-H_A)=-67.55-(-67.54)=-0.01$ m $\omega''_h=\sum h''-(H_B-H_A)=-67.59-(-67.54)=-0.05$ m $\omega_{h_{容}}=0.2H\sqrt{n}=\pm0.2\times1\times\sqrt{5}=\pm0.22$ m				

六、电磁波测距三角高程测量

用电磁波测距方法直接测定两点间的倾斜距离 d，根据斜距 d 和垂直角 α 可以求得高差 h，这种方法称为电磁波测距三角高程测量，简称电磁波测高。这种方法测定高差的主要特点是距离测量的精度较高。为了提高电磁波测高的精度，必须采取措施提高垂直角观测精度。大量的观测资料表明，当边长在 2 km 范围内时，对向电磁波测距三角高程测量成果完全能满足四等水准测量的精度要求。因此，在高山、丘陵等困难地区，可用电磁波测高代替四等水准测量。下面推导电磁波测高中高差的计算公式。

如图 4-44 所示，设 O 为椭球中心，B 为照准点的反射镜中心，AO 近似地认为是地球的平均曲率半径 R，d 为测距仪直接测得的倾斜距离，α 为垂直角，现要根据 d 和 α 推求距离 CB 即 h。

在 A 点照准 B 点测得的垂直角 α 中，包含有大气垂直折光影响 γ_1；由于地球曲率的影响，使得 A 点的水平线与弦线之间存在一微小角度 γ_2。这两个微小的角度均可视为弦切角，其值可近似地写为：

$$\left.\begin{aligned}\gamma_1 &= \frac{d}{2R'} = \frac{Kd}{2R}\\ \gamma_2 &= \frac{S}{2R} = \frac{d\cos\alpha}{2R}\end{aligned}\right\} \tag{4-97}$$

式中：K 为大气折光系数，$K=\dfrac{R}{R'}$；R 为地球曲率半径；R' 为圆弧 $\overset{\frown}{AB}$ 对应的半径，其中折光曲线 $\overset{\frown}{AB}$ 被近似地视为一段圆弧。

由图 4-44 可知，在△ABC 中，$\angle A=\alpha-\gamma_1+\gamma_2$，$\angle C=90°+\gamma_2$。按正弦定理有：

$$\frac{h}{\sin(\alpha-\gamma_1+\gamma_2)} = \frac{d}{\sin(90°-\gamma_2)}$$

式中，γ_2 角值很小，可视 $\sin(90°+\gamma_2)=1$。于是有：

$$h = d\cdot\sin[\alpha-(\gamma_1-\gamma_2)]$$

将上式中正弦函数展开，取 $\cos(\gamma_1-\gamma_2)\approx1$，则：

$$h = d\cdot\sin\alpha - d\cos\alpha\sin(\gamma_1-\gamma_2)$$

将 $\sin(\gamma_1-\gamma_2)$ 展开，取 $\cos\gamma_1\approx\cos\gamma_2\approx1$，并将式(4-97)代入，有：

$$h = d\sin\alpha - \frac{Kd^2\cos\alpha}{2R} + \frac{d^2\cos\alpha}{2R} \tag{4-98}$$

式中第二、三项分别为大气垂直折光与地球曲率改正，通常称为两差改正；h 为仪器中心至反射镜中心的高差。

设 i_A、v_B 分别为测站 A 的仪器高和镜站 B 的反射镜高，则测站 A 至镜站 B 的高差 h_{AB} 为：

$$h_{AB} = d\sin\alpha - \frac{Kd^2\cos\alpha}{2R} + \frac{d^2\cos\alpha^2}{2R} + i_A - v_B \tag{4-99}$$

上式即为单向观测时高差的计算公式。不难证明，对于俯角，此公式亦适用。

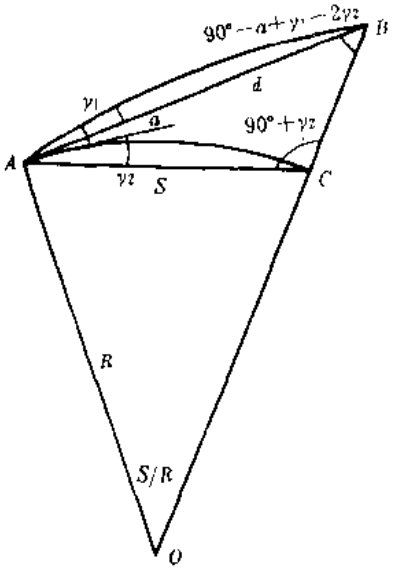


图 4-44

第七节　GPS卫星定位基本原理简介

一、GPS卫星定位的基本原理

本章第四节介绍了测距交会确定点位的方法。与其相似，无线电导航定位系统和卫星测距定位系统均是利用测距交会的原理确定点位的。

就无线电导航定位来说，设想在地面上有三个无线电信号发射台，其坐标为已知，用户接收机在某一时刻采用无线电测距的方法分别测得了接收机至三个发射台的距离 d_1、d_2、d_3。只需以三个发射台为球心，以 d_1、d_2、d_3 为半径作出三个定位球面，即可交会出用户接收机的空间位置。

将无线电信号发射台从地面点搬到卫星上，组成一个卫星导航定位系统，应用无线电测距交会的原理，便可由三个以上地面已知点（控制站）交会出卫星的位置，反之利用三个以上卫星的已知空间位置又可交会出地面未知点（用户接收机）的位置，如图 4-15 所示。这便是GPS(Global Positioning System)卫星定位的基本原理。

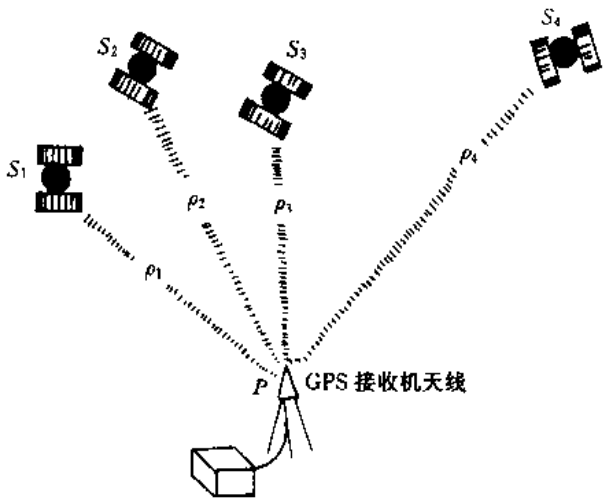


图 4-45

GPS 的定位理论和方法将在专门课程中介绍。下面简要介绍 GPS 系统组成，GPS 接收机工作原理以及 GPS 测量的实施。

二、GPS 系统组成

GPS 系统包括三大部分：空间部分——GPS 卫星星座；地面控制部分——地面监控系统；用户设备部分——GPS 信号接收机。

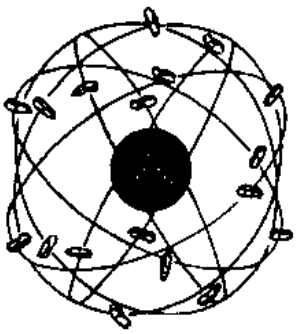


图 4-46

（一）GPS 卫星星座

GPS 卫星星座见图 4-46，其基本参数是：卫星颗数为 21＋3，卫星轨道面个数为 6，卫星高度为 20 200 km，轨道倾角为 55°，卫星运行周期为 11 h58 min（恒星时 12 h），载波频率为 1575.42 MHz 和 1227.60 MHz。卫星通过天顶时，卫星可见时间为 5 h，在

地球表面上任何地点任何时刻，在高度角15°以上，平均可同时观测到6颗卫星，最多可达9颗卫星。

在GPS系统中，GPS卫星的作用如下：

(1) 用L波段的两个无线载波(19 cm和24 cm波)向广大用户连续不断地发送导航定位信号。每个载波用导航信息$D(t)$和伪随机码(PRN)测距信号进行双相调制。用于捕获信号及粗略定位的伪随机码叫C/A码(又叫S码)，精密测距码(用于精密定位)叫P码。由导航电文可以知道该卫星当前的位置和卫星的工作情况。

(2) 在卫星飞越注入站上空时，接收由地面注入站用S波段(10 cm波段)向卫星发送导航电文和其他有关信息，并通过GPS信号电路，适时地发送给广大用户。

(3) 接收地面主控站通过注入站发送到卫星的调度命令，适时地改正运行偏差或启用备用时钟等。

(二) 地面监控系统

对于导航定位来说，GPS卫星是一动态已知点。星的位置是依据卫星发射的星历——描述卫星运动及其轨道的参数算得的。每颗GPS卫星所播发的星历，是由地面监控系统提供的。卫星上的各种设备是否正常工作，以及卫星是否一直沿着预定轨道运行，都要由地面设备进行监测和控制。地面监控系统的另一重要作用是保持各颗卫星处于同一时间标准——GPS时间系统。这就需要地面站监测各颗卫星的时间，求出钟差，然后由地面注入站发给卫星，卫星再由导航电文发给用户设备。

GPS工作卫星的地面监控系统包括一个主控站、三个注入站和五个监测站。

(三) GPS信号接收机

GPS信号接收机的任务是：能够捕获到按一定卫星高度截止角所选择的待测卫星的信号，并跟踪这些卫星的运行，对所接收到的GPS信号进行变换、放大和处理，以便测量出GPS信号从卫星到接收机天线的传播时间，解译出GPS卫星所发送的导航电文，实时地计算出测站的三维位置，甚至三维速度和时间。

静态定位中，GPS接收机在捕获和跟踪GPS卫星的过程中固定不变，接收机高精度地测量GPS信号的传播时间，利用GPS卫星在轨道的已知位置，解算出接收机天线所在位置的三维坐标。而动态定位则是用GPS接收机测定一个运动物体的运行轨迹。GPS信号接收机所位于的运动物体叫做载体(如航行中的船舰、空中的飞机、行走的车辆等)。载体上的GPS接收机天线在跟踪GPS卫星的过程中相对地球而运动，接收机用GPS信号实时地测得运动载体的状态参数(瞬间三维位置和三维速度)。

目前，各种类型的GPS测地型接收机用于精密相对定位时，其双频接收机精度可达$5\ mm+10^{-6}\cdot D$，单频接收机在一定距离内精度可达$10\ mm+2\times10^{-6}\cdot D$。用于差分定位其精度可达亚米级至厘米级。GPS接收机体积越来越小，重量越来越轻，野外观测方便易行。

三、GPS测量实施

GPS测量实施过程与常规测量一样，包括方案设计、外业测量和内业数据处理三部分。由于以载波相观测值为主的相对定位法是当前GPS精密测量中普遍采用的方法，所以这里主要介绍在城市与工程控制网中采用GPS定位的方法和工作程序。

(一) GPS控制网设计

GPS控制网的技术设计是进行GPS测量的基础。它应根据用户提交的任务书或测量合

同所规定的测量任务进行设计。其内容包括测区范围、测量精度、提交成果方式、完成时间等。设计的技术依据是国家测绘局颁发的《全球定位系统(GPS)测量规范》及建设部颁发的《全球定位系统城市测量技术规程》。

(二) GPS 接收机选型及检验

GPS 接收机是完成测量任务的关键设备,其性能、型号、精度、数量与测量的精度有关。GPS 接收机的选用可参考表 4-36。

表 4-36　　GPS 接收机的选型参数

项目 \ 等级	二	三	四	一级	二级
单频/双频	双频或单频	双频或单频	双频或单频	双频或单频	双频或单频
标称精度	≤(10 mm+2×10^{-6}·D)	≤(10 mm+3×10^{-6}·D)	≤(10 mm+3×10^{-6}·D)	≤(10 mm+3×10^{-6}·D)	≤(10 mm+3×10^{-6}·D)
观测量	载波相位	载波相位	载波相位	载波相位	载波相位
同步观测接收机数	≥2	≥2	≥2	≥2	≥2

观测中所选用的接收机,必须对其性能与可靠性进行检验,合格后方可参加作业。对新购和经修理后的接收机,应按规定进行全面的检验。接收机全面检验的内容,包括一般性检视、通电检验和实测检验。

(三) 外业观测

1. 外业观测计划设计

(1) 编制 GPS 卫星可见性预报图　利用卫星预报软件,输入测区中心点概略坐标、作业时间、卫星截止高度角≥15°等,利用不超过 20 天的星历文件即可编制卫星预报图。

(2) 编制作业调度表　应根据仪器数量、交通工具状况、测区交通环境及卫星预报状况制定作业调度表。

2. 野外观测

野外观测应严格按照技术设计要求进行。

(1) 安置天线　天线安置是 GPS 精密测量的重要保证,要仔细对中、整平、量取仪器高。仪器高要用钢尺在互为 120°方向量三次,互差小于 3 mm。取平均值后输入 GPS 接收机。

(2) 安置 GPS 接收机　GPS 接收机应安置在距天线不远的安全处,连接天线及电源电缆,并确保无误。

(3) 按规定时间打开 GPS 接收机,输入测站名、卫星截止高度角、卫星信号采样间隔等。详细情况可见仪器操作手册。

(4) 一个时段测量结束后要查看仪器高和测站名是否输入,确保无误再关机、关电源、迁站。

(5) GPS 接收机记录的数据有:GPS 卫星星历和卫星钟差参数;观测历元的时刻及伪距观测值和载波相位观测值;GPS 绝对定位结果;测站信息。

3. 观测数据下载及数据预处理

观测成果的外业检核是确保外业观测质量和实现定位精度的重要环节。所以外业观测

数据在测区时就要及时进行严格检查，对外业预处理成果按规范要求进行严格检查、分析，根据情况进行必要的重测和补测，确保外业成果无误后方可离开测区。

（四）内业数据处理

1. 基线解算

对于两台及两台以上接收机同步观测值进行独立基线向量(坐标差)的平差计算，称为基线解算，也称观测数据预处理。其主要过程如图 4-47 所示。

2. 观测成果检验

(1) 每个时段同步环检验　同一时段多台仪器组成的闭合环，坐标增量闭合差应为零。由于仪器开机时间不完全一致，会有误差。在检核中应检查一切可能的环闭合差。其闭合差分量要求：

$$\omega_x \leqslant \frac{\sqrt{n}}{5}\sigma$$

$$\omega_y \leqslant \frac{\sqrt{n}}{5}\sigma$$

$$\omega_z \leqslant \frac{\sqrt{n}}{5}\sigma$$

$$\omega \leqslant \sqrt{\omega_x^2 + \omega_y^2 + \omega_z^2} \tag{4-100}$$

环闭合差限差：

$$\omega \leqslant \frac{\sqrt{3n}}{5}\sigma$$

式中：σ 为规范中规定的中误差；n 为同步环的点数。

(2) 同步边检验　一条基线在不同时段观测多次，有多个独立基线值，这些边称为重复边。任意两个时段所得基线差应小于相应等级规定精度的 $2\sqrt{2}$ 倍。

(3) 异步环检验　在构成多边形环路的基线向量中，只要有非同步观测基线，则该多边形环路称为异步环。

异步环检验应选择一组完全独立的基线构成环进行检验，应符合下式要求：

$$\left.\begin{aligned} \omega_x &\leqslant 2\sqrt{n}\,\sigma \\ \omega_y &\leqslant 2\sqrt{n}\,\sigma \\ \omega_z &\leqslant 2\sqrt{n}\,\sigma \\ \omega &\leqslant 2\sqrt{3n}\sigma \end{aligned}\right\} \tag{4-101}$$

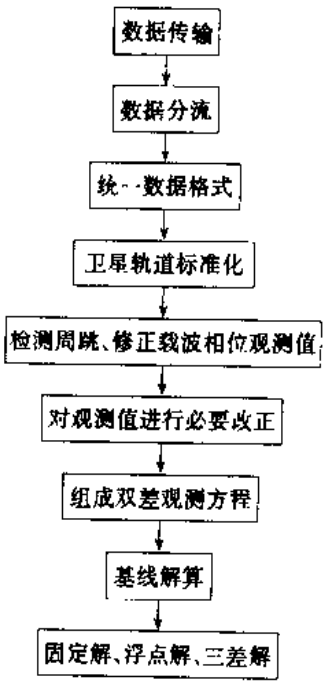


图 4-47

3. GPS 网平差

在各项检查通过之后，得到各独立基线向量和相应的协方差阵，在此基础上便可以进行平差计算。

第五章　地形图测绘技术基础

第一节　地形测图概述

一、地形图的基本概念及其分类

地球表面的固定物体，如建筑物、道路、河流、森林等称为地物。地球表面各种高低起伏形态，如高山、深谷、陡坎、悬崖峭壁、雨裂冲沟等称为地貌。地物和地貌总称为地形。所谓地形图就是按一定的比例尺，用规定的符号和一定的表示方法表示地物、地貌平面位置和高程的正形投影图。

当所表示的测区面积较大(例如超过 100 km^2)时，要把地面上的地物地貌描绘到平面图纸上就必须考虑地球曲率。在具体测绘地形图时，是先把控制点经过一定的数学法则(地图投影)处理后，再把根据这些控制点所测得的地物地貌按绘制地形图的原则绘制成图。若测区范围较小，投影面可视为平面，即不考虑地球曲率，直接按绘制地形图的原则绘制成图。若在图上仅表示地物，不表示地貌，则称其为平面图。

图 5-1 所示是 1∶5000 比例尺地形图的一部分，图中主要表示了城市等街道、居民区、铁路，还有一些高程注记和各种各样的符号，这些符号都是按《地形图图式》中的规定描绘的。图 5-2 所示也是 1∶5000 比例尺地形图的一部分。该图与图 5-1 的主要区别是图中有很多曲线，这些曲线称为等高线，是表示地面高低起伏的一种符号。除此之外，地形图上还标注有图名、比例尺、坐标系、高程系、施测单位及日期等。

地形图作为普通地图的一种，根据其成图方法的不同，可以分为实地施测而用线划描绘的线划地图，如图 5-1、图 5-2 所示；以及把航空摄影或卫星遥感影像和简单的地形图符号及注记，按一定的原则综合表现在图面上的所谓影像地图。线划地图和影像地图的特点是真实直观，一目了然。随着测绘仪器的不断发展，大容量、快速计算机的出现，地形图还可以用数学方式来表达，这种用数学方法表达地形图的软件，称为数字地形图。数字地形图具有精度高且易于维护、更新和保存等特点。

除一般的地形图外，还有各种专题地图，如地质图、森林分布图等，这类图也包括一般地形图所具有的内容，再如上专业所需的内容。在工程上还常常需要详细了解某一方向的情况，如修建铁路公路、开挖沟渠等，这时需测绘纵横断面图。

地形图按比例尺可分为大、中、小三种图。通常把 1∶500、1∶1000、1∶2000、1∶5000 比例尺的地形图称为大比例尺地形图；1∶1 万、1∶2.5 万、1∶5 万、1∶10 万比例尺的地形图称为中比例尺地形图；1∶20 万、1∶50 万、1∶100 万比例尺的地形图称为小比例尺地形图。中比例尺地形图由国家测绘部门负责测绘，目前均用航空摄影测量方法成图。小比例尺地形图一般由中比例尺图缩小编绘而成。我国把上述中、小两种比例尺地形图规定为基本比例尺地形图，亦称“国家基本图”。大比例尺地形图是为了直接满足各种工程设计而测绘的。1∶5000比例尺地形图主要用于规划设计，如城镇规划和农村土地规划，以及填绘地质勘探

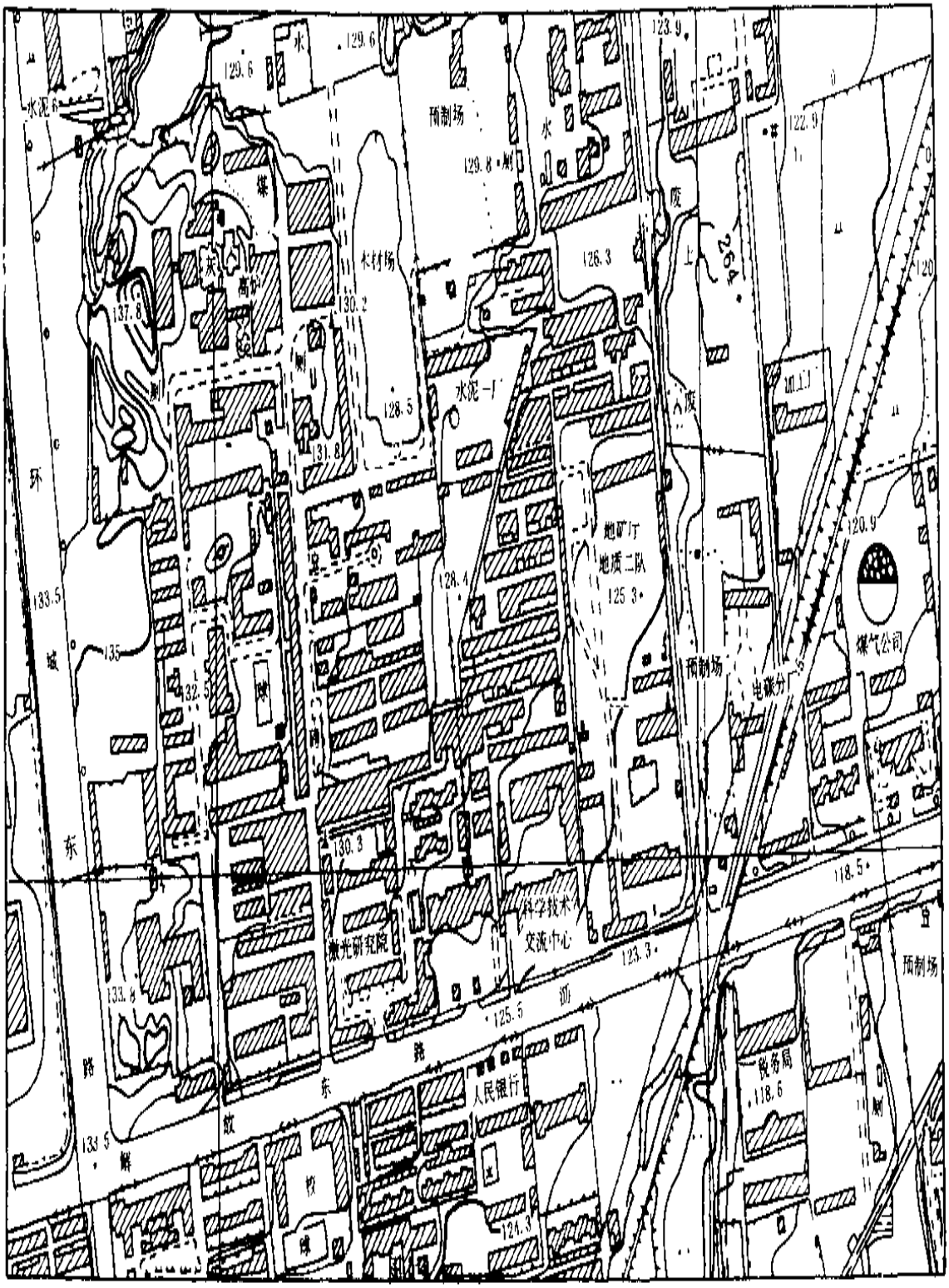

水泥厂
预制场
水材场
高炉
水泥一厂
地矿厅
地质二队
煤气公司
电碳分厂
预制场
激光研究院
科学技术
交流中心
人民银行
税务局
预制场
环城东路
放坡
129.6
129.8
123.9
122.9
126.3
137.8
130.2
128.5
131.8
128.4
125.3
120.9
135
132.5
130.3
118.5
125.5
123.3
133.6
133.5
118.6
124.3

图5 1

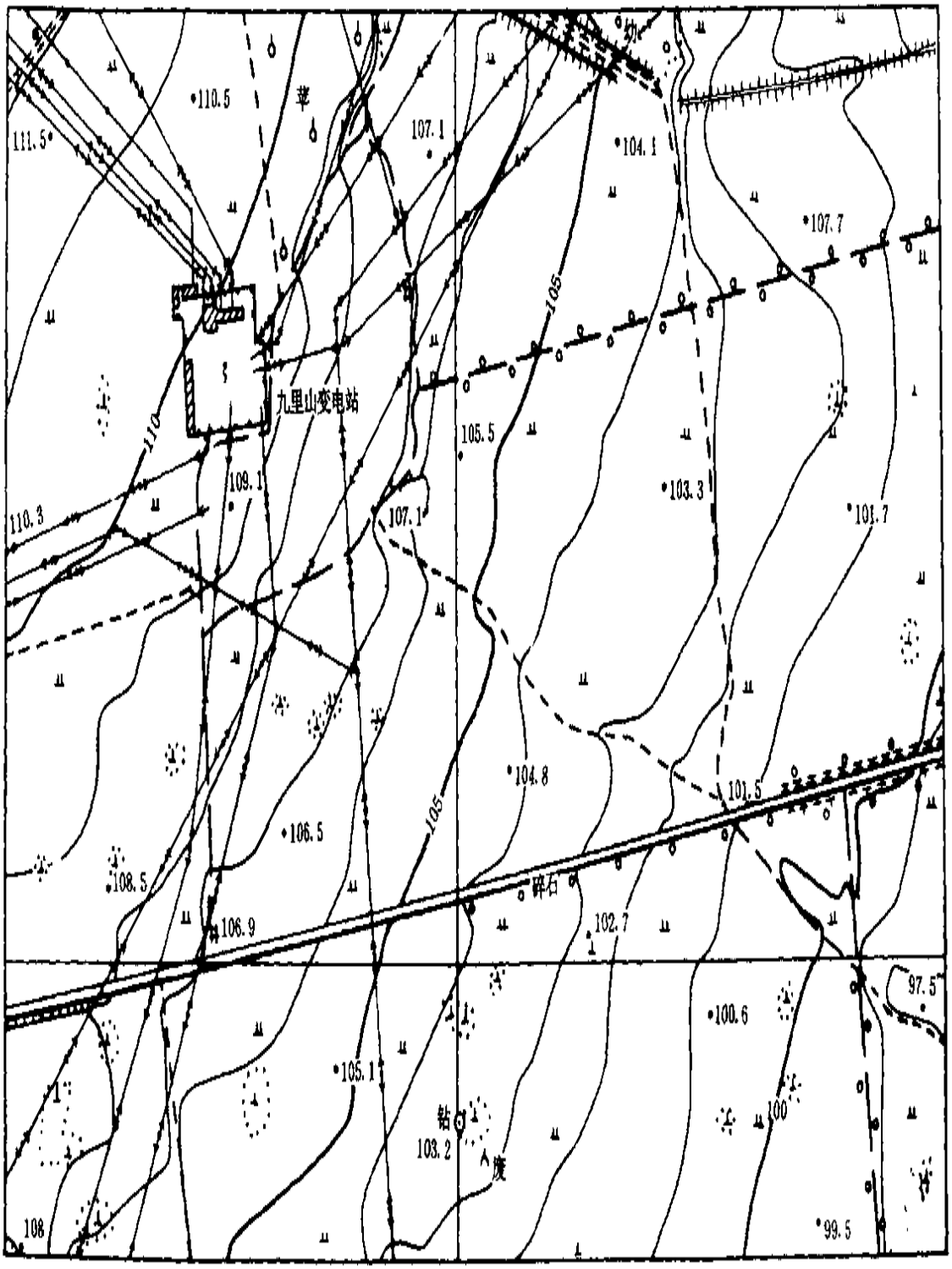

110.5
111.5
107.1
104.1
107.7
105
九里山变电站
105.5
109.1
103.3
110.3
107.1
101.7
104.8
101.5
106.5
108.5
碎石
106.9
102.7
97.5
100.6
105.1
钻
103.2
100
99.5
108

图5-2

成果，计算矿产储量和进行矿区开发的总体设计；1∶2000比例尺地形图主要用于城市详细规划、工程项目的初步设计以及详细填绘地质勘探成果和精密计算矿产储量等；1∶1000和1∶500比例尺地形图则用于工程项目的施工设计，如城市街区和厂矿的改、扩建以及某些主体工程的设计等。比例尺不同，成图的方法和要求也不同。一般来说，大比例尺测图的特点是测区范围较小，精度要求较高，大都采用平板仪在野外实地测绘，这种成图方法通常称为平板仪测图。

二、平板仪测图过程概述

平板仪测图是测绘地形图的传统方法，其作业过程可归纳如下：

(1) 明确测图任务、进行测区调查　包括明确测图范围、大小、测图比例尺，收集测区已有的测量成果和图纸资料，到实地进行踏勘，落实已有成果的利用程度，以及了解测区与测图工作有关的全部情况。

(2) 编写技术设计书　根据测图任务和对测区的调查结果，制定切实可行的测图技术方案。重点内容是首级控制的选定，加密控制、图根控制的实施方案及地形图的施测方案。

(3) 地形控制测量　根据技术设计中制定的控制测量方案，到野外进行控制测量的实施工作。

(4) 地形测图　根据技术设计书中制定的测图方案，到野外实地测绘地物地貌特征点，并按规定绘制成图。

(5) 检查验收并编写验收报告　铅笔原图测绘完毕，应对所有测绘成果和图纸进行全面的检查，根据检查的结果评等定级，并编写验收报告。

(6) 图的清绘与整饰　对检查验收合格的铅笔原图，应按地形图图式要求进行着墨描绘，并描绘外图廓线、坐标格网、经纬度，标注图幅名及图号等。

(7) 编写技术总结，提交有关资料　所有测绘工作结束后，应根据技术设计书、检查验收材料以及整个测绘工作的实际情况编写技术总结，并按规定要求提交成果和资料。

第二节　地形图的分幅与编号

为了便于测绘、制作、管理和使用地形图，必须按适当面积将广大地区的地形图划分成适宜的若干单幅地形图，并将分幅的地形图进行有系统的编号，这项工作称为地形图的分幅和编号。

地形图的分幅可分为两大类：梯形分幅(又称“经纬线分幅”)和矩形分幅(包括正方形分幅)。所谓梯形分幅就是按经线和纬线来划分，左、右以经线为界，上、下以纬线为界，图形近似梯形。在大范围的测图中，考虑到地表是个球面，只有按上述方法进行分幅才能保证所有图幅可以紧密接合而又不产生重叠或漏缺。梯形分幅常用于基本比例尺地形图。矩形分幅是按平面直角坐标的纵、横坐标线来划分的，图幅的上、下以坐标横线为界，左、右以坐标纵线为界。对于工程方面需要的局部地区的大比例尺地形图、平面图和中小比例尺挂图和地图集，常用矩形分幅。

一、梯形分幅

(一) 1∶100万比例尺地形图的分幅及编号

为了统一划分全球的地形图，国际地理学会对1∶100万比例尺地形图作了分幅和编号

方法的规定，称为国际分幅编号。

国际分幅编号规定由经度 180°起，按经差 6°划分成 60 个纵行，自西向东用阿拉伯数字 1～60 表示；由赤道起，向南、北分别按纬差 4°各分成 22 个横列，由低纬向高纬各以大写的拉丁字母 A、B、…、V 标明。每幅图的编号由其所在的横列字母与纵行的数字按先横列后纵行的次序组成。由于经线收敛于两极，当纬度较高时，经差 6°的实际宽度显得很窄，因此又规定在纬度 60°以上的地区，东西图廓的经差取 12°，纬度 70°以上的地区则取 24°。对于以纬度 88°为图廓的极圈图，则用 Z 表示。图 5-3 所示为北半球的 1∶100 万比例尺图的分幅情况。

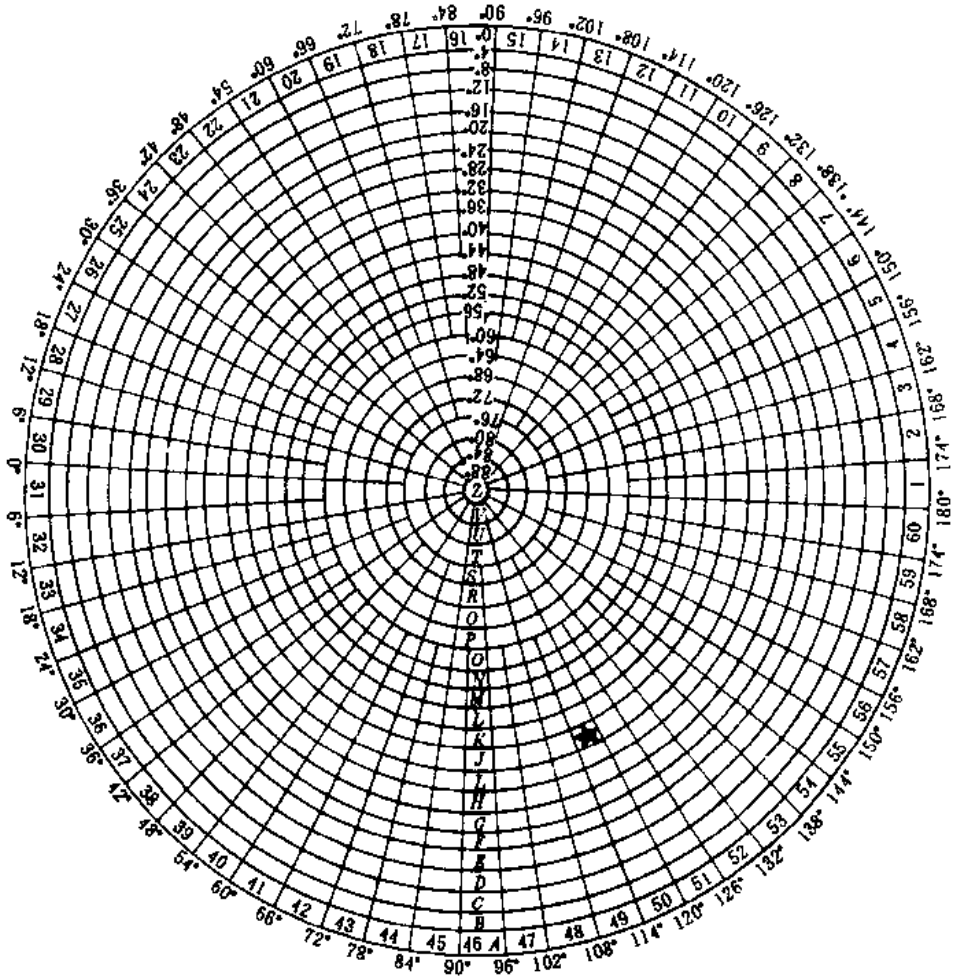


图 5-3

为了区别图幅是北半球还是南半球，规定在图号前加 N 或 S，分别表示北或南半球。因我国领域全部位于北半球，故省注 N。图 5-4 所示为我国领域的 1∶100 万比例尺地形图的分幅与编号情况。由图可知，如果已知北京某地（后称甲地）的纬度为北纬 39°54′30″，经度为东经 116°28′25″，其所在 1∶100 万比例尺图的图幅编号为 J—50。

（二）1∶50 万、1∶20 万、1∶10 万比例尺地形图的分幅及编号

将一幅 1∶100 万比例尺地形图分为四幅，则图幅的经差为 3°，纬差为 2°，构成以大写拉丁字母 A、B、C、D 为代号的 1∶50 万比例尺地形图，如图 5-5(a)所示。于是可得上述甲地 1

：50 万比例尺地形图的编号为 J-50-*A*。

将一幅 1：100 万比例尺地形图分为 36 幅，则图幅的经差为 1°，纬差为 40′，构成以带方括号的自然序数〔1〕，〔2〕，…，〔36〕为代号的 1：20 万比例尺地形图，如图 5-5(b)所示。上述甲地所在的 1：20万比例尺地形图的编号为 J-50-〔3〕。

将 1：100 万比例尺的一幅图分为 144 幅 1：10万比例尺的图，则图幅的经差为 30′，纬差为 20′。其编号是在 1：100 万比例尺图幅编号后加上自然序数 1，2，3…，144，如图 5-5(c)所示。则上述甲地所在 1：10 万比例尺地形的图幅编号为 J-50-5。

由上述可知，1：50 万、1：20 万、1：10 万比例尺地形图的分幅和编号都是在 1：100 万比例尺地形图分幅编号的基础上进行的。它们的编号

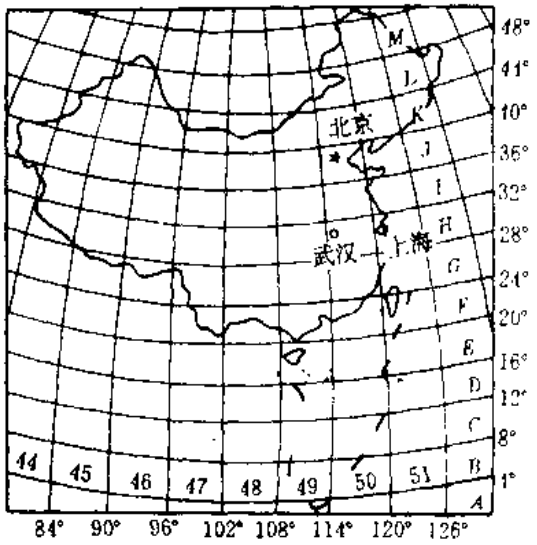


图 5-4

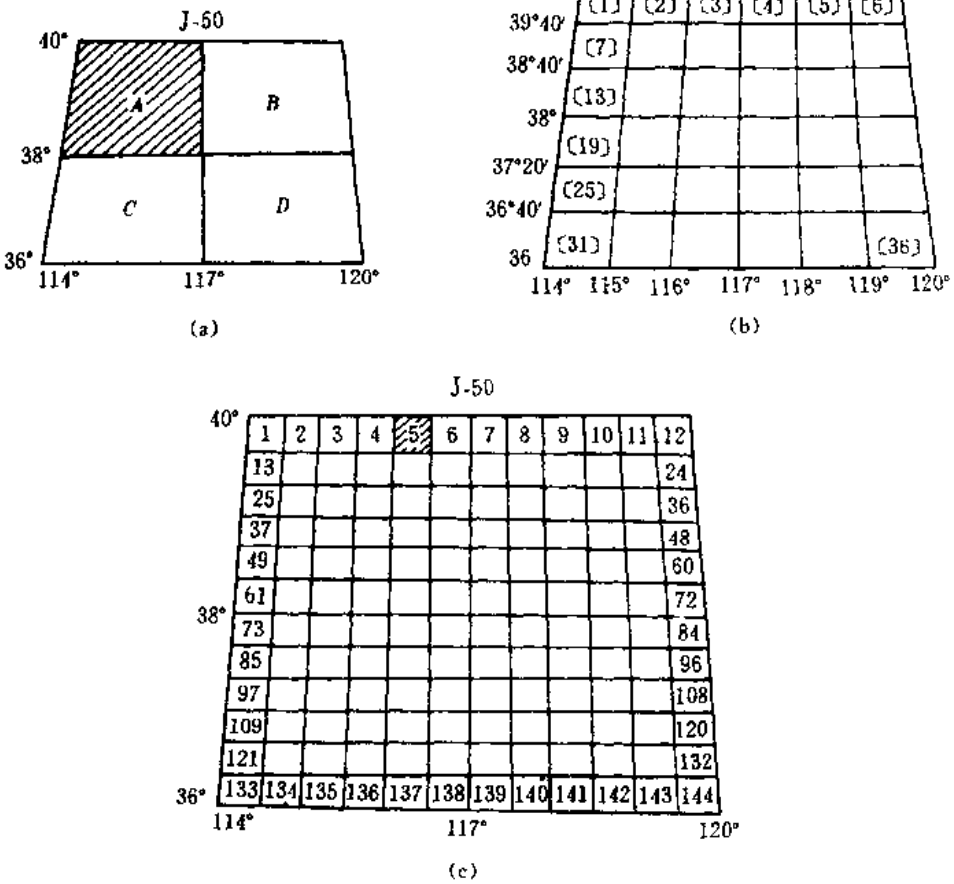


图 5-5

都是在 1：100 万比例尺地形图编号的后面分别加上各自的代号，各自独立地与 1：100 万

的图幅编号发生关系，彼此之间无联系。

（三）1∶5万、1∶2.5万、1∶1万比例尺地形图的分幅及编号

这三种比例尺地形图的分幅和编号都是在1∶10万比例尺地形图的基础上进行的，每幅1∶10万比例尺地形图分成四幅1∶5万比例尺地形图，分别以大写拉丁字母A、B、C、D表示，如图5-6(a)所示。其经差为15′，纬差为10′。编号方法是在1∶10万比例尺地形图的编号后加上各自的代号。例如，上述甲地所在图幅的编号为J-50 5-B。

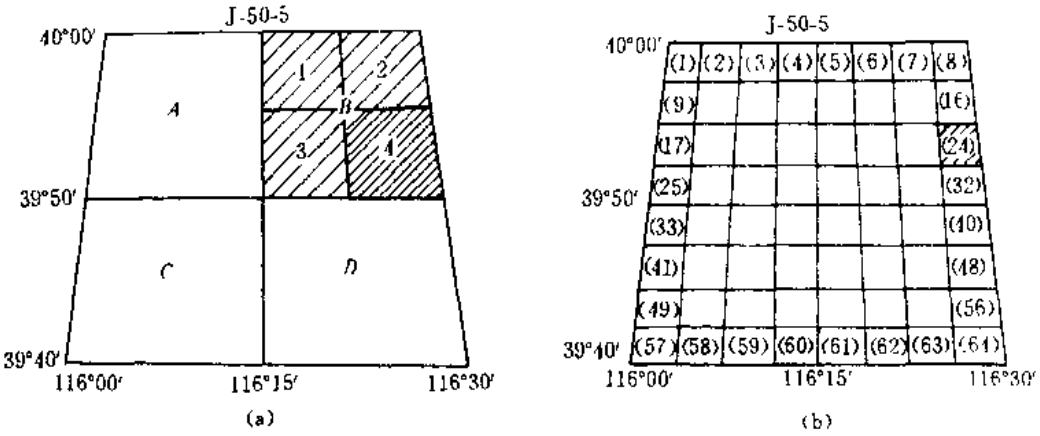


图5-6

每幅1∶5万比例尺地形图划分为4幅1∶2.5万比例尺地形图，分别以自然序数1、2、3、4表示，如图5-6(a)所示。其经差为7′30″，纬差为5′。编号方法是在1∶5万比例尺地形图的编号后加上各自的序号。例如，上述甲地所在图幅的编号为J-50-5-B-4。

每幅1∶10万比例尺地形图划分为8行、8列，共64幅1∶1万比例尺地形图，分别以带圆括号的自然序数(1)、(2)、(3)、…、(64)表示，如图5-6(b)所示。其经差为3′45″，纬差为2′30″，其编号是在1∶10万比例尺地形图图号之后加上各自的代号。例如，上述甲地所在图幅的编号为J-50-5-(24)。

（四）1∶5000地形图的分幅及编号

1∶5000比例尺地形图的分幅和编号是在1∶1万比例尺地形图分幅编号的基础上进行的。每幅1∶1万比例尺地形图分成4幅1∶5000的图(图5-7)，其经差为1′52.5″，纬差为1′15″。其编号是在1∶1万比例尺地形图的编号后加上小写拉丁字母a、b、c、d。例如，上述甲地所在图幅的编号为J-50-5-(24)-b。

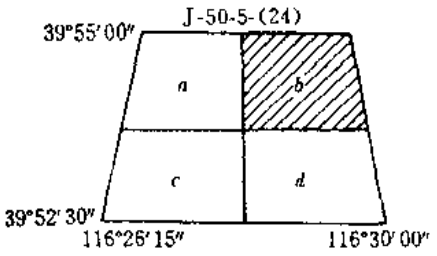


图5-7

表5-1表示了各种比例尺地形图的图廓大小、分幅方法及以北京某地(甲地)为例的图幅编号方法。

如果知道了某地的地理坐标，则可根据该地的经、纬度，首先算出包括该地的1∶100万比例尺地形图的图幅编号。例如已知乙地位置为东经120°09′15″、北纬30°18′10″，则可计算出该地所在的1∶100万图幅的编号：

$\frac{1}{4°}$(30°18′10″)(取整)+1=8(横列)，其代号为H；

表 5-1　　梯形分幅的图廓规格及编号方法

地形图比例尺	分幅编号方法					编号举例（北京某地）
	图廓大小		作为分幅编号基础图的比例尺	每幅基础图等分的图幅数	在基础图图号后加的代号	（东经 116°28′25″，北纬 39°54′30″）
	经差	纬差				
1∶100 万	6°	4°	1∶100 万	1	横列：$A,B,C\cdots$；纵行：1,2,3…	J-50
1∶50 万	3°	2°	1∶100 万	4	A,B,C,D	J-50-A
1∶20 万	1°	40′	1∶100 万	36	[1],[2],…,[36]	J-50-[3]
1∶10 万	30′	20′	1∶100 万	144	1,2,3,…,144	J-50-3
1∶5 万	15′	10′	1∶10 万	4	A,B,C,D	J-50-5-B
1∶2.5 万	7′30″	5′	1∶5 万	4	1,2,3,4	J-50-5-B-4
1∶1 万	3′45″	2′30″	1∶10 万	64	(1),(2),…,(64)	J-50-5-(24)
1∶5000	1′52.5″	1′15″	1∶1 万	4	a,b,c,d	J-50-5-(24)-b

$\frac{1}{6°}$(120°09′15″)(取整)+1=21(纵列)，故纵号为 51。

所以乙地所在 1∶100 万比例尺地形图的编号为 $H-51$。然后可以根据图 5-5、图 5-6……等求出乙地其他比例尺地形图的编号。

二、正方形图幅及矩形图幅的分幅及编号

供各种工程设计及施工需要的 1∶500、1∶1000、1∶2000 和小区域 1∶5000 比例尺的地形图均采用正方形或矩形分幅，它是以纵横坐标的整千米数或整百米数作为图幅的分界线的，所以图廓呈正方形或矩形。

（一）正方形图幅的分幅及编号方法

当图要用正方形分幅时，一般规定 1∶5000比例尺地形图的图幅大小为纵、横各 40 cm，即 40 cm×40 cm，实地为 2 km×2 km；1∶2000、1∶1000、1∶500 比例尺地形图图幅大小则为 50 cm×50 cm。其分幅方法是按一分为四的原则，即将一幅 1∶5000 的地形图分为四幅 1∶2000 的地形图；一幅 1∶2000 的图分为四幅 1∶1000 的；一幅 1∶1000 的图分为四幅 1∶500 的图，如图 5-8 所示。各比例尺图图幅规格见表 5-2。

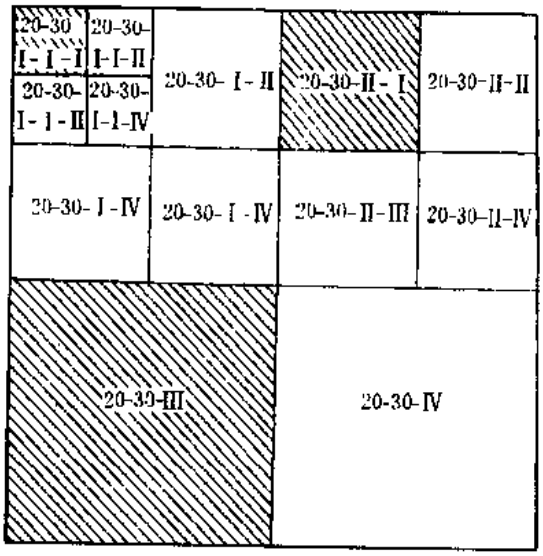


图 5-8

正方形分幅的编号方法如下：

(1) 1∶5000 比例尺地形图图幅的编号用该图幅西南角点坐标表示(以 km 为单位)。并将该图幅的图号作为包括于本图幅内的 1∶2000、1∶1000、1∶500 比例尺图的基本图号。

(2) 在 1∶5000 比例尺图的基本图号之末尾，附加上用罗马数字表示的分序号即为 1∶2000比例尺图的图号。

表 5-2　　正方形及矩形分幅的图廓规格

比例尺	正方形分幅			矩形分幅	
	图幅大小 /cm×cm	实地面积 /cm	一幅 1∶5000 图所含幅数	图幅大小 /cm×cm	实地面积 /km²
1∶5000	40×40	4	1	50×40	5
1∶2000	50×50	1	4	50×40	0.8
1∶1000	50×50	0.25	16	50×40	0.2
1∶500	50×50	0.0625	64	50×40	0.05

(3) 同理在 1∶2000、1∶1000 比例尺图的图号之末尾分别附加上用罗马数字表示的分序号即为 1∶1000、1∶500 比例尺的图号。如某幅 1∶5000 比例尺地形图西南角点坐标为：$x_p=20$ km、$y_p=30$ km，则图 5-9 中打有晕线的各比例尺图图幅号分别为：

1∶5000 比例尺图幅号为　　20－30

1∶2000 比例尺图幅号为　　20－20－Ⅲ

1∶1000 比例尺图幅号为　　20－30－Ⅱ－Ⅰ

1∶500 比例尺图幅号为　　20－30－Ⅰ－Ⅰ－Ⅰ

(二) 矩形图幅的分幅及编号方法

1∶5000～1∶500 比例尺地形图采用矩形分幅时，图幅大小均为 50 cm×40 cm(见表 5-2)。

矩形分幅的编号方法为：以图幅西南角 x、y 坐标分别除以图廓 x、y 方向的坐标差 Δx、Δy 作为该比例尺图的图号，在前面冠以测图比例尺分母 M，M 用圆括号括起来，即：

$$(M)\ \frac{x_{\text{西南角}}}{\Delta x}-\frac{y_{\text{西南角}}}{\Delta y}$$

如图 5-9 所示，已知某幅 1∶5000 比例尺图西南角坐标 $x_p=20$ km，$y_p=30$ km，则：

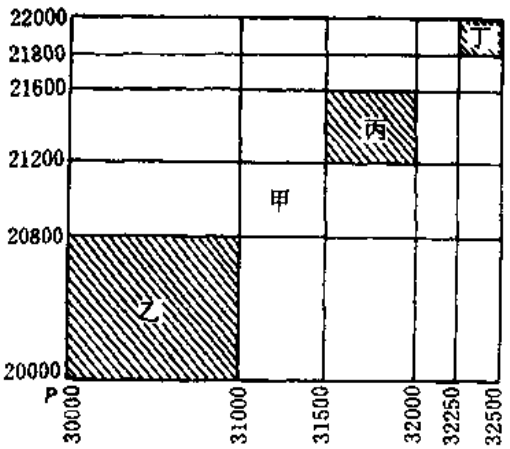


图 5-9

(1) 1∶5000 比例尺图幅“甲”的编号为：

$$(5\text{千})\ \frac{20000}{2000}-\frac{30000}{2500}$$

即为：　　(5千) 10－12

(2) 1∶2000 比例尺图幅“乙”的编号为：

$$(2\text{千})\ \frac{20000}{800}-\frac{30000}{1000}$$

即为：　　(2千) 25－30

(3) 1∶1000 比例尺图幅“丙”的编号为：

$$(1\text{千})\ \frac{21200}{400}-\frac{31500}{500}$$

即为：　　(1千) 53－63

(4) 1∶500 比例尺图幅“丁”的编号为：

$$(5\text{百})\ \frac{21800}{200}-\frac{32250}{250}$$

即为：　　(5百) 109－129

正方形和矩形图幅还可以根据实际需要采用其他方法进行编号，如测区内全部以每幅

图的西南角坐标值的千米数进行编号，或以工程代号和阿拉伯数字相结合进行编号，或以流水顺序或行列顺序进行编号。总之，应从实际情况出发，根据用图单位的意见和要求，灵活选用图幅编号方法，以达到测图、用图、管图方便的目的。

第三节　测图技术规范

一、《城市测量规范》简介

在我国国民经济建设中，广大测绘工作者测绘了大量各种比例尺的地形图，完成了大量工程测量工作，同时制定了各式各样的测量技术规范，如《地质矿产查测量规范》、《工程测量规范》、《城市测量规范》等。这些规范概括和总结了已往测量工作的经验和科学实验的成果，是进行各项测绘工作的指导性文件。因此，对于测绘技术人员来说，掌握有关的测绘技术规范是非常重要的。

《城市测量规范》技术性强、内容全面，是城市规划、市政工程、工业和民用建筑设计施工、战备设施、城市管理、矿山开发等方面进行测量工作的基本依据。其内容包括城市平面控制测量(三角测量、三边测量、导线测量)、城市高程控制测量(水准测量、三角高程测量)、城市地形测量(1∶500～1∶2000 比例尺测图)、城市航空摄影测量(1∶1000～1∶2000 比例尺成图)、城市工程测量(定线拨地测量、城市工程测图、市政工程测量、地下管线和地下人防工程的竣工测量)、城市地图绘图与编绘以及城市地图制印等。其中城市地形测量部分对地形图测绘的一般规定、图根控制测量、测图前的准备工作、测站点的增补、地形图测绘的方法及要求、地形图测绘内容及取舍、地形图的修测、地形图的拼接和检查等均作了详细、全面、具体的规定和说明，这些规定和说明对指导地形图的测绘具有重要意义。因此，在学习本篇内容的同时，应认真学习规范中的上述内容，并严格按照规范中的各项技术要求作业。对于不同于规范精度要求的地形测图任务，应按需要另作技术设计，经主管部门审批后方可实施。

二、地形图图式

为了便于测图和用图，在地形图中常用不同尺寸、颜色的符号来表示实地地物和地貌，并用一定规格的字体进行注记说明，这些符号和注记总称为地形图图式。图式由国家测绘主管部门立法颁布，是测绘、出版地形图的基本依据之一，是识别和使用地形图的重要工具，是表示地物、地貌的符号标准。图式按一定的表示法则科学地反映实地形态，面且简明形象、便于记忆、易于描绘。测图比例尺不同，图式符号的大小也不同，我国由国家测绘局制定了各种比例尺的地形图图式，统一了地形图的规格要求、符号和注记，供测图和识图时使用。现将《1∶500、1∶1000、1∶2000 地形图图式》中部分常用的符号列于表 5-3，表中所注尺寸以毫米为单位。

地形图的图式符号主要分为地物符号、地貌符号和注记符号三种。

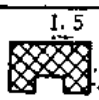
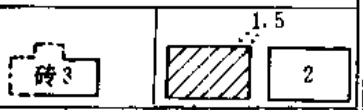
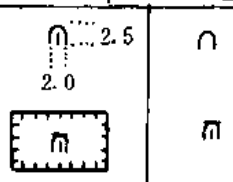
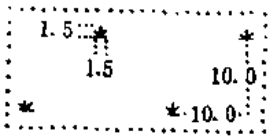
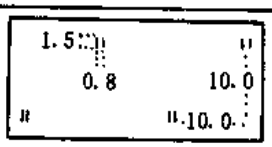
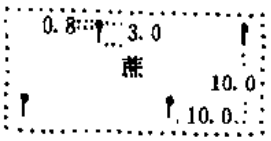
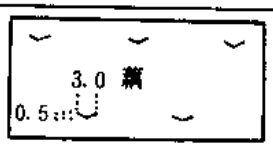
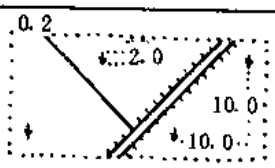
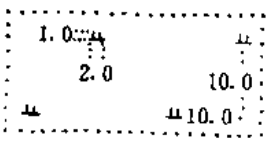
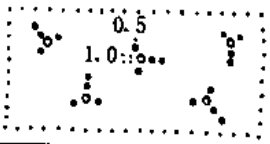
(一) 地物符号

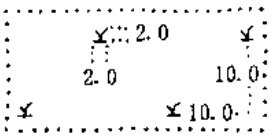
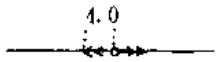
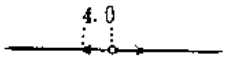
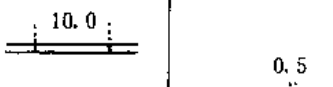
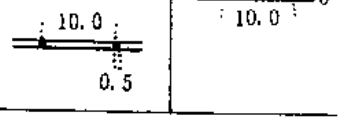
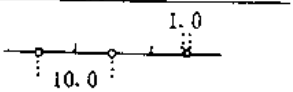
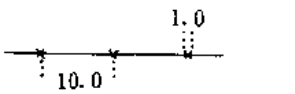
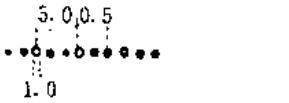
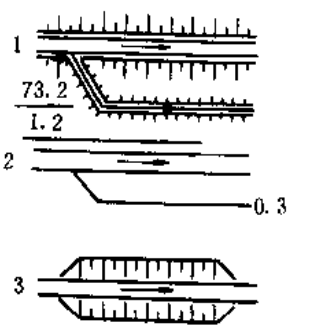
根据地物大小及描绘方法的不同，地物符号又可分为下列几种。

1. 比例符号

有些地物的轮廓较大，如房屋、运动场、湖泊、森林等，其形状和大小可以按测图比例尺缩绘在图纸上，再配以特定的符号予以说明，这种符号称为比例符号。如表 5-3 中从 1 号到 12 号都是比例符号。

表 5-3　　《1∶500、1∶1000、1∶2000 地形图图式》中部分常用符号

编号	符号名称	图例
1	特种房屋	
2	一般房屋 砖——建筑材料 3——房屋层数	
3	窑洞 地面上的 地面下的	
4	台阶	
5	花圃	
6	草地	
	经济作物地	
8	水生经济作物地	
9	水稻田	
10	旱地	
11	灌木林	

编号	符号名称	图例
12	菜地	
13	高压线	
14	低压线	
15	电杆	
16	电线架	
17	砖、石及混凝土围墙	
18	土围墙	
19	栅栏、栏杆	
20	篱笆	
21	活树篱笆	
22	沟渠 1. 有堤岸的 2. 一般的 3. 有沟堑的 73.2—堤顶高程 1.2—渠底深度	

续表 5-3

编号	符号名称	图例
23	公路	0.15 / 0.3 沥 砾
24	简易公路	0.15 / 0.15 碎石
25	大车路	8.0 2.0 / 0.15 / 0.15
26	小路	4.0 1.0 / 0.3
27	三角点 凤凰山-点名 394.486-高程	凤凰山 394.468 / 3.0
28	导线点 图根点	1 20 □ 7 16 / 84.46 2 1.5 ⊙ N25 / 62.74 / 2.5
29	水准点	20 ⊗ Ⅰ京石5 / 32.804
	旗杆	1.5 / 4.0 P 1.0 / 1.0
31	水塔	2.0 / 1.0 3.5 / 1.0
32	烟囱及烟道	3.5 1.0 / 1.0
33	气象站	3.0 / 3.5 / 1.0
34	消火栓	1.5 / 3.5 2.0
35	阀门	1.5 3.0
36	水龙头	2.0 3.5
37	钻孔	3.0 1.0

编号	符号名称	图例
38	路灯	2.0 / 1.5 4.0 / 1.0
39	独立树 1. 阔叶 2. 针叶	1 1.5 / 3.0 / 0.7 2 3.0 / 0.7
40	岗亭、岗楼	90 / 3.0 / 1.5
41	等高线 1. 首曲线 2. 计曲线 3. 间曲线	0.15 87 1 0.3 85 2 0.15 6.0 3 / 1.0
42	示坡线	0.8
43	高程点及其注记	0.5 · 163.2 ⊻ 75.4
44	滑坡	
45	陡崖 1. 土质的 2. 石质的	1 2
46	冲沟 3.5—深度注记	3.5

2. 非比例符号

有些地物，如三角点、水准点、独立树、里程碑、钻孔等，轮廓较小，无法将其形状和大小按测图比例尺缩绘到图纸上，而该地物又很重要，必须表示出来，则不管地物的实际尺寸，而用规定的符号表示之，这类符号称为非比例符号。如表5-3中从27号到40号等都是非比例符号。非比例符号不仅其形状和大小不按比例绘制，而且符号的中心位置与该地物实地的中心位置的关系，也随各种地物不同而异，在测绘及读图时应注意：

(1) 圆形、正方形、三角形等几何图形的符号，如三角点、导线点、钻孔等，其几何图形的中心即为地物中心的位置。

(2) 宽底符号，如里程碑、岗亭等，该符号底线的中心即为地物中心的位置。

(3) 底部为直角形的符号，如山洞、窑洞等，其符号下方两端点连线的中心即为地物中心的位置。

(4) 不规则的几何图形，如山洞、窑洞等，其符号下方两端点连线的中心即为地物中心的位置。

3. 线形符号

对于一些带状延伸的地物，如道路、通讯线及管道等，其长度可按测图比例尺缩绘，而宽度无法按比例尺缩绘，这种长度按比例、宽度不按比例的符号称为线形符号。如表5-3中从13号到26号都是线形符号。线形符号的中心线即是实际地物的中心线。

(二) 地貌符号

在图上表示地貌的方法很多，而在地形图中通常用等高线(表5-3中的41号)表示，用等高线表示地貌不仅能表示地面的起伏形态，而且还能科学地表示出地面的坡度和地面点的高程。一些不能用等高线表示的地方，如滑坡、陡崖、冲沟等，则用相应的地貌符号表示.如表5-3中的44、45、46号。

(三) 注记符号

用文字、数字或特定的符号对地物加以说明称为地物注记。如房屋的层数，工厂、铁路、公路的名称，河流、水渠的流向以及果树、森林的类别等。

第四节　测图控制技术方案

一、平面坐标系统选择

各种大比例尺测图的坐标系统应尽可能采用国家统一坐标系统。所谓国家统一坐标系统就是指国家规定的高斯投影3°带或6°带坐标系统。此时控制测量成果应顾及球面与平面的差别，并归化到高斯平面上计算。对于实地丈量的边长而言，首先应将实地长度归化到所选择的投影表面——参考椭球面上，然后将参考椭球面上的实地长度归化到高斯平面上，得到地形图平面上的相应长度。这里不做推导，仅给出上述两次归化计算应加入到的改正数计算公式，即：

$$\delta_H = -\frac{H}{R_A} S_H \tag{5-1}$$

$$\delta_L = \frac{y_m^2}{2R^2} \cdot S \tag{5-2}$$

式中：R_A 为长度所在方向的椭球曲率半径；H 为长度所在高程面对于椭球面的高差；S_H 为实地测量长度；R 为测区的平均曲率半径；S 为归化在椭球面上的长度；y_m 为边长两端点横坐标平均值。

式(5-1)为将实地测得的真实长度归化到国家统一的椭球面上时应加入的改正数；式(5-2)为将椭球面的长度投影到高斯平面应加入的改正数。这样，地面上的一段距离经过上述两次改正计算，已不再是地面真实长度。高斯投影平面上的长度与地面真实长度之差称为长度综合变形。其计算公式可写为：

$$\delta = -\frac{H}{R_A} \cdot S_H + \frac{y_m^2}{2R^2} \cdot S$$

为了讨论方便，将椭球视为圆球。取圆球半径 $R \approx R_A = 6371$ km，又取不同投影面上的同一距离近似相等，即 $S \approx S_H$，将上式写成相对变形的形式，则为：

$$\frac{\delta}{S} = |(-15.7H + 0.00123y^2)10^{-5}| \tag{5-3}$$

式中：y 为测区中心的横坐标，km；H 为测区平均高程，km。

上式表明，采用国家统一坐标系统所产生的长度综合变形，与测区所处投影带内的位置即离中央子午线的距离和测区平均高程有关。如果长度变形值过大，对于大比例尺测图和用图都是十分不利的。因此，《城市测量规范》规定测图坐标系统的选择应满足投影长度变形值不大于 2.5 cm/km 的原则。当长度变形值不大于 2.5 cm/km 时，采用国家统一的高斯投影 3°带的平面直角坐标系统；当长度变形值大于 2.5 cm/km 时，可采用以下方案另选坐标系统：

(1) 以抵偿高程面作投影面，以国家统一坐标系中的 3°带中央子午线作投影带的中央子午线。

(2) 以测区平均高程面作投影面，以通过测区中心的子午线(或其他子午线)为投影带中央子午线。

所谓抵偿高程面就是选择一个适当的投影面，使长度按式(5-1)化算到这个投影面上所减少的数值，恰好等于按式(5-2)计算的投影到高斯平面上所增加的数值，从而使高斯平面上的距离与实地距离保持一致。这个适当的投影面就称为抵偿高程面。

例如：某测区中心位置的横坐标 $y_m = 10$ km，测区平均高程为 +490 m，依式(5-3)算得长度投影变形比为：

$$\frac{\delta}{S} = |(-15.7 \times 0.49 + 0.00123 \times 10^2) \times 10^{-5}| = 7.7 \text{ cm/km}$$

可见，超过了容许变形值 2.5 cm/km，需要改用抵偿高程面作为投影面。设测区平均高程面相对子抵偿面的高差为 H，则当下式成立时，长度综合变形得以抵偿：

$$\frac{H}{R_A} S_H = \frac{y_m^2}{2R^2} S$$

根据推导式(5-3)相同的原理，上式可写为：

$$H = \frac{y_m^2}{2R} \tag{5-4}$$

现以 $y_m = 10$ km 代入上式，得：

$$H = \frac{y_m^2}{2R} = \frac{10^2}{1 \times 6371} \approx 10 \text{ m}$$

即抵偿高程面应位于测区平均高程面以下 10 m 处。此时，抵偿高程面的高程 $H_{抵}$ 为：

$$H_{抵} = 490\ \text{m} - 10\ \text{m} = 480\ \text{m}$$

抵偿高程面、测区平均高程面及椭球面三者之间的位置关系如图 5-10 所示。

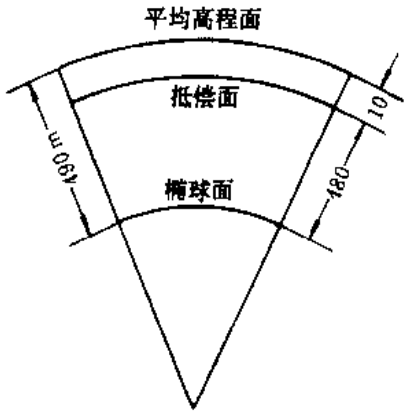


图 5-10

当测区位于国家统一坐标系投影带的边缘，而测区平均高程值较小，长度变形值超过容许变形值时，测区坐标系统的选择可考虑采用上述第二种方案。

例如：某测区中心位置的横坐标 $y_m = 100$ km，测区平均高程为 +150 m，依式(5-3)算得长度投影变形比为：

$$\frac{\delta}{S} = |(-15.7 \times 0.15 + 0.00123 \times 100^2) \times 100^{-5}|$$

$$= 9.9\ \text{cm/km}$$

由计算可知，长度变形值超过了容许变形值 2.5 cm/km，应重新选择投影带的中央子午线。

由于上述两种坐标系统变更了国家统一采用的投影面(椭球面)和投影带(3°或 6°)，因此，其坐标系统与国家统一坐标系统没有直接联系，故称其为独立坐标系统。当选择独立坐标系统时，应对测区内的国家统一坐标系统内的坐标按一定的数学法则进行换算，求出这些控制点在所选坐标系统中的坐标，以此作为测图的起算数据。具体的换算原理及计算公式将在《控制测量》中详细介绍。

当测区面积小于 25 km^2 时，可不经投影，采用假定坐标系统在平面上直接进行计算。在某些边远地区，若测图控制网未能与国家三角网联结或联测国家点确有困难时，应在测区中央附近测设天文方位角，以此作为测区控制网的定向依据。

二、高程系统的选择

测图高程控制网的高程系统，应采用国家统一的 1985 年国家高程基准或 1956 年黄海高程系统。在远离国家水准点的新测区，经上级业务主管部门批准，可暂时建立或沿用地方高程系统，但应争取条件归算到国家统一高程系统内。

三、平面控制的加密方案

在一个测区中，最高一级的控制网称为首级控制网或基本控制网。首级控制网一般应为国家等级控制网。首级网的等级应根据测区面积、测图比例尺和发展远景，因地制宜、经济合理地选定，其配置方案可参考表 5-4。

表 5-4　　首级网的等级与测区面积的配置关系

测图比例尺	等级		
	三等 /km^2	四等 /km^2	一级小三角 /km^2
	控制面积		
1∶5000	500～1500	50～500	50 以内
1∶2000	200～1000	20～200	20 以内
1∶1000	100～500	8～100	8 以内

对于面积很小，且无发展远景的测区，还可以以二级小三角或相应精度的导线作为测区的首级控制。

为了保证地形图的精度，各种比例尺测图的测站点至碎部点（地物点和地形点）的视距不能太长，规范规定其最大视距长度不应超过表 5-5 的规定：

表 5-5　　地物点和地形点视距的最大长度

比例尺	地物点 /m	地形点 /m
1∶500	40	70
1∶1000	80	120
1∶2000	150	200
1∶5000	300	350

注：① 1∶500 比例尺测图时，在城市建筑区和平坦地区，地物点距离应实量，其最大长度为 50 m；

② 山地、高山地地物点最大视距按地形点要求；

③ 采用电磁波测距仪测图时，距离可适当放大。

作为测站的控制点间的间距也不应太长，一般规定为最大视距的 1.7 倍。而国家控制点的间距都在 2 km 以上。因此，为了满足测图的需要，必须在首级控制的基础上，按照一定的层次，由高级到低级，逐级进行加密。

在首级控制的基础上布设的较低等级的控制网称为加密控制网。加密控制网根据网的等级不同，可以是四等三角网，也可以是一、二级小三角网，或者是相应等级的导线。直接为满足地形测图需要而加密的最低级控制网，称为图根网。图根网分为两级，直接由高点级控制点发展的图根点称为一级图根点，利用一级图根点再发展的图根点称为二级图根点。

如果首级控制网是四等三角网，而其平均边长较长，或考虑到今后测量工作的需要，可以用一级小三角网或一级导线进行加密，而在其加密控制的基础上布设两级图根。若只考虑测图需要，四等三角网平均边长较短时，也可以直接在首级控制的基础上布设两级图根。

两级图根的布设形式随测区地形条件及高级控制点的情况有所不同，一般可采用图根三角锁（网）、图根导线以及交会定点等方法进行加密。采用图根导线进行加密时，个别困难的地区可附合三次。

平面控制系统的加密层次如表 5-6 所示。

表 5-6　　平面控制的加密层次

首级（基本）控制	加密控制	图根控制
三等三角	四等三角	两级图根
	一级小三角	两级图根
四等三角	一级小三角	两级图根
		两级图根
一级小三角		两级图根
二级小三角		两级图根

注：各级三角网和图根三角网可以用相应精度的导线代替。

四、图根点的必要密度

图根点的密度取决于测图比例尺、地形的复杂程度及通视条件。下面以三角测量为例，研究在理想的地形情况和通视条件下，图根点的必要密度问题。

图 5-11 所示为一均匀而等距的图根网，设图根网的边长为 S（图中的 OP），最大视距为 R（图中的 OC），按规定的最大视距长度不遗漏、不重叠地测量碎部时，控制点 O 所控制的有效面积是由虚线围成的正六边形 $CDEFGH$。

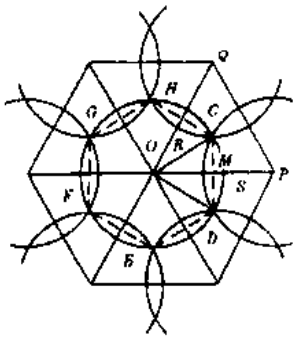


图 5-11

在直角三角形 OCM 中，有：

$$OM = \frac{\sqrt{3}}{2}R = \frac{1}{2}S$$

即：

$$S = \sqrt{3}R = 1.73R \tag{5-5}$$

因此，规范规定图根锁（网）的平均边长不宜超过测图最大视距的 1.7 倍。

设三角形 OCD 的面积为 Δ，则：

$$\Delta = \frac{1}{2}CD \cdot OM = \frac{\sqrt{3}}{4}R^2$$

对于 O 点来说，其控制面积为 $P=6\Delta$，由此得：

$$P = \frac{3\sqrt{3}}{2}R^2 \approx 2.6R^2$$

由此可得每平方千米所需的最少图根点数（包括高级控制点在内）为：

$$K = \frac{0.38}{R^2} \tag{5-6}$$

式中，R 以千米为单位。

若测区的总面积为 A，则所需的总的图根点数 $K_{总}$ 应为：

$$K_{总} = \frac{0.38}{R^2} \cdot A \tag{5-7}$$

根据表 5-5 中地物点的最大视距，按式(5-6)可以算出不同比例尺时每平方千米及正方形图幅最少图根点数如表 5-7 所示。

表 5-7　　图根点的必要密度

测图比例尺	1∶500	1∶1000	1∶2000	1∶5000
每平方千米所需图根点数	152	59	17	5
每幅图所需图根点数	10	15	17	20

注：1∶500 比例尺测图视距最大长度按 50 m 计算。

以上讨论的是平坦开阔地区所必需的图根点数。当地形复杂、隐蔽以及为城市建筑区时，应适当加大密度。

如果测图时采用测距仪测距，则由于距离测量的精度较高，碎部点与图根点的视距长度可以大大增加，不受平板仪测图时对视距最大长度的限制，这时图根点的密度视地形条件和测距仪的测程而适当减少。

五、高程控制网的加密

图根点的高程可在国家高程控制网的基础上，采用图根水准或三角高程测量的方法进行加密。一般在平坦地区采用图根水准，在山区采用三角高程。其加密层次可参考表 5-8。

表 5-8　　各级高程控制网的控制面积和加密层次

首级控制面积 /km²	首级(基本)控制	加密控制	使用范围
100 以上	三等水准	图根水准	各级平面控制区
		图根水准、三角高程	
100 以下	四等水准	三角高程	
5 以下	图根水准	图根水准、三角高程	独立小三角网区
	三角高程	三角高程	困难地区的独立小三角网区

图根水准可沿图根点布设成附合路线、闭合环或结点网。图根三角高程路线应起闭于高级控制点，其边数不应超过 12 条。当基本等高距为 0.5 m 时，图根点的高程不容许用三角高程方法测定。个别点也可以采用独立交会法测定其高程。图根水准和图根三角高程测量的作业方法、技术指标及精度要求，应按第四章的介绍并参照现行规范执行。

第五节　测图技术设计

一、技术设计的意义

大比例尺地形测图是一项精度要求较高、作业环节较多、组织管理复杂的测量工作。为了保证地形测图工作的合理安排、正确实施及各工序之间的密切配合，使成果、成图符合技术标准和用户要求，以获得最佳的社会效益和经济效益，必须在施测工作前进行技术设计。所谓技术设计，就是根据测图比例尺和测图面积以及用图单位的具体要求，结合测区的自然地理条件和本单位的仪器设备、技术力量及资金等情况，灵活运用测量学的有关理论和方法，制定在技术上可行、经济上合理的技术方案、作业方法和实施计划，并将其编写成技术设计书。技术设计书应呈报上级主管部门或测图任务的委托单位审批，未经批准不得实施。当技术设计要作原则性修改或补充时，可由生产单位或设计单位提出修改意见或补充稿，及时上报原审批单位核准后执行。

当测区较小、任务简单、用图单位亦无特殊要求时，技术设计可以从简。对于小范围的大比例尺地形测图及修测、补测等，则可只作简单的技术说明。

二、技术设计的依据和基本原则

(一) 技术设计的依据

(1) 上级下达任务的文件或合同书。

(2) 有关的法规和技术规范。

(3) 地形测量的生产定额、成本定额和装备标准等。

(4) 测区已有的资料等。

(二) 技术设计的基本原则

技术设计是一项技术性和政策性很强的工作，设计时应遵循以下原则：

(1) 技术设计方案应先考虑整体而后局部，且顾及发展；要满足用户的要求，重视社会效益。

(2) 从测区的实际情况出发，考虑作业单位的人员素质和装备情况，选择最佳作业方案。

(3) 广泛收集、认真分析和充分利用已有的测绘成果和资料。

(4) 尽量采用新技术、新方法和新工艺。

(5) 当测图面积相当大，需要的时间较长时，可根据用图单位的规划，将测区划分为几个小区，分别进行技术设计；当测图任务较小时，技术设计的详略可视具体情况而定。

三、编写技术设计书的要求

技术设计书是地形测图全过程的技术依据，是一份重要的文献资料。技术设计书编写工作的具体要求如下：

(1) 内容要明确，文字要简练。标准已有明确规定的，一般不再重复。对作业中容易混淆和忽视的问题，应重点叙述。

(2) 采用新仪器、新方法和新工艺成图时，要对其可行性及能达到的精度进行充分的论证。

(3) 技术设计书中使用的名词、术语、公式、符号、代号和计量单位等应与有关规范和标准一致。

四、技术设计书的内容

为了设计出最佳的方案，设计人员必须明确任务的特点、工作量、要求和设计原则，认真做好测区情况的踏勘和调查分析工作。在此基础上做出切实可行的技术设计。技术设计的内容包括以下几个方面：

(一) 一般性说明

1. 任务概述

说明任务来源、测区范围、地理位置、行政隶属、测图面积、测图比例尺、采用的技术依据、计划开工日期及完成期限等。

2. 测区自然地理概况

说明测区海拔高程、相对高差、地形类别、困难类别和居民地、道路、水系、植被等要素的分布与主要特征；说明气候、风雨季节、交通情况及生活条件等。

3. 已有资料利用情况

说明已有资料的全部情况，包括控制测量成果的等级、精度，现有图的比例尺、等高距、施测单位和年代，采用的图式规范，平面和高程系统，技术总结等。并对其主要质量进行分析评价，提出已有资料利用的可能性和利用的方案。

(二) 设计方案

1. 测图技术规范和细则

说明整个测图工作所依据的规范、图式以及有关部门颁发的技术规定。

2. 平面控制测量设计

平面控制坐标系统的确定，首级网的等级，起始数据的配置，加密层次及图形结构，点的密度，觇标和标石规格要求，使用的仪器和施测方法，平差计算方法，各项主要限差及应达到的精度指标。

3. 高程控制测量设计

高程系统的选择，首级高程控制的等级及起算数据的选取。加密方案及网形结构，路线长度和点的密度，标石类型和埋设规格，使用的仪器和施测方法，平差计算方法，各项主要限差及应达到的精度指标。

4. 地形测图设计

地形图采用的分幅和编号方法，地形图分幅编号图，测站点的观测方法和要求，对地形要素的表示和对地形的要求，地形图清绘方法和整饰规格以及复制方式，若采用新技术、新仪器、新方法测图时，在设计方案中应对其先进性和成图精度进行详细说明。

（三）工作量统计、计划安排和经费预算

(1) 工作量统计　根据设计方案，分别计算各工序的工作量。

(2) 进度计划　根据工作量统计和计划投入的人力物力，参照生产定额，分别列出各期进度计划和各工序的衔接计划。

(3) 经费预算　根据设计方案和进度计划，参照有关生产定额和成本定额，编制分期经费和总经费计划，并作必要的说明。

工作量统计、计划安排和经费预算一般应编制专门的图表，这些图表可以形象地反映劳动组织、工作进程、工序衔接和经费开支，便于迅速准确地了解工作任务的全貌，及时指挥生产。

（四）上交资料清单

地形测量的成果除地形原图外，还有各种各样的其他资料。用图单位根据生产建设的需要，对地形测图的成果资料也有具体的要求。技术设计书中应列出用图单位要求提交的所有资料的清单。

（五）建议和措施

为顺利地完成测图任务，还应就如何组织力量、提高效益、保证质量等方面提出建议。并指出业务管理、物资供应、膳宿安排、交通设备、安全保障等方面必须采取的措施。

五、技术设计书中图表的编绘

地形测图技术设计书是一种技术文献，在编写过程中必不可少地要用到一系列的设计图、表，而且设计图、表能使有些文字很难叙述清楚的问题表达得明了，形象直观。文字和图、表的密切配合使整个技术设计的全貌和各作业工序的相互关系一目了然。因此设计图、表是技术设计书的重要组成部分，应重视图、表的编绘和设计。

（一）设计图

地形测图技术设计书中用到的设计图一般有以下几种：

(1) ××测区平面控制测量技术设计图；

(2) ××测区高程控制测量技术设计图；

(3) ××测区地形图分幅编号图。

设计图应有标题(图名、代号)、编制单位、编制者、审核者、日期及必要说明注记和图例。图的内容要能反映任务的工作量，图面清晰明了，幅面大小适宜。若测区没有与待测比例尺地形图较接近的较小比例尺地形图，则需要根据更小比例尺地形图或依实地情况编绘测区总貌示意图，供设计之用，图上要标明测区的地理位置、测区范围、主要的居民点、交通线、水系和境界等内容。当某些设计内容比较复杂时，可增加一些辅助表格和必要的简单说明，做到设计图和技术设计书的内容相互补充。

（二）表格

地形测图技术设计书中用到的表格有以下几种：

1. 综合工作量表

各工种工作量应按有关定额的规定，编制“综合工作量表”，其格式如表 5-9 所示。

表 5-9　　综合工作量表

工作项目	等级或比例尺	困难类别	统一作业定额	工作量			备注
				单位	数量	工天	
总计							

2. 工作进度计划表

根据踏勘提供的资料，提出测区每个月的工天利用数，并结合拟投入的技术力量和劳动组织形式，编制“工作进度计划表”，其格式如表 5-10 所示。

表 5-10　　工作进度计划表

工作项目	时间（月份）												工业组的人员组成
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	

3. 经费预算表

根据总的工作量、项目困难类别，参照有关的经费预算标准，编制“经费预算表”，其格式如表 5-11 所示。

表 5-11　　经费预算表

项目	单价	数量	预算费用/元
总计			

4. 主要物资器材表

根据设计工作量，按材料消耗定额和装备标准编制出作业中所需仪器、设备和主要物资器材表，其格式如表 5-12 所示。

表 5-12　　主要物资器材表

名称	规格	单位	数量	供应时间	备注

5. 已有资料利用情况表

对已有成果成图等资料，按其利用程度分别填写，其格式如表 5-13 所示。

表 5-13　　已有资料利用情况表

资料名称	数　量	资料来源	利用程度	备　注

6. 预计上交成果资料表

根据技术设计要求，按表 5-14 列出要求上交的成果资料。

表 5-14　　预计上交成果资料表

成果资料名称	单　位	数　量	附　件	备　注

六、技术设计书实例。

东风煤矿 1∶2000 地形测图技术设计书(摘要)

(一) 作业任务及测区概况

1. 作业目的及任务

东风煤矿位于××煤田中部区域，地下煤藏量丰富，埋藏深度适中，煤质优良，设计年产量 100 万 t，是该矿区主要生产矿井之一。该矿于××年投产。为了解决该矿一般性工程设计与施工问题，迫切需要测绘井田区域 1∶2000 比例尺地形图，其测图面积约 15 km^2(南北宽 3 km、东西长 5 km)，要求××年××月之前提交该矿 1∶2000 地形图测绘成果。

2. 测区概况

东风煤矿地处××省××市西南，位于××县境内。测区位于 3°带第 38 带，其中央子午线为 114°，测区中心至中央子午线的距离为 30 km，测区高程为 180～210 m。

测区内居民除少数回族外，其余全为汉族，生活条件较好。测量所需物资供应、临时劳力、膳宿安排等均可就地解决。

测区气候干燥少雨，春、秋季节风沙较多，冬季寒冷，最低温度为－15℃。土壤冻结深度为 1 m 左右。每年 4～10 月份为野外作业最佳季节。每月平均工天可按 23 天计算。

(二) 已有资料及其分析

1. 平面控制部分

为满足煤炭生产的需要，东风煤矿所属的××矿务局于 1985 年在国家三等三角网的基础上，在该井田范围内布设了四等三角网，该网的测角中误差为±1.9″，最弱相邻点的相对点位中误差为±4.0 cm。精度符合国家现行规范要求。西山和南岭是位于东风矿区内的两个四等三角点，其觇标、标石保存完好，可作为起算点。坐标系统为 1954 年北京坐标系。

2. 高程控制部分

测区内有两个国家四等水准点：近北京点和东店村。施测单位和年代同上。标石保存完好，资料齐全。其所属四等水准网各项技术指标符合现行《国家水准测量规范》要求，网中最弱点的高程中误差(相对于起算点)为±1.1 cm，精度符合要求。近北点和东店村可作为高程起算点。高程系统为 1956 年黄海高程系。

3. 其他资料

该测区尚有国家测绘总局出版的 1∶5000 航测图和××省勘测设计院于 1986 年编制的东风井田 1∶5000 地形地质水文图，以上两种图均可作为设计之用。

（三）作业依据

考虑到东风煤矿的发展前景和各个生产时期的实际需要，决定以建设部 1999 年制定的《城市测量规范》（以下简称“规范”）和国家测绘局 1996 年发布的《1∶500、1∶1000、1∶2000 地形图图式》（以下简称“图式”）为本次 1∶2000 比例尺测图的技术依据。

（四）设计方案

1. 平面控制测量设计

以西山四等三角点和西山至南岭的方位角为起算数据，首先在测区内布设平均边长为 300 m 的一级电磁波测距导线网（图 5-12）。在此基础上布设平均边长 180 m 的图根附合导线。一级及图根导线均采用 RED_{mini2} 红外测距仪测距，其测距精度为 $5\ mm+3\times10^{-6}\cdot D$。仪器检验、观测方法及限差要求按“规范”要求进行。

根据本矿生产和建设的需要，所有一级导线点均要埋设永久标石，标石采用混凝土灌注，具体规格及埋设要求见《规范》附录 C。图根导线点均采用木桩作临时标志。

由于测区面积较小，所有观测成果可不经投影采用国家统一的平面直角坐标作起算数据在平面上直接进行计算。采用导线网平差程序进行平差。最终成果的精度指标应符合“规范”规定的要求。

2. 高程控制测量设计

以国家四等水准点近北点和东店村为起始点，沿一级导线路线布设水准路线（图5-12），水准测量按等外水准测量的要求施测，测定绝大多数一级导线点和水准路线上的图根点的高程。在一级导线点中有两个因布设在建筑物上，其高程采用独立交会高程法求得。其他图根点的高程采用图根水准测定。测区西部有 7 个图根点布设在深沟下面，这些点可组成一条三角高程路线，其高程可采用三角高程测量的方法测定。

水准测量采用 S3 型水准仪及木质水准尺。仪器检校项目、观测方法及限差要求按“规范”规定执行。水准测量的成果处理采用近似平差方法，精度指标应符合“规范”规定的要求。

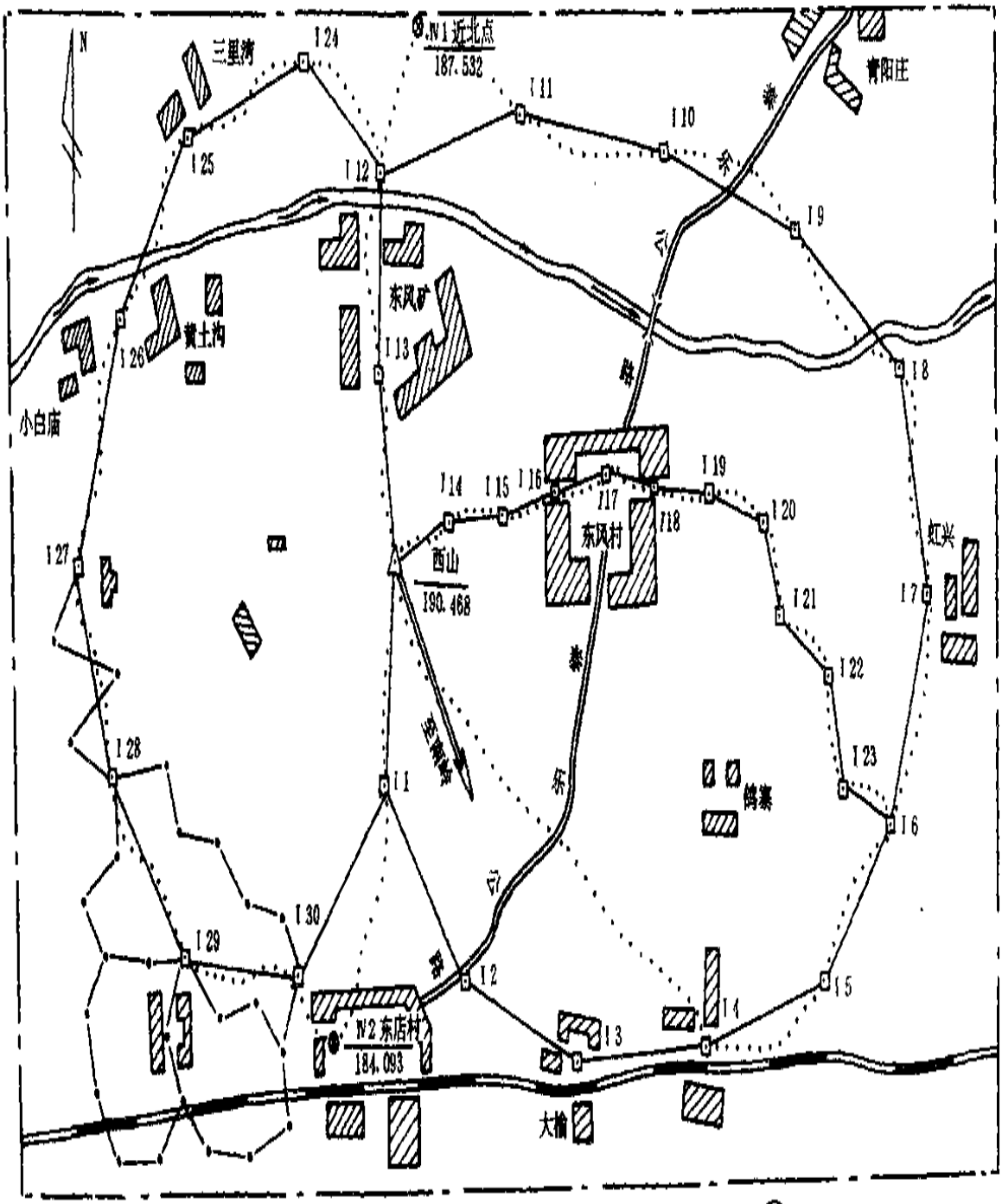
3. 地形测图设计

东风煤矿的测区范围近似矩形，图幅采用标准正方形分幅。为简单起见，图幅按行列排号用阿拉伯数字进行编号。图幅划分及分幅总图见“东风矿区 1∶5000 航测图”（略）。根据测区相对高差，并考虑到与周围各单位已测地形图的联系，测图等高距定为 1 m。绝大多数测站点均为各种级别的控制点，个别无图根点的隐蔽地区采用交会定点或平板仪支导线的方法补充测站点。补充测站点的具体要求按照“规范”的规定执行。

碎部测图采用经纬仪配合平板仪联合测图方法，使用仪器为北京仪器厂生产的 TDJ6(E)型经纬仪和连云港光学仪器厂生产的 DPX-10 型平板仪。碎部测量作业方法及限差要求均严格按照“规范”规定执行。铅笔原图的所有点、线、地形地物符号及注记均严格按照“图式”中的规定和细则执行。铅笔原图的测绘工作结束之后，由东风煤矿组织力量进行检查验收，认为铅笔原图的质量符合要求后着墨井晒制蓝图。

（五）工作量统计、计划安排和经费预算

工作量统计见表 5-15，计划安排见表 5-16，经费预算见表 5-17。



△ 三角点　◎ 水准点

□ 5″导线点　• 图根点

…… 水准路线

本图由东风矿区1：5000航线测图缩绘而成

河流　铁路

公路　村镇

测图边界线

图5-12

图5-12

表 5-15　　工作量统计表

工作项目		困难类别	统一作业定额	工作量			说　明
				单位	数量	工天	
控制测量	一级电磁波测距导线	Ⅰ	2.9	点	30	37	1. 一级电磁波测距导线和等外水准定额包括选点、埋石、观测、计算、资料整理等 2. 图根控制定额包括设计、选点、打桩立旗或埋设固定标志，外业观测，外业成果计算，成果及手簿自查、整理、编制成果表。测区内搬迁 3. 测图和原图整饰包括测图前工作准备，检查仪器、标尺，展绘方格网、展点，补充测站点，测绘地物地貌，测绘境界，调注地名，接边，着墨整饰，自查修改，资料整理，填写图历表
	等外水准	Ⅳ	1.0	千米	15	15	
测图	图根控制	Ⅳ	20	幅	15	300	
	测图	Ⅳ	44	幅	15	660	
	原图整饰	Ⅳ	9	幅	15	135	
检查验收				幅	15	46	
清绘整饰		Ⅳ	11	幅	15	165	

表 5-16　　计划安排表

工作项目	时间												作业组的人员组成
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
一级导线选埋				(1)/(2)									(1) 第一组：工程师 1 名，技术员 1 员，测工 4 名。一级导线测量另外增加技术员 1 名 (2) 第二组：工程师 1 名，技术员 1 名，测工 4 名，一级导线测量另外增加技术员 1 名 (3) 第三组：工程师 1 名，技术员 2 名（由一、二组人员组成） (4) 第四组：技术员 2 名，测工 3 名（由一、二组人员组成） (5) 第五组：技术员 2 名，测工 3 名（由一、二组人员组成） (6) 第六组：描图员 3 名
一级导线观测				(1)/(2)									
一级导线计算				(3)									
图根点选埋				(1)/(2)									
图根导线及图根三角高程观测				(1)/(2)	(1)/(2)								
图根导线计算					(1)/(2)								
水准测量				(4)/(5)	(1)/(2)								
图根点高程计算					(1)/(2)								
地形图测绘					(1)/(2)	(1)/(2)	(1)/(2)	(1)/(2)					
检查验收								(1)/(2)					
成果整理及着墨晒印								(3)/(6)	(6)	(6)			

注：表中作业组的人员组成人数参照国家测绘局 1987 年颁发的《测绘生产统一定额》中的“班组定员”。

表 5-17　　经费预算统计表

项目	单价	数量	预算经费/元
控制点标石	30 元/座	50	1500
测距仪折旧	1000 元/台	1	1000
交通运输			500
材料消耗			500
野外作业补贴			
工程师	1300 元/月	2×4.5×300	11700
技术员	840 元/月	2×4.5×240+2×0.5×240	2400
测工	450 元/月	8×4.5×450	16200
其他			400
总计			40200

（六）上交资料

所有上交资料见表 5-18。

表 5-18　　上交资料表

资料名称	单位	数量	附件	备注
控制点展点图	张	4		
水准路线图	张	1		
埋石点点之记	张	50		
观测手簿	册			全部
计算手簿	册			全部
控制点成果表	份	1		
地形原图	幅	25		
晒蓝图	套	5		
图幅接合表	张	1		
技术设计书	份	1		
检查验收报告	份	1		附质量检查统计表
技术总结	份	1		

第六章　平板仪测绘大比例尺地形图

地形图广泛应用于国民经济的各个部门，是规划、设计与建设工作的基础资料。由于各种工程项目和任务的需求不同，所需地形图的比例尺也不相同。工程建设的设计与施工阶段多使用大比例尺地形图。

在开展地形图测绘之前必须进行技术设计，设计依据测量任务书、相关的规范及细则、已收集到的资料及测区的现实情况编制。设计应对测图的方法与精度作出详细具体的规定。

地形图测绘方法有好几种，如航测法、大平板测图法、小平板与经纬仪联合测图法、经纬仪与半圆仪联合测图法。不同比例尺地形图采用不同的方法测绘。大比例尺地形图视测区大小、地形类别、仪器设备及测绘单位人员的习惯选用不同的方法测绘。大面积的1∶2000、1∶5000地形图可采用航测法成图，一般情况下多采用其他方法测绘大比例尺地形图。近年来全站仪及手持式计算机的普遍应用，内外业一体化的测绘成图系统已在大比例尺地形图测量中广泛使用。限于篇幅，本章将着重讲述传统的平板仪测图法。

第一节　测图前的准备工作

地形图测绘是一项作业环节多、技术要求高、参与人员多、组织管理较复杂的测量工作。为顺利、有序、高效地开展测量工作，在地形图测绘实施之前，必须进行充分的准备。准备工作分组织、管理、人员和业务技术两方面，业务技术方面的准备工作包括收集资料、野外准备和室内准备三个方面。

一、收集资料

测绘任务确定之后，根据圈定的测区范围，调查了解本测区及其附近的已有测绘工作情况，并收集本次测量必需的测绘成果资料。需要收集的主要资料包括本测区及其附近控制点成果、测区内图根控制成果及必需的较小比例尺地形图。同时还应收集说明收集到的这些资料的测量单位、施测年代、平面和高程系统、投影带号、依据的规范、等级、精度、测图比例尺等资料。

二、野外准备

野外准备是在充分研究已收集到的资料的基础上，对测区进行踏勘。调查了解控制点、图根点保存及完好情况，控制点之间是否通视，测区地形特征、测绘难易程度、交通运输等方面的情况。在踏勘过程中，在了解情况的基础上，依据控制点的现状考虑加密或补充控制点的初步方案、布设图根控制的初步方案、地形图测绘的初步方案。

若现有控制点的精度和密度能满足本次测量首级控制的要求，即在此基础上考虑布设图根控制的方案。否则当控制点欠缺时，应考虑增补少数点。已有控制点精度不高或密度过稀，应考虑建立加密控制网的方案。在确定加密控制网方案时除考虑已有高级控制点和地形条件之外，还必需充分考虑有利于图根控制的发展。

野外踏勘应考察图根控制的布设条件，这些条件包括与高级控制点的连结、图根控制的

发展、图根点的分布与密度、控制地形的程度等。图根点是测绘地形图的主要测站点，因此在选取图根点时应使其覆盖绝大部分测区，尽量减少测图过程中临时增补测站点。

此外，在野外踏勘过程中还应考察测区地物地貌特点，以便针对具体地形条件考虑选择适当的地形图测绘方法。

野外踏勘之后，紧接着在室内确定编写加密控制点、图根点布设和地形图测绘技术方案。

三、室内准备

室内准备工作包括测绘仪器的准备，图纸及在图纸上绘制坐标格网、展绘控制点和图根点等。这些准备工作一般安排在图根控制测量完成之后进行。

大比例尺地形图可用重磅绘图纸或聚酯薄膜测绘。过去多采用重磅绘图纸，但纸质图纸受外界条件(特别是潮湿)影响容易伸缩变形。为长期保存，普遍将它裱糊在三合板或五合板上，因此这种图纸的准备工作十分麻烦。近年来聚酯薄膜作为大比例尺测图的图纸得到广泛应用，它的优点是潮湿甚至浸泡在水中也不会变形。它在常温下十分稳定，但高温会使它产生较大变形，因此在使用前应对其进行高温处理。高温处理方法是将成卷的聚酯薄膜展开，置于 80～90℃的环境中约半小时。处理过的聚酯薄膜遇到上述温度以下的高温时，其收缩量将十分微小，能抵御阳光暴晒和晒图机高温的影响。聚酯薄膜分为光面、毛面与涂层面三种，分别在不同部门得到应用。毛面和涂层面聚酯薄膜在地形测绘中广为使用。涂层面聚酯薄膜采用刻绘法成图。光面与毛面聚酯薄膜采用一般的绘图方法，但聚酯薄膜吸水性差，墨水附着性差，绘图必需使用专用绘图墨水。

(一) 绘制坐标格网

为了准确展绘控制点和图根点以及图纸的拼接，除在准备好的图纸上绘制图廓线之外，还必需绘制坐标格网线。坐标格网线是十分精确的 10 cm×10 cm 的正方形格网，它的形式如图 6-1 所示。由于绘制使用的仪器、工具不同，坐标格网线的绘制方法也不同，这里介绍其中几种方法。

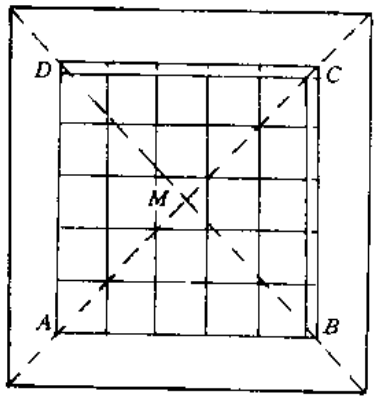


图 6-1　用直尺绘制坐标格网

1. 用坐标格网尺绘制

坐标格网尺是一种常用的绘制坐标格网和展绘控制点的专用尺，国产的五四型坐标格网尺的形状如图 6-2 所示。它由温度膨胀系数很小的合金钢制成，尺上每隔 10 cm 有一方孔，每孔四个孔壁中三个是竖直的，一个壁为斜面。左边第一孔为起始孔，起始孔的斜面上有一指标线，该指标线与斜面底边的交点指示该尺的零点，其他各孔斜面底边是以尺的零点为圆心，各以 10 cm、20 cm、30 cm、40 cm、50 cm 为半径

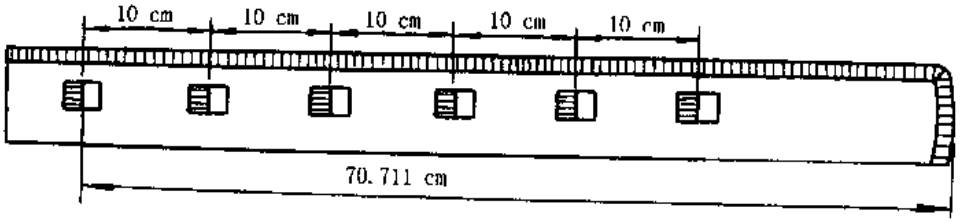


图 6-2　国产五四型坐标格网尺

的弧线。尺子右端的斜面边缘是以70.711 cm为半径的圆弧，它是边长为 50 cm 的正方形对角线的长度。因此用这种尺打 50 cm×50 cm 正方形图幅的坐标格网最方便。

用坐标格网尺绘制坐标格网的步骤如图 6-3 所示。

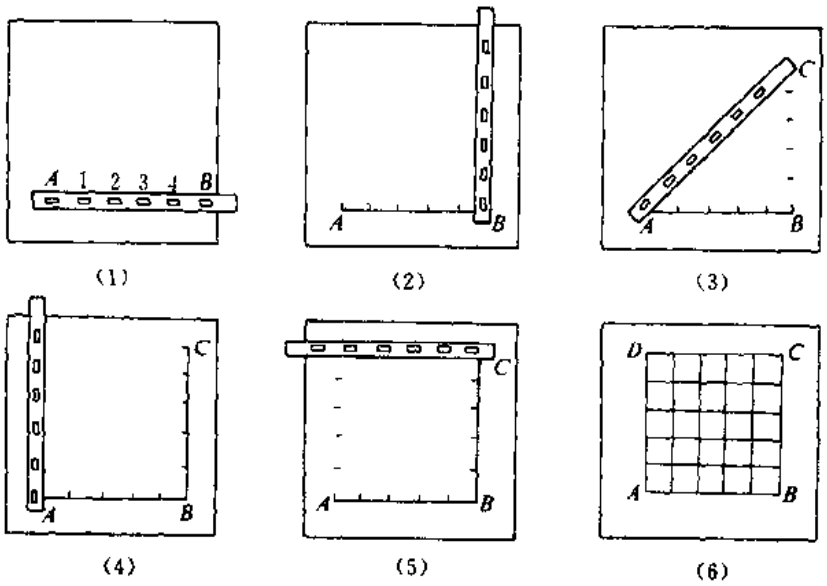


图 6-3　用坐标格网尺绘制坐标格网

(1) 在图纸下边缘适当位置绘一直线，在直线左端适当位置取一点，使尺子的零点和 A 点重合，尺子压在直线上并能从各孔看到直线，然后沿各孔的斜面底缘画弧线，分别与直线相交于 1、2、3、4 和 B 各点。

(2) 将零点对准 B 点，并使尺子置于与 AB 直线大致垂直的位置，然后再沿各孔斜面底边画弧线。

(3) 使零点对准 A 点，将尺子大致放在对角线位置使尺子末端的斜面边缘与右上方的弧线相交，画一弧线，得交点 C，AC 即为正方形图幅的对角线。

(4) 目估使尺子大致垂直于 AB 直线，并使零点对准 A 点，沿各孔斜面底边画弧线。

(5) 将零点对准 C 点，目估使尺与图纸上边缘平行，沿各孔斜边画弧线，并使左端最后一孔的弧线与左上方的弧线相交，得 D 点。

(6) 连接 A、B、C、D 得边长为 50 cm 的正方形。然后连接正方形两对边的相应各点，即得到间隔为 10 cm 的坐标格网。

2. 用直尺绘制坐标格网线

当手头没有其他坐标格网绘制工具时，也可利用长直尺绘制坐标格网线。用于绘制坐标格网的直尺的边必须是直线，并非所有直尺的边都为严格的直线，所以对使用的直尺必须进行检验，检验可参照大平板仪照准仪直尺边的检验方法进行。坐标格网绘制参照图 6-1，首先在按 60 cm×60 cm 分幅好的图纸上用直尺和铅笔画两条对角线 AC、BD，相交于 M 点。用大圆规或杠规，以 M 为圆心、以适当的长度(35 cm 左右)为半径(能使网格处于图纸中间，四周空白大致相等)画圆弧与对角线相交于 A、B、C、D，用直线依次连接 A、B、C、D，得矩形 $ABCD$。在 AB、DC 边上分别从 A 点和 D 点开始，向右每隔 10 cm 分一点，在 AD、BC 边上，分别从 A 点和 B 点开始，向上每隔 10 cm 分一点，连接对边上相应各等分点即得坐标

格网。

3. 用直角坐标仪绘制坐标格网

直角坐标仪是专用于绘制坐标格网和展绘控制点的仪器，它的外形与结构如图 6-4 所示。它的主要部件是：1——仪器台；2——大轴架；3——小轴架及横坐标尺 *YY* 和纵坐标尺 *XX*。横坐标尺 *YY* 固定在仪器台的一侧，大轴架 2 可在其上移动。纵坐标尺 *XX* 固定在大轴架上，与 *YY* 尺保持垂直关系，小轴架可在 *XX* 尺上移动。大轴架、小轴架上分别装有制动与微动螺旋和读数装置。由大轴架的读数装置可读出大轴架(带着 *XX* 尺)沿 *YY* 尺的移动量。由小轴架的读数装置可读小轴架沿 *XX* 尺的移动量。*YY* 尺和 *XX* 尺刻划至 mm，通过读数装置可直读到 0.1 mm，估读到 0.01 mm。小轴架上设有笔架，可以插入绘图笔、展点针或放大镜。

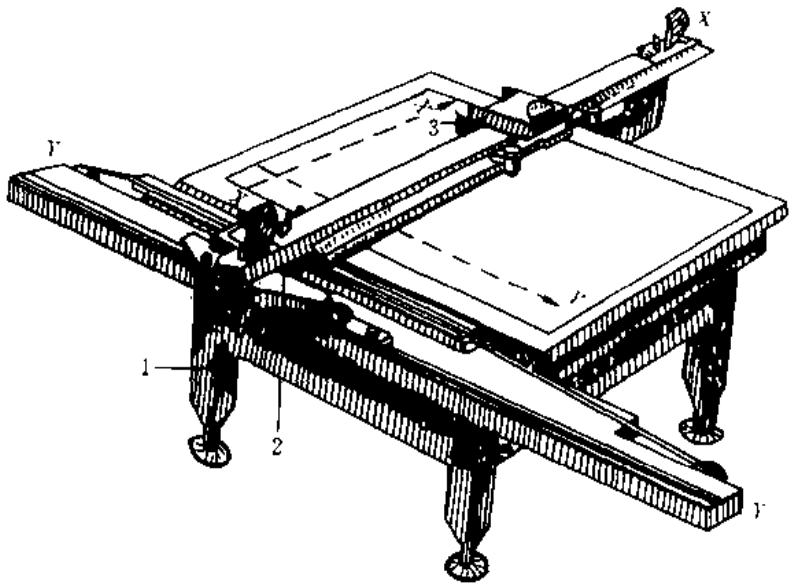


图 6-4　直角坐标仪

用直角坐标仪绘制坐标格网的步骤如下：

(1) 首先将图纸放在坐标仪的台面上，然后将纵坐标尺 *XX* 移到台面一侧，并利用微动螺旋使大小轴架读数装置的读数为一整分米数，将图纸固定在适当位置。

(2) 按下展点针，在图上刺一小孔，然后移动小轴架，每次移动 10 cm(小轴架读数总是整分米数)刺一小孔。

(3) 一排孔刺完之后，移动大轴架，使 *XX* 尺沿 *YY* 尺方向移动 10 cm(大轴架读数为整分米数)，然后与第一排孔一样，移动小轴架在相同的总分米数处刺出第二排小孔。

重复(3)的操作，刺出其他各排的小孔，然后分别将各排、各行相应的小孔用直线连结起来(各行或排相应小孔应当在同一直线上)，即得所需的坐标格网。

4. 用绘图仪绘制坐标格网线

目前许多单位购置了绘图仪，可以利用计算机与绘图仪绘制坐标格网线。最简便的方法是调用地形图绘图系统的绘制图廓线与坐标格网的功能。也可以参照直角坐标仪绘制坐标格网的操作步骤，自编程序进行绘制。

5. 用格网膜片绘制坐标格网

将一张稍厚的透明的聚酯薄膜置于直角坐标仪上，用前述方法刺出坐标格网小孔，制成膜片。将这张刺孔的薄膜膜片覆盖在需要绘制格网的图纸上，用小针通过膜片的孔给图纸刺小孔。揭去膜片，用直线将图纸上各排小孔连接起来，即得坐标格网。模片也可用绘图仪制备，不过绘图笔应换为展点针。膜片法不失为一种快捷方便的绘制坐标格网的方法，但要特别注意膜片的制备精度。

不论用何种方法绘制坐标格网，都需进行仔细的检查。坐标格网的绘制误差不能超过表6-1的规定，否则该坐标格网不得使用。

表 6-1　　坐标格网与控制点展绘限差表

项　目	直角坐标仪限差 /mm	坐标格网尺限差 /mm
方格网实际长度与名义长度之差	0.15	0.20
图廓对角线长度与理论长度之差	0.20	0.30
控制点间图上长度与坐标反算长度之差	0.20	0.30
坐标网格线的粗细	0.10	0.10

（二）展绘控制点

图纸的坐标格网绘好之后，要分别将各图幅内的所有控制点，包括各级控制点和图根点展绘在图纸上，以便测图时用作测站点或定向点。

1. 用直角坐标仪展绘控制点

展点可用直角坐标仪，为避免再次定位图纸的麻烦，最好是绘制坐标格网线和展绘控制点同一次进行。首先将绘制好的坐标格网 XX、YY 尺坐标数值最小的角点定为图幅的西南角点。然后移动大轴架与小轴架，使 XX 尺、YY 尺的移动量等于待展绘点与西南角点间坐标增量之数值（考虑到图纸的比例尺），按一下展点针，在图纸上刺一小孔，得到待展点的点位，用小的十字标志点位，在其左侧注记点号或点名。

2. 用直尺展绘控制点

利用直尺展点是一种基本的展点方法，日常工作中经常使用。先将各坐标格网线的以千米为单位的坐标数值注记在相应线的图廓旁，依据待展控制点的坐标确定点所在网格。然后以待展点的坐标减去该格西南角点的坐标，得 X、Y 坐标差，按图纸比例尺将坐标差缩小为图上的长度。在方格左右边上自下向上截取 X 的长度，在方格的上下边上从左向右截取 Y 的长度，用直线连接上下、左右边上相应点，所得交点即为待展控制点的图上位置，如图6-5(a)所示。用规定的符号表示相应的点，并在其旁注记点名（或点号）及高程。

应用示例：待展点 P 的坐标为 $X_P=23\ 734.12$ m，$Y_P=18\ 373.41$ m，点 P 位于图幅 T、U、V、W 点包围的格中。该格西南角点 W 的坐标为 $X_W=23\ 700$ m，$Y_W=18\ 300$ m，W-P 的坐标增量 $X=34.12$ m，$Y=73.41$ m。图6-5(b)为 P 点所在格的放大图，分别从 W、V 角点向上截取 34.12 m/1000（1000 为测图比例尺分母）线段，得 g、h 点。从 W、T 点向右截取 73.41 m/1000，得 e、f 点。分别以直线连接 g、h 和 e、f，其交点即为 P 点，如图所示，在点的右侧临时注记点号及点的高程，点号在横线的上方，高程在横线的下方。

图幅内的控制点展绘完之后，要用点与点之间的已知边长进行检查，图上量得的边长与坐标反算所得边长之差不得超过图上的 0.3 mm。

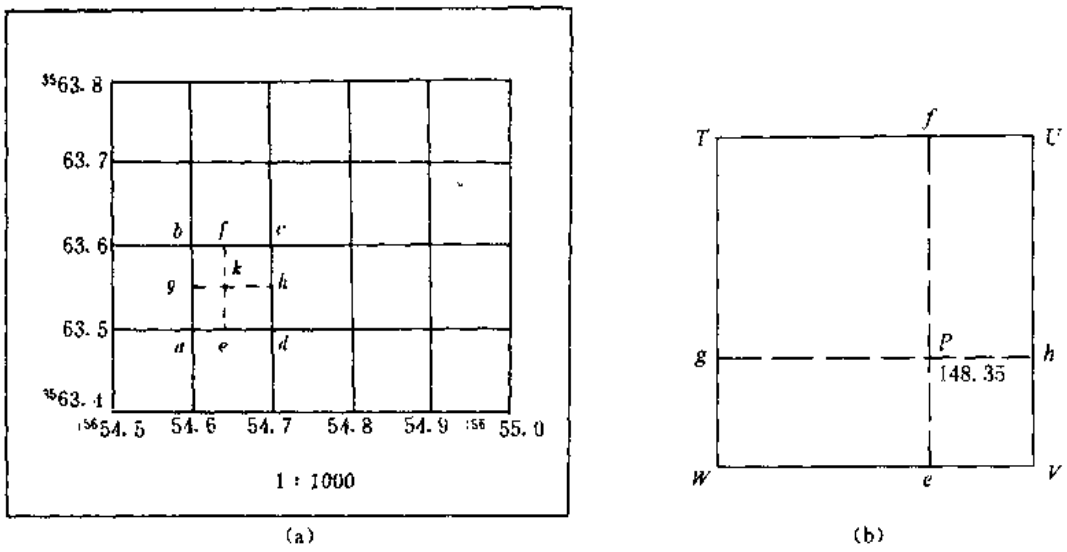


图 6-5　用直尺展绘控制点

3. 利用图廓外控制点展绘方向线

测图中常常利用图廓外的控制点作为图板的定向点，因为本图幅上展绘不上图廓外的点，只能设法展绘出方向线，以资应用。此种方向线被称之为图外方向线。

如图 6-6 所示，P 点为图幅内一控制点，K 点为图幅外用于定向的另一控制点。首先过 P 点作一平行于 X 坐标轴的直线，与上下图廓线分别相交于 m、n 点。利用式(6-1)计算方向线 PK 的方位角 α。

$$\alpha = \arctan \frac{y_K - y_P}{x_K - x_P} \qquad (6\text{-}1)$$

式中：x_K、y_K 分别为 K 点的纵、横坐标；x_P、y_P 为 P 点的纵、横坐标。

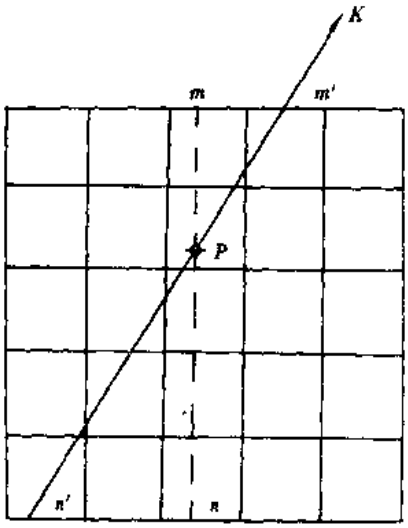


图 6-6　利用图幅外的控制点展绘方向线

利用方向线 PK 的方位角 α 求方向线与上下图廓线的交点 $m'n'$。先计算出 mm' 和 nn' 的长度：

$$mm' = Pm\tan\alpha$$

$$nn' = Pn\tan\alpha$$

自点沿上图廓线量的长度 mm' 得点 m'，以直线连接 P、m' 点，直线 Pm' 即为所求方向线。作为检查，用同样的方法，在下图廓线上求出 n' 点，m'、P、n' 三点应在同一直线上，否则计算或作图有错误，或作图误差太大，必需重新计算和展绘。

四、仪器准备

在测绘工作展开之前，必须根据地形图测量技术设计中规定的测量方法及测量计划中拟定的人员组织与分工，制定测量仪器使用计划。仪器使用计划应确定投入使用的仪器的品种、数量及时间。然后组织人员对仪器进行检验，以判定仪器的状况。测量仪器经过较长时间的使用和搬运，其状况会产生不同程度的变化，甚至损坏。因此事先检验、校正所使用的仪器十分重要。除平板仪之外，其他测量仪器的检校方法在此前的章节中已作叙述，平板仪的

检验与校正在下一节中讲述。

第二节　平板仪的主要部件及使用

平板仪是一种传统的、在测绘地形图中广泛应用的仪器。它由平板、基座、脚架和照准仪等主要部件及对点器、罗盘盒等附件组成。由于照准仪的不同，平板仪又分为大平板仪和小平板仪，大、小平板仪的功能有较大的差别。下面对各部件予以介绍。

一、平板仪的部件与附件

（一）平板、基座及脚架

平板用经过防变形处理的优质木材制成，为一厚 5 cm、边长 60 cm 的矩形，且表面光滑的平板，其背面中央镶有金属板，金属板上有三个螺孔，用于和基座连接。平板是测绘地形图所需活动工作台的台面，而基座及脚架是支撑台面的部件。

大平板仪的基座与经纬仪的基座相似，如图 6-7(a)所示，底部中央有一螺孔，用于和脚架连接。其上部有三个螺旋，用于和平板连接，基座上的三个安平螺旋用于整平平板。小平板仪的基座与大平板仪的不相同，基座采用球臼式的安平装置，基座与脚架连成一体，如图 6-7(b)所示，用中心螺丝与平板连接。平板仪脚架类同于其他测绘仪器的脚架。大、小平板仪基座与脚架的结构参看图 6-7。

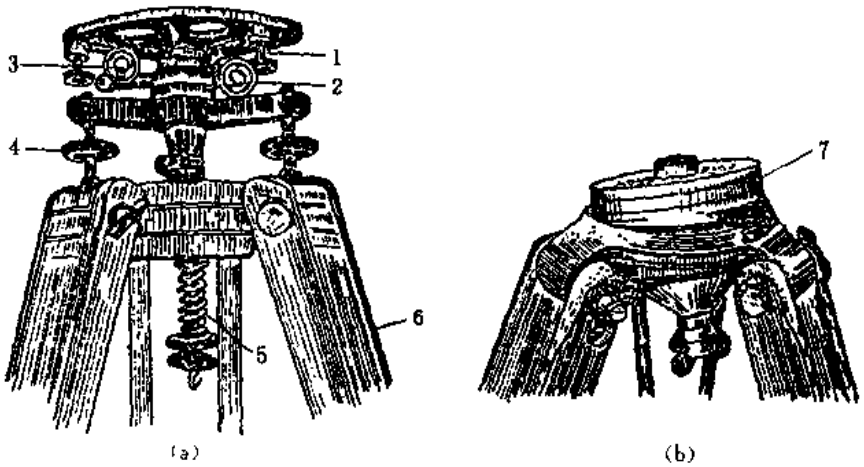


图 6-7　大、小平板仪的基座与脚架

1——连接螺旋；2——制动螺旋；3——微动螺旋；4——脚螺旋；5——中心螺旋；6——脚架；7——小平板仪的球臼式基座

（二）照准仪

大平板仪的照准仪用于瞄准目标、测定距离和高差、绘方向线。它由望远镜、竖盘、支柱及直尺构成，图 6-8 所示是西安光学测量仪器厂制造的 PG3-X2 型大照准仪的外形。下面对这种照准仪各构件及其作用作简要介绍。

1. 直尺

金属制的直尺在照准部的底部，它起着照准部基座的作用，更重要的作用是用来绘出测站点至瞄准目标的方向线。当直尺边离开测站点时，可平行移动直尺边上的平行尺，使平行尺的边紧挨图上的测站点，绘出方向线。使用过程中如觉得平行尺不够长时，可装上另附的

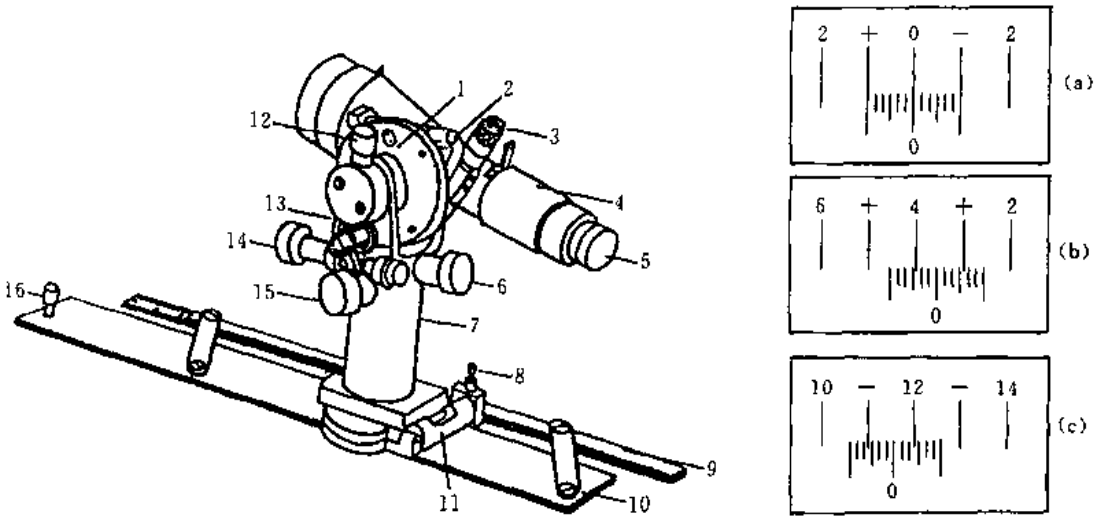


图 6-8　大平板仪的照准仪

1—— 竖盘；2——水准管；3——读数显微镜；4——物镜对光螺旋；5——目镜对光螺旋；
6——望远镜微动螺旋；7——支柱；8——校正螺旋；9——平行尺；10—— 直尺；11— 横向水准管；
12——望远镜制动螺旋；13——入光孔及反光镜；14——竖盘水准管微动螺旋；15— 横轴调节螺旋；16——小握手

一支接尺加长它。直尺的前端有一小握手，照准目标时，用手握住它，使直尺作微小移动。

2. 支柱

由支柱支撑着望远镜和竖盘，支柱的底部与直尺连接，并垂直于直尺的底平面。支柱的上部装有一个水平轴套，望远镜的旋转轴（横轴）就插在其中转动。支柱上端装有望远镜的制动螺旋与微动螺旋。支柱的下部装有横向水准管，转动支柱左面的横轴调节螺旋，可使横向水准管气泡居中，从而使横轴水平。

3. 望远镜

望远镜用来瞄准目标，测视距和垂直角。望远镜与横轴连为一体，在支柱的轴套内转动。要求望远镜的视准轴垂直于横轴，且与直尺的边在同一平面内或平行。除少数照准仪的视距装置特殊外，大平板仪望远镜的结构与其他仪器的望远镜相同。少数照准仪的视距装置是一特殊装置，即当望远镜视线处于任何位置时，都可测得水平视距。

4. 竖盘

竖盘是测量垂直角的装置，固定在横轴上，和望远镜一起转动。有别于经纬仪的是大平板仪的竖盘刻度注记，望远镜水平时其读数为零，因此它是直接读取竖直角的读数（经纬仪读取的是天顶距）。由于测图的需要，竖盘刻划从 0°到±40°，格值 1°，每两度加以注记，“＋”、“－”号指示倾角的符号。采用游标式测微装置，游标尺的格值为 10′，可估读到 1′。游标式测微装置的读数方法如图 6-8 所示，(a)倾角读数为 0，(b)读数为＋3.35，(c)读数为－11.34。

（三）小平板仪的照准仪

小平板仪的照准仪较简单，其形状如图 6-9 所示。它由直尺、觇孔板和分划板组成。直尺用木材或金属制造，长约 20～30 cm，其一边为斜面，斜面上刻有分划。直尺上装有水准管，借助它来置平平板。觇板和分划板分别装在直尺两端，用金属制造，可以折叠，测量时将它们搬起来成竖直状态。觇板中间是一可伸出缩进的伸缩板，上面钻有三个针尖大小的眼。分划板中央是一长条形窗口，窗口中央有一条很细的丝，通过觇板上的小孔和分划板的细丝照准

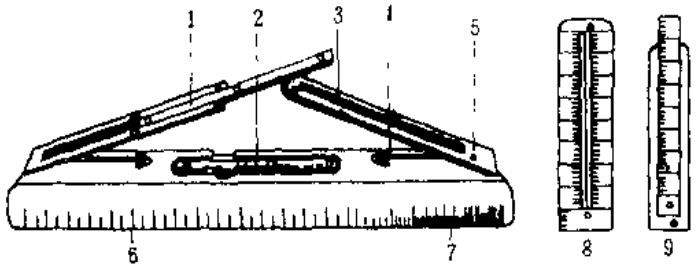


图 6-9　小平板仪的照准仪

目标。整套小平板仪如图 6-10 所示。

（四）平板仪的附件

大、小平板仪的附件一般包括对点器、罗盘盒和单独的水准器。单独的水准器有长形的水准管，也有圆形的水准器，它们用于整平图板。利用对点器，在安置图板时，使图上的控制点与地面相应点处在同一竖直线上。罗盘盒用于粗略定向图板。对点器与罗盘盒如图 6-11 所示。

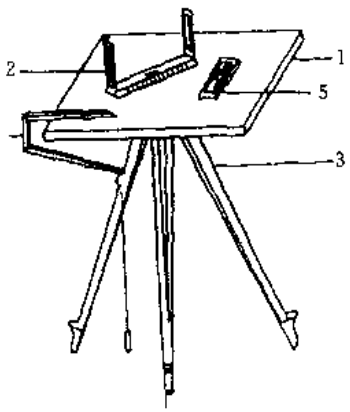
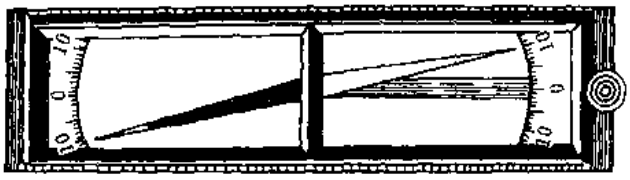


图 6-10　小平板仪

二、平板仪的检验与校正

（一）平板、基座及脚架的检验

平板的上表面应当是一平整光滑的平面。可从平板的侧面用眼睛审视其平整程度，上表面轻微变形的平板经适当校



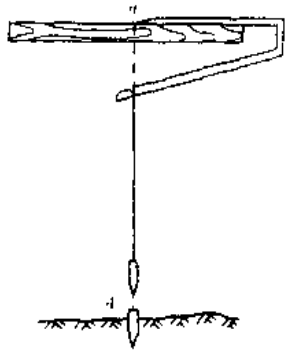


图 6-11　对点器与罗盘盒

正后也可继续投入使用。严重变形的平板，修复和校正都十分困难，一般弃之不用。平板表面光滑度也可由眼睛判断，小面积不光滑处可用细砂纸适当打磨，使其光滑；大面积的不光滑处用砂纸打磨十分费力，而且可能破坏其平整度，应由熟练的木工修理。作为临时性的处理，可用绘图纸、聚酯薄膜之类材料覆盖它。

平板与基座、脚架连成一整体之后，平板应当稳定。将照准仪置于平板上，瞄准一个目标，用手指轻按平板一角，使视线离开该目标，放开手指，如果视线回到刚才瞄准的目标上，说明平板稳定。否则平板不稳定，应进一步检查基座、脚架，特别是脚架，各零部件是否完好、可靠。排除发现的故障后继续检验，直到平板稳定为止。

安置在基座上的平板，其上表平面应垂直于基座的旋转轴。首先用校正过的水准管整平平板，水准管留在平板上。松开基座制动螺旋，徐徐转动平板，若水准管的气泡一直居中，说

明条件满足。若气泡偏离较大，则需对平板与基座连接螺旋处的三个接触点进行校正。

（二）对点器的检验

参见图 6-12，当对点器置于整平好的平板上时，对点器垂球的尖端和对点器的尖端应在同一铅垂线上。首先将对点器对准图纸上的一点 M，并将对点器垂球尖所指地面点 M_1 标出。然后将对点器转 180°，仍对准图纸上刚才所对之点 M，并标出垂球所对的地面点 M_2。如 M_1、M_2 点重合，说明对点器满足要求，否则应适当调整对点器弯曲部的角度。

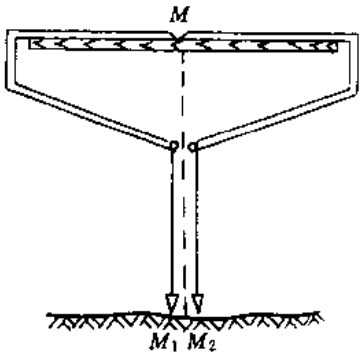


图 6-12　对点器的检验

（三）照准仪的检验

（1）照准仪直尺的底面应为平面，从直尺的一端，通过眼睛的观察可以判断。直尺测绘用的那条边必需是直线，可用调头法进行检验。在图纸上相隔较大间隔（比直尺长度略小）刺两个小点，直尺边比着这两个点画一细线，然后将照准仪掉转 180°，直尺边从另一个方向比着相同的两点画一细线，若两线重合，直尺边符合要求。直尺不符合要求的必须送仪器厂修理。

（2）小平板仪的照准仪上的水准管轴应当平行于直尺的底平面，用照准仪掉转 180°的方法检验。置照准仪于平板上，拧松脚架中心螺旋，调节平板使照准仪气泡居中，拧紧中心螺旋，并沿直尺边画一直线。对照直线将照准仪掉转 180°，观察气泡是否仍居中，仍居中则满足要求，否则不满足要求。校正的方法与经纬仪照准部水准管校正相同，调节水准管的校正螺丝改正偏离的一半，用脚螺旋调节另一半，再用调头法继续检验、校正，直至符合要求为止。

（3）望远镜十字丝的竖丝应当竖直，横丝应当水平。检校方法与其他仪器相同。

（4）望远镜的视准轴应当垂直于照准仪的横轴。检校方法：对着墙面，把照准仪置于整平了的平板上，沿直尺边在图纸上画一直线。望远镜转到水平位置，依据视准轴所指在墙上标记 A_1 点。照准仪掉转 180°，直尺边紧贴图上直线，倒转望远镜至水平位置，依据视准轴所指，在 A_1 点之旁标记出 A_2 点，如果 A_1、A_2 点重合则满足要求，否则要通过调节十字丝板的位置以达到要求。校正方法同经纬仪。

（5）大平板仪照准仪的横向水准管应当平行于横轴。检校方法：照准仪置于整平了的平板上，望远镜瞄准高处一点 A，旋转横向调节螺旋使横向水准管气泡居中。望远镜转至水平位置，在水平视准轴所指处的墙上标记一点 A_1，在直尺边刺一小点。掉转照准仪，直尺边紧贴所刺小点，倒转望远镜仍瞄准高处 A 点，用横向调节螺旋使横向水准管气泡居中，望远镜转至水平位置，依据视准轴所指，在墙上 A_1 点之旁标出 A_2 点，如果 A_1、A_2 点重合则满足要求，否则应通过校正横向水准管来达到要求：先旋转横向调节螺旋使望远镜瞄准 A_1、A_2 连线的中点，然后调节横向水准管的校正螺丝使气泡居中。重复上述操作直至满足要求为止。

（6）望远镜的视准轴应当在直尺边所在竖直面内或平行于该竖直面。检验方法：旋转望远镜至水平位置并瞄准一个目标 A 点，紧贴直尺边、相距约 30 cm 竖直地插两支小针。用眼睛观察，若通过两支小针的视线也照准目标 A 点，则满足要求。否则需要松开直尺板与支柱的连接螺丝，稍许移动直尺板，重复用望远镜和紧贴直尺边的插针瞄准目标，直到两者瞄准同一目标为止。拧紧连接支柱和直尺板的螺丝。

(7) 照准仪平行尺移动前后所画的方向线应当平行。首先用望远镜瞄准一目标，推出平行尺并沿平行尺边画一方向线。然后将照准仪移至所画方向线，使直尺边紧贴方向线，通过望远镜观察，如果仍然照准同一目标则满足要求。否则应调节平行尺的连接杆。

(8) 竖盘指标差的测定与校正、视距常数的测定与经纬仪相同。

三、平板仪的使用

平板仪的使用包括平板仪的安置、方向线及点位测绘方法等，分述如下。

(一) 平板仪的安置

平板仪的安置是指平板的置平、定向和对点，由于平板的安置其旋转中心不在过地面点的铅垂线上，几项安置操作相互影响，因此它的安置比经纬仪的安置复杂和繁琐。平板仪的安置一般分初步安置和精确安置两步进行。

1. 初步安置

因为平板仪安置过程中后一项目的操作会破坏前面操作的成果，所以不可能一次到位。不但要分步进行，而且对点、整平、定向操作的先后顺序也需合理安排。按照尽可能减小后面的操作对前面操作成果的影响这一原则，初步安置操作的先后顺序为定向、整平、对点。首先利用罗盘盒进行粗略定向，将罗盘盒的长边紧贴图框的东或西图廓线置于平板上，双手将平板连同脚架托起，转动平板使磁针尖对着罗盘盒上的南北指标线，并目估使平板水平，且图面上的点在地面相应点的上方时放下平板。再次转动平板依据磁针指向定向平板，稍许平移脚架使图上的点更接近于过地面相应点的铅垂线，并保持平板大致水平。若平板已接近于三项操作的要求则转为精确安置，否则重复上述操作以达到初步安置的目标。

2. 精确安置

由于已有初步安置的基础，精确安置操作顺序与初步安置的相反，先后顺序为对点、整平、定向。

对点的精度依据图解定位法和肉眼判别能力，定为图上 0.05 mm，相对于地面的实际长度不同比例尺的地形图不一样，其数值列于表 6-2。从表列数据看，1∶5000 测图对点误差达 25 cm，要求相当低，即使目估也可达到。因此对 1∶5000 地形图测绘，对点用目估，不用对点器。1∶2000 或更大比例尺的地形图测绘，对点精度等于或小于 10 cm，必须使用对点器对点。

表 6-2　　大比例尺地形图对点精度要求

比例尺 1∶500	1∶1000	1∶2000	1∶5000	
对点容许偏差 /m	0.025	0.05	0.1	0.25

平板是否水平将影响测绘成果的精度，在地形起伏较大的丘陵区和山区，这种影响十分显著，因此必须精确整平平板。精确整平借助于独立的水准器和基座上的脚螺旋(水平仪借助照准仪上的水准管和脚架上的球臼装置)，其操作过程与经纬仪的整平相似。将水准管置于平板中央，使水准管轴平行于两个脚螺旋的连线方向，调节这一对脚螺旋使气泡居中。然后将水准管置于垂直于原来的位置，调节第三个脚螺旋使气泡居中。重复上述操作，直至水准管置于任何方向气泡皆居中为止。

不同地区、不同地点磁偏角相差很大，而且随时间的推移在不断地变化，因此用罗盘定

向精度低，只能作初步定向。平板的精确定向利用地面已知的控制点，如图 6-13 所示。平板仪安置在 A 点，B 点是地面另一已知控制点。A、B 两点都已展绘在图上，画连接 A、B 两点的直线，照准仪直尺边紧贴直线 AB，徐徐转动平板，同时通过望远镜观察（或觇板），当接近 B 点目标时制动平板，旋转微动螺旋，使望远镜精确照准 B 点目标，此时平板精确定向即告完成。审视平板的水平与对点状况，若未满足要求，继续重复上述各步操作，直至满足要求为止。为了检核所用定向点照准目标和图上展绘的点位是否正确，定向精度是否满足要求，在平板安置好之后，应使照准仪照准 B 点之外的另一已知点，拉出平行尺，使平行尺的边通过 A 点，也应当通过所照准的另一点。如果该偏差过大，必须查出其中原因。

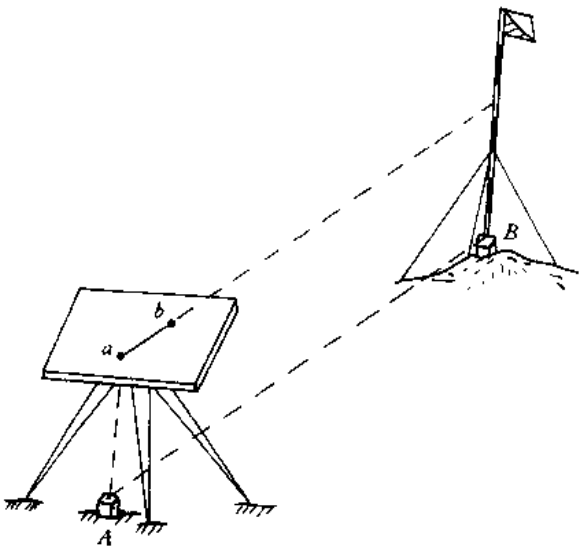


图 6-13　利用已知控制点定向

（二）用平板仪测绘方向和点位

平板仪是一种图解法测定方向和点位的仪器，用它测量的方向和点位成果都直接绘在图上，正因为如此，平板仪所使用的图解法与解析法相比，具有很多特点。最重要的一点就是野外测量成果由图形表达，无需种种计算，简便易行，直观快速，因此长期以来普遍应用于大比例尺地形图测绘。虽然平板仪有各种测量目的和测量方法，但归纳起来只有两项最基本的测绘作业，一个是测绘方向，另一个是测绘点位。下面详细讲述两项基本的测绘作业。

1. 方向测绘

平板仪安置在待测方向线的一端，照准仪瞄准待测方向线另一端的目标，拉出平行尺，使其边紧挨在图上的测站点位，沿平行尺边过测站点画一直线，此直线即为在图上表示的待测方向线。

2. 点位测绘

平板仪点位测绘的方法有极坐标法、交会法等多种方法，这里只讲述在碎部点测绘中普遍使用的、也是最基本的极坐标法。平板仪安置在测站点，用小钢卷尺量照准仪至测站点的高，照准仪置于图上的测站点左侧（距离应小于平行尺的活动范围），瞄准立于待测点的标尺，读取视距、视线高和垂直角。用所测视距和垂直角换算出测站点至待测点的平距与高差，计算出待测点的高程。拉出平行尺使其边紧贴测站点，从测站点起沿平行尺边向前截取测站至测点的平距得待测点，在其右侧注记其高程。

第三节　地形图的测绘方法

地面上地物地貌错综复杂，不可能测量所有点来描绘地形，测绘地形图实质上是测量部分地物地貌特征点（这样的特征点在测图时通称为碎部点），经绘图处理来反映地貌的起伏变化、地物的特性及相对位置。地形图的测绘方法包括碎部点测量和地形绘图两部分。

一、碎部点测量方法

碎部点测量方法依据其原理分类，有极坐标法、直角坐标法、直线支距法、方向交会法、距离交会法等多种方法。

（一）极坐标法

极坐标法由测量极矩、极径确定点的平面位置。无论解析测图还是图解测图，都需测量角度和距离，按数学的观点即极矩和极径，极坐标法直接应用测得的数据确定点的平面位置。测图实践中，角度测量通常是先确定测站点至一已知点的方向，以此作为参照方向测量待定点的方向值。参见图 6-14，A 为测站点，B 为另一用于图板定向的已知点，P 为任一待定点。测量时以测站点 A 为极点，定向边 AB 为标准方向，测定极矩 $\angle BAP$ 和极径 AP，即定位 P 点。极矩和极径将依据测图方法，可由不同的仪器测定，例如用大平板仪的照准仪、经纬仪等。

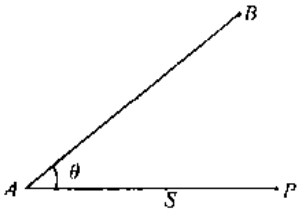


图 6-14　极坐标法

（二）方向交会法

方向交会是以地面两已知点 M、N 为基边，测定 M、N 至待定点的方向，由两方向的交点定位待定点。以图 6-15 为例，M、N 为两个已知点（图纸上为 m、n），A、B、C、D 是待定的地物特征点。在 M、N 安置仪器测定了方向 MA、MB、MC、MD 和 NA、NB、NC、ND，并在图纸上绘出相应方向线，其中 MA、NA 相交于 a；MB、NB 相交于 b；MC、NC 相交于 c；MD、ND 相交于 d，a、b、c、d，即为测绘出的待定点。

（三）距离交会法

参看图 6-15，条件与方向交会相同，但测量的是已知点到待定点的距离 MA、MB、MC、MD 和 NA、NB、NC、ND，分别以 m、n 为圆心，以各个距离的图上长度为半径画圆弧，分别相交于 a、b、c、d，它们就是测绘出的待定点。

（四）直角坐标法

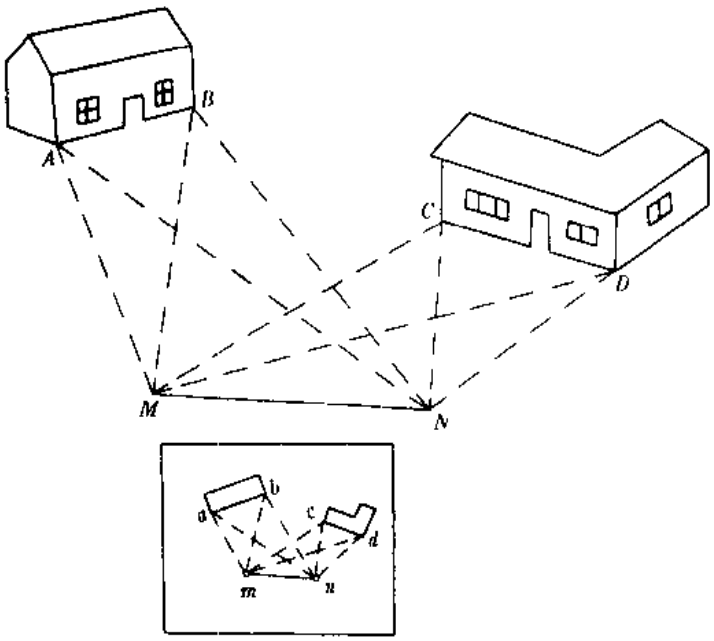


图 6-15　交会法

从测量原理上分析，实际上没有直接测量坐标或坐标增量的测图方法，除交会法之外，其他方法都是测量角度和距离，之后也可作极坐标至直角坐标的转换。过去由于计算设备的落后，不能满足速度方面的需要，直角坐标法一直是一种理论上的方法。今天由于计算技术的飞速发展，全站型测量仪器、高性能袖珍机和便携机及大容量的储存器的广泛应用，所测角度和距离向直角坐标转换容易、快速，因此直角坐标法已经成为广泛应用的测图方法之一。特别对于使用计算机绘图系统和内外业一体化成图系统的用户，直角坐标法是他们所能采用的一种方法。直角坐标法也是数字地形图的基础。

（五）直线支距法

这是一种辅助方法，作为其他测图方法测绘某些困难地区时的补充手段。以图 6-16(a)为例，测量对象是一建筑物，其主要特征点 A、B、C、D 已测绘到图纸上，能反映其总貌。但该建筑物的外形较复杂，还有一些变化点 1、2、3、4，直接测量很困难或点很多不能一一观测。可丈量细微变化点至主要轮廓线 AB 的支距 $11'$、$22'$、$33'$、$44'$，和 A 点至垂足的平距 $A1'$、$A2'$、$A3'$、$A4'$，用这种相对关系测绘变化点。此法在城镇中老城区的密集居民地的测绘特别适用。以图 6-16(b)为例，1、2、3、…为杂乱房屋的特征点，A、B 是导线点，$1'$、$2'$、$3'$、…是特征点至导线边 AB 支距的垂足。丈量了支距 $11'$、$22'$、$33'$、…与相应的平距 $A1'$、$A2'$、$A3'$、…，即可相对于导线边 AB 在图上绘出这些房屋。

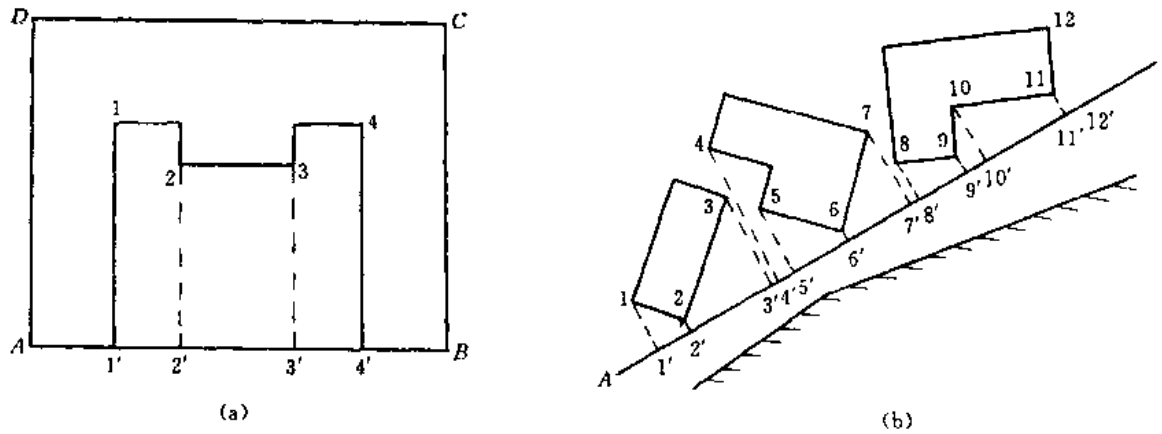


图 6-16　直线支距法测绘地形图

二、大比例尺地形图测绘方法

各种地形图测绘方法的区别在于所使用的测量仪器、碎部点测量及绘制方法。下面简要介绍几种传统的测图方法。

（一）大平板仪测绘地形图

大平板仪测图法是较普遍使用的测图方法，用大平板仪测图时，在一个测站上的测绘工作程序为：

(1) 在测站点上安置大平板仪，对点、整平、定向。精确安置好平板之后，立即量仪器高，即置于平板上的照准仪横轴至测站点的铅直距离。

(2) 在一站的整个测量过程中，注意保持照准仪直尺边靠近图上的测站点(一般在图上测站点位处扎一小针)。照准仪瞄准立于碎部点上的视距尺，读取视距、中丝读数和竖直角(半测回的)读数。为方便高程计算，中丝读数一般依据每个测站的情况，取一固定值。此固

定值可取仪器高、便利高或某整数，并在尺上显著地标记出该数的刻划。

(3) 用视距表、计算尺(盘)或计算器计算水平距离和高程。

(4) 拉出平行尺，使其边紧贴图上的测站点。沿平行尺的边自测站点向前，截取算出的水平距离(依比例尺缩小的)将碎部点刺在图纸上，在其旁边注记点的高程。

(5) 面向所测对象，依照实地情况，逐步将相关地物点连接起来表示相应的地物。参照已测出的碎部点，画出邻近地貌特点间的地性线。在测出的碎部点间内插计曲线的位置，并顺手将相邻的同一计曲线的点合理地用曲线连接。

当一个测站所有碎部点测完之后，应当继续在现场面对测绘对象，完成计曲线的勾绘(如有可能，勾绘出首曲线)和地物轮廓线的绘制，并仔细核对地形的表达是否正确。

(二) 经纬仪与小平板仪联合测绘地形图

由于小平板仪的照准仪构造很简单，只能照准和测绘方向，因此还需用经纬仪视距法测量距离和高差。经纬仪和小平板仪联合测图时，小平板仪安置在测站点上，经纬仪安置在小平板仪一旁，或者经纬仪安置在测站点上，小平板仪置于一旁。两者在原理上和实际操作上都是可行的，但习惯上多使用前者，参见图 6-17。在一测站上经纬仪配合小平板测图的过程如下：

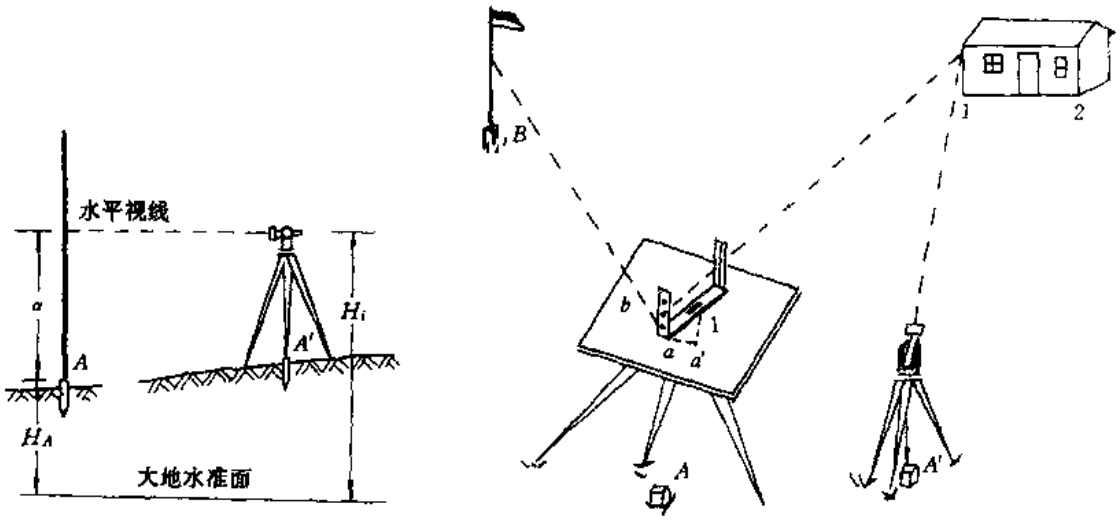


图 6-17 经纬仪与小平板仪联系测图

(1) 将小平板安置在测站点上，对点、整平、定向。将经纬仪架在小平板仪不太碍事的一侧，整平。量出经纬仪至测站点的距离、方向与高差，以备对经纬仪的视距测量作修正和计算测点高程。

(2) 经纬仪瞄准立于测点的标尺，读取视距、中丝读数和半测回竖直角(经纬仪直读的是天顶矩，需作换算)读数。计算平距(经纬仪至测点的)与测点的高程，并将平距换算成测站点至测点的平距。

因为经纬仪未置于测站点上，相当于偏心观测测站点至测点的平距。必需根据测点与经纬仪、小平板仪的具体位置计算偏心观测距离的修正值。通常先由望远镜水平视线测量立在测站点标尺的读数确定经纬仪横轴的高程，在这一站上用此高程计算所有其他测点的高程。

(3) 同时将照准仪直尺边轻轻靠住扎在测站点的测针，照准同一标尺，沿直尺边自测针

向前截取测站至测点的平距，刺出测点，并在其旁注记它的高程。

除测量碎部点的操作不同外，其他测绘过程与大平板仪测绘过程相同。

（三）经纬仪与半圆仪联合测绘地形图

半圆仪是一个类似量角器的量测角度的尺，其形状如图 6-18 所示。它由透明的有机玻璃制成，呈半圆形，弧形那一侧是角度刻划和整 10°刻划的数字注记，最小分划值 20′。另一侧是圆的直径，圆心位置有一小孔，能穿过小的测针，自圆心沿半径向两端是直尺的刻划和整 10 mm 刻划的注记。

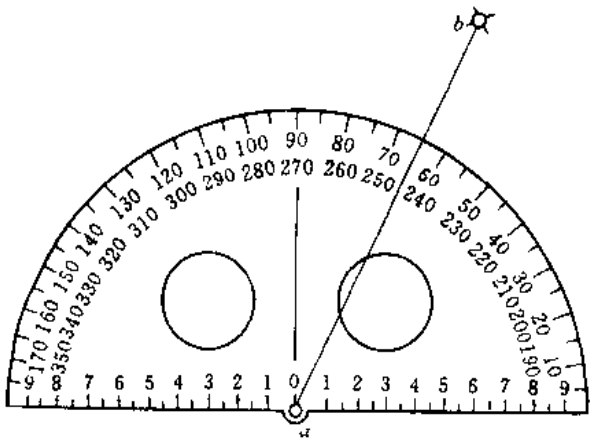


图 6-18　半圆仪

一般用小平板仪的平板作测图的工作台。在山区作业不方便时，也可用五合板代替，测图时图板通常就放在席地而坐的画板员的腿上。还需准备几支测针，测针的针尖要刚好能通过半圆仪的针孔，针尖太小将影响测绘精度。

经纬仪与半圆仪联合测图时，经纬仪安置在测站点上。对中整平之后，选择一个已知点作为定向方向，瞄准该已知点的目标，使水平度盘读数为 0°00′。参见图 6-19，用直线连接图上的测站点 a 和定向点 b，ab 直线就是该测站的定向方向线，要求方向线的长度略长于半圆仪的半径。将半圆仪用测针定位于图上的测站点 a，半圆仪能绕测针旋转。经纬仪瞄准立于碎部点的标尺，读取视距、中丝、水平度盘、垂直度盘读数，换算出水平距离与高程。转动半圆仪，使定向方向线指在半圆仪上水平度盘读数刻划处，在半圆仪的直尺上、与水平距离相应的刻划处刺出碎部点，并注记其高程。与其他方法一样，画板员依据已测出的碎部点，面对所测地域及时勾绘地物与地貌。

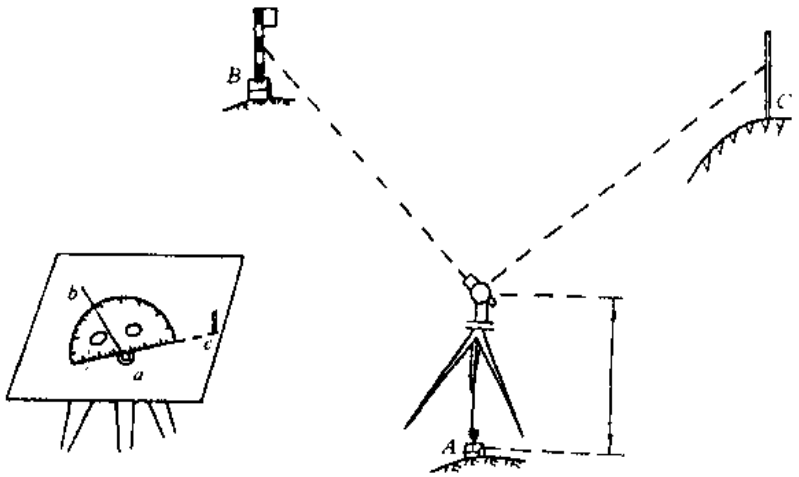


图 6-19　经纬仪与半圆仪联合测图

以上是传统测图方法中主要的三种方法，还有其他的测图方法，其差别在于采用不同的距离测量手段，目前它们已很少使用。现阶段全站型经纬仪测绘地形图已广泛应用，室内采

用计算机绘图，使地形图的测绘由手工作业方式向机械化作业方式迈进了一大步，成图速度和质量大大提高。经研究开发，更先进的自动化地形图测绘系统已经面市，其性能在逐步完善，它是大比例尺地形图测绘的发展方向。地形图测绘新技术与数字测图密切相关，用全站仪等光电测绘仪器测绘地形图的方法在后面有关章节中详述。

（四）几种测绘方法的优缺点

1. 大平板仪测绘法

大平板仪使用光学照准仪，方向观测和视距测量的精度很高，而且方向在测量过程中直接绘出，不存在中间环节的误差，因此是几种方法中精度最高的。测量与画板由一人担当，不但减少了人员，而且避免由两人分担的相互勾通的障碍，使地形勾绘更准确，更切合实际。然而，人少也带来不便，笨重的仪器就得少数人分担搬运。观测画板一人兼任，负担过重，必然使效率降低。由于平板阻挡视线，限制了照准仪仰俯角的范围，因此大平板仪测绘法只适合于平原地区，在山区和丘陵区使用不便。

2. 经纬仪与小平板仪联合测图

与大平板仪比较，其主要优点是仪器设备较轻，观测与画板由两人分担，负担均衡，有利于提高测图速度。但小平板仪的照准仪结构简单，使得方向测绘的精度较低，而且平板阻挡视线的缺陷仍然存在。

3. 经纬仪与半圆仪联合测图

此法由经纬仪进行方向和视距测量，不受平板的制约，能进行较大倾角观测，加之经纬仪比大平板仪的重量轻得多，搬运轻便灵活，特别适合在山区与丘陵区测图。观测与画板由两人分担，负担均衡，有利于提高效率。当有某种特殊需要时，还可采用野外测记与画草图、室内展点勾绘地形图的方法。缺点是半圆仪的分划值太大，测绘方向的精度较低。

三、测绘地形图的注意事项

地形图测绘是一项多人配合、环节较多、把握尺度较灵活的作业，除熟练掌握方法和技巧之外，还需要较丰富的经验。从前人的宝贵经验中总结出的注意事项是具有普遍意义的，应当得到地形图测绘人员的重视。

（一）测站检查

测站检查是地形测图正确性的保证措施之一，只有杜绝测站上可能发生的错误，才能确保地形图准确无误。测站检查包括测站点的检查和定向方向的检查。测站点的检查是检查图纸上测站点的平面位置和高程注记的正确性。在每一测站精确安置平板仪或经纬仪之后，除测站定向方向之外，应立即观测另一个已知方向（与定向方向接近于 90°最好），观察此次测得的方向（画在图纸上）与图纸上已有的方向是否重合，如重合则证明图纸上展绘的测站点平面位置正确无误，否则应进一步检查不重合的原因。测站点高程的检查，在测站定向和测站点检查的方向观测的同时观测垂直角，并使用已量得的仪器高、目标高、图上量得的水平距离及测站点的高程计算目标点的高程，计算值与图上该点的注记高程相比较，如差值在误差允许的范围之内（一般不大于等高距的 1/5），证明测站点高程注记正确，否则应查找产生不符的原因。

在测站点检查的同时也对测站定向进行了第一次检查，但是平板仪的平板和经纬仪的水平度盘位置，在测图的过程中极有可能因被碰而移动，使测站定向被破坏，这种情况往往未被察觉。因此，定向正确性在一个测站测图过程中应多次检查，以避免太大的损失。这种

检查可以在某些空隙时间内或视场中出现某一已知点时顺便观测该方向。

（二）视距不宜过长

碎部点的点位精度取决于方向测绘和距离测绘两方面，距离测量使用视距法时，视距不可太大，因为视距测量的精度随视距的长度增大而降低，视距过长其测量误差将使碎部点测量的精度达不到要求。最大视距也不能太小，太小将使每个测站覆盖面积减小，大大增加图根控制测量的工作量和设站迁站工作量，降低地形测绘的效率。"规范"对大比例尺测图最大视距长度作出规定，其要求列于表 6-3。

表 6-3　　地物与地形点最大视距长度

比例尺	地物点 /m	地形点 /m
1∶500	40	70
1∶1000	80	120
1∶2000	150	200
1∶5000	300	350

（三）适当的碎部点密度

虽然从理论上来说，碎部点越多、越密，地形图就越精确，而实际上过多的点对成图不一定有利。因为过多的点将增大图面的负荷，许多点挤在一堆，反而难以清晰地描绘地形。碎部点过密会增加测量工作量，降低测绘速度。碎部点密度过稀难以控制地形的变化，影响成图质量。因此碎部点的密度需要慎重掌握。碎部点的密度视测量地区地貌与地物复杂程度、综合取舍原则、测图比例尺、等高距等灵活掌握，即使在同一幅图的不同地域也不一样。其基本原则是在确保准确反映地物地貌的前提下，碎部点间距尽可能大一点，但即使在地形很简单的地区，最大间距一般也不要超过图上的 3 cm。

（四）适时实地勾绘地形图

地形的变化是十分复杂的，其细微的变化没有规律，画板员必须随测量的进程，依据测绘出的碎部点，面对所测区域及时勾绘地物、地性线、特殊的地貌及等高线。离开测站后，依据记忆勾绘地形是十分不妥当的，因为它极有可能将地形勾绘错。在地面坡度较大的地区，来不及勾绘首曲线时，可以在野外先勾绘计曲线，回来后及时补绘。测图过程中必须坚持不了解、不明白的地形不绘，有疑问的碎部点不绘。同时要求画板员应当随时注意观察立尺员的立尺地点及其周围的地形。

（五）合理分工、密切配合

合理的分工、密切配合可以充分调动每个成员的技能和积极性，提高整个集体的测图效率。密切配合互通信息，可以提高成图质量。虽然地形图的质量很大程度上取决于画板员的技术水平和指挥得当，但画板员、立尺员、观测员密切配合，相互告知所看到的、了解到的情况和信息也是十分重要的。特别是在较隐蔽的地区，只有立尺员才能亲临所测对象现场，了解到画板员在测站上看不到的情况。立尺员可以通过口头、对讲机和画草图等形式反映所得到的各种信息，以帮助画板员正确勾绘地形图。一般情况下立尺员将依据事先商定的计划，自主地选择立尺点。当有疑问时，画板员应及时通知立尺员重测或实测点的立尺的位置，并及时询问立尺点的相关情况。每个测站测完之后，立尺员应回到测站，协助画板员审视本站测绘的地物地貌表达是否正确。

第四节　地物的测绘方法

地面上的各种地物可依据其特性分成若干类，各类地物的测量方法有各自的特点。即使是同类地物其形状大小也千差万别，测绘地物毕竟不是照相，而是测量最低限度的特征点，用规定的符号缩小表示在图上。有的地物形状特别复杂，局部的尺寸又特别小，缩小之后，图上很难将其详尽地表示出来，因此地物的测绘还必须进行综合取舍。在分类叙述地物测量方法之前，先阐明地物综合取舍原则。

一、测绘地物的综合取舍原则

测绘地形图时地物综合取舍的目的是在保证用图需要的前提下，使地形图更清晰易读。综合取舍原则的基本指导思想是：除少数特殊的有重要意义的地物之外，一般地物的尺寸小到图上难以清晰表示时，就有必要对其进行综合取舍，而且综合取舍不会给用图带来重大影响。“规范”对带普遍性的综合取舍作出了明确的规定，例如不论比例尺大小，建筑物轮廓凹凸小于图上的 0.4 mm，可以舍去凹凸部分，用直线表示其整体轮廓，而一般房屋甚至 0.6 mm 的凹凸部分都可舍去。

是否综合取舍，与比例尺的大小有重大关系，例如“规范”规定一般 1∶500、1∶1000 比例尺地形图，房屋不能综合，即每幢房屋都应单独测绘，而 1∶2000、1∶5000 比例尺地形图可以视具体情况，酌情综合测绘。因此测绘地形图必须熟悉“规范”的要求。但“规范”不可能对所有情况作出规定，在很多时候需要测绘人员灵活处理，处理是否得当完全取决于一个测绘技术员的经验与水平。

少数特殊的地物，如测量控制点、有重大意义的纪念地物（如纪念碑）、有方位意义的地物（如独立的树）、对公众安全有重大意义的地物（如消防栓）等，不可综合取舍，皆需测绘。

二、地物的测绘方法

地物种类很多，各具特点，测绘方法亦存在差别，下面分别予以介绍。

（一）居民地的房屋与建筑物

居民地是地形类别的名称，实际上是指人类工作生活相对集中的区域，在这样的区域内有较多的建筑物和房屋是其显著特点。

对大比例尺地形图而言，原则上应独立测绘出每座永久建筑物。但有些尺寸太小的房屋在 1∶2000、1∶5000 地形图上难以一一独立绘出时可酌情综合处理。

城市里的居民小区和富裕农村新建的居民区都有合理的规划，房屋排列整齐规则，各个房屋外形相同，只需测量少量外轮廓点，配合细部尺寸的丈量，即可绘出整排房屋。如图 6-20(a)所示，测出 1、2、3 点，并丈量每栋房屋的宽度、间距及其他细小差异，就可准确地绘出整排房屋。测量中为了检核外轮廓点位的正确性，通常每条外轮廓线上至少测量三个点，如果三点位于同一直线上，证明点位准确。对于外形较复杂的房屋，可视其形状确定测绘方法。例如如图 6-20(b)所示以直角形状变化的，可测量 1、2、3 点定位其整体轮廓，再用支距法丈量 2－4、4－5、3－7、7－6 的距离，绘出房屋的凹部。

城镇中的老城区，房屋密集隐蔽，通视条件极差，测绘难度大，事前要仔细研究，制定周密的方案，布设若干导线深入其中，然后以导线边作基线，用支距法分片测绘。

测量房屋以房屋墙基角为准，外廓为矩形的房屋，至少测量三个基角点，并检查它们是

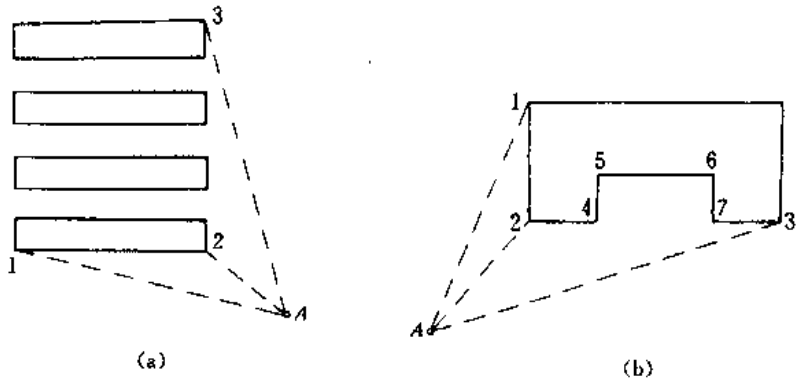


图 6-20　整排房屋的测绘

否构成直角。立尺员应依次连续立同一房屋的三个角点以便画板员及时正确地勾绘该房屋。每座建筑物至少有一个高程注记点，并应注记其层数及结构(如砖混、框架等)。

居民地有各种各样的名称，如村名、单位名、小区名等，应当经调查核实后，予以注记。

(二) 道路的测绘

道路包括公路、铁路、城镇中的街道、乡间的大路和小路及其附属物，如桥梁、隧道、涵洞、路堤、路堑、排水沟、里程碑、标志牌等。道路及其附属物均需测绘，临时性的便道不测绘，并行的多条小路择其主要的测绘。道路在图上均以比例尺缩小的真实宽度双线表示(铁路用专用符号)。道路的边界线明显的，可以在一侧边界立尺测绘，丈量路宽绘出另一侧的边界线。曲线段及拐弯处应减小立尺点的间距，直线段可适当加大。铁路轨顶(曲线段为内轨)、公路路面中心、道路交叉处、桥面等必须测注高程。边界不明显的道路，测量其中心线，从中心线向两侧丈量至边界距离，然后绘出道路边界线。

路堤、路堑按实际边界线测绘，并在坡顶坡脚适当位置测注高程点。凡宽度在图上可以绘出的排水沟均应按比例测绘。其他附属物(如桥梁、涵洞、里程碑等)按实际位置测绘，用专用符号表示。

铁路、公路在同一平面交叉时，公路中断铁路不中断。道路立交时，应如实测绘该处的立交桥，并用相应符号表示。

城镇街道还需标注路面材料、街道名称。凡在围墙内的各单位的内部道路，除主要道路外，一律用内部路符号(虚线)绘出。

道路测绘一般采用沿道路延伸方向追索立尺，有利于画板员勾绘道路。

(三) 水系测绘

水系是另一类特征明显的地物，它们包括大到江河湖海，小到溪流沟渠、池塘水库、泉井等自然的和人工的水源、水面和水的通道及其相关的水工建筑物，如堤、水坝、桥、水闸、码头、渡口等。

海岸线以高潮时的水位线为准测绘，干出滩按规定绘出堆积物和海滨植被，并适当注记高程。河流、湖泊、池塘、水库按实际边界测绘，有堤的按堤岸测绘，没有堤岸和明显界线的按正常洪水水位线测绘。除测绘岸线之外，还要测绘施测时的水涯线并注记水面高程。溪流除岸线外，须测绘测量时的流水线，并适当注记高程和流向。时令河应测注河床的高程。堤坝要测注顶面与坡脚的高程。测绘水系时，沿水系界线在起点、转折点、弯曲点、交叉点、终点立

尺测定，如图 6-21 所示，图上 1、2、3、…数字表示立尺点。当河流的宽度小于图上 0.5 mm，沟渠实际宽度小于 1 m 时，以单线表示。

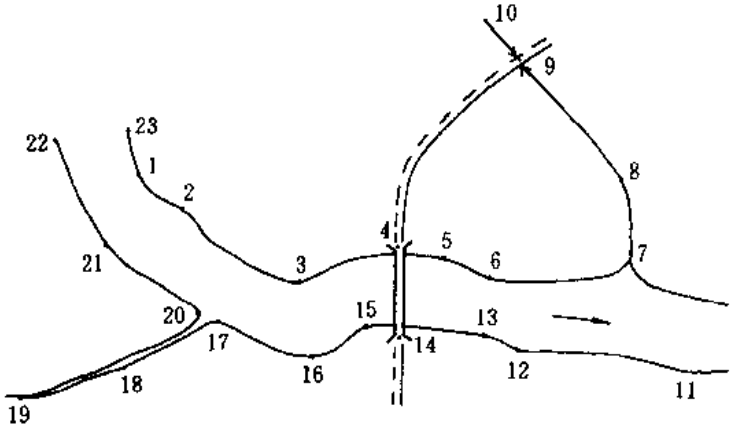


图 6-21　水系的测绘

井、泉视具体情况测绘，水乡地区除较有名的井泉外，一般不予测绘。沙漠干旱地区所有泉眼皆需测绘。泉井必须标注测绘时的水面高程。同样，水乡的溪流沟渠可酌情综合取舍，干旱地区则须一一测绘。

（四）植被区域的测绘

地表除水面和荒漠之外，几乎为各种植物所覆盖，植被是各种植物的总称。它们有的是天然生长的，例如天然林、灌木丛、芦苇、草地等。有的是人工种植的，水稻、树苗、人工经济林等。在地形图上应反映各种植物的分布状况。各种不同植被分布区域的界线称为地类界，植被测绘就是测绘地类界。测绘时沿地类界线立尺测量转折点的平面位置，在图上以不连续的小点线表示，如图6-22所示。当地类界线与线状地物重合时，可略去地类界线。在各地类界圈定的范围内，填绘相应的植被符号，必要时还可配以文字说明和高程注记。农田要用不同的地类符号区分种植的不同作物的地块和土地的特性，如水稻、旱地、菜地等。田梗在图上的宽度大于 1 m 时用双线表示，各地块内应测注代表性的高程点。

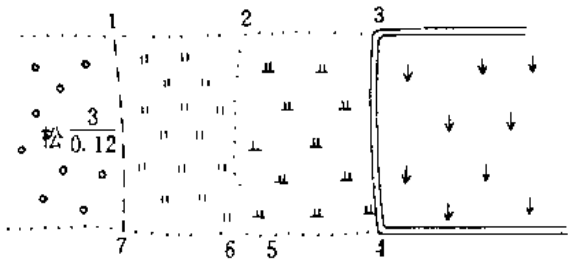


图 6-22　植被的测绘

（五）特殊地物点的测绘

特殊地物包括各类、各级测量控制点、具有纪念意义的地物、具有方向意义的地物以及公用事业和公用安全设施等。各类、各级测量平面控制点在测绘准备阶段已展绘在图上，测图过程中应当将各级水准点的位置测绘到图上，并注记点号与高程。其他特殊地物必须将其实际位置测量在图上，用相应的符号表示它们。当特殊地物表示与其他地物的表示重叠冲突时，其他地物让位于特殊地物。

三、地物测绘时的跑尺方法

所谓跑尺方法是指立尺员安排立尺点先后顺序，确定所经路线时的指导思想。根据具体情况选择分类跑尺法、分区跑尺法、追索式跑尺法及兼顾式跑尺法等。

(1) 分类跑尺法是测绘地形时，针对不同类的地物分类测绘，立尺时专立同一类地物，例如专测道路或专测房屋。它的优点是各类地物混杂碎部点很多时，有利于画板员正确连绘地物，避免连错线。缺点是分类跑尺在对不同类地物分类分批立尺时，会产生所跑路线重复，在同等数量碎部点的条件下，大大增加立尺员的跑尺路线的长度。

(2) 分区跑尺法是将所测绘地区分成若干片，立尺员一次跑一片，将同一片内的各类地物点按顺路的顺序一次立完。其优点是立尺员的跑路量最少。缺点是各类地物点混杂，画板员很可能连错地物轮廓线。

(3) 追索式跑尺法是沿某类地物界线、特别是线状地物界线(如高压线、水渠等)，追根溯源地顺序立尺。其优点是画板员可及时地在图上清晰明确地绘出来。缺点是目标过于单一，立尺员跑路多，立尺点数少，工作效率不高。

(4) 兼顾式跑尺法是上述三种方法的综合运用。例如在追索立尺某线状地物时，可顺便将线路上及其近旁的独立地物立尺测绘。在测绘房屋时顺便将街道测绘。

综上所述，考虑立尺路线和立尺对象时没有绝对完美的方法，因此在测站上计划跑尺线路时应针对具体情况，灵活采用各种方法。做到既有利于正确勾绘地物，又能减轻立尺员的劳动强度。另外立尺员在立尺时能考虑一点多用，并能与画板员及时勾通，不仅能减轻图面负荷，而且能得到事倍功半的效果。

立尺员应与测站保持密切的联系，每个测站工作开始前应聚集在测站商议本站测绘工作的要点和跑尺计划，测量过程中及时反映测站难以了解到的信息，每站测量结束时应回到测站，观看本站绘出的地物轮廓线是否正确，并提出看法。立尺员除准确将尺立于地物特征点上之外，还应注意阳光、四周的地形地物情况及立尺点的隐蔽性，尽可能使测站容易看到所立之尺。

第五节　地貌的测绘方法

看待地球表面的形态，不同学科有不同的观点和描述，地形测量学是从微观的立场看待、研究和描绘地球表面的学科，因此在地形测量领域，地球的表面是凹凸不平、起伏变化、十分复杂的。在人们的眼中，地表实际上就是这样的形态。测量学中将地表凹凸不平、起伏变化的形态称之为地貌。有很多描绘地貌的方法，其中等高线法既能准确地、较形象地在图纸上表达地表的起伏变化，又能借助等高线解决各种工程问题。既然采用等高线表示地貌，必须了解作为地貌测绘基础的等高线。

一、等高线的基本知识

(一) 等高线原理

等高线是地面高程相等的相邻点会集而成的闭合曲线。可以想像一静止的水面淹没了一座山包的一部分，水面与山坡的接触线是一条闭合曲线，因为水面上任何点的高程相等，所以此闭合曲线就是一条等高线。参看图 6-23，假设

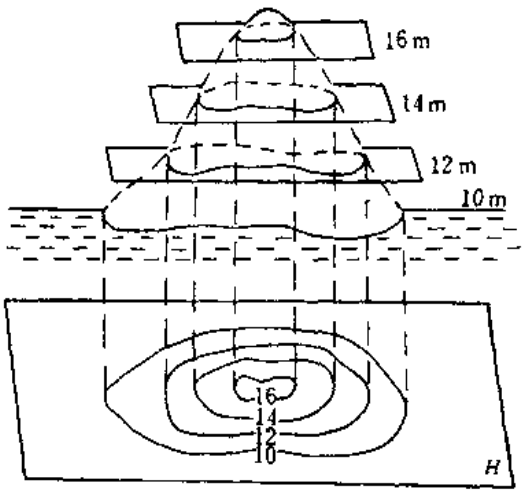


图 6-23　等高线的生成原理

水面升高或降低到水位为 10 m、12 m、14 m……，可以得到许多这样的闭合曲线——高程为 10 m、12 m、14 m……的等高线。将这些曲线投影到一水平面上，然后按一定比例尺缩小，即得到了这个小山头在地形图上的表示。用等高线表示这个山头，在平面和高程两方面的表达都是准确的，同时也容易辨认和解决工程问题，因此它是大比例尺地形图表示地貌的首选方法。

（二）等高距与等高线平距

等高距是相邻等高线间的高差(h)，等高线平距是相邻等高线间的水平距离。同一幅地形图上，任意两条相邻等高线间的高差相等，也就是同一幅地形图上只有一个等高距。由于地面形态的起伏变化，等高线间的水平距离在不同地点、不同方向不可能相等。正是利用等高线平距不相等这一特性，可以从地形图上判别地表坡度的变化。

在同一幅地形图上等高距为常数。等高线平距随地面坡度变化，坡度大等高线平距小，等高线稠密。坡度小等高线平距大，等高线稀疏。因此等高线的疏密程度也反映出地表陡缓程度。当地面坡度大到某一限度时，相邻等高线会紧贴成一片而无法区分辨认。相反若地面坡度小，相邻等高线相距很远，图面上只有少数几根等高线，致使描绘和判读地貌都困难，严重时甚至使精度大幅度降低。因此在地形图测量设计中必需依据测图比例尺、测区地面平均坡度及坡度变化程度，选择合适的等高距。表 6-4 列出了《规范》关于大比例尺地形图等高距的规定。

表 6-4　　大比例尺地形图等高距表

基本等高距 /m　比例尺 / 地形类别	1∶500	1∶1000	1∶2000	1∶5000
平地	0.5	0.5	0.5 或 1.0	1.0
丘陵	0.5	0.5 或 1.0	1.0	2.0 或 2.5
山地	0.5 或 1.0	1.0	2.0	2.5 或 5.0
高山地	1.0	1.0 或 2.0	2.0	2.5 或 5.0

（三）等高线的特性

从等高线的定义及相关的推论，可以总结出等高线的如下特性(参见图 6-24)。

(1) 同一等高线上各点，其高程必定相等。

(2) 等高线是闭合曲线。闭合曲线有大有小，大的曲线若未能在本图幅内闭合，一定会在相邻的两幅或多幅图内闭合。

(3) 除遇悬崖(图 6-24(b))、峭壁(图 6-24(c))、陡坎等特殊情况外，等高线不能相交、不能重合、也不能分岔，图 6-24(a)所示的等高线分岔是错误的。

(4) 等高线在通过山脊山谷线时，应与山脊山谷线正交(图 6-24(d))。

(5) 交遇河流的等高线，不能直跨而过，应终止于河岸线(图 6-24(e))。

(6) 等高线越密，表示地面坡度越陡，反之，越稀表示坡度越缓(图 6-24(f))。

（四）等高线的种类

前面已指出在同一幅图内只确定一种等高距，然而一个图幅内地貌的变化可能导致地面坡度差异很大，表 6-4 所列等高距，主要考虑相应地形类别中较大坡度地域等高线不会过于稠密。在此条件下，同一图幅内平缓地域和山头的表达可能不甚确切，不同程度地降低了

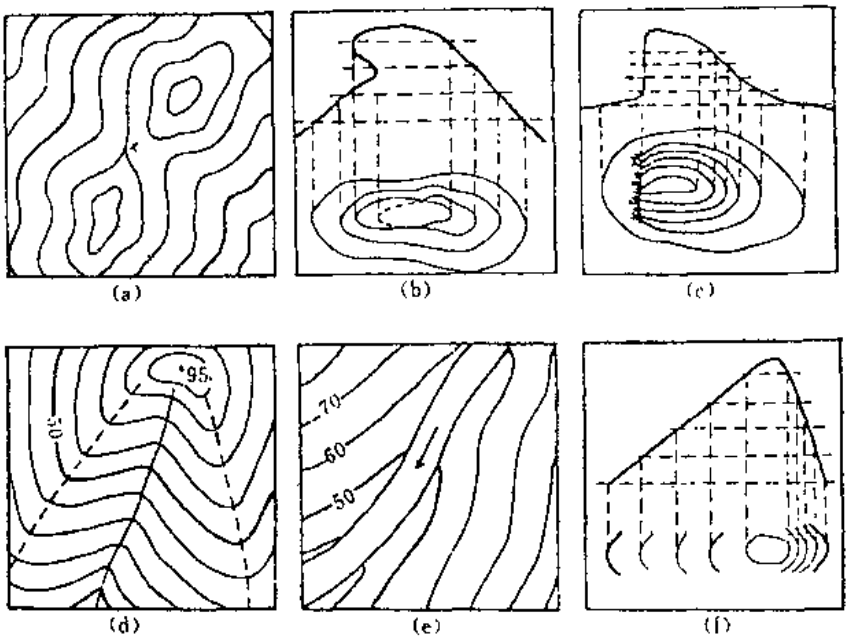


图 6-24　等高线的特性

它们的测绘和使用精度。为了在测绘地形图时能更准确、更细致地描绘地貌，规定可使用四种不同的等高线，见图 6-25。

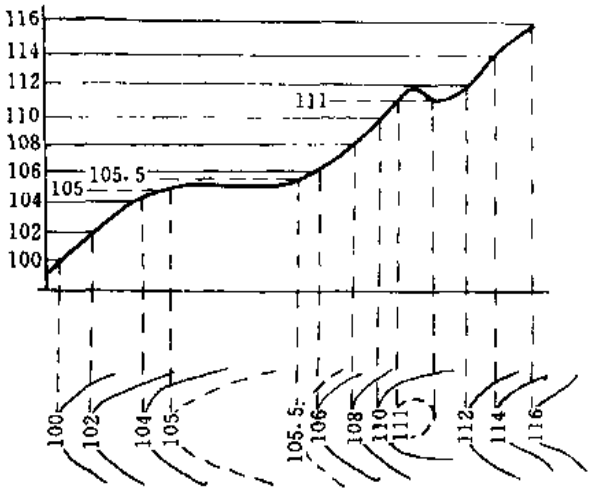


图 6-25　等高线的种类

1. 首曲线

首曲线是按“规范”规定的等高距(基本等高距 h)勾绘的等高线，又称为基本等高线，图上用细实线表示(如图中高程为 102、104、106 等线)。

2. 计曲线

为了读图的方便，每隔四条首曲线加粗一条首曲线(即每五条首曲线，第五条应加粗)，加粗的首曲线称之为计曲线(如 100、110 两条线)。一般选择高程为 5 或 10 的整倍数的首曲线作为计曲线，同时在计曲线上注记高程，便于判读。

3. 间曲线

为了在相对较平缓的局部范围内更细致、真实地描绘地貌，可使用间曲线。间曲线是在相邻两首曲线间以基本等高距一半($h/2$)勾绘的曲线(如 105、111 两条线)，又称半距等高线，用虚线表示。

4. 助曲线

当使用间曲线还不足以描绘地貌的细微部分时，可使用助曲线。助曲线是按四分之一基本等高距($h/4$)勾绘的曲线(如 105.5 线)，也用虚线表示。

二、地貌的基本知识

(一) 地貌的基本形态

地面形态虽然千变万化，但经分析可以归纳出几种基本地貌形态，它们是平地、盆地、山地、山脊、山谷和鞍部。即使是非常复杂的地貌都可以视为由这些基本地貌组成，如图6-26所示。

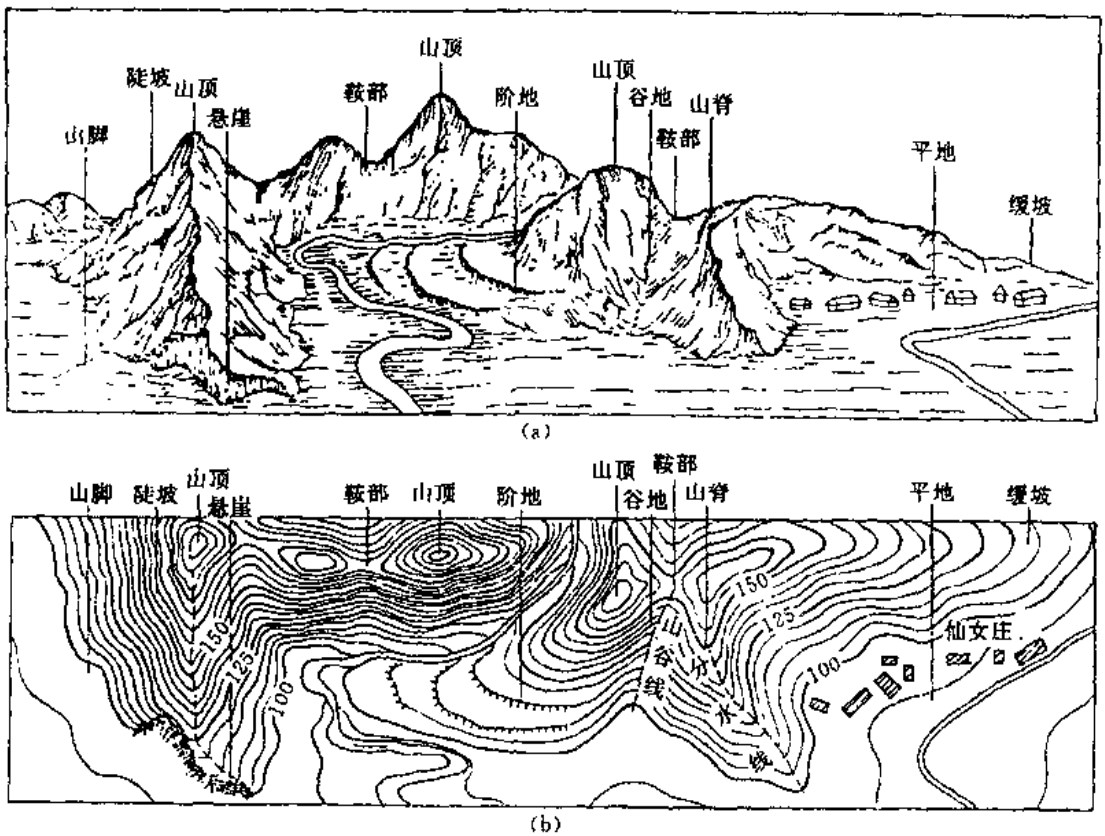


图 6-26 地貌的基本形态

(1) 平地 坡度很小、没有明显的起伏变化、平整平坦的地面。

(2) 山 与四周相比较，显著隆起的高地称为山，山的最高部位称为山顶，山顶的形态有尖顶、圆顶、平顶等。山体的倾斜面称为山坡，近于直立的山坡叫峭壁，向山体内凹的峭壁叫悬崖。山坡与平地交接处叫山脚或山麓。

(3) 盆地 与山相反，较四周低凹的洼地称为盆地。小范围的低洼地叫洼地，极小的洼地叫坑。

(4) 山脊 沿某个方向延伸的狭长高地称为山脊。沿山脊延伸方向连接山脊上最高点

的线叫山脊线或分水线。

(5) 山谷　两山脊之间的凹部称为山谷。沿山谷延伸方向，山谷中最低点的连线叫山谷线或集水线。

(6) 鞍部　两山顶之间的凹部位，形似马鞍，称为鞍部。

(二) 地形类别的划分

为了针对测区实际情况合理地安排测绘计划、选择适当的等高距和测量方法，有必要依据地貌将各地区的地形分类，通常将地形分为平地、丘陵、山地和高山地四类。平地，地面起伏很小，地面倾斜角一般不超过 2°，比高小于 20 m 的地域；丘陵，地面起伏变化大，一般地面倾角在 2°～6°，比高不超过 150 m 的地域；山地，地面高低变化悬殊，地面倾斜角一般在 6°～25°，比高达 150 m 以上的地域；高山地，绝大部分地面倾斜角超过 25°的山地。

(三) 特殊地貌

有些地貌，例如陡坎、冲沟等，很难用等高线描绘，或者用等高线描绘不确切、不形象。这类不能用等高线表示的地貌统称为特殊地貌。特殊地貌用一些专用符号表示。参见图 6-27，图中画出了冲沟、雨裂、悬崖、陡坎及崩崖等特殊地貌的符号，这只是部分特殊地貌符号，其他特殊地貌符号可参阅大比例尺地形图图式。

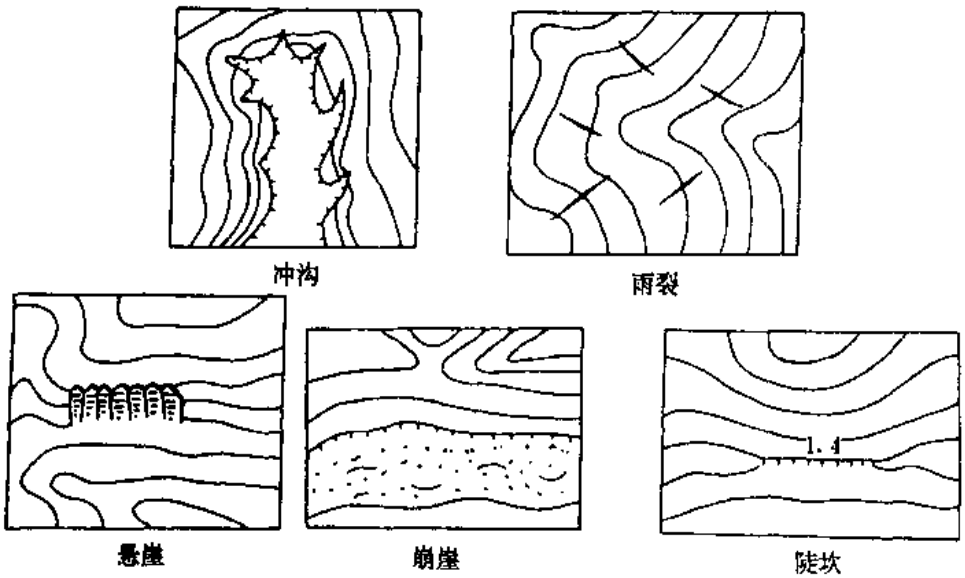


图 6-27　特殊地貌符号

三、地貌特征点的测绘

地面起伏变化，实质上是不同坡度的地面相交而成。要正确描绘地貌就必须正确测定地面坡度变化线和地貌特征线(通常称之为地性线)，如山脊线、山谷线、变坡线等。地形测绘中测量特征线上若干特征点来定位特征线。由于地貌特征线不如地物特征线那样明显，在选择特征点方面存在一定的困难，因此正确选定地貌特征点是正确描绘地貌的关键。

(一) 选择地貌特征点

地貌特征点应选在山顶、鞍部；山脊、山谷、山脚等地性线上的变坡点；地性线的转折点、方向变化点、交点；平地的变坡线的起点、终点、变向点；特殊地貌的起点、终点等。立尺员除正确选择特征点立尺外，还应报告地性线的走向等有关信息，以便画板员正确连接地性线。

原则上地性线的起点、终点、坡度方向变化点都应当立尺测定，然而有时考虑减轻图面负荷、提高测图效率，也可进行综合取舍。综合取舍立尺点的选取比一般特征点更难，而且立尺员与画板员要充分勾通，配合默契，使立尺点的作用能充分发挥，避免漏绘与错绘。立尺员对所跑尺区域的地貌与应立尺点心中有数，切不可漏点错点，否则会使所测绘的地貌产生较大的变形。在测定特征点之后，画板员依据已测定的点及时正确地连绘地性线，逐步形成勾绘等高线的骨架。

（二）地貌测绘跑尺方法

地貌测绘跑尺方法有等高线路法、地性线路法和分片法。根据所测绘地区地形情况选择合适的方法，既有利于提高测图的效率，又节省跑尺员的体力。

等高线路法是沿着高程接近的线路连续立尺，当某高度的一排点测完时，向上或向下立另一排点。它适用于山的面积和比高很大的山区、高山区，能显著地节省跑尺员的体力、降低劳动强度，也能提高跑尺的速度，从而提高测绘地形图的效率。

地性线法是沿同一山脊、山谷等地性线连续立尺，立完一条才立另一条。它的优点是能及时完整地绘出地性线，使地貌的描绘真实准确。反复地沿地性线上下跑动将增大立尺员的劳动强度，在山区尤其显著。因此它不适合于山区，只能应用于丘陵地区。

分片法是将每个测站待测地域分成几片，由各立尺员分片包干，其优点是遗漏点的可能性减少。在地貌变化特复杂的地区与第二种方法结合使用最适用。

四、勾绘等高线

（一）内插等高线的原则

假定地貌的测绘完全遵照前面叙述过的原则进行，测到图上的地貌碎部点虽然不都是地貌特征点，但所有的地貌特征点皆已测到图上，因此可以肯定在特定的地性线一侧，任何两高低相邻的地貌碎部点间坡度一定。依据等高线特性，坡度一定时等高线平距相等，这就是地貌测绘中勾绘等高线的理论根据。勾绘等高线实际上分为两步，首先定出所有相邻碎部点连线上为等高距整数倍的那些高程点，通常称之为内插等高线点。然后逐一将相邻的相同高程的点用曲线连接，形成等高线。当图面上所有高程的等高线全都连接好时，地貌的勾绘即告完成。

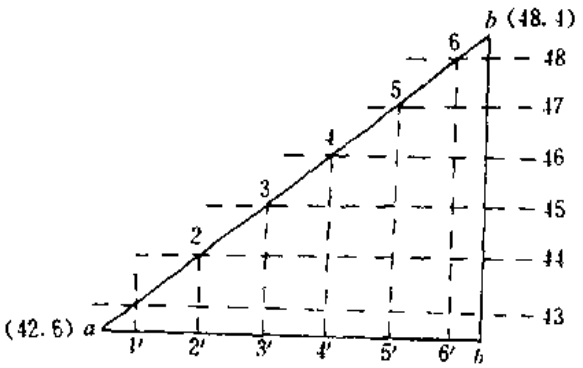


图 6-28　图解法内插等高线点

以图 6-28 为例说明内插等高线点，图中 a、b 为两相邻碎部点，两点的高程 H_a=42.6 m，H_b=48.4 m。根据相似三角形原理，用图解法求出基本等高线平距，和不到一个等高距高差所对应的平距。并在 ab 直线上确定 43、44、45、46、47、48 m 的高程点。测绘地貌时如果逐点使用图解法显然是十分不便的，实际工作中使用的方法是透明纸法和目估法。

（二）透明纸法

透明纸法与图解法原理相同。事先在透明纸上画等间隔的一组平行线，并在每条线的一端注记适当高程。用铅笔线连接碎部点 a、b，将透明纸蒙在此线段 ab 上，如图 6-29 所示。依据 a、b 点的高程，置 a、b 点于相应的平行线之间，点的准确位置由高程不足一等高距的零数

部分高差按比例确定。用针尖将直线与平行线的交点轻轻刺在图纸上，即得 a、b 点间的内插等高线点。

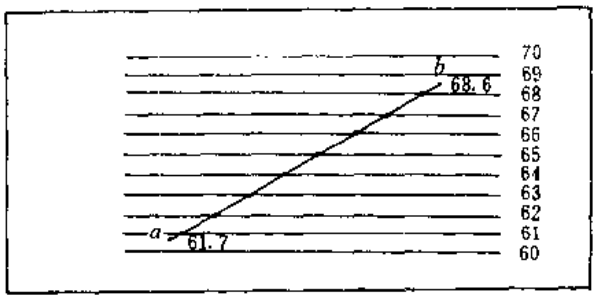


图 6-29　透明纸法内插等高线

（三）目估法

目估法是观察图上两碎部点的高程和间隔，估计等高线平距和零数部分的距离，分割直线段得到内插等高线点。以图 6-30 为例，图上两碎部点 A、B 的高程别为 86.3 m、91.5 m，基本等高距为 1 m。在 A、B 间需内插 87、88、89、90、91 m 五条等高线，目估出等高线平距，A 点至 87 m 等高线的高差为 0.7 m，按比例 A 点至 87 m 等高线的平距为 0.7 等高线平距。从 A 点向 B 点方向用 0.7 等高线平距标出 87 的点，在同一方向上用等高线平距依次标出 88、89、90、91 点，最后观察 B 点至 91 点的距离是否等于 0.5 等高线平距，相差不大则内插准确，否则用目估作适当调整。目估法的显著特点是速度快，有经验的人员内分点也十分准确，因而在测绘实践中得到广泛应用。

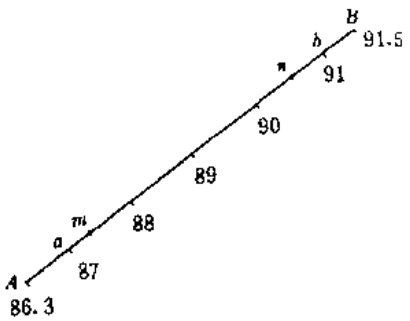


图 6-30　目估法内插等高线

当求出所有相邻地貌特征点间等高线通过的点位后，将高程相等的相邻点用光滑的曲线连起来，就是所求的表示地貌的等高线，如图 6-31 所示。

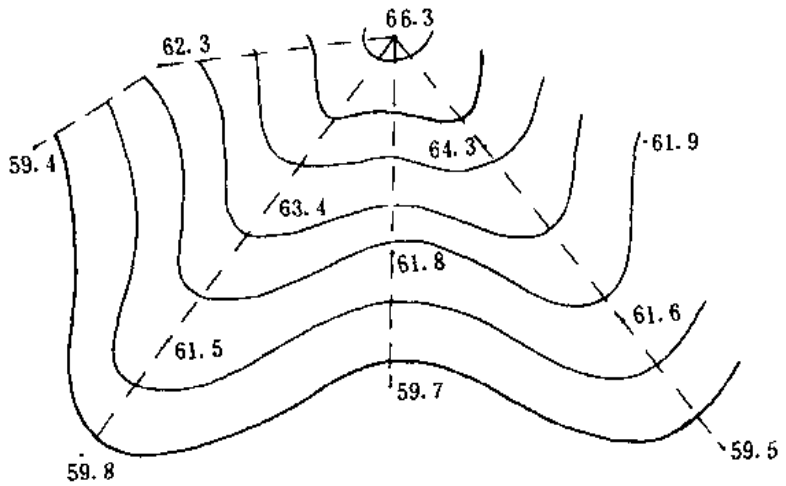


图 6-31

（四）描绘等高线注意事项

（1）内插等高线的两个碎部点必须在任一地性线的同一侧，不能使用位于某一地性线两侧的点，如果用地性线两侧的点内插等高线，将使描绘的地貌严重变形。

（2）必须使用相邻的碎部点内插等高线，如果使用间隔点内插也可能使地貌严重变形。

（3）用于内插等高线的两个碎部点应当选择上下坡度较大的点，避免选取高程接近的点，这样可提高内插点的精度。

（4）等高线应在实地面对所测地形勾绘，在丘陵山地等高线密集的地区，来不及绘出首曲线时，也必须在现场勾绘出计曲线。

第六节　地形图的拼接、整饰、检查、清绘和验收

完成测绘工作之后的地形图，暂不能提交使用，还需要经过拼接、整饰、检查、清绘及验收等环节之后，确认地形图达到规范的要求，方可交付使用。

一、地形图的拼接

第五章已指出地形图需分幅测绘，绝大多数测区的面积非一幅地形图所能涵盖，当所测地形图达两幅以上时，相邻图幅图廓线内侧的地物地貌特征线、等高线互为延伸部分，必须自然光滑地连接。然而两幅图是分别独立测绘的，完成之后必然要将相邻图边对在一起，审视其接合情况，这样一项工作称之为地形图的拼接。图 6-32 表示相邻图幅将相邻图廓线重叠之后，地物地貌特征线及等高线的接合情况。

地形图的拼接方法和过程与测绘地形图的图纸材质有很大关系，目前普遍使用聚酯薄膜透明和半透明图纸，拼接较过去使用不透明图纸简便许多。如图 6-32 所示，透明图纸地形图拼接时，将相邻图幅的相邻图廓线重叠在一起，并使上下图廓线及坐标格网线精确地相对。审视相同地物轮廓线、地貌特征线、等高线等吻合的情况。“规范”规定地形图接边差不得超过平面、高程中误差的 $2\sqrt{2}$ 倍，表 6-5 列出了地形图平面、高程中误差的规定。若相应线的偏差未超出“规范”规定值，取其中点将两图幅中的同一线连接。连接时应注意直线应当直，曲线应当圆滑，切忌生硬接合。

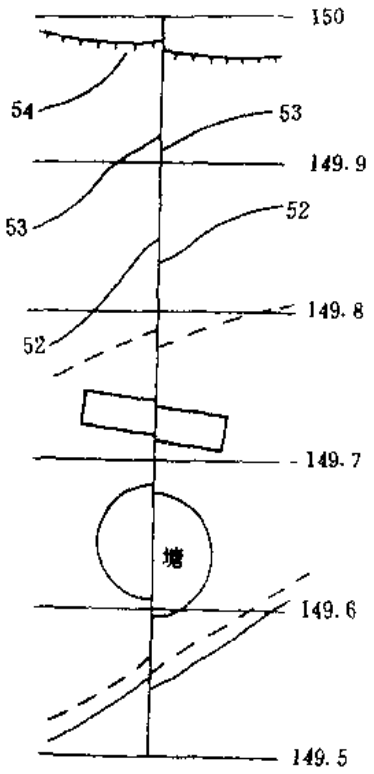


图 6-32　地形图图边的拼接

过去很长一段时期，测绘地形图多采用不透明的图纸，而且为防止收缩变形，图纸还裱糊在胶合板上，这类地形图的拼接采用透明接边纸法。裁一条长约 60 cm、宽约 8 cm 的透明纸，将它覆盖在一幅需要接边图幅的图廓线上，用铅笔描绘图廓线、坐标格网线、图边一侧约 2 cm 范围内的地物地貌线。第一幅图的图边描完之后，将透明接边纸覆盖到第二幅图的同一图廓线上，使图廓线、相应的坐标格网线严密重合，在接边纸的另一侧描绘出第二幅图的图边地物地貌线。审视透明纸上每条线的接合情况，并在透明纸上确定每条线的接合点，用红色线将每条线接合起来。再次将透明纸先后

置于两图幅上，在图廓线、坐标格网线严密重合之后，将透明纸上的接合点用针刺到地形图的图廓线上，然后分别对两个图幅的图边进行修改，各线都连接于相应的接合点上。上述绘有两幅图图边的透明纸叫地形图接边纸，接边纸是重要的资料，必须妥善保存。没有相邻图幅的边叫自由边，自由边也须绘接边纸妥善保存，备今后接边时使用。

表 6-5　　地形图的高程、平面位置中误差

地形类	别高程中误差(等高距)	平面中误差(图上 mm)	备　注
平　地	1/3	±0.4	森林、隐蔽等特殊地区，可放宽 50%
丘　陵	1/2	±0.4	
山　地	2/3	±0.6	
高山地	1	±0.6	

二、地形图的自检

地形图测绘野外作业基本完工之后，认真细致的作业小组自检是地形图质量的基本保证，也是避免重大返工、顺利通过检查验收、确保按时提交成果的重要措施。通过作业小组的自检应当发现、纠正地形图上存在的所有错误和不合理之处。自检应在铅笔图初步整饰和接边之后进行，采取巡视和设站测点相结合的方式。巡视是手持铅笔地形图，沿计划的路线，全面巡视测区。对照各处地形的实况，发现测量和勾绘中的问题。一旦发现不正确、不合理的地方，即在附近的控制点安置仪器实测若干点，对表达不确切的地形作适当的修正。只有通过自检排除了所有错误之后，才可以进行下一步的工作。否则当地形图经整饰、清绘上墨之后，再发现错误，其修改的难度更大。

三、地形图的整饰与清绘

经测绘、拼接和自检之后的地形铅笔图，无论是线条的粗细、字体大小和规整程度、各种注记的内容和规格等都不规范，只能视为地形图的初稿，还必须经整饰、清绘上墨之后才成为正式的地形图。地形图的整饰与清绘过程是规范化表达地物地貌的过程，用“图式”规定的符号、线条、各种注记描绘已测绘地形的过程，也是一个整洁和美化的过程，它的主要内容如下：

(1) 擦去多余的线条与注记。例如测绘过程中用来定向及用于交会的方向线、测绘道路的中线、勾绘等高线之后的地性线、不再保留的碎部点高程注记等。

(2) 全面规划整幅图图面的注记，使它们内容完整、注记规范、位置合理、清晰、明显、美观。例如补齐图廓外的各种文字注记、接合表等，计曲线高程注记一律字头朝高处，控制点、碎部点高程注记字头一律朝北等。

(3) 用规定粗细的线条描绘各种线，并使直线平直，曲线圆滑。各种线条粗细均匀，避让合理。

(4) 使用“规范”、“图式”规定的符号，正确表示各个地物和特殊地貌，位置必须准确，相应的线条和注记必须正确并力求美观。

(5) 清绘着墨墨迹必须深黑，着色必须牢固，聚酯薄膜图纸要特别加以重视。

四、地形图的检查验收

任何一项工程完工后必须通过检查验收，鉴定其质量合格者，方可投入使用，测绘工程亦如此。地形图在提交使用前也必须进行检查验收。检查验收工作独立于测绘作业，过去多

由上级部门负责组织与实施，目前在市场经济条件下，验收检查由甲方组织，由甲方确定的测绘专业人士（乙方能接受的）主持。作业人员应当积极协助和支持验收检查工作。检查分室内检查与野外检查两个步骤，具体内容与过程如下。

（一）室内检查的内容

（1）图根控制点施测方法是否合适，点的密度与分布是否符合要求，图根控制点的精度是否达到规范要求，各项较差和闭合差是否超限，原始记录是否齐全、正确。

（2）坐标格网与控制点的展绘精度是否符合要求，测站点的加密方法是否合理，密度与精度是否符合规定，图式符号的运用是否正确，接边精度是否符合要求，图历表填写是否清楚，各种资料是否齐全。

（3）图面是否清晰美观，各种线条是否规范、均匀，注记是否齐全规范，书写是否工整。

室内检查后，应对各检查过的项目提出中肯的意见和作出恰当的评定。

（二）野外检查的内容及做法

野外检查的目的之一是实地核对图上地物、地貌表达的正确性，有时还需要测点确证。另一个目的是通过随机测量若干点，用统计的方法评定地形图的精度。通常野外检查采取巡视检查和测点检查相结合的方式。

巡视检查与自检的做法相同，不同的是比自检更客观。检查巡视应着重审视室内检查发现有问题和有疑问的地点。一旦证实问题存在，应立即测点检查，问题小，可随时修正处理，问题较大，交作业组做补测改正，问题严重时发还作业组重测。野外检查中应有计划地用剖面线法或散点法测点检查部分地物、地貌，以便统计地形图的数学精度。

野外检查结束后，用检查测量点的检测结果计算地形图的数学精度，并根据检查情况作相应的评价。

五、检查验收报告的编写

检查验收报告是测绘成果质量认证书，测绘成果必须经检查确认质量合格，由验收报告文字肯定后，方可提交成果。检查验收报告由检查验收主持人负责编写，其主要内容为：检查验收工作进展情况；对全部内、外业资料和原图的评价；验收成果和图件的数量与质量统计；检查验收过程中发现的问题及处理情况。验收报告必须以明确的词语对整个测绘工作作出肯定或否定的结论。

测绘质量是验收中的关键，地形测量产品质量由三个项目控制，它们是图根控制测量、地形图的数学精度、地形图的内容情况。质量高低通过评分进行量化控制，三个项目在质量总分中所站比重分别为20%、35%、45%。

评定图根控制测量品级，考虑点的分布与密度、各项边长、线路总长、图形、扩展次数是否符合要求，各种手簿、成果、图历表的填写正确与否，资料是否齐全，字迹是否工整清晰，主要误差与次要误差的比例关系等。全面考虑与平衡，确定控制测量的品级并反映到报告中。

地形图的数学精度按规定的标准评定等级，表6-6列出了相关数据。

实测检查地物点和等高线，超出$2\sqrt{2}m$限差界线的点只能是个别点，不能超过总点数的2%，若超过2%即评为不合格。

地形图内容质量评定根据地物地貌表示的正确程度，综合取舍、符号运用、高程注记点密度位置分布是否恰当、图面美观程度等综合评定。

验收报告中的评价以上述三项检查结果为依据，有统计数据的最好用数据说明问题。

表 6-6　　地形图品级评定

限差区间	品　级		
	合　格	良	优
$\leqslant\sqrt{2}\,m$	60%	70%	80%
$>\sqrt{2}\,m,\leqslant 2m$	34%	26%	18%
$>2m$	6%	4%	2%

注：表中 m 为规定的平面或高程中误差。

六、资料的整理

测绘工作结束之后，应当以规范化标准整理各种资料，应当整理归档的资料如下所列。

(1) 图根网点布网分布图、水准与三角高程线路图、埋石点"点之记"、观测手簿、计算表、成果表、收集到的控制点成果表及其相关的各种资料。

(2) 清绘好的地形原图、图历表、结合表、接边纸(不透明图纸)、收集到的图纸。

(3) 任务委托书、技术设计书、质量检查统计表、检查验收报告、技术总结。

资料整理好之后，按规定或遵照协议，交上级部门归档或提交给甲方。

七、地形图测绘技术总结的编写

技术总结依据任务书、技术设计书、自检资料、检查验收资料与验收报告，结合此次测绘工作的实际情况编写。其内容与纲目如下：

(一) 概况

简述任务来源、测图目的、作业单位、作业起止日期、测区名称、地理位置、面积、比例尺、等高距、完成图幅数量、测区地形条件、气象条件、交通状况及其对作业的影响，同时说明依据的规范、图式及其他有关的技术文件。附小幅较小比例尺的交通位置图。

(二) 原有测绘成果资料

原有控制网等级、点数、施测单位及年月、标志完好程度、可利用性；原有地形图情况，即施测范围、施测年月、比例尺、等高距、成图方法与精度、可利用性等。

(三) 首级控制与加密控制

网形布置、控制点数、密度、分布、觇标与标石的类型；坐标系统、高程系统、投影带，仪器、观测方法、观测精度及其统计资料。

(四) 图根控制

图根控制测量方案、施测方法、点的数量与分布、成果的质量、出现的问题与处理情况，并附图根控制质量统计表。

(五) 地形测绘

测图方法、作业的组织与管理、测绘质量、接边情况、作业中出现的问题及处理情况。

(六) 结论

对本次测绘工作从总体上自我进行评价与分析，对测绘成果的质量作出肯定或否定的结论，并指出作业中组织、管理、技术方面存在的问题和今后改进的意见。

第七节　地形图的应用

从地形图测绘原理和测绘方法可以认识到，地形图是全面反映地表高低起伏变化、地物

特征、特性及位置的图件。不仅通过判读地形图可以得到很多的信息，而且还可以在它上面量测坐标、方位、距离、面积、高度及坡度等解决各种工程问题所必需的数据，因此地形图是各规划建设部门必不可少的基础资料。对于使用地形图的人而言，为熟练地读图和使用图，应当具备地形图的基本知识和识图的基本知识，掌握用图的基本方法。

一、地形图的阅读

地形图上的地物地貌是用各种符号表示的，国家颁布的地形图图式是地形图符号的统一规定，要读图必须认识图上的符号，地形图使用者应当备有一本图式。虽然图幅内的各种内容是读者的主要关注对象，但图廓外的各项注记包含了许多信息，是读图用图必不可少的，因此读图应从廓外开始。以图 6-33 为例，逐一叙述。

（一）图廓线外的注记

1. 图名、图号和接图表

每幅图可以图幅内的村镇、山头、湖泊或该地区的习惯名等命名（大比例尺地形图也可能没有图名），每幅图的图名注记在上图廓线的上方中央，按规定编码的图号在图名的下方。以图 6-33 为例，图名是清河镇，图号是 J-50-4-(33)。接图表在图名的左边，由九个矩形格组成，中央填绘斜线的格代表本图幅，四周的格表示上下左右相邻的图幅，每个格中都注有相应图幅的图名。当追索需要相邻图幅时，由接图表可轻易地检索到它们。

2. 地形图的比例尺

下图廓线的下方中央是地形图的数字比例尺（本例为 1∶10000），如图所示，有的图幅在数字比例尺的下方还绘有直线比例尺。

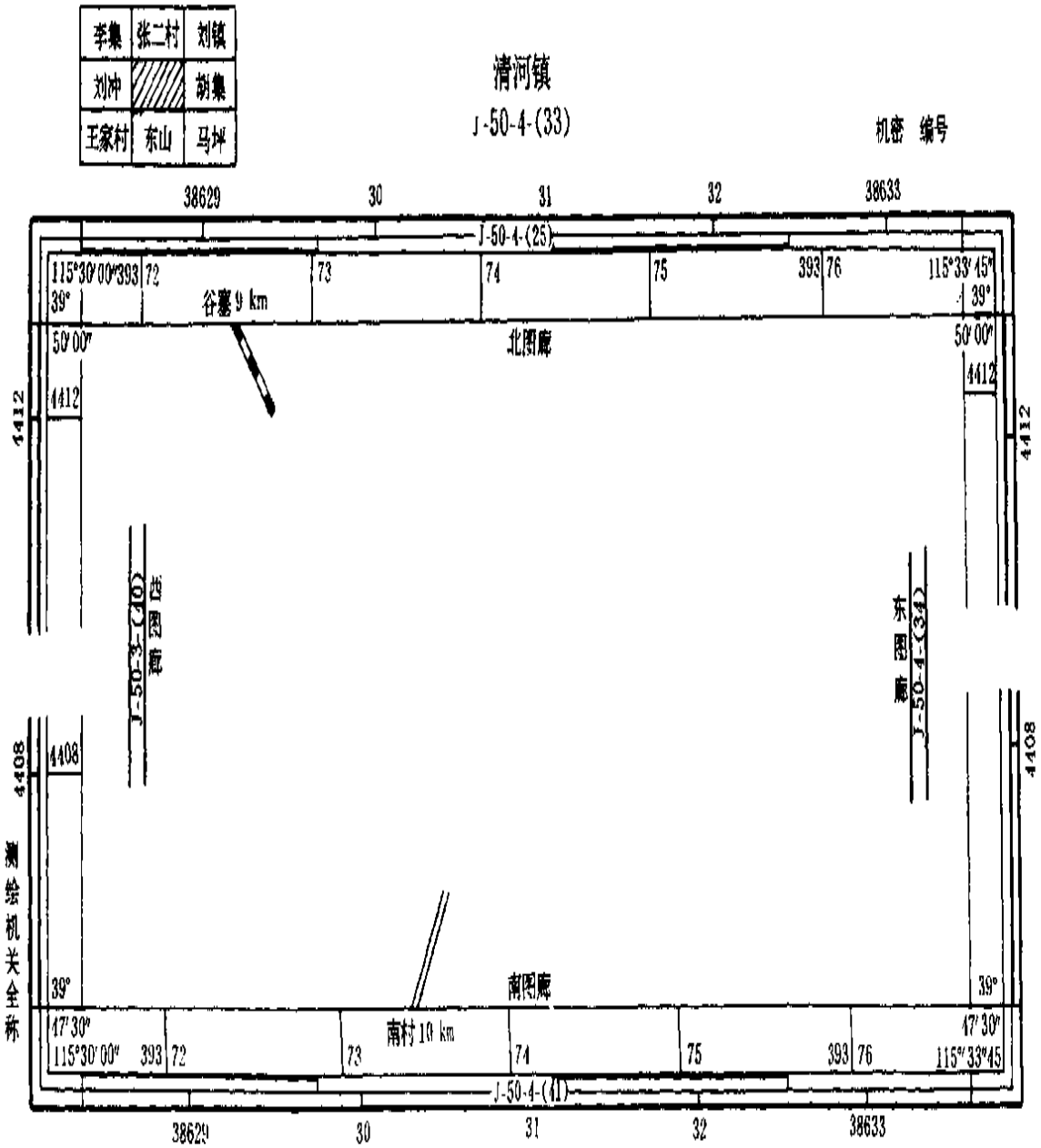
3. 其他廓外注记

在比例尺的左边，注记了测图年月、测图方法、地形图采用的平面高程系统及图式的版本。比例尺的右边一般注记了测图、绘图者的姓名。左图线外下部有测绘单位的名称。除从这些注记可以明确地形图平面、高程系统外，通过测图年月可以推测地形变化的程度及地形图的可靠程度。测图单位为收集资料提供了可靠的线索。此外内外图廓线间空白处除注记坐标格网线的坐标数值外，也注记道路、水系的延伸去处，相邻区域的行政区名等。因此廓外的诸多注记是十分重要的。

（二）地形图的阅读

用图目的不同，阅读地形图的侧重点亦不相同。但对任何使用者，在使用前必须对地形图表示的地区的基本状况有一定认识和了解。读图也必须遵循先整体后局部的原则，例如先了解整幅图内地形起伏趋势与特点，然后才判读某部分的地形。因为地形图反映的信息很多，还需分要素进行阅读，杂乱地阅读难以形成清晰系统的概念。分地区阅读和追索式阅读也是常用的阅读方式。下面以图 6-34（此图比例尺 1∶25000）为例叙述怎样阅读地形图。

从整个图面上看，东北部是平地，其余部分分布着山脉，但山势不高，西北角的佛迹岭是本区的最高峰，其高程 150 多米，其他山峰的高程在 100 m 左右。地形总的趋势是西高东低，平地最低高程 27 m，一般 30 m 左右。据此可以判断本区属于低海拔丘陵地带。从图上可以看出平原地带村庄较多，以东南部的南岗村最大。公路从村西经过，在村北分岔，往北约 2 km 抵南岗火车站，往东北约 2 km 为桥下街乡政府所在地。公路往东南、西南各 1 km 分别通新村和大头塘村，从村东的水路约 1 km 直达瓯江，该水路可通行中等木船。由此可见南岗村水陆交通十分便利，可谓本区域的经济、交通中心。而本地区有铁路、公路和航道，各村



1960 年航摄 1961 年成图

1962 年制图和出版

1 : 10000

本图采用：

1954 年北京坐标系

1956 年黄海高程系：等高距为 2.5 m

1961 年版图式

200 0 200 400 600 800 1000 m

图6-33 地形图的廓外注记

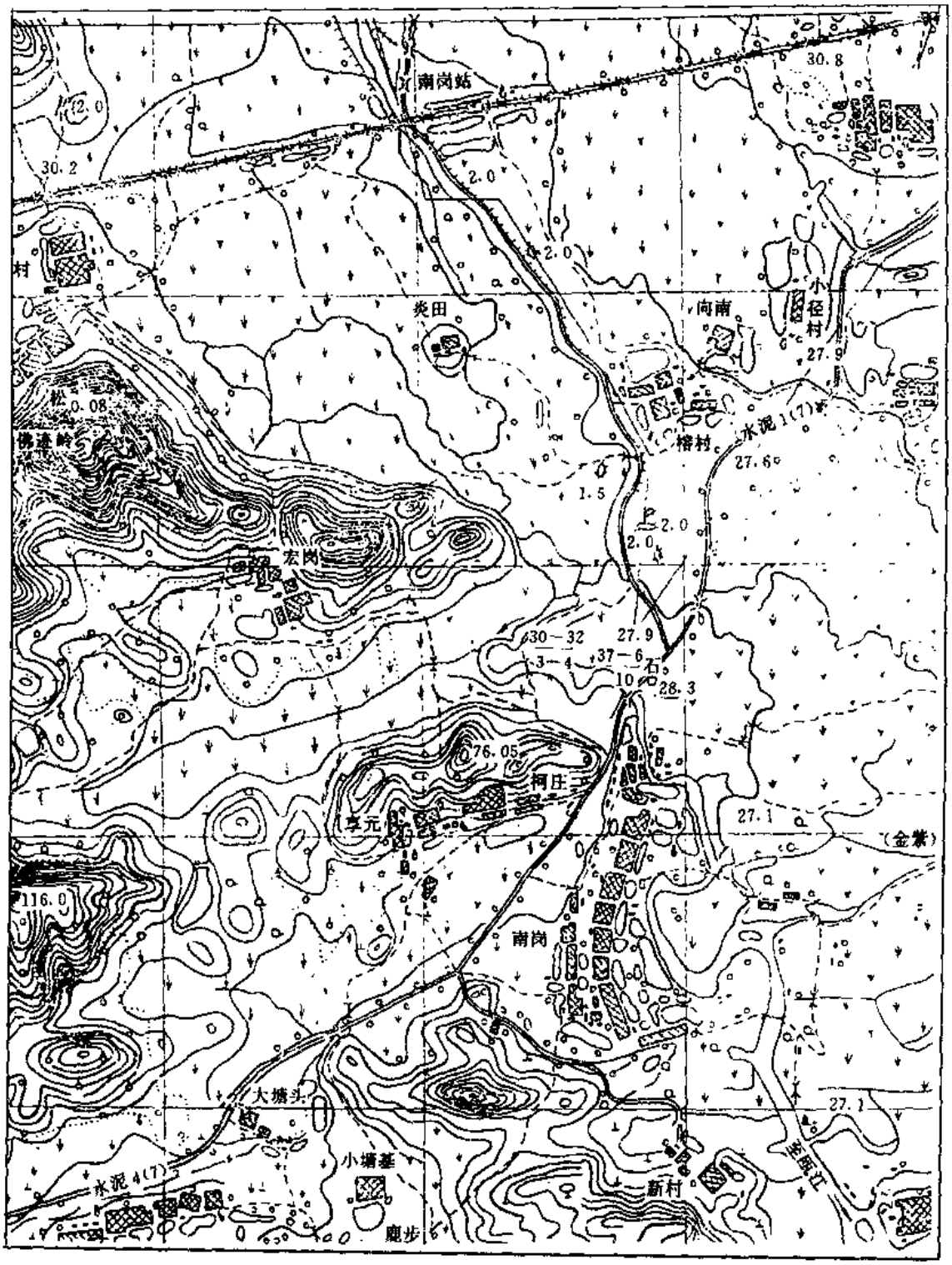


图 6-34　1：25000 地形图

镇都有大路相通，属交通较发达地区。仔细搜索未见稍具规模的厂区。图中平原地带水系发育，沟渠纵横，流向多从北偏西至南东，纵贯本区东半部，村庄周围还分布着较多的池塘湖泊。平原地区及山谷地带皆为稻田，低矮平缓的山丘为旱地。除少数山坡因岩石裸露没有种植外，其他山坡地多为人工种植的桔林。由图面植被分析本区农业经济发达。

（三）阅读地形图应注意的问题

虽然不要求使用地形图的人一定会测绘地形图，但了解地形图的测绘方法和过程，对阅读和使用地形图是十分有益的。同时希望阅读地形图时注意下述两点：

（1）必需了解地形图成图时，对于不同比例尺地形图，地物、地貌的综合取舍原则和在图上表示的方法。

（2）要用发展的眼光读图。因为地形图成图之后，实地的地物地貌仍在不断地变化，虽然测绘部门不断地修测或者重新测绘，但地形图总是赶不上实际的变化。因此用图时应当适应并接受这种变化，用发展的眼光读图、用图，只有这样才能最大限度地从地形图上获取所需的信息。

二、地形图的基本应用

地形图广泛应用于国民经济各部门，是规划、设计与施工的重要图纸资料，很多技术问题可在图纸上解决。不同的用户抱着不同的目的使用地形图，应用的内容也不尽相同，这里讲述共同的、最基本的应用问题。

（一）判读点的高程

地形图上点的高程多数是根据等高线来判定，也有一些点的高程要根据其周围地形点的高程判定。下面分三种情况予以叙述。

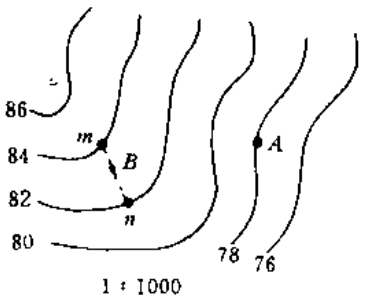


图 6-35　判读点的高程图

（1）点正好在某一等高线上，则该点的高程等于所在等高线的高程。如图 6-35 中的 A 点在 78 m 等高线上，它的高程即等于 78 m。

（2）点位于两条等高线之间，如图 6-35 中的 B 点，点的高程用比例内插法确定。如图所示，过 B 点作直线大致垂直于 82 m 和 84 m 两条等高线与两等高线相交于 m、n。从图上量得 $S=mn=10$ m，$S_1=nB=6$ m，等高距 $h=2$ m，则 B 点相对于 82 m 等高线的高差为：

$$h_B = h \times S_1/S = 2 \times 6/10 = 1.2 \text{ m} \tag{6-4}$$

因此 B 点的高程为：

$$h_B = H_n + h = 82 + 1.2 = 83.2 \text{ m} \tag{6-5}$$

以上是依据等高线内插法求待定点高程的原理，实际工作中，B 点相对于相邻等高线的高差用目估确定，并非用上式计算。

（3）如果点位于地形点之中，点的高程视点所处位置的具体情况而定。若点处在坡度无变化的均匀分布的地形点之中，可参照点位于等高线之间情况，用比例内插法目估相对于附近地形点的高差，以确定点的高程。若点处在人工平整过的地块或场地上（例如水田、十分平坦的场地等），则点的高程等于同一地块或场地地形点的高程。

（二）量测点的坐标

大比例尺地形图上的坐标格网是用于量测坐标的。清绘好的或复制的地形图上，为避免坐标格网线干扰地形线，一般隐去连续的格网线，只用十字标志坐标格网的交点。为便于量测坐标，使用地形图之前，先用铅笔线将交点连接形成坐标格网。如图 6-36 所示，若量测 M 点的坐标，M 点位于角点 a、b、c、d 的方格中，该方格西南角点 a 的坐标为 $x_a=38100$ m、$y_a=$

13100 m。过 M 点作 x、y 坐标轴的平行线，与格网线分别相交于 e、f、g、h。用比例尺量得 ae=64.0 m、ag=31.8 m，因而 M 点的坐标为：

$$x_M = x_a + ae = 38\,100 + 64.0$$
$$= 38\,164.0 \text{ m}$$
$$y_M = y_a + ag = 13\,100 + 31.8$$
$$= 13\,131.8 \text{ m} \quad (6\text{-}6)$$

作为检核，再量测 be、dg 的长度，用方格东北角点 c 的坐标计算 M 点的坐标：

$$x_M = x_c - be = 38\,164.0 \text{ m}$$
$$y_M = y_c - dg = 13\,131.8 \text{ m} \quad (6\text{-}7)$$

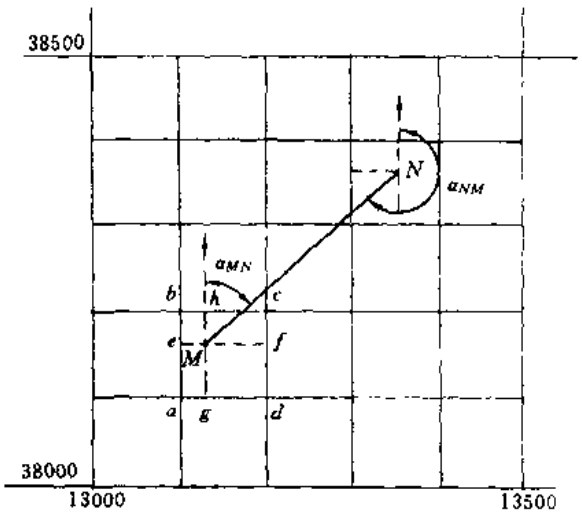


图 6-36　从地形图上量测坐标

如果图纸明显伸缩，则坐标增量 ae、ag、be、dg 应当乘以伸缩系数 k_x、k_y，伸缩系数 k 等于方格边长理论值(10 cm)与实量值之比值。

$$k_x = 10/ab$$
$$k_y = 10/ad$$

因此 M 点的坐标为：

$$x_M = x_a + k_x \times ae$$
$$y_M = y_a + k_y \times ag \quad (6\text{-}8)$$

(三) 量测两点间的距离或线段长度

从地形图上可以直接量度直线段和曲线段的距离，通过计算还能求倾斜距离。下面分别介绍。

1. 量取直线段的长度

量测精度要求不高，可直接用比例尺紧贴图上的直线段量取。量测精度要求高，则用比规仔细地截取图上的直线段，然后将比规比照着比例尺读出直线段的长度。如果图纸明显伸缩，应采用量测直线段端点的坐标反算直线段的长度，或估算直线段所在部分图纸的伸缩率，对量测值作相应改正。

2. 量取直线段的倾斜长度

图上直接量得的是平距，若需斜距，则还需要读取线段端点的高程，求线段端点的高差 h，通过计算得线段的倾斜长度。以求图 6-35 中 A、B 两点间的斜距为例，从图上量得 A、B 两点间的平距 AB=17.2 m，H_A=78.0 m，H_B=83.2 m，A、B 两点间的倾斜距离为：

$$L = (AB^2 + h^2)^{1/2} = (17.2^2 + 5.2^2)^{1/2} = 18.0 \text{ m}$$

3. 量取折线和曲线的长度

地形图上的通讯线、电力线、上下水管线等都为折线，它们的总长度可分段量取各线段的长度然后相加求总和求得。不过分段量测既费事且精度不高，较好的方法是用比规逐段累加，截取最后累加得到的直线段，在比例尺上读出它的长度。例如图 6-37 中的 A、B、C、D 为一折线，先用比规将 AB 线段累加到 CB 线段的延长线上得 A_1C 直线段，$A_1C=AB+BC$，再将 A_1C 累加到 DC 的延长线上得 A_2D，A_2D 直线段的长度等于折线 $ABCD$ 的长度。

曲线的长度，可将曲线近似地看做折线，用量测折线长度的方法量取。精度取决于替代的折线趋近曲线的程度。曲线的长度还可以用一种叫曲线仪的、专用于测量曲线长度的仪器量测。无论是折线还是曲线，为检核量测结果，应进行重复量测，取多次重复量测的平均值可以提高量测结果的精度。

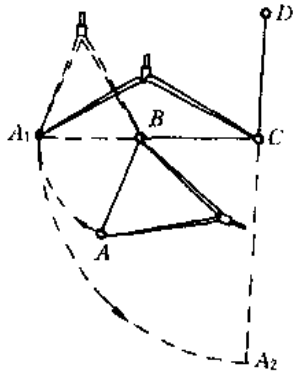


图 6-37　量取折线段的长度图

（四）量测直线的方位角

以图 6-36 为例，量测图上 MN 直线的方位角。用直线连接 M、N 两点，过 M、N 点作 x 坐标轴的平行线，用量角器自 M 点平行线北端顺时针方向量至 MN 直线，所得角即为直线 MN 的方位角。为了检核，可从过 N 点的平行线北端顺时针量至 NM 直线的角，得直线 NM 的方位角，也就是 MN 的反方位角，二者的关系为：

$$\alpha_{MN} = \alpha_{NM} - 180^\circ$$

此法也可以不作平行线，而延长 MN 直线段与格网的 x 轴线相交，在交点处量测角度。若认为用量角器量方位角的方法精度过低，可量测 M、N 两点的坐标，反算直线 MN 的方位角，这一方法的缺点是较费事。

（五）量测线段的坡度与选取一定坡度的线路

在各种工程建设中，常常需要了解地面的坡度以确定施工方案。从图上确定两点间的坡度要求判读两点的高程和量测两点间的平距，然后用下式计算出坡度：

$$i = \frac{H_2 - H_1}{D} \times 100\% \tag{6-9}$$

式中：H_1、H_2 分别为图上读得的两点的高程；D 为图上量测到的两点间的平距。

在道路建设规划和设计中经常需要一定坡度的最佳线路。单从施工路线长度考虑，满足一定坡度要求的最短线路应是最佳的，因此选取一定坡度的最短线路是应用地形图中经常遇到的问题。以图 6-38 为例，若从 A 点至 B 点修建一段坡度为 i 的公路。先计算相邻两等高线间一定坡度的平距：

$$D = h/i$$

式中：h 为等高距；i 为设计的坡度。

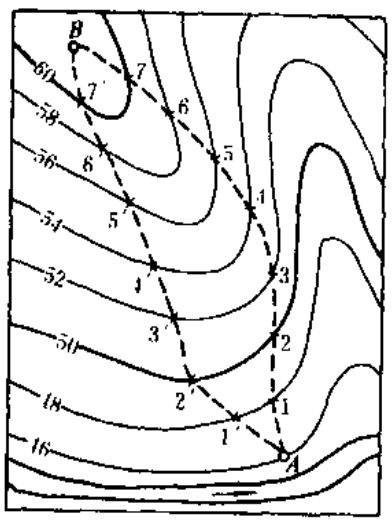


图 6-38　一定坡度线路的选取

用比规的两支针尖截取一段距离等于 D，紧接着用这个比规从 A 开始，截取 A 点到相邻等高线平距等于 D 的点 1，再从 1 点向其相邻等高线截取平距等于 D 的点 2，继续往前截取得 3、4…直至 B 点为止。这就是 A、B 点之间坡度为 i 的最短线路，一般从另一个方向还可以用同样的方法截取类似的线路 1′、2′、3′…。

（六）绘制沿确定方向的断面图

断面图又叫剖面图，它是显示线路延伸方向地形

起伏变化的重要图件，在道路、管线、地质勘探及农田水利的规化、设计施工中是必不可少的。地形断面图原理上是以一竖直平面切割一地区的地面且切割面与地表面的相交曲线在竖直面上按比例缩小的图形。而工程中常用的纵断面图是沿线路延伸方向的折线剖出的若干断面图依次连接而成的。可用仪器在野外实测沿断面方向地物点和地形特征点的距离与高程，按一定模式绘制的断面图叫实测断面，它用于工程的设计和施工阶段。在工程的规划和初步设计阶段，对断面图的精度要求不高，也可以在地形图上切绘。

以图 6-39 为例，沿 MN 直线方向切绘断面图。在地形图上用直线连接 A、B 两点，并以 1、2、3、…依次标记出直线与等高线的交点和地物地貌特征点（山头、鞍部、沟壑等）。准备一张绘断面图的图纸（用方格厘米纸最方便），在其上画出纵（H）横（D）坐标轴线，确定比例尺，一般横向比例尺与地形图的相等，竖向比例尺比横向的大 10～20 倍。按确定的竖向比例尺在竖轴上的合适位置点出整数高程点，并过这些整数高程点作平行于横轴的水平直线。在横轴上的适当位置画出 A' 点，A' 即断面的起点。用比规从地形图上截取 A 点至 1、2、C、…点的距离，同时读取各点的高程，并在横轴上截取相同的距离，得 1、2、3、…点。在横轴各点的垂直上方，依据读得的各点高程，点出各点在垂直方向线上的点位。用曲线连接垂直线上的各点，得到确定方向断面图上的地表曲线。

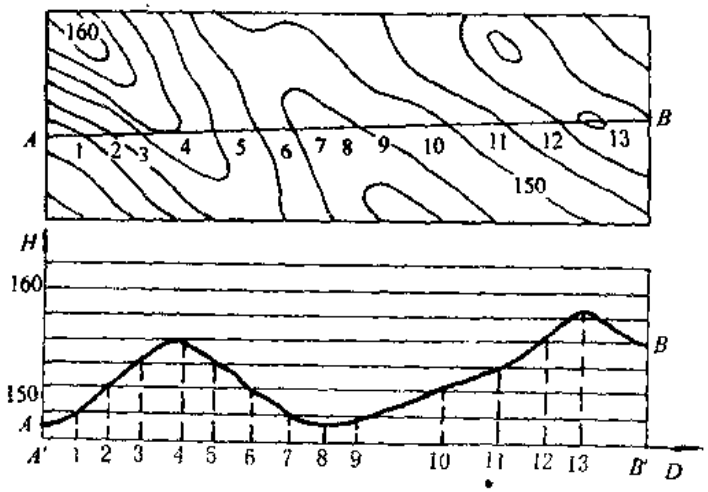


图 6-39　在地形图上切绘断面图

（七）确定汇水范围

大气降水之后，地面的降水将流向和汇集到河流、湖泊、水库等不同的水域，降水汇集到同一水域的承水地域是该水域的汇水区，汇水区的大小是工程建设和水利工程估算各种水量所必需的数据。汇水区的边界线在地形图上圈定，即在地形图上，将一系列的分水线连接起来，如图 6-40 所示，形成一个汇水区，凡降在汇水区分水线内侧的水都汇集到该水域，外侧的降水流向别处。选取和连接这些分水线时应遵循以下几点：

（1）边界线应是该区域的相对最高分水线；

（2）通过分析判断确认边界内线侧的水都会流入该水域，边界线外侧的水都不会流入该水域；

（3）边界线与山脊一致，并处处与等高线垂直；

（4）边界线是通过一系列山头与鞍部的曲线，并与山谷（河谷）指定的横断面线形成闭合。

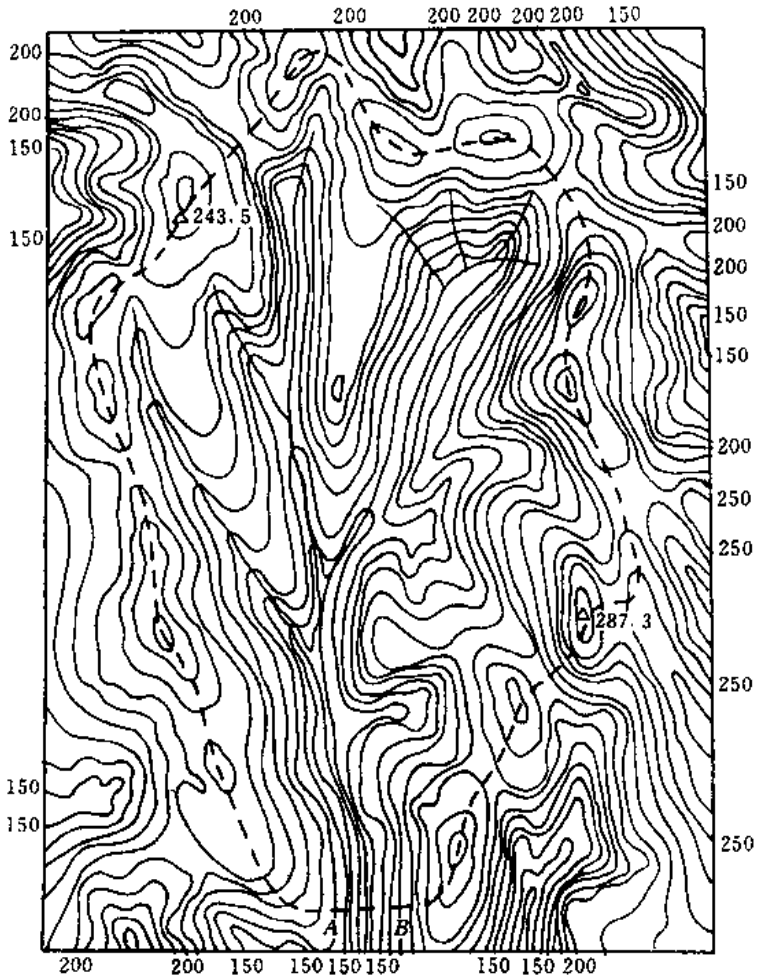


图 6-40　圈定汇水边界线

（八）面积量测与计算

在地形图上量测并计算面积是地形图应用的一个重要方面，求算面积的方法很多，按其原理可分为图解法、解析法及仪器法几类，以下分类介绍几种常用的方法。

1. 图解法

图解法包括几何图形法、透明模片法等多种方法，其特点是在地形图上，直接测量待定图形的面积。

几何图形法用于量测被折线包围图形的面积。如果图形为三角形、矩形、梯形和平行四边形等可以直接计算面积的图形，则在图上量取相关数据计算其面积。如果图形为非直接可以量算的图形，应将它分解为可以计算的图形，例如图 6-41 所示是一个复杂的多边形，将其分解成可以量算的三角形和梯形。为保证量测精度，分解应使图形个数少，尽可能为稳定的三角形，图形强度较好，相邻图形共用共同边的数据，以减少量测数据量。

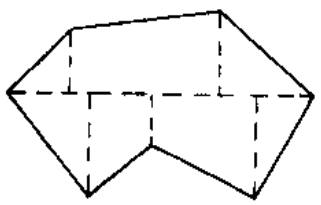


图 6-41　几何图形法量测面积图

透明模片法是应用于曲线图形的方法。对于曲线包围的图形而言，虽然可用内接或外切

的多边形近似地取代，但从趋近实施的可能性方面用人工操作实际上不可能应用。用透明材料制成的模片有两种形式，一种是正方形格网，一种是等间隔的平行线。

正方形格网模片是在透明的薄片上，用细直线刻划连成片的正方形格，如图 6-42 所示。方格的边长相等，一般为 2～4 mm，每个方格的面积 G 为 4～16 mm²。将这样的透明模片覆盖在待测图形上，然后计数待测图形边界内满格（斜线充填的）个数 N 和不满格个数 n。地形图上图形的面积为：

$$P = (N + n/2) \times G \qquad (6\text{-}10)$$

实地的面积为：

$$S = P \times M^2 \qquad (6\text{-}11)$$

式中：M 为比例尺分母。

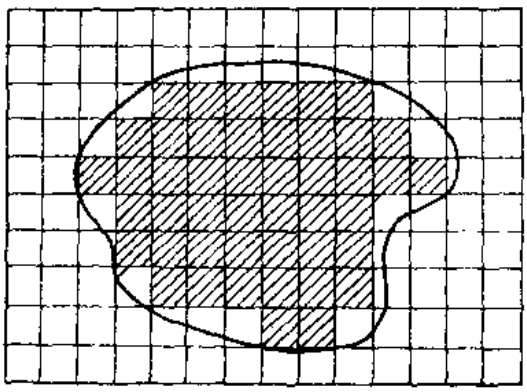


图 6-42　方格网模片量测面积

平行线模片在透明薄片上刻划等间距的平行直线，间距 h 一般为 2～5 mm，间距增大量测的精度降低，间距小增加量测次数。参看图 6-43，使用时将模片覆盖在图形上，使上下边界处于平行线的中间。逐个量出与图形相交的平行线在图形内那部分线段的长度 d_1、d_2、d_3…，d_1、d_2、d_3…是相邻虚线（平行线的中线）构成的梯形的中线。各梯形的面积 S 等于其中线长与平行线间距（梯形的高）之积，所有梯形面积的总和等于待测图形的面积 P，即 $P=[S]H$。

2. 解析法

解析法是使用待测图形边界上点的坐标用公式求算面积的一种方法，这是一种较高精度的方法。自从电子计算机普及应用与数据库技术的发展，这类方法已得到广泛应用。其中一种方法的原理如图 6-44 所示，1、2、3、4 是待测图形边界上的点，通过这些点画 x 坐标轴的平行线与 y 坐标轴分别相交于 1′、2′、3′、4′点。从图上不难看出，待测图形 1234 的面积 P 等于梯形 122′1′与 233′2′的面积之和减去梯形 144′1′与 433′4′的面积之和。假定各点的坐标已知，则待测图形的面积为：

$$P = [(x_1 + x_2)(y_2 - y_1) + (x_2 + x_3)(y_3 - y_2) - (x_1 + x_4)(y_4 - y_1) - (x_3 + x_4)(y_3 - y_4)]/2$$

展开整理得：

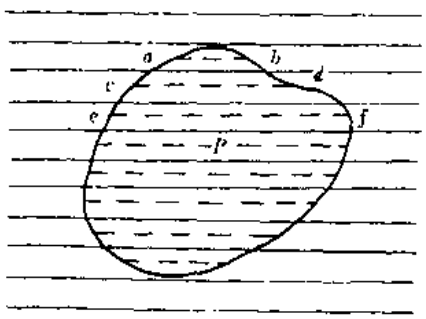


图 6-43　平行线模片量测面积

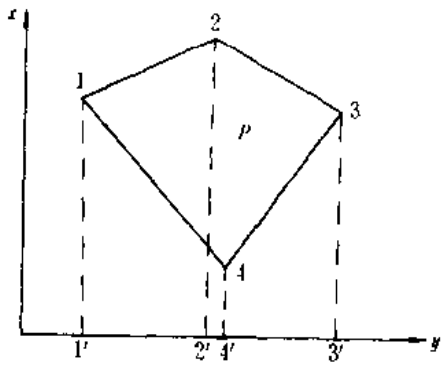


图 6-44　解析法计算面积原理

$$P=[x_1(y_2-y_4)+x_2(y_3-y_1)+x_3(y_4-y_2)+x_4(y_1-y_3)]/2$$

同理可得：

$$P=[y_1(x_2-x_4)+y_2(x_3-x_1)+y_3(x_4-x_2)+y_4(x_1-x_3)]/2 \tag{6-12}$$

对于由 n 个点组成的 n 条边的多边形，求算面积的公式为：

$$P=\sum_{i=1}^{n}x_i(y_{i+1}-y_{i-1})/2$$

或

$$P=\sum_{i=1}^{n}y_i(x_{i+1}-x_{i-1})/2 \tag{6-13}$$

使用公式时应注意，当点号编号顺序是逆时针，计算符号与以上两式相反。另外当下标号为零时应以图形的最大号取代，下标号为 $n+1$ 时应以 1 取代。

3. 求积仪法

求积仪是一种量测面积的仪器，种类很多，过去的较长时期内多使用定极式求积仪。定极式求积仪的结构如图 6-45(a)所示，由极臂 A、航臂 B 及计数器组成。极臂一端是圆柱形重锤 Q，锤底的中心有一小针，可插入图纸的适当位置保证其不能平移，针尖所刺点称之为极点。极臂另一端垂直连接着带球形头部的短杆 b，球形头部可以插入计数器上的球臼 b' 内。计数器装在航臂上，可在航臂上左右移动，从而调节航臂的长度。航臂的另一端装有描迹针 f，量测面积时，用它的针尖沿待测图形边界线绕行一周，然后在计数器上读取面积的读数。

计数器如图 6-45(b)所示，由计数盘 D、计数轮 L 和游标 V 组成。计数盘一周分为十格，计数轮一周分为一百格，计数轮转一周计数盘转一格。从游标上可以读到计数轮的十分之一格的读数。当描迹针沿边界线移动时，计数轮并带动计数盘随之转动。

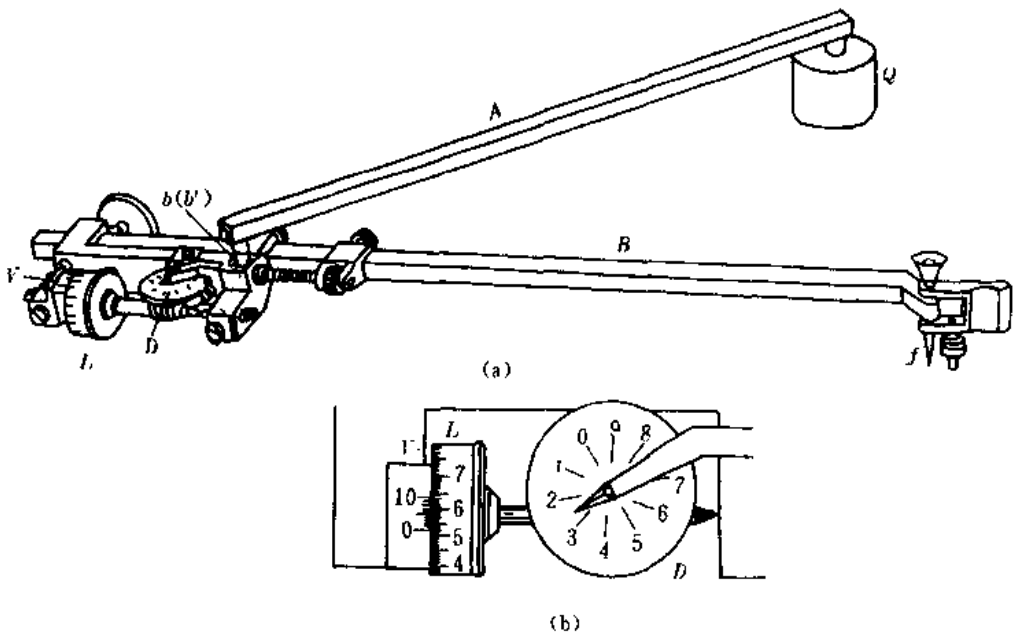


图 6-45　定极式求积仪

面积量测开始时，将极点针插入图纸的适当位置，使极点在待测图形之外。描迹针置于边界线上的一点，并用铅笔标记此点，读记此时计数器上的读数 n_1。然后手扶描迹针使其沿

边界线移动，绕行一周回到起始点为止，读记回到同一点时计数器的读数 n_2。则待测图形的面积为：

$$P = C(n_2 - n_1) \tag{6-14}$$

式中：C 为求积仪的第一常数，也称为第四位读数单位值，从仪器说明书中查取。

如果待测图形太大，极点置于图形外不能量测时，则将极点置于图形内进行量测，极点在待测图形内量测面积为：

$$P = C(n_2 - n_1) + Q \tag{6-15}$$

式中：Q 为求积仪的第二常数，从仪器说明书中查取。

若没有说明书，可以自己通过量测已知的面积图形测定常数 C 和 Q，利用坐标格网测定常数简便易行。先测定常数 C，将极点安置在已知面积图形之外，假设该图形的面积为 P。按求积仪量测面积的步骤量测该图形的面积，并记录开始和结束时的读数 n_1、n_2，由下式计算常数：

$$C = P/(n_2 - n_1) \tag{6-16}$$

然后测定常数 Q，将极点置于已知面积为 S 的图形之内，用求积仪量测该图形的面积，得读数 n_1、n_2，用下式计算常数：

$$Q = S - C(n_2 - n_1) \tag{6-17}$$

为使所得常数更准确，上述测定应当重复若干次，取多次测定值的平均值的平均值。

电子求积仪种类很多，而且从原理和结构两方面都存在较大差别，在此简要介绍在结构原理上与定极式求积相似的一种。图 6-46 所示是日本产 KP-80N 型数字式求积仪，其外形结构与定极式求积仪极其相似。它以跟踪放大镜取代了航针，用电子读数装置取代了机械读数装置，而且还具备变换计量单位、变换比例尺、累加等功能，使用它作同一图形的重复量测

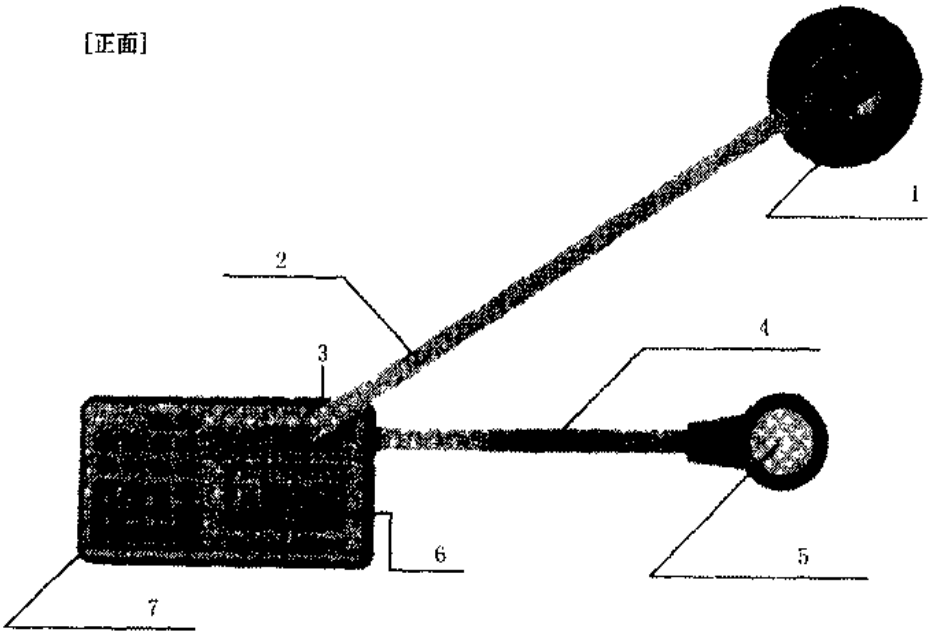


图 6-46 KP-80N 型数字式电子求积仪

1——基极；2——基极臂；3——交流转换器插座；4——跟踪臂；5——跟踪放大镜；6——显示窗；7——功能键

或大面积图形的分块量测比机械式的求积仪更方便。由图 6-47 所示的另一种 KP-90N 型电子求积仪是非定极式，不受图形长度限制，特别适用于条带状图形面积量测。

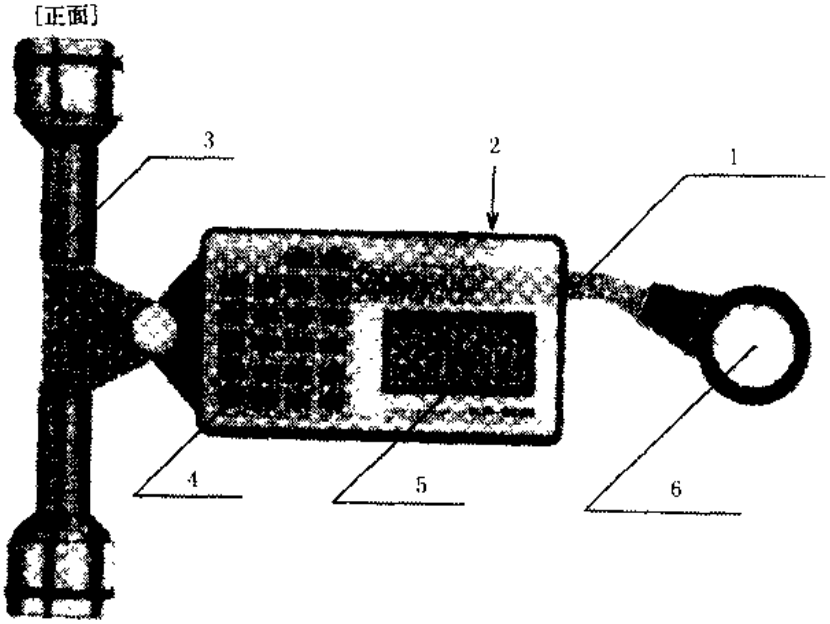


图 6-47　KP-90N 型数字式电子求积仪

1——跟踪臂；2——插座；3——滚轴；4——功能键；5——显示窗；6——跟踪放大镜

第七章　计算机地图制图的基本原理和方法

地图是制图对象(或称为地图实体、地图要素等)的空间形态和空间关系的图解表象，是表述地球空间信息最有效的载体之一，人类活动的70%与地理空间位置有关，因而，地图是人类交流和指导自身活动的重要工具。地图实际上是一种数学模型，一种表述空间信息的数学模型，它具有三个基本特性：数学基础、制图综合和地图符号。数学基础确定了地图实体与制图对象之间的数学关系，如投影方式、坐标系统、比例尺等。制图综合是为了强调地图的应用主题而对客观世界错综复杂的空间信息取舍和化简，地图符号则是用以描述制图对象的一种"语言"。

计算机地图制图是以地图学理论为指导，按一定的数学法则，利用计算机及其输入输出设备作制图工具，应用数据库技术和图形的数字化处理方法，实现解决地图信息的获取、变换、传输、识别、存储、处理和显示，最后以自动的或人机结合的方式输出地图。计算机地图制图的过程可描述为：从图形到数字转换，经过处理，再实现从数字到图形的转换。这个过程的实现以地图学理论、数学方法、计算机技术为基础。

第一节　坐标变换

一、概述

计算机地图制图的成图系统包括：数据采集设备、计算机及其连接的输入输出装置及各种相关软件。数据采集由测量外业完成，地图的生成过程(包括地图的输出)由计算机系统(含软件)完成。计算机系统中的图形显示设备、图形输出设备(绘图仪、打印机)、图形录入设备(数字化仪、扫描仪、数码相机、CCD 摄像机)及制图使用的测量数据——计算机地图制图的基础数据都涉及定位(点)及坐标系的概念，测量数据的采集和绘制成的地图采用的是大地坐标系，而上述计算机外围设备采用的是与大地坐标系不同的用户坐标系或称设备坐标系，这就必然出现在利用这些设备录入、显示或输出地图时需要进行不同坐标系之间进行坐标变换的问题。此外，在利用不同坐标系或不同比例尺的已有资料进行地图编绘的过程中，也需要将原来不同类型的坐标系中的数据变换到新的统一的坐标系中，因而坐标变换是计算机地图制图过程中的一个基本的和必须解决的问题。

在计算机地图制图过程中(本书主要针对二维平面地图)使用的大地坐标系主要采用的是高斯-克吕格平面直角坐标系或独立坐标系，南北方向为 X 轴，东西方向为 Y 轴，Z 表示高程，依据大地坐标系绘制的地图(如地形图)中其高程是采用在平面图上绘制等高线或加注高程值的方法解决的。计算机地图制图系统中的输入、输出、显示设备对观察者而言也相当于平面绘图坐标(平面直角坐标系)，因此二维地图的录入过程、屏幕输出或绘图仪输出类同于在图纸上绘图或是在图纸上表示的地图。大地坐标和设备坐标的区别在于：空间与平面位置的不同和坐标系的尺度及取值范围不同。如大地坐标系的原点可根据测量的实际需要取一参考点，数值可以在很大范围内变化。而绘图坐标都是以绘图设备的某一固定参考点为

原点(如显示屏左上角点、绘图仪左下角点),坐标数值变化范围很小。大地坐标一般以是 m、km 为单位,数值可以是任意实数,而绘图(设备)的坐标单位、取值范围与绘图(显示)设备的技术性能有关,以设备的最小分辨率为单位,如显示器为像素,绘图仪为绘图笔移动的步长,取值一般是正整数,取值范围对分辨率为 640×480 的图形显示器水平方向(屏幕坐标系 X 轴)取值范围是 0～639,垂直方向(屏幕坐标系 Y 轴)的取值范围为 0～479;对滚筒绘图仪在绘图滚筒的轴向(绘图坐标系的 X 轴)取值范围取决于滚筒长度,而走纸方向(绘图坐标系的 Y 轴) 取值范围可以很大。因而,坐标变换问题的实质是分析不同坐标系之间的差别,建立反映不同坐标系间平移、缩放、旋转关系的数学模型,解决计算机地图制图过程中存在的坐标系统不统一的问题。

计算机地图制图中大地坐标系和设备坐标系进行变换的类型有:大地坐标系到屏幕坐标系的变换、大地坐标系到绘图仪坐标系的变换、二维坐标系的通用变换及数字化坐标到测量坐标的变换。

二、大地坐标系到屏幕坐标系的变换

图 7-1(a)中所示为大地坐标系中的某点 $P(X_t,Y_t)$,其所在图幅的范围由其西南角坐标 (X_n,Y_n)和东北角坐标(X_m,Y_m)决定;图 7-1(b)所示为在屏幕坐标系中的点 $P(X_P,Y_P)$,显示屏上图幅显示范围由左上角坐标(X_0,Y_0)和右下角角坐标(X_1,Y_1)决定。

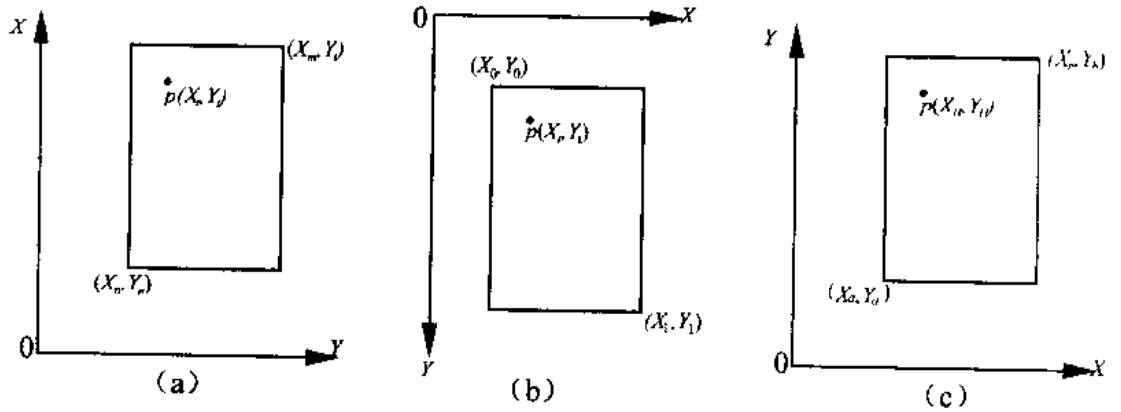


图 7-1

大地坐标系到屏幕坐标系的变换的公式为:

$$\begin{aligned} X_P &= X_0 + K_X(Y_t - Y_n) \\ Y_P &= Y_1 - [Y_0 + K_Y(X_t - X_n)] \end{aligned} \tag{7-1}$$

式中:K_X,K_Y 为坐标转换系数:

$$\left.\begin{aligned} K_X &= (X_1 - X_0)/(Y_m - Y_n) \\ K_Y &= (Y_1 - Y_0)/(X_m - X_n) \end{aligned}\right\} \tag{7-2}$$

由于 K_X 与 K_Y 的值不同,变换中取较小者作变换系数。

三、大地坐标系到绘图仪坐标系的变换

图 7-1(c)所示为在绘图仪坐标系中的点 $P(X_H,Y_H)$,绘图仪上图幅范围由左下角坐标(X_a,Y_a)和右上角角坐标(X_b,Y_b)决定。则大地坐标系到绘图仪坐标系的变换公式为:

$$\left.\begin{aligned} X_H &= X_a + M(Y_t - Y_n) \\ Y_H &= Y_a + M(X_t - X_n) \end{aligned}\right\} \tag{7-3}$$

M 为变换的比例系数，即待绘图的比例尺，由大地坐标系的单位与绘图笔坐标系的单位确定。

四、二维坐标系的通用变换

上述二维坐标系变换的实质为同一坐标系内的坐标线性变换，可归结为下列几种基本类型，即坐标平移变换、旋转变换、比例变换、错切变换，可用一简单的线性模型即变换通式表示：

$$\left.\begin{aligned} X' &= a_1X + a_2Y + a_3 \\ Y' &= b_1X + b_2Y + b_3 \end{aligned}\right\} \tag{7-4}$$

式中：a_1, a_2, b_1, b_2 为坐标旋转、缩放错切变换系数，不同变换取值不同；a_3, b_3 为坐标平移系数，平移量为 0 时其值为 0(如后三种变换中)。

由上述通用变换模型可以轻松地导出坐标平移变换、旋转变换、比例变换、错切变换的数学模型，各种变换的图形表示如图 7-2 所示。

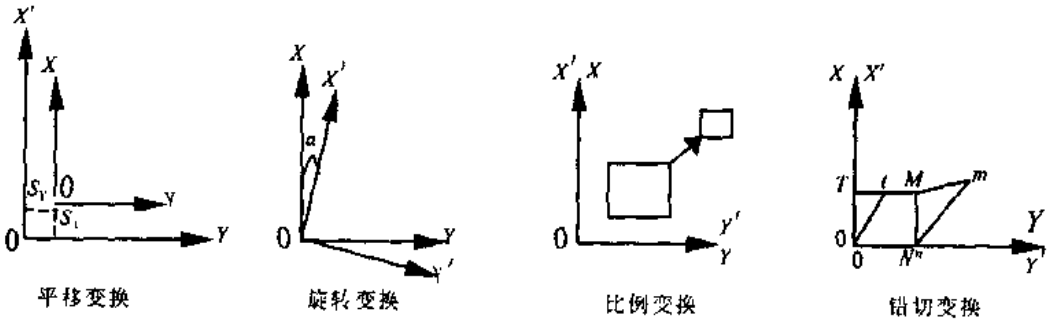


图 7-2

五、数字化仪坐标到大地坐标的变换(图幅纠正)

在进行地图数字化时，数字化仪生成的坐标数据是数字化仪坐标系统中的数据，为了能够实时地将数字化点的大地坐标(或图幅坐标)计算出来，必须构建起数字化坐标与大地坐标的变换关系，这个过程称作图纸定向。其实质是求取两坐标系间的变换参数，同时消弱纸基地图图幅的变形误差。实现从数字化坐标到大地坐标的变换的方法有：线性正形变换、双线性变换、仿射变换、投影变换等，下面介绍仿射变换的基本原理。

由式(7-4)可直接写出变换模型：

$$\left.\begin{aligned} x &= a_1X + a_2X + a_3 \\ y &= b_1Y + b_2Y + b_3 \end{aligned}\right\}$$

式中：X, Y 为数字化仪坐标系坐标；x, y 为地图坐标系坐标；$a_1, a_2, a_3, b_1, b_2, b_3$ 为六个定向系数。

用四个内图廓点可列出 8 个方程，有 n 个已知点时可列出 $2n$ 个方程，将其写成误差方程式形式并以通式示出：

$$\left.\begin{aligned} v_{Xi} &= a_1X_i + a_2Y_i + a_3 + x_i \\ v_{Yi} &= b_1X_i + b_2Y_i + b_3 + y_i \end{aligned}\right\} \tag{7-5}$$

按间接平差原理组成法方程：

$$\begin{bmatrix} [X_i^2] & [X_iY_i] & [X_i] \\ [X_iY_i] & [Y_i^2] & [Y_i] \\ [X_i] & [Y_i] & n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [x_iX_i] \\ [x_iY_i] \\ [x_i] \end{bmatrix} \tag{7-6}$$

$$\begin{bmatrix} [X_i^2] & [X_iY_i] & [X_i] \\ [X_iY_i] & [Y_i^2] & [Y_i] \\ [X_i] & [Y_i] & n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} b_1 \\ b_2 \\ b_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [X_iy_i] \\ [y_iY_i] \\ [y_i] \end{bmatrix} \tag{7-7}$$

由上两式解出 $a_1, a_2, a_3, b_1, b_2, b_3$ 等 6 个待定定向参数后，即可由式(7-5)及式(7-4)求出数字化点的地图坐标。

仿射变换是顾及到两坐标方向比例变化不一致情况的数学模型，适用于已知点数较少时的数字化成图过程，是目前地图数字化中采用较多的两种数学模型。

第二节　图形的裁剪

掌握图形的生成算法是进一步学习图形裁剪的基础，本节主要介绍生成基本图形的算法和图形裁剪数学基础。

一、图形绘制的数学基础

(一) 直线的生成

生成直线的函数的一般形式可表示为：

$$\mathrm{Line}(x_1, x_2, y_1, y_2)$$

式中：(x_1, y_1)，(x_2, y_2)为平面直线两端点的坐标，计算机系统在显示或输出图形时，首先按照输出图形的比例要求对显示或绘图坐标进行变换，并在直线函数中加入有关参数，进而生成各种类型的直线。

计算机设备硬件所显示或绘制的图形，实际上是按照直线的延伸方向以硬件设备的最小分辨率(步长)不断地生成光点的轨迹或绘出微小的线段，这里的步长指的是显示器上光点的间距或绘图仪笔移的最小距离，直线生成的质量与计算机输出设备的分辨率及生成直线的算法有关。一般地，受计算机设备硬件分辨率的影响，实际生成的直线上的点可能偏离直线的理论位置，要确保直线生成的质量，除使用高质量的计算机设备硬件外，还要采用高质量和高效率的算法。绘制直线的算法有很多，下面介绍两种较常用的算法。

1. 逐点比较法

逐点比较法算法的基本思想是：每移动一个步长后所生成的点都与理论直线位置比较，进行位置判断并决定下一步的绘图笔方向。

图 7-3 中，NM 是要生成的直线的理论位置，NM 直线的斜率为 β，直线已绘至 N 点，自 N 点起，在 y 轴的正方向移动一个步长至 1 点，N_1 斜率为 θ，由于 $\theta>\beta$，则 $\tan\theta>\tan\beta$，N_1 线位于 NM 线上方，下一次应在 x 方向绘出一个步长的位移；如果 $\theta=\beta$，即 $\tan\theta=\tan\beta$，说明点位于 NM 上，下次仍在 X 方向前进一个步长；当 $\theta<\beta$，$\tan\theta<\tan\beta$ 时，说明新的一个步进后的点位于 NM 直线理论位置的下方，下一次应在 y 方向绘出一个步长的位移，依此往复。

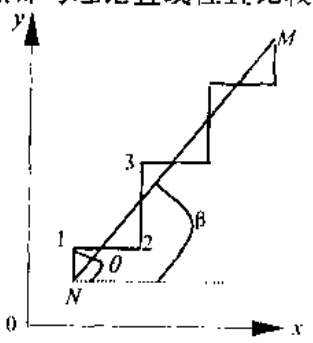


图 7-3

设有位于直线理论位置的 $M(x_m,y_m)$点与位于实际位置的某点 $I(x_i,y_i)$，其中 $I=1,2,3,\cdots,n$，坐标的单位为绘图仪的步长，则其斜率差为：

$$\tan\theta-\tan\beta=\frac{y_i}{x_i}-\frac{y_m}{x_m}=\frac{y_ix_m-y_mx_i}{x_mx_i}$$

当直线位于第一象限时，$x_i>0$，$x_m>0$，判别 I 点位置偏差可用如下判别式：

$$f_i=y_ix_m-y_mx_i \tag{7-8}$$

仍自 N 点起，在 y 方向绘出单位步长到达 1 点，1 点的坐标为(x_n,y_n+1)，而判别式：

$$f_1=(y_n+1)x_m-y_mx_n=y_nx_m-y_mx_n+x_m=f_n+x_m>0$$

自点 1 向 x 方向步进一个步长到达 2 点，2 点的坐标为(x_n+1,y_n+1)，判别式：

$$f_2=(y_n+1)x_m-y_m(x_n+1)=y_nx_m-y_mx_n+x_m-y_m=f_1-y_m$$

依此类推，可分析得到在第一象限内的偏差判别的简化公式为：

当 $f_i<0$ 时，在 y 方向给出一个单位步长：　$f_{i+1}=f_i+x_m$ (7-9)

当 $f_i\geqslant 0$ 时，在 x 方向给出一个单位步长：　$f_{i+1}=f_i-y_m$ (7-10)

对于其他象限，也可总结出相应的简化公式，具体如下：

当 $f_i\geqslant 0$ 时，第一、三象限的判别公式为 $f_{i+1}=f_i+|y_m|$，第一象限步进方向$+x$，第三象限步进方向$-x$；第二、四象限的判别公式为 $f_{i+1}=f_i-|x_m|$，第二象限步进方向$+y$，第三象限步进方向$-y$。

当 $f_i<0$ 时，第一、三象限的判别公式为 $f_{i+1}=f_i+|x_m|$，第一象限步进方向$+y$，第三象限步进方向$-y$；第二、四象限的判别公式为 $f_{i+1}=f_i+|y_m|$，第二象限步进方向$-x$，第四象限步进方向$+x$；

2. 平面分割法

平面分割法的基本思想是：用直线 $f(x,y)=0$ 将平面内的点分成位于直线以上、以下平面和位于直线上的点三种情况(图 7-4)，用直线方程 $f(x,y)$作判别式；

当点满足 $f(x,y)>0$ 时点位于直线以上的平面；当点满足 $f(x,y)<0$ 时点位于直线以下的平面；当点满足 $f(x,y)=0$ 时点位于直线上。

直线绘制时，每步进一个步长即根据点的实时位置 $I(x_i,y_i)$计算判别式 $f(x,y)$的值，并比较与理论直线位置的关系，确定下一步进的绘制方向。

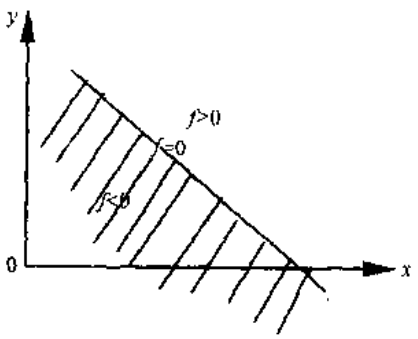


图 7-4

3. DDA 法(数值微分法)

对直线 $y=f(x)$，其一阶导数为：$df/dx=dy/dx=k$ 为一常数，即在直线绘制时，每步 y 方向的步长与 x 方向步长之比为常数。如在 x 方向(y 方向)步长为 $\Delta x(\Delta y)$，在 y 方向(x 方向)步长为 $\Delta y=k\Delta x(\Delta x=\Delta y/k)$。

对简单 DDA 算法，通常是选$|\Delta x|$和$|\Delta y|$中的大者作为基础步长，其判别的方法是当$|k|>1$时取$|\Delta y|$作基础步长(而当$|k|\leqslant 1$ 时取$|\Delta x|$作基础步长)，在 y 方向移动$|\Delta y|$，在 x 方向移动 $\Delta x=\Delta y/k$。这种算法的优点是算法简单，缺点是除法运算不便用硬件实现。

为了避免除法运算，人们又设计了对称 DDA 算法：当直线的两端点分别为 $N(x_n,y_n)$、$M(x_m,y_m)$时，选择一整数 n 使下式成立：

$$1/2 < \max(|x_m - x_n|2^n, |y_m - y_n|/2^n) < 1 \tag{7-11}$$

由上式确定的 x 方向和 y 方向的步进步长为：

$$\left.\begin{aligned}\Delta x &= |x_m - x_n|/2^n \\ \Delta y &= |y_m - y_n|/2^n\end{aligned}\right\} \tag{7-12}$$

上式中虽有除法运算，但因除数是 2^n，能用算术右移运算方便地实现；利用下式对 $|x_m-x_n|$ 和 $|y_m-y_n|$ 进行算术左移还可计算出 n：

$$2^{n-1} < \max(|x_m - x_n|, |y_m - y_n|) < 2^n$$

（二）生成圆和圆弧的算法

生成圆及圆弧函数的一般形式可表示为：

$$F(x,y) = x^2 + y^2 - R$$

具体表示形式有：① 圆心坐标及半径表示法；② 用位于圆上的三个点的坐标表示法。圆弧的表示方法有：① 圆弧的圆心、圆弧的起点及圆心角表示法；② 圆弧的起点、终点及圆弧上任一点表示法等。在计算机图形输出设备上生成圆或圆弧的算法也有逐点比较法、Bresenham 法等多种算法。

逐点比较算法生成圆弧的基本思想同直线的逐点比较算法类似，自起点开始每步进一个步长，即与理论圆弧进行比较，根据生成点的位置偏移量决定下一步进的方向，绘制下一线段，这样绘出来的圆弧实际上是一条台阶状的折线，但当步长很小时人眼看上去是一条光滑的曲线。

Bresenham 算法的大意是：自圆弧起点每步进一个步长都选择在变化最大的方向上，在另一方向是否步进，先要进行当前点位于圆内、圆上或圆外的判断，再据判断结果确定下次步进的方向，并步进一个步长。

（三）任意曲线的生成简述

生成任意曲线的算法一般是利用曲线上或曲线附近已知的若干控制点坐标，首先生成位于曲线位置上的折线，再对折线进行平滑处理也就是所谓曲线的拟合算法。

二、图形裁剪的基本理论

在计算机地图制图过程中会遇到图幅划分及在图形编辑过程中对某个区域进行局部放大的问题，这些问题要求确定一个区域，并使区域内的图形能显示出来，而将区域之外的图形删去（不显示或分段显示），这就是所谓的图形裁剪，这里提到的区域也称窗口，根据区域的形状窗口分为矩形或任意多边形。

图形裁剪的基本过程：图形裁剪的基本目的是清除窗口以外的图形。这个过程的实现，首先要求判明图形是否在窗口内，并计算出图形元素与窗口边界线的交点，正确选取显示部分的图形，将内容显示在规定形状区域（窗口）内。

三、线段、圆和曲线的裁剪

（一）基本原理

判断图形是否在窗口内，对使用较多的矩形窗口（其他形状窗口的裁剪请参看有关文献）来讲其算法简单，只需做四次坐标比较即满足式(7-24)，满足条件则选之，不满足则弃之。

$$x_{min} \leqslant x \leqslant x_{max} \quad y_{min} \leqslant y \leqslant y_{max} \tag{7-13}$$

式中：(x,y)是被判别的点，(x_{min}, y_{min})及(x_{max}, y_{max})则是矩形窗口的最小与最大坐标值。由

于曲线可看做是由一组短直线段组成的，因而求直线与矩形窗口边界线交点的算法，是计算图形与矩形窗口交点的基础算法，该算法可用下列公式表示：

$$\left.\begin{aligned} x &= x_a + (x_b - x_a)\lambda_x \\ y &= y_a + (y_b - y_a)\lambda_y \end{aligned}\right\} \tag{7-14}$$

其中：

$$\lambda_x = \frac{1}{D}\begin{vmatrix} (x_a - x_m) & -(x_b - x_a) \\ (y_a - y_m) & -(y_b - y_a) \end{vmatrix}$$

$$\lambda_y = \frac{1}{D}\begin{vmatrix} (x_n - x_m) & (x_a - x_m) \\ (y_n - y_m) & (y_a - y_m) \end{vmatrix}$$

$$D = \begin{vmatrix} (x_n - x_m) & -(x_b - x_a) \\ (y_n - y_m) & -(y_b - y_a) \end{vmatrix} \neq 0$$

式中：(x,y)是交点坐标，$A(x_a,y_a)$、$B(x_b,y_b)$为某边界线的端点，$M(x_m,y_m)$，$N(x_n,y_n)$为直线的两端点。

由上述公式可以看出，图形裁剪的原理并不复杂，但图形裁剪的算法却很复杂，裁剪算法软件开发中至关重要的是计算速度的提高。

（二）线段的裁剪方法

1. Cohen-SutherLand 法

Cohen-SutherLand 法也叫标号法，这种算法的基本思想是：将图形所在的平面分成 9 个区，并分配给每区一个由四位数组成的编号，每位数表示一个方位，其含义分别是：上、下、右、左，以 1 代表“真”，0 代表“假”，中间区域的编号为：0000，代表窗口，如图 7-5 所示，1001 代表左上方，而 0110 代表右下方等。

1001	1000	1010
0001	0000	0010
0101	0100	0110

图 7-5

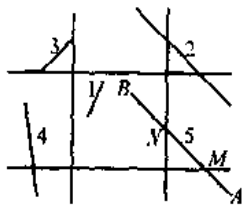


图 7-6

对线段与窗口关系的判别，首先根据式(7-13)判别线段两端点所在区并给端点冠以相应区号，然后进行以下的测试：① 如果两端点的区号全由零组成，则该直线位于窗口内取之，如图 7-6 中的线段 1；如果两端点的区号的逻辑乘不为零，则该直线位于窗口外的同一侧弃之，如线段 4；若逻辑乘为零，则该直线与窗口边界线有交点，如线段 2、3 和 5，需进行下一步判断。② 对线 5 首先据式(7-14)求出与边线的交点 M，舍 AM 段，对 BM 段再作① 步中的判断，再到② 求出与边线的交点 N，舍去 MN，对 BN 段再进行① 步判断，BN 为可见线段取之。对线段 2、3 也要作类似线段 5 的判断，最后弃之。

2. 中点分割法

中点分割法又称对分法，基本原理是：将直线对半平分，用中点逼近直线与窗口边界线的交点，进而找到对应直线两端点的最远可见点(位于窗口内的点)，两最远可见点之间的部分即是应取线段，其余弃之。

（三）圆和曲线的裁剪

在计算机地图制图中，圆和曲线可看做是用一组短直线逼近形成的曲线，故在裁剪圆及曲线时，可将圆和曲线分解成一组短直线，用线段裁剪的方法进行处理，实现对圆或整条曲线的裁剪。在裁剪前可对那些完全位于矩形内，或全位于矩形外的圆用外接矩形理论作判断，排除不必作裁剪的图形。

（四）多边形的裁剪

地图制图中的多边裁剪问题是很多的，对于多边形的裁剪，一种方法是将多边形分解成线段逐段裁剪，但效果不理想。事实上，地图中的多边形有时需对其面积进行计算，并且在大多数情况下，多边形内充填有各种符号，这就要求裁剪后的多边形能保持其封闭性，而分解式的裁剪法难以做到这一点。

SutherLand-Hodgman 裁剪法

SutherLand-Hodgman 裁剪算法的核心是：先选择窗口的一边界线，对多边形各边进行裁剪，生成新多边形，再用窗口的第二条边界对其裁剪，生成第二个新多边形。依此类推，直至用最后一条窗口边界线裁剪最新生成的多边形，形成最后的多边形即为裁剪结果。

裁剪的基本步骤如下：

(1) 将多边形各顶点相对 $V_I(I=1,2,3,\cdots,n)$相对于窗口的第一条边界线进行判别，当 V_I 位于窗口的可见侧时(不一定位于窗口内)，将 V_I 存放于因用第一条窗口边界线裁剪而新产生的的多边形顶点中，否则不记录。

(2) 测试 V_I 与 V_{I-1}是否位于边界同侧($I=1$ 时测试 V_1V_n)，若是，可见的均记录，否则不记录；若 V_I 与 V_{I-1}位于边界异侧，则求 V_IV_{I-1}与窗口边界线的交点，并记录该交点到新多边形顶点中。

(3) 依次判别 $V_2,V_3,\cdots,V_n$，得到被窗口第一条边界线裁剪后生成的新多边形的顶点 $p_{11},p_{21},\cdots,p_{m1}$。

(4) 用窗口第二条边界线对新多边形进行裁剪，重复(1)、(2)、(3)步得到被窗口第二条边界线裁剪后生成的新多边形。依此类推，都是用下一条边界线对被上一条边界线裁剪出的多边形再进行裁剪，直至得到最后一条边界线裁剪出的多边形，该多边形即为裁剪的最终结果。

图 7-7 中 $V_1V_2V_3V_4V_5$ 为一多边形，用矩形窗口裁剪过程如下：

(1) 先用下边界裁剪图形(图 7-7 中左上角图)，自顶点 V_1 开始，由于 V_1 位于下边界不可见一侧，故不记入新多边形顶点中，V_1,V_5 同位于下边界不可见侧，V_5 也不作记录。

(2) V_2 位于下边界可见侧，记录 $P_2=V_2$，又由于 V_2,V_1 位于下边界异侧，故求 V_2V_1 与下边界的交点，记为 P_1。

(3) V_3 位于可见侧记录 $P_3=V_3$，V_3V_2 位于边界同侧与边界无交点。

(4) V_4 位于可见侧记录 $P_4=V_4$，V_4V_3 同位于下边界可见侧与下边界无交点。

(5) V_5 位于不可见侧不记录，V_5V_4 位于边界异侧与下边界有交点并记录 $P_5=V_5$，经下边界裁剪后形成 $P_1P_2P_3P_4P_5$ 多边形(图 7-7 右上角图)。

(6) 用左边界裁剪图形，方法同上，得 $L_1L_2L_3L_4$ 多边形，进一步用上边界裁剪得 $K_1K_2K_3K_4K_5$ 多边形，因图形位于右边界可见侧，故图 7-7 中右下侧图即为最终的裁剪结果。

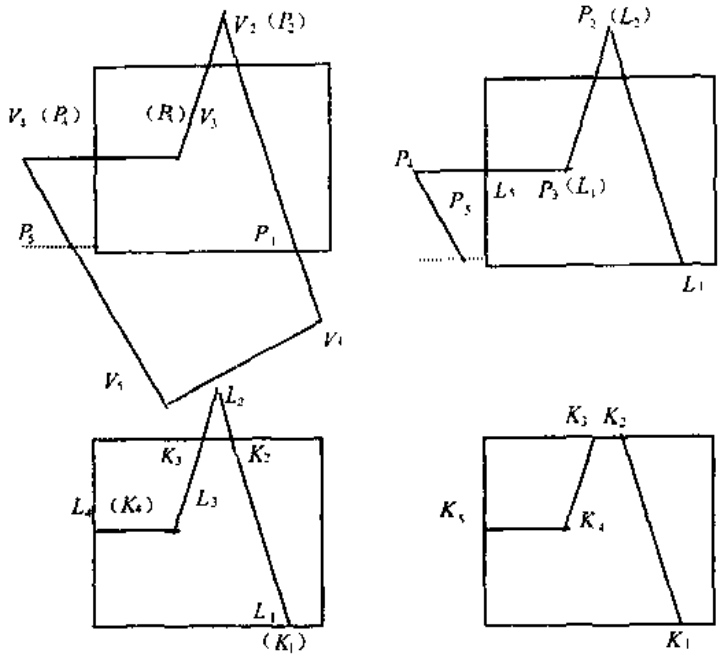


图 7-7

第三节　地图符号的自动绘制

一、地图符号自动绘制的基本问题

地图符号是描述制图对象的一种语言，地图符号的自动绘制在计算机地图制图中占有非常重要的地位。地图符号类型繁多，是一个极为复杂的体系，不同地图符号在地图中表示不同的地理实体，要实现地图符号的自动绘制，关键在于建立一个结构完整、功能完备、开放式的地图符号数据库。地图符号数据库一般由描述符号的符号库（数据文件）和调用符号的程序模块组成，优秀的地图符号数据库在实现地图的符号化处理时，应该具有在可视环境下的符号生成与编辑功能，集完备性、可扩充性、灵活性、精确性、美观性、易用性、高效性于一体。

（一）地图符号的编码与分类

分析地图符号可以看出：有限数量的基本图形元素按一定规则组合构成地图符号，不同类型的符号构成符号库。其中基本图形元素是指点、线、矩形、圆角矩形、圆、椭圆、圆弧、扇形、多边形、正多边形、星形和文字等。这是一些具有其自身属性和操作方法的最基本元素。计算机地图制图系统中的地图符号库实质上就是将具有同类特征的地图符号按一定的规则（编码）组织存放起来，在绘制地图符号时由调用程序利用编码来查找相应的图式符号及其绘制方法，从而实现地图符号的自动绘制。由此可知编码、分类、调用是地图符号自动绘制的关键。

虽然地图符号类型繁多，但按符号表征特性可分为点状符号、线状符号、面状符号和某些特殊符号等几大类型，用来表示点状实体、线状实体、面状实体和某些特殊类型的地理实体，在几大类符号中考虑符号中有依比例的、有不依比例的、有部分依比例表示（如铁轨、广

告牌等)的等特殊情况,以及地图符号在形式、大小、色彩、结构(晕线、花纹和图案)、位置、方向等方面的差异和软件的图形系统所提供的符号设计方法,还应进一步将符号分类或细化,如不同比例尺的符号应按不同类符号对待等。地图符号的表述形式由国家测绘主管部门和有关行业主管部门以《图式》、《图例》的形式统一规定,《图式》、《图例》的规定能够较科学地反映地理实体的形态和特征,是识别和使用地图的重要工具,是地图制图必须遵守的基本规定之一,但其也不是一成不变的,也存在着更新的问题。

地图符号编码有多种方法,一般按地图符号的类型编码,即将不同类型的符号进行不同编码并存放于不同的存放地址。大体上地图符号分三大类若干小类,点状符号为第一大类符号,其编码的第一个数字为1,如:1000、1001、1002、1003等表示各种点状符号的编码,在点状符号的小类别中,两点连线用1表示,连续折线用2表示,圆用3表示,圆弧用4表示,点用5表示;线状符号为第二大类符号,其编码的第一个数字为2,如:2000、2001、2002等各种线状符号的编码,线状符号小类别中,等距离填充第一大类符号的用1表示,按控制点填充第一大类符号(如电线)的用2表示,按控制点填充第一大类符号(如要画对角线时)用3表示,在线两端加平行线时用4表示;面状符号为第三大类符号,其编码的第一个数字为3,如:3000、3001、3002等各种面状符号的编码,小类别中,等距离填充第一大类符号时用1表示,绘制晕线时用2表示等。一个完整的地图符号的数据结构举例如下:

*符号编码(如1002),大类号(如1),符号汉字简名,符号汉字全名

小类别号,小类别参数(参数间用逗号隔开)

非一个小类别时,每个小类别数据应分行描述,首行中的*号表示开始符,每行以回车结束。编码是实现地图符号自动绘制所必需的最基本的索引项目,在地图符号编码时应注意:符号库中的每个符号必须有编码,符号库名称要惟一,为了查询方便,符号库的符号名称要与《图式》对应的编号保持一致。

(二)地图符号自动绘制的基本方法

地图符号的自动绘制方法与其图形系统的实现方法关联,两者必须相一致,目前地图符号自动绘制软件有两类:一类是基于AutoCAD做二次开发的或软件本身就是在通用的CAD图形软件环境下开发和运行的计算机地图制图软件,其符号的生成也必然依赖于AutoCAD环境;另一类是基于独立图形系统的计算机地图制图软件。符号库的开发可采用两种途径:一种是通过实现与CAD图形软件符号库系统数据的兼容,而沿用CAD图形软件的符号库系统;另一种是根据自主开发的图形软件的数据结构和图形应用平台,独立设计地图符号、符号库结构和地图符号的自动绘制方法。

二、点状、线状、面状符号的设计

(一)点状符号的设计

1. 自主开发的成图软件系统中点状符号的设计

自主开发计算机地图制图成图软件系统时,必须同时开发相应的点状地图符号库和相应的符号调用、生成程序,点状符号库的设计过程如下:

(1)确定基本图形元素(前已述及)和基本图形元素的参数。利用基本图元绘制点状符号的优点是:能减少数据冗余,使符号库层次清晰;由于每个符号中要求的基本图形元素的大小、形状都不相同,因此要通过控制基本图元的参数来满足绘制点状符号对基本图元大小、形状的要求,确定基本图元参数的方法是:首先将符号定位,并将点状符号展绘在图上,

量取构成符号的各个基本图元的参数。

(2) 符号库中每个符号都对应一个地理实体，每个符号都有其分类代号，它是地图符号在符号库中的标识，将符号的代码与基本图元的代码及参数按一定的的数据结构编在一个数据文件中，符号库就建成了。

(3) 图形软件中的调用程序可根据地图符号的分类代码提取对应符号的代码及其他数据信息，生成地图符号。

(4) 为了符号生成速度的提高，在符号库的基础上还要构建地图符号索引文件，在索引文件中，用符号的地址、符号的长度确定符号数据在数据文件中的起始位置和字节数，调用程序根据符号代码从索引文件中提取符号地址和存储长度等信息，符号库数据文件中的数据指针将直接指向符号数据的起始位置，实现符号的调用。这样就减少了直接读取数据文件时寻找和判断的时间，从而提高了地图符号生成的速度。

为了便于符号库的管理与维护，一般将索引和符号数据存放在一个数据文件之中。表7-1给出了点状符号的索引文件结构，表7-2给出了点状符号的数据结构。

表 7-1　　地图点状符号库符号索引文件结构表

地图符号代码	符号地址	符号长度	符号定位点	符号删除标志
Int(4)	Int(4)	Int(4)	CPoint(8)	Int(1)

表 7-2　　点状符号的数据结构

项　目	数据结构
符号	符号编码、符号所属类代码、符号简称、符号全称
图形元素 1	图元 1 代码、参数 11、参数 12、参数 13、…参数 1n
图形元素 2	图元 2 代码、参数 21、参数 22、参数 23、…参数 2n
图形元素 m	图元 m 代码、参数 $m1$、参数 $m2$、参数 $m3$、…参数 mn

2. 基于 AutoCAD 的成图软件中点状符号的设计

在 AutoCAD 环境下建立地图符号库有多种方法，其一是在 AutoCAD 环境下借助 AutoCAD 提供的块命令 BLOCK 及 WBLOCK 进行地图符号库的开发；第二种方法是用 SHAPE——形，进行地图符号库的开发，利用块命令开发符号库的过程大体如下：

(1) 获取所有地图符号展绘的全部参数；

(2) 根据地图符号的图形形状和尺寸在 AutoCAD 图形环境下绘制各个地图符号，并用 BLOCK 命令分别定义成块；

(3) 用 WBLOCK 命令将定义好的块写成图形块文件；

经以上步骤得到所有地图符号块文件后，可供调用的地图符号库便制作完成了，用 INSERT 命令＋地图符号的参数即可实现地图符号的绘制。这种方法的优点是：开发过程直观、易于修改，对用户而言自己修改不存在技术难度问题；缺点是组成地图符号库的块较多，一个符号对应一个块文件，众多的地图符号形成了一个相当大的符号库系统，管理极不方便。

利用 AutoCAD 环境下的 SHAPE——形，开发地图符号库，是建立符号库的另一种方

法。形能用 AutoCAD 提供的一个专门的代码系统，并以文本文件的形式进行描述。与前述的块相比，两者的调用方法基本相同，但用形和块开发符号库的方法却差别很大，地图符号块的建立完全在图形环境下进行，过程是可视的，而形建立地图符号库要在文本编辑器中进行，效果只有调用后才能显示。

对 AutoCAD 中描述"形状"的理解可简单叙述如下：形状的描述存放在后缀为 SHP 的文本文件即所谓的形文件中。一个形文件可描述 255 个形状。每个形状的描述至少有两行 ASCII 正文，第一行是关于形状的一般信息(信息行)，格式为 * M,N,NAME。其中" * "含义同前；M 表示形状号，其值为 1～255，在一个形文件中不能出现重复的形状号；N 表示用来定义形状的数据单位的个数；NAME 为形状名，字母要大写。第二行及以后的行为数据描述行，是描述绘制形状时绘图笔运动规律信息的，笔的每一个动作分别用一个数据来描述。每个数据单位由信号、长度、方向组成。信息行或数据描述行中的各数据间都用逗号分隔，每行字符数不能超过 80 个，超过 80 个时要分行描述。用形文件建立地图符号库的过程如下：

(1) 将所有地图符号按一定比例绘制在坐标纸上，并标注有关地图符号的各种尺寸。

(2) 根据 AutoCAD 中形状描述的方法，比照图纸上的各个地图符号的形状编写相应的数据描述结构。

(3) 用文本编辑工具编辑并建立形文件。

(4) 将形文件用 AutoCAD 的编译命令进行编译，生成一个后缀为 SHP 的形文件，测试形文件的功能，即测试形文件对地图符号描述的正确性，其中包括：地图符号中心、形状、大小、符号名称的正确性。

(5) 调用形文件绘制地图符号。

用形文件生成地图符号的缺点是：制作过程不直观，过程较复杂，描述形的代码系统易出错。用形文件生成地图符号库的优点是：全部符号都放在一个形文件中，符号库的管理、使用都十分方便。

(二) 线状符号的设计

线状地理实体在用地图符号表示时，长度依比例绘制，宽度一般不能依比例绘制。表示线状地理实体的线状符号其定位基线大部分为线状符号的中心线，部分为线状符号的底线，且定位线有折线和曲线等形态。下面分两种情况介绍计算机地图制图系统中线状符号的设计方法：

1. 自主开发的成图软件系统中线状符号的设计

线状符号的绘制方法有多种：一种是重复配置点符号图元法，其基本思想是将线状符号的最基本部分视为图案(可用点状符号将其作出来)固定，将其视作基本图元，然后沿定位线连续配置基本图元。该法的特点是每配置一个基本图元就要进行一次符号变换，符号变换的速度随定位线弯曲程度、地图符号的复杂程度的加大而变慢，若线状符号为曲线形符号，其定位线先要进行光滑处理之后，才能在定位线上进行基本图元的配置，所以用这种方法生成线状符号时，复杂线状符号的生成速度较慢，该法的另一缺点是变换模板设计困难程度大。

组合绘制法是线状符号设计的另一种方法，该法的基本思想是：认为所有线状符号都可分解为一种或几种基本的具有单一特征的线状符号，这些单一特征的线状符号的类型有：实线、虚线、双实线、双虚线、点虚线、连续点符线、定位点符线等，首先开发这些单一线形的生成模块，封装在一程序库中，并配线状符号代码、单一线形参数等，构成线状地图符号库。使

用时为了提高线状符号的生成速度，在线状符号库的基础上建立索引文件(表 7-3)，线状符号库数据结构见表 7-4，这种方法算法简单，速度快，但需要专门开发一个单一线形的线形库。

表 7-3　　线状符号库索引文件格式

线状符号代码	配置方式	符号地址	符号长度	符号删除标置
Int(4)	Int(4)	Int(4)	Int(4)	Int(4)

表 7-4　　线状符号库数据结构

项　目	数据结构
符号	符号编码、符号所属类代码、符号简称、符号全称
基本线形 1	基本线形 1 代码、参数 11、参数 12、参数 13、…参数 1n
基本线形 2	基本线形 2 代码、参数 21、参数 22、参数 23、…参数 2n
基本线形 3	基本线形 3 代码、参数 31、参数 32、参数 33、…参数 3n

还有将上述两种方法兼取，对一些线状符号，在绘图系统中将符号图中的一部分作为图元，用点状符号的作法将其表示出来，然后在作线状符号时调用，将图元进行线上填充；而对另一些线状符号则采用上述第二种方法绘制。

2. 基于 AutoCAD 成图软件中线状符号的设计

在 AutoCAD 图形软件平台中，用户线型文件 *. LIN(包括 ACAD. LINT 和 LTYPESH. LIN 简单线型文件和复杂线型文件)，用户可利用 AutoCAD 中线型文件功能定义线状符号，方便地实现线状符号的绘制。

(三) 面状符号的设计

1. 自主开发的成图软件系统中面状符号的设计

面状符号用来表示二维空间上均比例表示的地理实体，它用一个或多个有形或无形的封闭的边线定位，采用一定的填充方式在面域内填充与地物属性相对应的符号或线型，因此，面状符号的设计包括边线设计和填充图案设计。边线设计实际上是线状符号的设计，填充图案可分为规则填充和不规则填充。自主开发的软件系统中，面状符号的设计，是将闭合图形中的符号作为图元，将图元用前述点状符号的作法表示出来，然后填充在面域内。

2. 基于 AutoCAD 开发的成图软件系统中面状符号的设计

AutoCAD 中的 HATCH 命令，提供了用设计图案模式填充封闭区域的功能，填充的内容可以是图案，也可以是晕线。封闭区域内允许有岛，既可对其进行内部填充，也可忽略。AutoCAD 中也允许用户自建填充模式库，这为面状符号填充提供了极大的方便。使用 HATCK 命令进行区域填充时，要求填充图案名及比例尺等，填充图案可预制，存在. PAT 文件中。

用户自定义填充模式的设计：AutoCAD 中用户自定义的填充模式，在纯 ASCII 文本编辑器中进行编辑，填充图案由基本的线划元素组成，对其编辑时应在同一个坐标系中进行，基本元素按各自倾角、位移量的参数按一定规则配置，填满规定的填充区域。基本线划元素的定义用“倾角、起点 x 坐标、起点 y 坐标、径向位移、法向位移、线划长度”编成的一组数据

结构表示，线划长度的取项可以是多项，正值表示落笔，负值表示抬笔；径向位移是指重复某该线划元素时起点沿线划延伸方向的位移量；法向位移是指在垂直线划延伸方向上的位移量。元素定义完成后存放于.PAT 文件中备调用。

三、点状、线状、面状符号的绘制

（一）点状符号的绘制

前面已经介绍了在不同的开发平台基础上构建点状符号库的方法。下面介绍点状符号生成的方法，点状符号的生成过程包括调用点状符号库、在屏幕上显示点状符号等内容。对基于 AutoCAD 平台开发的点状符号库，其点状符号的调用方法也就是 AutoCAD 块文件和形文件的调用方法，这里不赘述，只对自主开发的软件符号生成的一般过程作简要说明。

自主开发的软件符号的生成过程一般都要经过以下几个步骤：

(1) 根据地理实体图式代码和参数编制实体数据文件，从软件主模块中打开符号库，根据从实体数据文件中得到的地物代码从符号库提取符号数据。

(2) 调用符号绘制专用模块，调用参数包括从实体数据文件中得到的符号参数，包括符号定位点数据、符号本身参数、比例参数、旋转方向参数等。由于符号设计时采用的是以符号定位点为基准的符号坐标系，所以还需要在专用模块中进行坐标变换，将符号坐标系数据变换到大地坐标系、屏幕坐标系中。

(3) 根据符号参数的数据编码在屏幕上生成符号。从专用模块中返回主模块，完成符号的绘制。

（二）线状符号的绘制

图符号中的线状符号有多种类型，线状符号的区别主要在于线宽、线型、曲、直等方面，由于这些差别的存在，使地图线状符号类型繁多，非常复杂，下面主要讨论线宽、线型处理问题。

1. 线宽的处理

线宽的处理主要是指绘制要求宽度的直线或曲线，处理的方法主要有两种：一种是用移动线刷子的办法绘制，再一种是用填充的办法实现。

对直线若其斜率在[−1，+1]之间，可置线刷于于垂直方向，使中点对准直线一端点，然后让刷子中心往直线的另一端移动，即可绘制出具有一定宽度的直线；当直线斜率不在[−1，1]之间时，把刷子置成水平方向，也可绘制直线。在直线的生成算法方面具体实现时，只需要对算法的循环稍作修改。当直线斜率在[−1，1]间时，把每步迭代所得的点上下方半线宽之内的像素全部置成直线颜色。图 7-8 所示为线宽 5 个像素的直线。

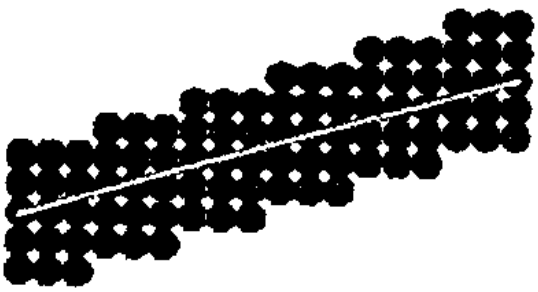


图 7-8

用刷子绘制直线的优点是：算法简单、效率高；缺点是：线的始末端总是水平或垂直的。当线宽较大时，看起来很不自然，在比较接近水平的线与比较接近垂直的线汇合时，汇合处外角将有缺口。斜线与水平(或垂直)线不一样粗。对于水平线或垂直线，刷子与线条垂直，因而最粗。其粗细与指定线宽相等。而对于 45°斜线，刷子与线条成 45°角，粗细仅为指定线宽的 0.7 倍。线刷子还有另一个问题：当线宽为偶数个像素时，用上述方法绘制的线条要么

粗一个像素，要么细一个像素。为了生成有宽度的线，还可以用方形的刷子，把边宽为指定线宽的正方形的中心沿直线作平行移动，即可获得具有线宽的线条，图 7-9 所示为用正方形刷子绘制的具有宽度的线条。比较图 7-8 与图 7-9 可知，用方形刷子所得的线条比用线刷子所绘制的线条要粗一些。与线刷子类似，用方刷子绘制的线条始末端也是水平或垂直的，且线宽与线条方向有关。与线刷子的情形相反，对于水平线与垂直线，线宽最小，而对于斜率为±1的线条，线宽最大，为垂直(水平)线宽度的 0.7 倍。

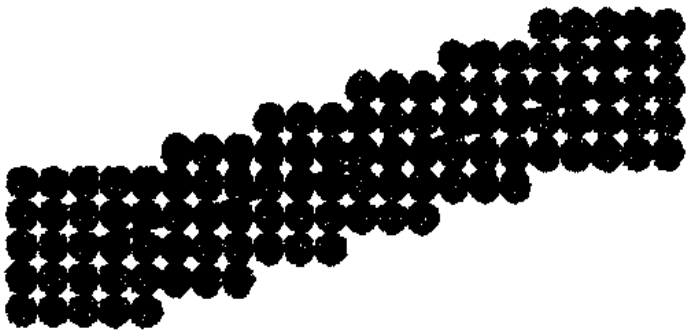


图 7-9

对圆弧线宽的处理，将圆弧视为若干直线段组合，采用与直线绘制时类似的方法，当采用线刷子时，在经过曲线斜率为±1 的点时，把线刷子进行水平与垂直方向切换。由于线刷子只有水平和垂直两种状态，在曲线接近水平与垂直处，线条更粗一些，而在斜率接近±1 的点附近，线条更细一些，如图 7-10 所示。

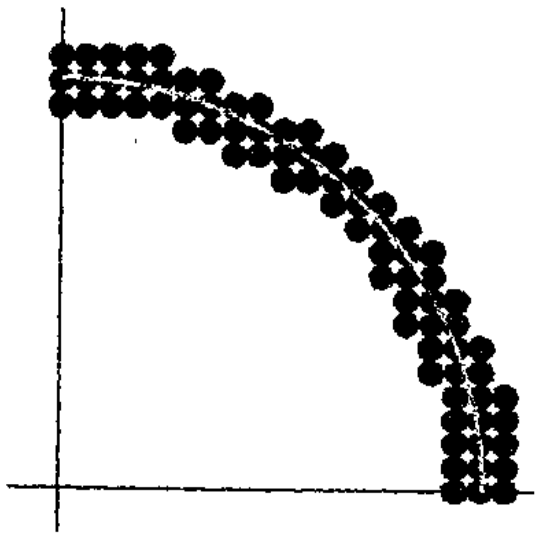


图 7-10

当采用正方形刷子时，无需移动刷子方向。只需顺着单像素宽的轨迹，把正方形中心对准轨迹上的像素，把方形内的像素全部用线条颜色填充。用正方形刷子绘制的曲线条，在接近水平与垂直的部分最细，而在斜率为±1 的点附近最粗，这恰与线刷子情形相反。

线宽的处理还可用填充的办法进行，对直线可先算出线条的各角点的坐标，再用直线段把相邻角点连接起来，再对四边形进行填色，即可得到要求宽度的直线条，这种算法还可生成两端粗细不一的线条。绘制具有宽度的圆弧线条也可以采用填充的办法，方法是：绘出圆弧线条的内边界和外边界，然后在内外边界之间填色。

2. 线型的生成

线型中细线条、宽线条的生成已在上面作了简述，现介绍虚线的生成基本原理，虚线的生成有两种方法，其一是用位串来实现虚线的生成；另一种方法是建立线状符号库来实现。

位串方法的基本思想是：虚线是由虚部、实部构成的，一个完整的虚部和实部构成一个虚线周期，把这种虚实周期性变化用一个逻辑值的序列来描述，用逻辑值“1”表示实部，“0”

表示虚部。由 10 个单位长的实部与 5 个单位长的虚部构成的一个周期对应的逻辑值序列为“111111111100000”。在直线生成算法中，在逻辑值为“1”时写像素，这样便生成虚线了。线状符号库的生成方法的思路是：将上述周期视做图元，存储于线状符号库中，并建立索引文件，使用时打开线状符号库，用复合实体属性数据结构记录，提取符号中的图元信息，在骨架线方向上排列图元(包括图元定位点与方向的计算)。

(三) 面状符号的绘制

前面已经讲到：地图上描述面状实体的方法一般是在面域内填充相应的符号或线型。所以面状符号生成的实质是多边形填充问题。填充有两种基本形式：线填充和符号填充。填充的符号排列遵守一定的规则，即在所谓“扫描线”上以一定间隔 d(步距)排列。基于这一事实，可以认为线填充的基本算法如下：

(1) 将多边形旋转至以扫描线为 x 轴的坐标系中。

(2) 求出坐标系中多边形角点中 y 坐标最小与最大值：y_{min}，y_{max}，由上述 y 坐标值确定范围即是扫描的 y 坐标变化范围，求 $y=y_0+d$ 直线与多边形的所有边的交点(y_0 的初值为 y_{min}，终值为 y_{max})。

(3) 将交点坐标反旋至原坐标系中，以两交点为一对，画出晕线或符号(调用画线型模块即可实现特定线型的填充；调用一个沿扫描线方向等间隔生成符号的模块(前提是：该模块总体流程是先根据扫描线和符号间隔计算各符号的定位点坐标，然后调用符号生成模块)，即可实现符号填充。

(4) 着色：着色就是以某种颜色填充一个多边形区域，这是一个特殊的线填充问题。

理论上扫描线的间隔 $d=0$，实际开发时将扫描线定为 x(或 y)方向，然后在上述基本算法的第二步中取 $d=1$ 即可。

第四节　规则图形的几何纠正

在计算机地图制图中，许多规则的地理实体，诸如矩形房屋、圆曲线、缓和曲线公路、铁路等，由于使用了带有测量误差的数据制图，使得制图结果不能保证其形状的规则性，图形不美观，且影响到计算机地图制图结果的精度及电子地图的进一步使用，为了解决这些问题，在计算机地图制图时常以规则地物应满足的几何条件为基础，运用最小二乘原理对规则地物的测量数据进行平差处理，用处理后的数据作为规则地物计算机地图制图数据进行制图，以确保规则地物制图结果的美观和制图精度。这个过程被称为规则地物的几何纠正。

由于表述规则地物属性的参数必须满足一定的几何条件，以满足上述几何条件的数学方程为基础方程，进行条件平差处理，便可实现规则地物的几何纠正。本节以直角与直线条件、圆曲线条件为模型对规则地物平差处理的基础方程建立过程进行介绍。

一、直角与直线条件方程

设 i、j、k 三点构成一个已知角值 β，则这三点构成的角间的几何关系可由下式表示：

$$\hat{a}_{ik}-\hat{a}_{ij}=\beta \tag{7-15}$$

式中：$\hat{a}_{ik}$，$\hat{a}_{ij}$分别为边 ik 和边 ij 方位角的平差值，即：

$$\hat{a}_{ik}=\arctan\frac{\hat{y}_k-\hat{y}_i}{\hat{x}_k-\hat{x}_i};\hat{a}_{ij}=\arctan\frac{\hat{y}_j-\hat{y}_i}{\hat{x}_j-\hat{x}_i}$$

将上式代入式(7-15)并进行线性化处理，整理后可得条件方程式为：

$$a_{i_k}u_{x_k}+bw_{y_k}-(a_{i_k}-a_{ij})u_{x_i}-(b_{i_k}-b_{ij})u_{y_i}-a_{ij}u_{x_j}-b_{ij}u_{w_i}+W_i=0 \quad (7\text{-}16)$$

式中各系数：$a_{ij}=-\dfrac{\sin\alpha_{ij}}{S_{ij}}$；$a_{ik}=-\dfrac{\sin\alpha_{ik}}{S_{ik}}$；$b_{ij}=\dfrac{\cos\alpha_{ij}}{S_{ij}}$；$b_{ik}=\dfrac{\cos\alpha_{ik}}{S_{ik}}$，$S_{ij}=\sqrt{(x_j-x_i)^2+(y_j-y_i)^2}$、

$S_{ik}=\sqrt{(x_k-x_i)^2+(y_k-y_i)^2}$，$W_i=\arctan\dfrac{y_k-y_i}{x_k-x_i}-\arctan\dfrac{y_j-y_i}{x_j-x_i}-\beta_i$

其中，α_{ij}、α_{ik}分别为边 ij 和边 ik 的坐标方位角，可由对规则地物的特征点观测值计算得到。

当 $\beta=\pi/2$(或 $3\pi/2$)时，式(7-16)即表示边 ik 和边 ij 垂直构成直角条件；当 $\beta=\pi$ 时，式(7-16)表示边 ik 和边 ij 为一直线即直线条件。在计算机地图制图中，直角地物或部分为直角的地物及三点共线的情况是很多的，这些都是典型规则地物中的情况。对直角形地物的每一个直角，可按式(7-16)列出条件方程。对于图 7-11 中所示的直角形多边形，观测数 $n=8$，必要观测数 $t=6$，可列 2 个条件方程。对所列出的条件方程运用最小二乘原理进行条件平差，因测量误差而造成的规则地物各参数间的矛盾即可消除。



图 7-11

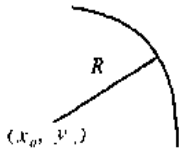


图 7-12

二、圆曲线形规则地物几何纠正时的条件方程

在线路工程中圆曲线形地物很多，一般出现在线路的转弯处，对一圆曲线图(7-12)在计算机地图制图中如果用了在曲线上实测的 3 个(含 3 个)以上点进行曲线的数字化，理论上这些点都应位于直线上，即都应满足圆曲线的方程，则对每个点都可列出以下的条件：

$$(\hat{y}_i-\hat{y}_0)^2+(\hat{y}_i-\hat{y}_0)^2=R^2 \quad (7\text{-}17)$$

式中：(x_0,y_0)是圆心坐标；R 为圆的半径。将它们作为未知参数，以上述实测点的坐标代入并作线性化处理，可得含未知参数的条件方程：

$$\left.\begin{aligned}&\Delta x_{0i}V_{x_i}+\Delta y_{0i}V_{y_i}-\Delta x_{0i}\delta\hat{x}_0\\&-\Delta y_{0i}\delta\hat{y}_0-R^0\delta R+\omega=0\end{aligned}\right\} \quad (7\text{-}18)$$

式中：$\omega=[(x_i-x_0^0)^2+(y_i-y_0^0)^2-R^{02}]/2$。

对条件方程进行平差处理，同样可得上述圆曲线的观测值的平差值，消除观测误差引起的圆曲线图形不规则问题。

第五节　曲线的光滑

一、概述

地图所描述的地球表面的形态是复杂多变的，其中用来表示诸如道路、水系、境界等地物和用来描述地表高低起伏形态的等高线都是曲线，而计算机制图时是先在数据采集阶段先采集实际曲线上一定数量的特征点，再由图形软件根据这些特征点生成相应的曲线，在这

个生成过程中，必须有一个对曲线平滑处理的过程，这就是所谓的曲线光滑。

曲线光滑也就是曲线拟合或内插，即将曲线看成是由一系列的点列连接而成的，只要能根据已知点内插出这些点列的位置，并确保在这些点处具有连续的一阶导数或连续的二阶导数，就可保证得到的曲线是光滑的。曲线的光滑处理方法有两种类型：一种是光滑后的曲线不一定通过已知点称为曲线拟合；另一种是光滑后的曲线一定通过已知节点称为曲线内插，计算机地图制图中大都要求光滑后的曲线通过已知点。光滑曲线的算法很多，如线性迭代法、正轴抛物线加权平均法、B 样条法、分段三次多项式插值法、张力样条函数插值法及样条抛物线法等，所用的拟合算法不同也将会有不同的的光滑结果，地图制图中曲线的形态有多种，要求平滑处理程序中所应包含的拟合算法应是多样的，考虑后续课程中对此将有详细叙述，本书仅对较典型的方法作简述。

二、线性迭代法

线性迭代法(抹角法)是一种较简单的曲线光滑方法。这种方法建立在线性插值的基础上，是用反复的线性迭代产生加密的折线对曲线进行光滑处理，每迭代一次，抹去一批拐角点，反复迭代以达到曲线光滑的目的，因而拟合的曲线不通过给定的已知点。

如图 7-13 所示，第 n 次迭代是在第 $n-1$ 次迭代(点列 F、B、E)的基础上，在所有各相邻点间各插两个 1/4 点，将其两两相连得到 n 次迭代后的折线点列(2、3、4、5)，其中：$F2=3B=FB/4$；$B4=5E=BE/4$，进行多次迭代后就可得到一条光滑的曲线。

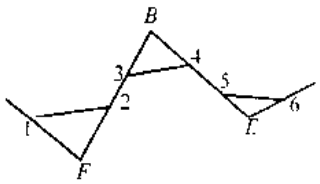


图 7-13

线性迭代的缺点是：迭代结果会造成曲线偏离全部特征点，向内收缩，在曲线挠度大时愈加明显，使曲线定位精度较低。优点是：图形向内收缩可以确保等高线即使在较密集的情况下也不会相交，且计算量小。当曲线定位精度要求较低时，可采用线性迭代。

三、B 样条法

B 样条法的基本原理：已知 n 个控制点 $P_i(i=1,2,\cdots,n)$(也称之为特征多边形的顶点)，每次取相邻的 k 个顶点，则可构造出一段 k 阶($k-1$ 次)B 样条曲线的表达式为：

$$C(u)=\sum_{i=1}^{n}P_iN_{i,k}(u)$$

其中，$N_{i,k}(u)$是调和函数，也称之为基函数。

当节点沿参数轴是均匀等距分布时称为均匀 B 样条函数；当节点沿参数轴的分布是不等距时称为非均匀 B 样条函数。构造每段曲线时，采用均匀 B 样条函数比用非均匀 B 样条函数工作量小，且外形设计的效果差别不大。

B 样条曲线具有如下性质：

(1) 连续性，即在 u 的取值范围内，多项式曲线次数为 $k-1$，且有 $k-2$ 阶连续性；

(2) 对 n 个控制点，曲线由 n 个基函数所描述；

(3) 每个基函数 $N_{i,k}(u)$定义在 u 取值范围的 k 子区间，以节点矢量值 t_i 为起点；

(4) 参数 u 的取值范围由 $n+k$ 个给定节点矢量分成 $n+k-1$ 个子区间；

(5) 局部性，即每个样条曲线段在两个相邻节点值间受 k 个控制点影响，而与其他控制点无关；

(6) 几何不变性，即 B 样条曲线 $C(u)$的形状和位置与坐标系的选择无关；

(7) 变差缩减性，即由 n 个控制点构成的 B 样条曲线 $C(u)$ 的特征多边形，在该平面内的任意一条直线与 $C(u)$ 的交点个数不多于该直线和特征多边形的交点个数。

常用的二次 B 样条曲线的矩阵表示式为：

$$P(t)=\sum_{i=0}^{2}p_iF_{i,2}(t)=[t_2t_1]\cdot\frac{1}{2}\begin{bmatrix}1&-2&1\\-2&2&0\\1&1&0\end{bmatrix}\begin{bmatrix}p_0\\p_1\\p_2\end{bmatrix}\quad t\in[0,1]\qquad(7\text{-}19)$$

t_i 为节点值，类似地还可写出 k 阶 B 样条曲线的矩阵表示式。

k 阶 B 样条基函数总可由两个相邻的 $k-1$ 阶 B 样条基函数线性组合而成，利用 K 阶 B 样条函数的性质，可计算曲线段的值。当已知控制点 $(x_1,y_1),(x_2,y_2),\cdots,(x_n,y_n)$ 时，由这些控制点可方便地生成的 B 样条曲线，由于 B 样条曲线是多值函数，因而一般采用参数方程，其通式可表示为：

$$x=x(u),y=y(u)$$

第六节　等高线的自动生成

一、等高线自动生成的基本概念

等高线是地图中最常用的符号之一，在计算机地图制图中关于等高线的自动生成问题占有很重要的位置，有关等高线的概念在前面的章节中已有所阐述，本节主要从计算机地图制图的角度对等高线的自动生成问题进行讨论。

等高线的引绘方法与其他等值线如专题地图中的等温线、等雨量线、等压线等的绘制方法是一样的。但针对不同的应用生成等值线的算法也有差异，有些算法采用参数插值函数的概念，这类方法对高次单元网格系统等值线的生成有重要意义；另一些算法则适用于已知条件为规则离散点区域等值线的生成。一般说来，等高线生成算法有以下三大类：第一类方法是直接根据不规则分布的已知数据点构成不规则网格如四边形、三角形或其他多边形网进行等高线的绘制；第二类方法是利用网格数据（即原始数据位于规则的矩形网格交点上）直接引绘等高线；第三类方法则是以不规则离散原始数据为依据，用双三次拟合、按距离加权平均或按距离加权最小二乘方法先拟合一张曲面 $Z=f(x,y)$，再将规则网格点的平面坐标代入曲面方程解算出网格点高程后再勾绘等高线。一般将第一类方法叫不规则网格法，后两种称为规则网格法。无论是采用规则网格法，还是利用不规则网格法，引绘等高线一般都需要做如下的工作：构网（采用第二类方法时不需构网）、等高点位寻找、等高点的追踪、等高线的光滑和等高线的注记。

不论是等高线还是其他等值线都具有以下的性质：等值线都是光滑连续的曲线；等值线不能相交；相对于某个给定的高度值，等值线的数量不止一条；在定义的区域内等高线可能闭合，也可能不闭合；在计算机地图制图中必须遵守这些性质。

二、构网、等高点位的寻找

前面已经提到了网格的问题，当使用不规则原始数据，即离散点数据作为依据引绘等高线时，应在制图区域人工构造一个规则网格或不规则网格，以便在单元（网格）的棱边上寻找等高点，进行等高线的引绘。

规则网格是指在制图区域上构成一个矩阵式网格，这个网格由若干小正方形或小长方

形网眼构成，每个网格角点点值(高程值)可采用一定的插值方法求得，而等高线就是利用这些点值引绘的(有关内容在第九章中将详述)。直接利用离散点连成的四边形、三角形或其他多边形网格称为不规则网格，实用中以三角形网格较为常用，本节重点对三角形网格的构成方法进行阐述。

构成三角形网的算法有多种，但其基本思想是相同的，即以三角形的某一边作基础边向外扩展，直至全部离散点均连成三角形网为止，设某两点构成了某个三角形的一条边(基础边)，其直线方程可由该两端点的坐标建立，则这条直线将把平面所有的离散点分成二个点集，与该三角形另一顶点在同一侧的点集，位于该直线上的点集中的任何一点均不能与该直线两端点形成新的三角形，其余的点(可选点集)均有可能与该直线两端点构成新的三角形。能与该直线两端点构成新的三角形的最合适的那一点的选择，应满足以下的构网条件：其一是所选点与基础边两端点连线的夹角最大；其二是过所选点与基础边两端点所构成圆的圆心到两端点连线的距离最小(这里对"距离"规定如下：当圆心与另一角点同侧时取负值，否则取正值)。满足上述两条件之一的可选点集中的任一点就是可与基础边构成新的三角形的点。新三角形构成后要进行检验，如果与已有的三角形重复则构成的新三角形无效，反之新三角形为有效三角形。第一个三角形构成的方法是在离散数据信息场中，选择距离最近的两个点，作第一个三角形的基础边，也可用同一地性线任何相邻两点的连线作为第一个三角形的基础边，然后按上述方法选择第三点，进而构成第一个三角形。

三角网的扩展是一个比较复杂的问题，一般的做法是采用两计数器的方法来解决，一个记录已构成的三角形个数，一个记录已扩展的三角形个数。当这两个计数器中数目相等时表明三角网的构网工作已结束。构网中要确保三角网中没有交叉和重复的三角形，且应当把全部离散点都连接起来。

等高点的寻找也就是在已构成的三角网或多边形网格的棱边上确定等高点的通过位置，因而首先要确定等高线与三角网或其他多边形网格边的相交条件，下面以三角形网格为例介绍有关方法。三角网中的最小单元是三角形，其棱边上是否存在等高点完全取决于该棱边的两个节点间是否包含该高程值。在完整的等高线图中，一般要包含不同高程值的等高线多条，但是由于各等高线的生成的算法完全相同，所以只讨论一个高程值的等高线生成算法即可。

设 i、j 是某三角单元的两个节点，其所构成的棱边 ij 是否与某高程值为 H_c 的等高线相交，即可否在该棱边上寻找到等高点的判别式为：

$$f=(H_i-H_c)/(H_j-H_c) \text{ 或 } f=(H_i-H_c)(H_j-H_c) \tag{7-20}$$

式中：H_i、H_j 为棱边上两节点的高程值。当 $f>0$ 时两者不相交，如图 7-14(a)所示，$f=0$ 时等高线过 i 或 j 中的一个端点，如图 7-14(b)所示，$f<0$ 时，等高线与该棱边有惟一交点，如

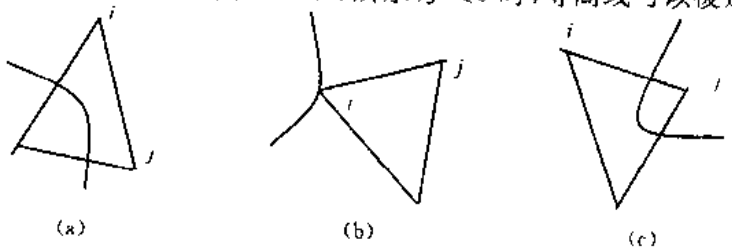


图 7-14

图 7-14(c)所示。$F=0$ 时的情况易引起等高线追踪的困难，会使等高线追踪出现二义性，因而在进行判别时先在该节点的高程值中加入一微小量，在高程为 H_c 的全部等高线生成后，再恢复节点原来的高程值。这种处理方法实际上是使等高线绕过该节点，但从图形的效果来看因加入量微小，图形显示上依然是通过该点的。

对三角形单元来说，某条等高线至多在三角形单元中通过一次，与单元的一条棱边只存在一个交点，或者说等高线与三角形单元全部棱边的交点数或者为零，或者是两个。四边形单元也是如此，等高线至多在四边形单元中通过一次，等高线与四边角形单元全部棱边的交点数或者为零，或者是两个。可以有这样的结论：对上述两种类型的单元而言，其棱边上的等高点总是成对出现，任何情况下均如此。

设高程值 H_c 在单元内及棱边上是线性变化的，则等高点的坐标可用下式确定：

$$\left.\begin{aligned} x_c &= x_i + (H_c - H_i)(x_j - x_i)/(H_j - H_i) \\ y_c &= y_i + (H_c - H_i)(y_j - y_i)/(H_j - H_i) \end{aligned}\right\} \tag{7-21}$$

式中：(x_c, y_c) 为等高线与棱边 ij 的交点坐标即等高点坐标；(x_i, y_i)、(x_j, y_j) 为棱边两端点 i、j 的坐标；H_i 和 H_j 为其高程值。

三、等高点的追踪

等高点的追踪就是将具有相同高程而又属于同一支等高线的点有序地连接起来。由于在定义域内对给定的高程值可能有若干条等高线存在，确定等高线的走向就成了等高线自动生成的关键问题。在计算机地图制图中一般在等高线的自动生成中采用逐条生成的办法，这样既可提高等高线的生成速度，又能节约计算机内存。具体的方法是开辟一个动态数组，记录一条等高线上所有高程点的坐标信息。一条等高线生成完毕后，先将该动态数组清零，之后用来记录下一条等高线的信息。同时采用链表结构记录等高点所在的单元信息，链表的节点的数据域应包括等高点所在的格网单元信息记录和等高点的个数信息记录两个数据项；指针域有一个指针，用来记录下一个存在等高点的单元序号；在上述链表中的单元上必定存在等高点，若链表的第一个节点所指示的单元为 n，该单元上的第一个等值点为 n_1（也称线头），因单元上的等高点总是成对出现的，所以在单元 n 上定能找到另一个等高点 n_2，将 n_1、n_2 的坐标记录到动态数组中。又因单元 n 上只有两个等高点，且已被跟踪过，则链表节点上等高点个数降为零，该节点将从链表中删除，生成下一条同高程的等高线时，不需要重复搜索该单元。如果上述等高点不是定义域边界点（图 7-15 中），则应根据单元的序号搜索下一单元（m 单元），前述 n_2 点既是第一个单元的出口点，又是下一个单元的入口点（相当于 m 单元中的 m_1 点），此时可在 m 单元的棱边上寻找除 m_1 点之外的另一等高点 m_2 点（m 单元的出口点），并将 m_2 的坐标数据记录在动态数组中，依次追踪。当找不到新的入口点时，需要将找到的最后一个点（出口点）坐标与已记录的起始点坐标比较，如果坐标是相同的，则曲线闭合，等高线生成结束；否则该等高线在定义区域就是开曲线，该出口点应是边界点，则将已跟踪的等值点坐标倒排序，利用已记录的起始点作为出口点继续搜索，直到发现另一边界点结束跟踪。

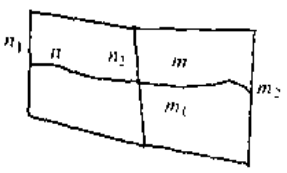


图 7-15

对追踪到的等高点进行连接时（已知一条等高线的高程值和其所有等高点的坐标后），可按某种规则逐点连接成为一条等高线。当精度要求不高或网格很密时，可直接用直线段将动态数组中的等高点连接成等高线。如果规则网格的网眼较大或是不规则网格时，直接连接

起来的线段显然不是光滑曲线，因此必须按第五节中所述的曲线光滑原则和方法进行光滑处理，处理时所用的数据是存储动态数据组中的数据，当一条等高线生成后，可通过对高程值 H_c 的调节进行下一条等高线的生成步骤。

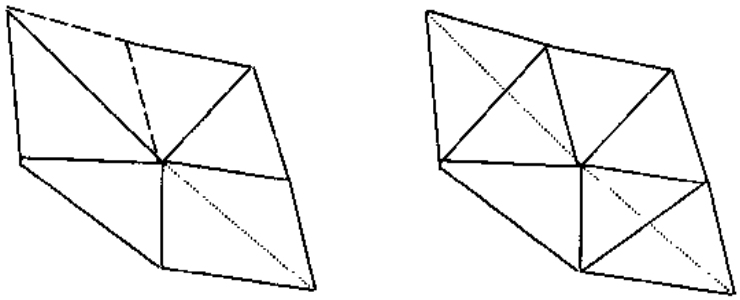
四、等高线注记

等值线注记的基本要求是：注记位置要合适、排列整齐、字向合理。注记的过程是：

(1) 寻找写字的位置和确定字向　在计算机地图制图中进行该项工作是非常复杂的。最适宜的注记位置是等高线曲线轨迹上曲率较小的曲线段，并且该段曲线段的长度须大于要写的注记总宽度，确定该位置的算法是对两个等高点之间的距离和斜率或相邻三个等高点之间的转角进行计算，满足上述要求的线段即是注记位置；同时通过判断曲线的走向决定注记的字向。

(2) 对等高点数据信息场重新整理　由于在等高线上加注注记后，闭合的等高线在给注记留出位置后，闭曲线便成了开曲线，而在开曲线上留出注记位置后一条曲线就变成了两段，因此必须进行等高点数据信息场的重新整理。

关于等高线生成的精度问题，一般地，在规则网格中，影响等高线生成精度的因素主要是数据点的分布密度和离散程度、网格大小及所采用的曲面拟合函数，曲线光滑时所用的插值方法，及在定义区外相关区域内数据点有无分布，其中以网格大小的影响最大。在不规则网中，影响的主要因素是：已知数据点分布的密度和离散程度、定义区外一定范围内有无数据点、已知点的精度，在三角网构网时对地性线是否进行了适当考虑，也是非常关键的。在三角网构网时，要求三角形任何一条边都不能与地性线相交，否则会出现三角形的边悬空或穿入地下的情况，图 7-16 中点划线为地性线。



考虑地性线信息时的构网　　未考虑地性线信息时的构网

图 7-16

第七节　图形数据结构

前面已经叙述了计算机地图制图的若干理论基础，本节将从构成地图的基本要素出发，讨论地图制图中有关数据结构问题。数据结构是数据记录的编排方式及数据间相互关系的描述，在计算机地图制图中制图的效率与制图数据组织方式的优劣有极大的关系，高效率的数据结构，应该是使组织的数据能够反映要素间的层次关系，便于不同数据间的连接和覆盖，以及能够表述地理实体间的拓朴关系。

综合分析计算机地图制图过程，制图的数据类型有三种：空间数据、属性数据和拓朴数

据，而空间数据是所有数据的基础。空间数据结构主要有两种表现形式：矢量数据结构和栅格数据结构（另外还有矢量栅格一体化数据结构，虽然矢量栅格一体化数据结构目前还没有在计算机数字化成图系统中实际应用，但矢量栅格一体化数据结构是未来空间数据结构发展的方向）。下面主要介绍矢量数据结构的有关概念、数据组织方法。

一、矢量数据结构及其组织方法

（一）矢量数据结构的概念

由地图的一般知识可知，地图是按一定的数学法则和特有的符号系统及制图综合原则将地球表面的各种自然和社会经济现象缩小表示在平面上的图形，在地图上用来反映制图现象的空间分布、组合、联系及在时空方面的变化和发展的基本元素可以划分为点、线、面、体等四种基本类型，其中体是对于真三维制图系统而言的，由于目前还没有一个实用的真三维的制图系统问世，因而本节对体的问题不作讨论。

所谓矢量是指具有一定方向和长度的量，在二维空间里矢量可用$(\Delta x, \Delta y)$表示，Δx 表示沿 x 方向移动的距离，Δy 表示沿 y 方向移动的距离，矢量在空间没有固定的位置，它只示出向哪个方向移动多远，并没有指明这个运动的起点，它跟线段是不同的。

地图矢量数据结构是一种用空间坐标来描述点、线、面等三种基本类型的地图制图基本元素的，进而达到描述所有地图实体的目的。用矢量数据结构描述地图实体的方法是非常简单的，如：点状实体可以用一个坐标对(x, y)来描述，坐标对确定了点状地图实体定位点的位置；线状实体可以用一坐标对串来描述，即用$(x_1, y_1), (x_2, y_2), \cdots, (x_n, y_n)$描述线段，其中的每一个坐标对确定的是线状地物定位线上各节点的位置；面状地物也可以用一坐标串来描述，只是要求首末两点的坐标相同，其中每一个坐标对确定的是面状地物边界线的节点位置。矢量数据的特点是直接以采样坐标为基础，可最大限度地利用采样点的精度。另外，矢量数据占用的存储空间一般也相对较少。

（二）矢量数据结构的组织方法

矢量数据结构的组织方法有：实体式、索引式、双重独立式、链状双重独立式等几种。

1. 实体式数据组织方法

实体式数据组织方法是以地图实体为单元组织其空间数据和非空间数据（图 7-17）。由于地图制图中有点状、线状、面状三种不同类型的实体数据，所以将它们组织时应放在不同的数据文件内，因此实体式数据组织方法中有点表、线表和面表三种不同的数据结构文件。其中 Spaghetti 结构是一种比较典型的实体式数据组织方法，其结构见表 7-5。

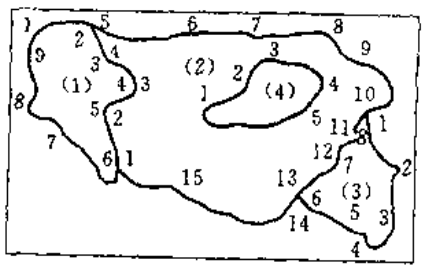


图 7-17　复杂实体式数据结构图

这种数据结构的优点是：编码容易，数字化操作简单，数据编排直观；缺点是：边界坐标数据的多边形实体单元是一一对应的关系，各多边形边界都单独编码及进行数字化，相邻多边形的公共边要数字化两遍，公共边界上的点及多连接方向的节点会数字化多次造成数据存储冗余。

2. 索引式实体数据组织方法

索引式实体数据组织方法是指根据多边形边界索引文件检索多边形文件的坐标数据的矢量数据组织形式。根据多边形边界索引文件性质的不同，索引数据组织方法分为节点索引

表 7-5　　单一实体数据的组织方法

表示一点记录的点表			
标识码	数据项		属性参数
I＊D	X	Y	属性值或其编码
表示一个线段记录的线表			
标识码	数据项		属性参数
I＊D	N(点数)$x_1, y_1\ x_2, y_2 \cdots x_n, y_n$		属性值或其编码
表示一个多边形记录的面表			
标识码	数据项		属性参数
I＊D	M(点数)$x_1, y_1\ x_2, y_2 \cdots x_m, y_m$		属性值或其编码

和线段索引两种。

节点索引数据结构包含两个文件：测点索引文件和坐标数据文件。节点(测点)索引文件中存放的是地图实体的点号、属性编码、构成该实体的所有测点的数据文件的标识；坐标数据文件中存放的是测点的标识和坐标数据。作业时，先对多边形的各个节点进行编号，建立多边形单元的节点号索引文件，线段按节点序号数字化，建立数字化坐标数据文件，再根据节点号检索节点坐标，生成多边形的边界数据。简单节点(测点)索引数据结构见表 7-6。

表 7-6　　简单节点数据索引文件

坐标数据文件			
标识码	数据项		
点 I＊D	X	Y	Z
节点索引文件			
实体 I＊D	CODE	点 ID 串	

生成多个多边形时的索引式数据结构图见图 7-18。

线段索引是对多边形各个线段进行编号，建立按多边形单元编排的线段索引文件，线段按序号进行数字化。由于线段是逐段数字化的，在相邻线段节点处数字化次数在两次以上，为确保同一节点坐标数据的一致，必须进行节点匹配处理，同时生成相应的指针表。过程如下：线段索引文件查线段号——线段号找指针——坐标数据文件中查多边形边界坐标数据。线段索引数据示例如图 7-19 所示。

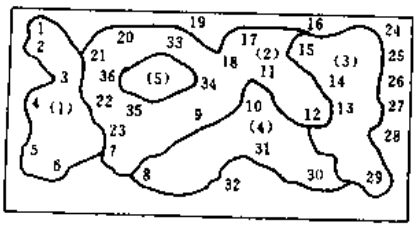


图 7-18　多个多边形的索引式数据结构图

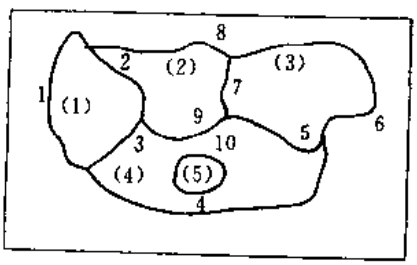


图 7-19　线段索引式数据结构图

这种数据组织方法的特点是实体数据表中，不直接存放测点的坐标，只存放其标识，而其坐标则存放在一个坐标数据文件中，避免了实体数据组织方法中数据的冗余问题。缺点是作业方式与习惯的数字化测图方法不一致，采用这种方法组织数据时，需用手工编辑生成节点索引文件。

3. 双重独立式数据结构

双重独立式数据结构是对图上面状要素的任一线段，用线段的节点及相邻面域进行定义，图 7-20 中线段 3—4、4—3 的双重独立数据结构为：

线段　　节点　　面域

(3—4)　(3,4;*A*,*B*)　　(7-22)

(4—3)　(4,3;*B*,*A*)　　(7-23)

式(7-22)的含义是线段 3—4 的方向是从节点 3 到 4，其左侧为面域 *A*，右侧为面域 *B*。式(7-23)表示线段 4—3 的方向是从节点 4 到 3，其左侧为面域 *B*，右侧面域为 *A*。在双重独立式数据结构中，节点与节点或者面域与面域之间是邻接关系，而节点与线段或者面域与线段之间为关联关系，也就是所谓拓朴关系。利用拓朴关系来进行数据的组织，可以有效地进行数据存储正确性检查，便于对数据进行更新与检索，同时也有利于数字地图顺利地进入地理信息系统。因为在这种数据结构中，当编码数据经过计算机编辑处理以后，面域单元的第一个始节点应当和最后一个终节点一致，而且当按照左侧面域来自动建立一个指定的区域单元时，其空间点的坐标应当自行闭合。如果不能自行闭合，或者出现多余的线段，则表示数据存储或编码有错，这样就达到数据自动编组的目的。双重独立式数据结构如图 7-20 所示，其部分编码数据见表 7-7，双重独立式数据结构研制者和最早使用者是美国的人口统计局，该种结构被用来进行人口普查的分析和制图，该法也称 DIME(Dual Independent Map Encoding)系统。

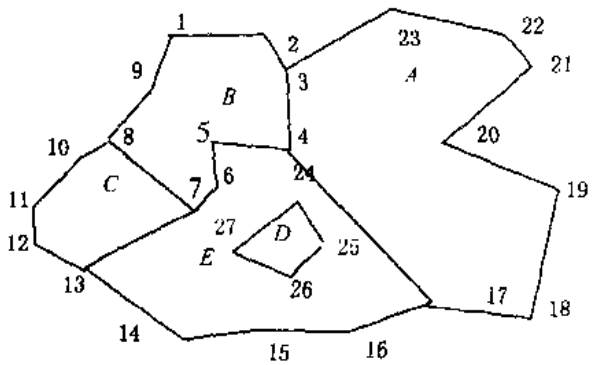


图 7-20　双重独立式数据结构图

表 7-7　　线段编码表(建立区域单元 B 时的数据编辑)

From	To	Left	Right
1	2	0	B
2	3	0	B
3	4	A	B
4	5	E	B
5	6	E	B
6	7	E	B
7	8	C	B
8	9	0	B
9	1	0	B

4. 链状双重独立式数据结构简介

在双重独立式数据结构中，边只能用线段两端点的序号及相邻面域表示，当线段复杂时数据的编辑就比较困难，在链状双重独立式数据结构中一条边可由许多点组成，在寻找两个面域的公共边界时，只查询链名就可以了，而与这条边的复杂程度无关。

二、栅格数据结构及其组织方法简述

（一）栅格数据结构的基本概念

栅格数据结构是将整个制图区域划分成一系列大小一致的栅格（每个格也称像元或像素），形成栅格数据矩阵，用以描述整个制图区域。按地理实体是否通过或包含各个栅格，以(0,1)或其他标识编码获得对地理实体的描述。根据所表示的信息不同，每个栅格可用不同的灰度值表示，每个栅格被认为是内部一致的基本单元。图 7-21 所示为制图区域内用栅格元素表示线状地物的栅格矩阵。

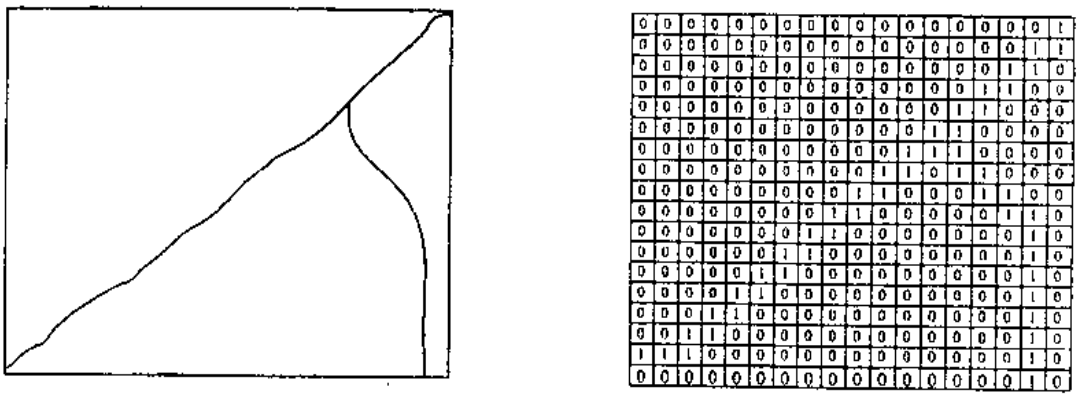


图 7-21　某线状地物及其栅格图

栅格数据结构的优点是：栅格数据结构具有排列规则，实体的坐标位置可以隐含在栅格的存储地址中，编码容易，便于多层要素的叠置分析，适合在栅格式输出设备（如屏幕显示）上输出图形。缺点是：由于它不能很好地利用数据之间的内在几何关系，其数据冗余较大。栅格数据的精度取决于栅格的大小，栅格愈小精度愈高，但不可能高于数据源（例如实测数据或地形原图）的精度。

用栅格数据表示地图基本元素的方法为：点状要素，用其中心点所处的单个像元来表示；线状要素，用其中轴线上的像元集合来表示；面状要素，用其所覆盖的像元集合来表示。

（二）栅格数据结构的组织方法

栅格数据的组织方法有全栅格矩阵式、全栅格联合矩阵式和变长栅格压缩式等三种，简介如下。

1. 全栅格矩阵式

将每个栅格（或网眼）都作为基本的存储单元的数据组织方法称全栅格矩阵式数据结构。根据每个栅格取值方法的不同，又分为栅格交点归属法、单位栅格长度占优法、单位栅格面积占优法等三种。

栅格交点归属法也叫栅格中心归属法，其核心是每个栅格单元的值，根据该栅格中心点所属的面域来确定；单位栅格长度占优法，是指每个栅格单元的值，根据制图实体占据该栅格单元的大部分长度决定；单位栅格面积占优法，每个栅格单元的值为占据该栅格单元面积

最大的实体代码表示。全栅格矩阵式数据结构，适用于图斑比较小的、类型变化比较复杂的制图要素。

2. 全栅格联合矩阵式数据结构

全栅格联合矩阵式数据结构是指在同一种网络系统中存储多种要素的空间数据。每个栅格都包含有两种(含两种)以上的地理属性。这种数据结构适用于当进行制图区域的综合制图或制图要素的相关分析时。

3. 变长栅格压缩式数据结构

变长栅格压缩式数据结构是全栅格矩阵式数据结构的一种改进型。为了使建立的数据结构既便于空间定位分析，又便于数据压缩，在按栅格数据记录各种面状分布的地理要素时，仅记录要素特征值发生变化的栅格，包括该栅格的位置、该栅格的特征值，以及该行内特征值变化的次数。

三、矢量数据与栅格数据间转换的基本概念

在计算机地图制图领域，矢量数据和栅格数据各有优势和不足，两种数据都能方便地被计算机存储、识别和处理，都可以作为数字化成图系统的数据源。但由于计算机地图制图成果使用的多样性，两种数据常需互为补存，互相转换。在矢量数据中，点的坐标习惯上用 x,y 表示的；栅格数据则是用像元的行、列号表示的，即用 i,j 表示。所谓矢量数据与栅格数据的转换即是由 x,y 到 0,1 的转换，设 a 为制图要素的任意一点，则其转换关系式为：

$$\left.\begin{aligned} i &= 1+\frac{y_0-x}{\Delta y} \\ j &= 1+\frac{x}{\Delta x} \end{aligned}\right\} \tag{7-24}$$

Δx、Δy 表示栅格的大小。

四、空间数据的分层与组织

(一) 层的概念

分层是计算机地图制图系统中数据组织的一种重要手段，同样适用于栅格数据和矢量数据。在矢量结构中，层通常用来区分实体空间的类别，而在栅格结构中新的属性就意味着增加新的一层。

从制图的观点来看，所谓层就是绘有地图实体的透明薄膜，同一薄膜上的实体一般具有共性，所有薄膜置于一体就是一幅完整的全要素地图。

空间数据的分层组织方法为多种地图的制作带来了方便。有些地图如专题地图着重反映某一种自然或社会经济要素，或强调表示这些现象的某一方面的特征，应用分层可使制图目的更易表达。从数据的观点出发，可以认为专题地图是通用地图的一种子集。若将某种专题地图对应的子集分在同一层，就可十分方便地从通用地图中自动提取专题地图数据信息，供制作专题地图使用。分层组织也使图形编辑变得更为有效和可靠。计算机地图制图系统(软件)的操作人员可以有意识地对层进行“关闭/打开”、“冻结/解冻”等操作，将图形编辑的注意力集中在某一(些)层上，还可以将层作为一个复杂的图形对象，进行各种面向实体的操作。

(二) 空间数据分层方法

在计算机地图制图系统中，空间数据的分层组织方法主要有两种：按专题分层和按地图

实体类别分层。

1. 按专题分层

按专题分层方法的基本思路是每层对应于一个地图专题，同一层上的信息具有同一种属性，有某一特定的目的或用途。如自然资源层，可包含河床地质、地下状况、土地利用、土壤类型、排水管道、海平面高度及运输工具等，城市规划层则包含街道、公交线路、交通工具、电力电讯、给水排水、文化教育、金融保险、卫生、旅游、公安消防、土地使用等。这种分层方法便于专题地图的制作。

2. 按地图实体类别分层

按地图实体类别分层的方法以有关图式和要素分类代码为分层基础，每层对应于地图要素分类系统中的一个大类。如将地图实体分为九个大类：测量控制点、居民地和垣栅工矿建(构)筑物及其他设施、交通及附属设施、管线及设施、水系及附属设施、境界、地貌与土质、植被等，并对一大类中包含的地图实体作了详细的规定。这种分层方法的优点是便于编码处理和图形数据的管理，但在制作专题图时较为困难。

另外，还可按时间不同分层，对不同时间的地理实体进行描述，反映地理实体的变迁过程，制作有关专题地图；根据垂直厚度分层，如矿山采掘工程图，反映不同高程的采矿工程运营状况。

第八章　地形图的数字化

第一节　地形图数字化的原理与方法

一、概述

在生产实际中，根据生产需要要把大量的纸基地形图输入到计算机中去（如地理信息系统（GIS）的基础数据采集），而计算机是不能直接识别图形的，必须将图形坐标输入到计算机，这个过程叫地形图的数字化，实现数字化的设备叫数字化仪，它是专门用来读取图形信息的计算机数据输入装置。

进行地形图的数字化，实质上是将图形转化为数据，数字化仪是采集图形数据的设备，由其采集的数据还需要用专门的软件进行处理和编辑。由纸基地形图向数字化图的转换是数字化的一个复杂的过程，它涉及到原纸基图的固有误差、数字化过程中的误差、数字化的设备（数字化仪）、数字化软件等多个方面。目前通用的数字化方法有：手扶跟踪地形图数字化法、扫描数字化法、解析测图法等，本章将介绍手扶跟踪地形图数字化和扫描屏幕数字化的基本原理、仪器使用、相关软件的使用方法及数字化图的精度等问题。

二、手扶跟踪地形图数字化的基本原理

手扶跟踪地形图数字化法也称手工数字化仪法或称数字化板输入法。它适用于工作底图为纸基地图、聚酯薄膜图、黑图等。手扶跟踪地形图数字化是利用数字化仪和相应的图形处理软件进行的，其工作原理是：首先将数字化板正确地与计算机连接，把准备数字化的工作底图放置于数字化板上并固定，用手持定标设备（鼠标），对地形图进行定向和确定图幅范围，然后跟踪每一个地图特征，由数字化仪和相应数字化软件在工作底图上进行数据采集，将经过图纸定位后被数字化仪采集并由相关软件转换后的属于地形图坐标系的图形坐标数据（矢量数据）发送给计算机，经软件编辑后获得最终的矢量化数据即数字化地形图，有关坐标的转换问题已在第七章中叙及，这个过程相当于用一只数字笔将原有地形图在计算机里再描一遍，是一个直接将光栅模式的图纸描成矢量格式的过程，在许多绘图软件如 CAD 及自主开发的各种地形测图软件中都提供对手扶跟踪数字化仪的支持，用手扶跟踪数字化方法数字化地形图，可在地形图数据输入时由人工方式将不同信息分层，非常直观。

手扶跟踪地形图数字化对复杂地形图的处理能力较弱，对不规则曲线如等高线只能采用取点模拟的方式，耗时多且处于半自动状态，效率不高。因而，手扶跟踪地形图数字化适用于时间要求不紧迫，地形图所包含信息不太复杂的情况。手扶跟踪地形图数字化的精度取决于工作底图上地形图要素的宽度、复杂程度、数字化仪器的性能（主要是分辨率）、作业人员的工作熟练程度等多种因素。

三、扫描屏幕数字化的基本原理

扫描屏幕数字化也称扫描矢量化。其基本原理是对各种类型的数字工作底图如纸基地图、黑图或聚酯薄膜图，首先使用具有适当分辨率、消蓝功能和扫描幅面的扫描仪及相关扫

描图像处理软件，把底图转化为栅格影像图生成光栅文件，光栅数据的内容被表示成黑点和白点（二值模式）或彩色点组成的一个矩阵（点阵），单个的点被排在地形图图纸的 X、Y 方向上，点与点之间彼此没有任何逻辑上的联系，这些点以镶嵌的形式在计算机屏幕上显示。对光栅图影像而言，图像的放大或缩小，会使图像信息发生失真，尤其是放大时图像目标的边界会发生阶梯效应。因而，需对光栅图像进行诸如点处理、区处理、帧处理、几何处理等，在此基础上对栅格影像进行矢量化处理和编辑，包括图像二值化、黑白反转、线细化、噪声消除、结点断开、断线连接等。这些处理由专业扫描图像处理软件进行，其中区处理是二值图像处理（如线细化）的基础，而几何处理则是进行图像坐标纠正处理的基础，通过处理达到提高影像质量的目的。然后利用软件矢量化的功能，采用交互矢量化或自动矢量化的方式，对地形图的各类要素进行矢量化，并对矢量化结果进行编辑整理，存储在计算机中，最终获得矢量化数据，即数字化地形图，完成扫描矢量化的过程。

应当说明的是，所以要将栅格数据转换为矢量数据，是因为矢量数据可方便地在屏幕上以一个图元为单位进行移动、复制或删除等操作；同时，在地形图的应用中要进行点、线、面、坡度、断面等的计算，要进行各种分析统计，要转入 CAD、GIS 系统进行进一步应用。这些应用都要求将扫描的栅格图像数据转换成矢量数据，以坐标方式记录地形图要素的几何形状，因而必须进行地形图扫描栅格数据的矢量化。这里应提到的是：矢量图元可以分成线类图元（曲线、矩型等）、文字类图元（外文字符、点阵汉字、矢量汉字）和图符类图元（地形图符号、行业符号等），对于以线类为主的地形图，在用矢量图形数据表示时要比光栅图像节省存储空间。

扫描的过程就是将图纸由光栅格式转换成矢量格式的过程，扫描数字化法是目前比较先进的地形图数字处理方法，作业速度快，精度高。扫描数字化地形图的最终精度即所获得的矢量化数据的精度取决于地形图底图上描述地形图要素的宽度、复杂程度、扫描仪的扫描分辨率、地形图工作底图的变形误差、作业员的熟练程度等。地形图工作底图的要素越简单、扫描仪的扫描分辨率越高、地形图底图变形越小、作业人员熟练程度越高，数据转化过程中误差就会越小。

第二节　手扶跟踪地形图数字化

一、数字化仪的组成及工作原理

数字化仪由感应板（或称画图板）及定点设备又称传送器或鼠标两部分组成，如图 8-1 所示，各部分的构造和功能如下：

（一）感应板

感应板是数字化仪最重要的设备，其外形为一矩形平面板，板内置有磁致伸缩线或静电感应线圈，从而生成一个待感应环境，当定点设备在其上面移动时，获得相应的感应电信号。在感应板平面内被定义了一有效感应区域，在有效感应区域内可进行正常的数字化工作，而在有效感应区域外进行数字化时，数字化的精度和正确性均不能保证。感应板上设有软菜单，可进行数字化仪的性能参数设置。数字化仪的工件状态可通过感应板上的状态指示灯表示出来。

（二）定点设备

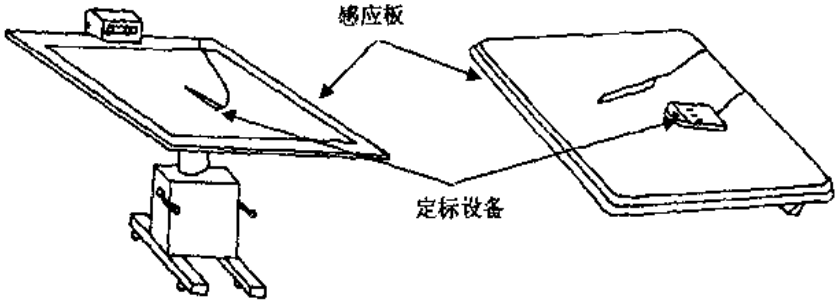


图 8-1

数字化仪使用的定点设备有:3 键式、4 键式、12 键式、16 键式定标器,接触式开关笔、一键式开关笔、两键式开关笔、压力敏感笔等。

键盘式定标器由定标十字丝和一个小键盘组成,定标器上键的功能可在用户数字化软件中进行设置,定标十字丝用于采集数据时定位,通过定标器的移动和相应键的操作,数字化软件可接收到的相应感应信号及按键状态数据运行,将按数字化软件功能采集的数据储存或进行编辑转换。

接触式开关笔可快速绘制草图和点菜单。把笔放在需进行数据采样的点上,轻压感应板,听到滴答声后将笔抬起,此时采样点的一对坐标数据已发送至计算机,握住笔按一定的速度移动即可发送一系列数据。

一键笔、两键笔可作为标准笔使用,笔上的开关可用于设置命令,一键笔尖等于定标器的 0 键,开关等于定标器的 1 键。两键笔的功能相当于三键式定标器的功能。

压力敏感笔是一种可由用户通过改变笔尖上的压力实现用户和系统数据通信的定点设备,相关软件可根据压力的级别设置相应的值,用来改变行宽、颜色等各类数字化参数。

(三) 工作原理

数字化仪一般采用磁致伸缩式结构或静电感应式结构。磁致伸缩式结构的数字化仪,是在绝缘平面感应板下布满金属栅格,通电时在平面板上产生一磁场,在平面板内设置 x、y 坐标写线和磁致伸缩延迟线。当电流通过写线时,在磁致伸缩延迟线中产生振动,因振动波在延迟线中传递的速度与传递距离成正比。故在写线上通电流时,测定振动波到达测试笔检测线圈所需要的时间,就可以求出检测线圈的位置。这种数字化仪的缺点是很容易受外界磁场的干扰,优点是结构非常简单。且因振动波的传递速度和传递距离存在正比关系,所以数字化的精度较高。如果采取相应措施,其缺点亦可得到有效克服,目前使用的非自动式数字化仪大都属此类型。

二、数字化仪的工作方式

数字化仪常用的方法是手扶跟踪数字化,常用的操作方式有九种,即点式、开关流方式、连续式、Delta 方式、步进式、触发方式、机控方式、提示方式和增量方式。

(1) 点式操作方法　按下定标器(鼠标)的某个键时,即将定标器上的十字丝交点在数字化感应板上的位置(以 x,y 坐标的形式)发送至计算机。

(2) 开关流方式　按住定标器的一个键不放,移动定标器,此时定标器在感应板上移动的轨迹,将以 x,y 坐标串的形式连续发送到计算机中,发送速率可有 1,2,5,10,20,50,100 点/s 共七个档次的设置值,松键定标器便停止工作。

(3) 连续式　在连续式指令下，从定标器接触数字化板就开始计数，定标器取点标志在数字化板上的位置将以 x,y 坐标串的形式连续送入主机，其速率同开关流方式，定标器脱离数字化板即停止工作。工作过程中可将按键操作省去，操作技巧要求较高。

(4) Delta 方式　定标器定位于某点时，数字化仪向计算机发送的数据是该点相对于前一点坐标的坐标值，是相对值而不是绝对值。

(5) 步进式　定标器在数字化板上移动时，数字化仪按一定的距离间隔向计算机发送 x,y 坐标串，距离间隔可在 0.025～2.54 mm 间选择。

(6) 触发方式　通过命令控制进行定标器触发操作，触发一次数字化仪向计算机发送一对坐标数据。

(7) 机控方式　这种方式主要是针对编程的数字化仪，通过计算机向数字化仪发送命令控制数字化仪的参数和状态。

(8) 提示方式　在数据被发送时，在输出的信息中带有注释信息。

(9) 增量式　送入任何一条增量式指令后，便将定标器在数字化板上的位置，以当前位置相对于上一点位置的坐标增量形式送入计算机，传送速率同连续式也分 7 个档。增量式输出中输出的是相对上一点的坐标增量，不同于连续式输出中的相对数字化原点的坐标。

三、数字化仪的性能参数定义

数字化仪的性能参数是指有效工作幅面、波特率(数据传输速度)、分辨率、数据的输出格式、奇偶检校及数据位。

(一) 数字化仪的有效感应工作幅面

如表 8-1 所示，其幅面规格有 A0～A4 等多种，可以非常方便地进行各种图幅的地形图数字化。

表 8-1　　标准图幅规格

图幅规格	图幅尺寸 /mm
A0	810×1189
A1	594×840
A2	420×594
A3	297×420
A4	210×297

(二) 波特率

数字化仪采用异步通讯，常用的数据传输的波特率为 9600 b/s，另有 1200，2400，4800，9600，19200 b/s 等多种数据传输速度。

(三) 分辨率

数字化仪的分辨率是指数字化仪能识别的最小间距，数字化仪采用的单位有两种，即毫米(mm)和英寸(in)，数字化仪的分辨率有：0.1 mm(10 线/mm)～0.01 mm(100 线/mm)，或 0.01in(100 线/in)～0.001 in(1000 线/in)。表 8-2 给出目前市场上主要使用的一些数字化仪的分辨率和精度。

表 8-2　　部分数字化仪的分辨率和精度

数字化仪型号	分辨率		综合精度	
	LPI	线/cm	/in	/mm
MG9236	1000	394	0.020	0.508
CALCOMP34480—H2	10160	4000	0.002	0.051
CALCOMP34480	10160	4000	0.005	0.127
SUMMAGRID Ⅱ	2000	788	0.010	0.254
SUMMAGRID Ⅴ	2540	1000	0.005	0.127

（四）数据的输出格式

数字化仪输出的数据是一数据流串，每串数据流由若干字节组成，发送时每次一串。数字化仪发送数据的输出格式有 ASCII 码和二进制码两种，格式可自行设置。

ASCII 码格式是指数字化仪向计算机发送的信息，每串是以 ASCII 码字符组成的。数字化仪的输出格式有多种，可用编号表示。如格式 0 表示第 0 号格式，它的 ASCII 码输出格式为：

XXXX,YYYY,C CR LF

其中：X 表示 X 坐标，由 4 位组成；Y 表示 Y 坐标，由 4 位组成；C 表示定标设备的输出状态（抬笔或落笔）；CR 表示回车；LP 表示换行；逗号表示分隔符。每种数字化仪对应多种输出格式，分辨率不同输出格式也不同，设备型号不同时输出格式也不一定相同。

二进制输出格式是指数字化仪向计算机发送的信息，每串是以 0 或 1 组成的。它与 ASCII 码格式的不同之处，在于它组成的一串数据的字节要少得多。对二进制输出格式而言，格式编号不同，组成输出信息串的字节数不一定相同，不同格式中定标器状态位数不同，坐标 X，Y 的表示精度也不同。

（五）奇偶检校及数据位

数据位为 7 位或 8 位，检校位为 1 位。奇偶检校有 5 种配置：7 位偶检校、7 位奇检校、8 位无检校、8 位偶检校、8 位奇检校。

（六）数据转换率

数据转换率是指感应板每秒向计算机发送的坐标对数，数字化仪的数据转换率或称输出速度一般为 10 对/s～100 对/s。

数字化仪性能参数之间存在着一定的关系，由此决定了在性能参数选择时必须使参数匹配。如数据转换率与输出格式有密切关系，与波特率成正比，与格式的长度成反比，数据转换率的大小应小于波特率除以字节数，才能保证数据转换率的正确。

四、数字化仪与计算机的连接

数字化仪必须与计算机连接才能方便地进行数字化工作。数字化仪与计算机的连接是通过其具有的 RS—232C 标准串行接口，用一根串行线把数字化仪的串行接口和计算机的串行接口连接起来，从而可实现数字化仪和计算机的数据通信。

各种数字化仪都提供一个检测程序，用户可用其测试数字化仪的各工作状态是否正常，并根据用户所使用的驱动数字化仪软件的要求设置各种数字化仪参数，这些参数包括串口号、波特率、校验方式、数据格式、数据位、工作方式、分辨率、原点位置及鼠标按键类型等，完

成参数设置后，运行数字化软件便可进行数字化工作。各种数字化软件如：EPSW 电子平板测图系统软件、CASS 软件等均可与多种数字化仪通信，非常方便地进行数字化工作，数字化软件（以 EPSW 软件为例）实现数据通讯的的一般过程为：

（1）开启设定的接口，进行数据缓冲区容量大小设置。

（2）设置通信参数，包括波特率、校验方式、发送数据格式、输出速度、数据位、工作方式、分辨率、原点位置及鼠标按键类型等。

（3）设定响应事件标志，在通信出现中断、错误、数据正常接收时，转入相应的处理程序。

（4）进行串口事件处理程序定义，根据事件标志，判定串口事件发生的类型，或在接收到数据后，按一定格式从中提取各种信息，分别作相应的处理。串口通信工作过程作业程序如图 8-2 所示。

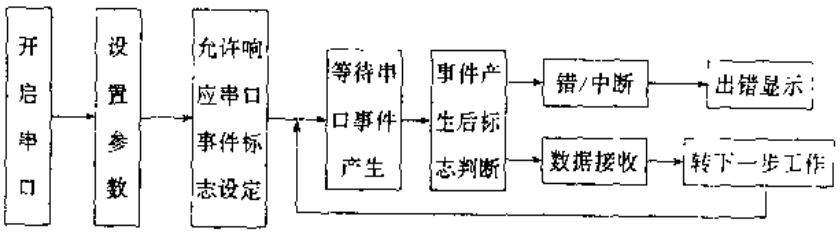


图 8-2

五、图纸定位

数字化地形图时数字化仪发送至计算机的坐标数据是数字化仪坐标系的坐标，与地形图采用的坐标系不一致，因此必须进行坐标转换，把数字化仪发送至计算机的数字化仪坐标系的坐标数据转换成地形图坐标系的坐标数据，这一过程称为图纸定位。图纸定位的实质是求出数字化仪坐标系与地形图坐标系间的转换参数，通过定位有效克服工作底图的图纸变形误差，是提高数字化图精度的重要技术措施。

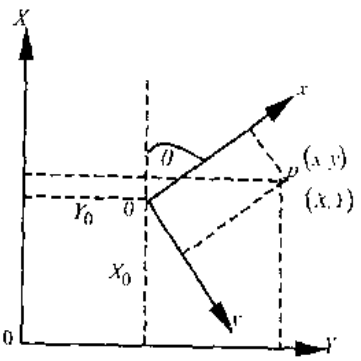


图 8-3

图纸定位可采用多种变换模型，线性正形变换是一种常用的图纸定位的方法（其他方法请阅读本书第七章第一节）。如图 8-3 所示，某点的数字化仪坐标为 $P(X,Y)$，地形图坐标系坐标为 $P(x,y)$，两坐标系的纵轴夹角为 θ，地形图西南角点的大地坐标为 x_0,y_0，数字化仪坐标为 X_0,Y_0，对任一点 P 两坐标系间进行线性正形变换的数学模型为：

$$\left.\begin{aligned} x - x_0 &= m(X - X_0)\cos\theta + m(Y - Y_0)\sin\theta \\ y - y_0 &= m(Y - Y_0)\cos\theta + m(X - X_0)\sin\theta \end{aligned}\right\} \tag{8-1}$$

式中：m 为长度比。

取：

$$a = m\cos\theta \quad b = m\sin\theta$$

则：

$$\left.\begin{aligned} x &= a(X - X_0) + b(Y - Y_0) + x_0 \\ y &= a(Y - Y_0) - b(X - X_0) + y_0 \end{aligned}\right\}$$

令：

$$\left.\begin{aligned} Q_X &= -(aX_0 + bY_0) + x_0 \\ Q_Y &= -(aY_0 + bX_0) + y_0 \end{aligned}\right\}$$

正形变换的数学模型可示为：

$$\left.\begin{aligned} x &= aX + bY + Q_X \\ y &= -bX + aY + Q_Y \end{aligned}\right\} \tag{8-2}$$

式中：a，b，Q_X，Q_Y 为待定系数，称作变换定向系数。利用线性正形变换数学模型进行图纸定位时，可采用地形图内图廓点或地形图幅内的控制点定位，基本方法是：

根据已知的 4 个内图廓点(格网点)的地形图坐标系坐标数据，以及用数字化仪定标器(鼠标)的十字丝交点分别对准地形图的左下角、左上角、右上角、右下角 4 个内图廓点后，依次采集的内图廓点的数字化仪坐标系坐标。将 8 对坐标数据代入式(8-2)，得到一相应的数学方程组，根据最小二乘原理对其进行数学处理，解得进行两坐标系转换的定向系数 a，b，Q_X，Q_Y，利用该组定向系数及转换的基本数学模型式(8-2)，可将数字化仪采集的地形图图幅内的任一点的数字化仪坐标系坐标转换成地形图坐标系坐标，使数字化后的地形图与工作底图的坐标系相同，从而获得方便地进行两坐标系坐标转换的方法，顺利实现图纸定位。

图纸定位的实质是进行坐标变换，在线性正形变换方法中，除了一般的坐标轴平移和旋转外，还增加了比例尺因子的改正，从而可在数字化过程中有效地克服因图纸的不均匀变形产生的误差和提高数字化的精度。上述图纸定位过程的关键是求定四个定向系数，当数字化的纸基图图幅内有分布均匀、点位精确清晰的已知控制点时，还可利用已知的控制点坐标数据和用数字化仪采集的相应控制点在数字化仪坐标系中的坐标数据代入式(8-2)，用同上的方法来求定定向系数，进行地形图定位。利用数字化软件计算定向系数及将数字化仪坐标系坐标转换成地形图坐标系坐标的过程如图 8-4 所示。

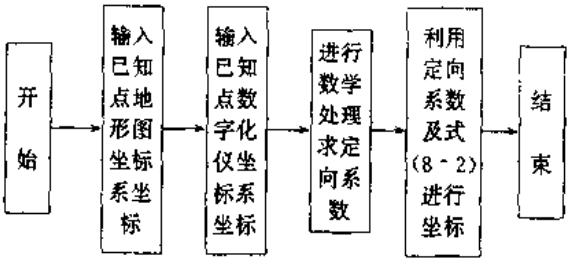


图 8-4

六、感应板菜单及定标设备功能键定义

图纸定位后，便可对地形图要素逐点进行数字化。数字化过程中，用定标设备对准地物特征点采集，经软件转换可得到相应点的平面坐标。但要绘制地形图还要在得到相应点的平面坐标的同时，输入该点相应的绘图信息，包括地形图要素的点位数据和地形图要素的其他特征信息如高程信息以及地物编码、线型、注记信息等所谓属性数据，才能进行地形图的数字化，这些信息不仅对图的数字化是重要的，而且对在数字化图基础上进行地理信息系统的建立也是十分重要的。

进行这些信息的输入，要用计算机键盘进行，可以想像在数字感应板上做数字化的同时，又要在计算机键盘上输入属性信息，作业者的忙碌可想而知。更重要的是操作者在数字

化仪及计算机键盘之间来回操作，会影响到数字化的工作效率。为了提高作业速度，各种通用数字化软件都建立了感应板菜单，并对定标设备的功能键进行了定义，这样作业人员只需在数字化仪的感应板上操作定标设备及其功能键，以及感应板菜单，即能实现地形图要素的点位数据和要素的其他特征信息的同时输入，避免了操作者在数字化仪及计算机键盘之间来回操作。

感应板菜单实际上是在数字化仪感应板工作桌面上开辟一个区域即所谓的菜单区，在数字仪制造时已设置好，它是固定在该区上的一个菜单表格，形状为按行和列分成相同大小的小格(正方形或矩形)组成的一个方格阵，一个格子对应一个菜单项，操作时只需用定标器轻触方格，由软件定义的菜单项功能即被执行，菜单项所表示的是常用的地形图图式符号和各种图形处理功能，由数字化软件定义，不同软件对菜单项的各方格功能定义也有所区别，表 8-3 所示是 EPSW 软件对数字化仪菜单区的各菜单项功能的定义情况。

表 8-3　　EPSW 软件对数字化仪菜单区的各菜单项功能的定义情况

采集	确认	捕捉	取消	开关	编码	高程	线型
回车	闭合	全屏	$H=9999$	居中	刷新	开窗	功能切换
0	1	2	3	4	5	6	7
8	9		退格	光标左移	光标右移	是否注记	功能切换
保存	转前窗口	转后控制	转前控制	混凝土	砖	水	点前移
点后移	激活	反向					
一般房屋	破坏房屋	棚房	台阶	门墩	燃料库	地磅	加油站
气象站	烟囱	路灯	喷水池	假石山	垃圾台		
纪念碑	碑柱墩	塑像	旗杆	广告牌	亭台	独立坟	散坟
水塔	窑	粮仓	水轮泵	邮筒	信号灯	电话亭	

感应板菜单在使用前，应先进行菜单定位。一般方法是给出感应板菜单任意两个相对顶点的数字化仪坐标数据如右上角和左下角坐标，再据方格的长、宽数据，求得每一个菜单项行列号；同样有了行列号，也可知菜单项位置。数字化软件中，任一对行列号都有与之对应的编码程序，用以支持(或定义)实现一菜单项(方格)功能。当用户用定标器如鼠标点中感应板菜单的某一菜单项时，数字化软件即会自动对数字化仪发送的数字化仪坐标系坐标数据进行分析，准确判断出用户是在使用感应板菜单而不是在进行数据采样，并由该软件进一步判断出用户点中的行列点号所代表的是哪一个菜单项，进而提取该项内容，由软件自动地绘制菜单项所要求表示的图式符号或执行菜单项所对应的图形处理功能，相关信息同时被用一定的数据格式存储起来。根据所输入的信息，数字化软件会自动完成数字地形图的绘制，同时在计算机显示屏显示。

数字化软件对定标器的功能键也可进行定义，并设有多功能键即赋予一键多个功能。通常数字化仪使用 16 键定标器，对这 16 个按键的功能定义及其使用方法同感应板菜单一样，每个键表示常用的地图图式符号或各种图形处理的一种或多种功能。在使用时用户可选择使用感应板菜单，也可使用定标器的键盘按键，这样极大地方便了各种信息的输入和各种图形处理功能的执行，数字化功能强大的软件如 EPSW 软件系统，不仅建立了感应板菜单，重

新定义了定标器的各键功能，还允许用户根据需要自己重新定义感应板菜单中的各菜单项功能。

七、数据采集

数字化时的数据采集是指用数字化仪的感应板及定标设备在数字化工作底图上采集数据。与野外数据采集特征类似，数字化地形图时只需从工作底图上对地形特征点的数字化数据进行采集，获得每一特征点的点位坐标，并输入它们的属性编码和连接信息（即使本点与应该连接的点相连）。因数字化数据是在图上采集，故可不受在实地采集数据时的方式及地理条件的限制，使得数字化时特征点坐标数据的采集更有规律性。实际在进行地形图图上数字化数据采集时，可按地物类型分类、分时段采集，如先采集房屋类地物的特征点数据，再采集线状地物的特征点数据等。某个地物特征点数据的采集可连续进行直到该地物特征点数据被完全采集，这样的采集方式有如下优点：一是可使数据采集完全不受地理条件的限制，任何一个地物的数据采集均可一次完成；二是可使采集每一点所需输入的信息量大大减少，如采集一条道路，只要在采集第一点时输入一次道路的编码，采集这条道路其他特征点的编码都可以由程序自动默认填写，当按一定顺序采点时，连接信息也可以省略。一般地，当前所采的点都是与上一采点相连，连接信息可以由程序自动默认填写，只有采集一新地物时才需再次键入连接信息；三是能有效地防止漏采地物数据现象的发生，因采集作业是连续且一次完成的（对一个或一类地物的数据采集），这样可避免漏采和重复采集。总之，由数字化仪采集数据比外业测量采集数据更简便快速，任何数字化软件的设计和编程都需考虑上述数字化过程的特点。

数据采集是数字化图最重要的工作，在数字化过程中各种地物的数字化均有自身特点，因而，在数字化作业时必须充分考虑各种类型地物的特点进行数据采集。对于点状类符号（如独立地物符号），仅需采集符号的定位点数据；对折线类型的线状符号只需采集各转折点数据；曲线类型的线状符号，只对其特征点的数据进行采集，由程序自动拟合为曲线，特征点的选择同地形测图时的方法相同，曲线上明显的转弯点等均是特征点。对于斜坡、陡坎、围墙、栏杆等有方向性的线状类符号，数据的采集要结合图式符号库的具体算法进行，数据采集只在定位线上进行，采集数据的前进方向的选择要按软件图式符号库的规定进行，如规定有方向性的线状类符号的短毛线或小符号在前进方向右侧（或左侧），由此可结合图上符号的具体位置决定数据采集的前进方向；对面状类符号，则只需采集在其轮廓线上的拐点或特征点。面状符号内部有填充符号时，面状符号的轮廓线必须闭合，软件会根据输入的地物的编码和轮廓线的位置自动配置并填充符号。

在地形图地物符号采集时，为保证采集的点位数据的正确性，必须掌握地物符号的定位点、定位线的基本知识，知道各地物符号的定位点、定位线在地物中的位置，下面介绍地物定位点的有关知识。

（1）图式符号中的比例符号。对轮廓较大的地物，如湖泊、草地、林地、房屋等，其形状按实测点（特征点）位置，再据图式配置规定的符号，据测图比例尺缩绘即可。

（2）图式符号中非比例符号。对轮廓较小而无法按测图比例尺将其形状和大小缩绘到图上的地物，而按测图要求又不能省略的地物，如测量控制点、独立树、烟囱等，其在图上的表示是按图式规定统一符号进行的，这类所谓非比例符号的定位点、定位线的位置会因地物不同而异，特征点数据采集时应加以注意，有关应注意的问题综合如下：

① 类似三角点、导线点、检查井等圆形、矩形、三角形等几何图形符号，图形的几何中心为其定位点。

② 蒙古包、烟囱、独立石类的宽底符号，其底线为定位线，底线中心为定位点。

③ 风车、路标等类的底部为直角形的符号，其底部直角的顶点为定位点。

④ 气象站、雷达站、无线电杆等类地物的定位点，在其下方图形的中心点或交叉点。

⑤ 窑、亭、山筒等下方没有宽点或直角顶点的不规则符号，不依比例尺表示的，定位点在其下方两端点间连线的中心点。

⑥ 不依比例尺表示的其他符号如桥梁、水闸、挡水坝、溶斗等，定位点在符号的中心点。

⑦ 半比例符号如通讯线路、窄道路、管道等一些带状延伸的地物，其长度可按比例尺缩绘在图上，而宽度却因尺寸太小无法缩绘，即所谓线状符号，其图形的几何中心线即为该类符号的定位线。

地物在绘制时用比例符号、非比例符号还是线状符号表示，是由测图比例尺决定的，比例尺大时，宽度较小的地物也可按比例绘制，大比例尺地形图中用比例符号的地物多，比例尺小时许多地物无法按比例表示，在图中就变成线状符号。

在工作底图上闭合的图形，数字化时也需闭合，闭合的方法有自动闭合和人工闭合两种，这是因数字化软件的功能不同而决定的，有的软件需输入闭合命令实现自动闭合，而有的软件则规定需对闭合图形的起始点(即闭合点)数据重复采集一次才能实现闭合。对于注记不进行数字化，只在图形编辑时另行加入即可，数字化软件都提供加入注记的功能。

对闭合图形公共边数据的采集需按专门规定进行：基本要求是数据采集既要满足多边形闭合的条件，可进行面积计算，又能实现对公共边数据不进行重复采集。大部分数字化软件对此进行了合理设计，数据采集时只需进行结点捕捉，无需直接采集。下面以 EPSW 软件的数据采集为例，对多边形数据采集予以说明。图 8-5 所示为一多边形，点 1 和 7 为公共结节点，多边形的数据采集步骤如下：

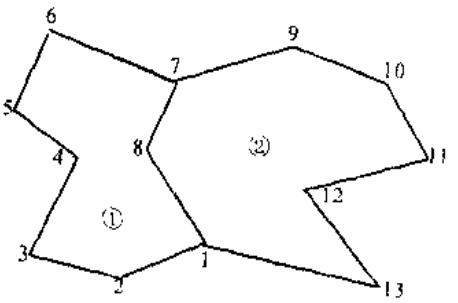


图 8-5

(1) 沿多边形①边界采集 1,2,3,4,5,6,7 各特征点数据，对点 1 进行捕捉使多边形闭合，不需直接对 1 点进行采集，完成多边形①的数据采集工作。

(2) 沿多边形②边界采集 7,9,10,11,12,13,1 各特征点数据，完成多边形②的采集。其中，结点心 1,7 只需进行捕捉，不需直接进行采集，对公共边点 8 软件会自动组合到多边形②中。

(3) 其他多边形点的采集方法同上。

采集时应注意的事项：

(1) 特征点的采集方向应是顺时针方向。

(2) 对任何需进行二次及二次以上采集的点包括结点和闭合点，再次采集时均只需对其进行捕捉，公共边上的点(结点间的点)不需采集，软件会自动组合到多边形中。

(3) 对一组多边形的特征点的数据采集完成后，这组多边形的总面积(即外环多边形面积)，应等于其所包含在内部的全部相邻多边形面积之和，通过面积计算检验多边形采点的

正确性。

地形图的数字化必须借助由计算机和数字化仪组成的系统进行，安装在计算机中的数字化软件是地形图数字化的灵魂，数字化数据采集时对数字化的每一步环节的操作都必须规范，要将地形图工作底图和感应板菜单固定在数字化板面上，以防在数字化过程中图纸和菜单被移动，之后还要进行地形图和感应板菜单定位。在数字化过程中若发现图纸有移动，还需对地形图工作底图重新定位，之后才能开始大比例尺地形图数字化的工作。

地形图数字化时通常需分层，对一些有强大功能的数字化软件，不分层即进行数字化也是可行的，但在需要分层时，数字地形图仍可任意分层。数字化采点时的具体操作过程是：先将数字化仪定标器的十字交点准确对准数字化对象（地物）的特征点，按操作键（如是鼠标按左键即可），得该点的平面坐标数据，然后移动定标器到菜单区，对准该数字化点图式符号所在的小方格，再按一下定标器的操作键，软件会自动把该点的编码输入到计算机中，并与该点的坐标数据联系在一起，经软件自动处理并在计算机屏幕上显示。整幅工作底图全部数字化后，数字化数据采集工作结束，之后进入数字化图的编辑工作，经编辑后形成合格的数字化图，成图的过程可阅读本书第九章。

八、图幅接边

数字化作业时常常会碰到一个地物被分别绘制在两幅图中的情况，数字化每幅图时，在每幅图中该地物都只能被采集和数字化一部分，而这两部分因分别位于两幅图中，所以都是孤立存在的无联系的点或线，不能形成一个完整的地物，这样会使该地物应有的许多信息丢失。进行图幅接边就是将这种情况的地物复原为一个完整地物并拾取其各种应有信息。接边方法可分为半自动法和自动法两种。

（一）半自动法

这是一种采用人工判读与计算机处理相结合的地图接边处理方法。工作步骤如下：

（1）将分属两幅图的同一地物需接边的图边部分同时显示到计算机屏幕上，并使接边图廓线位于屏幕中间（一般要求如此）。

（2）人工判读两幅图的接边情况，可将接边部分的某个局部图形放大，同时通过鼠标操作查询两幅图接边线上各有关的坐标，当对应的两接边点坐标之差小于接边误差限差允许值时（具体作业时可查询有关规范的规定，一般为小于图上 0.2 mm），取两点坐标均值，对超限的情况应检查错误原因，并对接边点及其相关点坐标进行修正，直至达到地形图接边要求止。

（3）软件会将修改后的接边点坐标自动传输到接边图幅的绘图文件（后缀为.XYZ 文件），并自动完成接边处理。

（二）自动法

这是一种在采集数字化点的过程中由数字化软件自动完成图幅接边工作的方法，其实质是在采集数字化点时软件将本幅图的点直接与邻幅图相应的端点连接，由软件程序拟合出相应的线条。

对于一些几何条件要求严格的图形，接边时还须对其做各种附加的数据处理，如矩形地物的直角化、直线线路的直线化等（请阅读本书第七章第四节）。图幅接边的另一项内容是图形的属性接边，目的是保持被接边的同一地物属性一致。

九、手扶跟踪数字化精度

数字化图的重要应用在于它是向地理信息系统提供地形空间数据和属性数据的基础数据源。因而数字化图必须有足够的质量和精度保证，讨论和研究数字化的精度是数字化工作的重要内容。保证数字化图精度首先要保证原图的质量，对数字化工作底图的基本要求是图纸变形要小，图面应清晰。手扶跟踪数字化过程中产生的误差存在形式比较复杂，有关研究表明手扶跟踪数字化的误差来源有原图固有误差，包括原图数字采集过程、制图过程、图纸的复制过程及图纸本身的伸缩变形误差；数字化方法本身产生的误差，包括图纸定位误差、采样误差、仪器性能造成的数字化误差等，这里只讨论数字化方法本身的误差。

（一）图纸定位误差

造成图纸定位误差的原因有：定位点本身的误差、定位点的分布状况、采用的坐标变换模型的精度等。定位时应使定位点均匀分布，采用至少 4 个定位点进行定位，有较多的多余定位点时，可增加多余观测数量，这样既可提高图纸定位的精度，也可发现和剔除粗差，避免粗差的影响；坐标变换模型不同，克服图纸的各种变形误差影响的效果也不同，模型的选用应通过实验方法进行，较理想的变换模型有线性正形变换和仿射变换。

（二）仪器误差

数字化仪器本身的误差是影响数字化精度直接的和决定性的因素，属于系统误差。数字化仪误差来自数字化仪本身的结构和数字化仪的分辨率等因素，其中分辨率的影响最为显著，《地形图数字化规范》规定数字化仪的分辨率最低为 394 线/cm 约 1000 dpi，精度不低于 0.127 mm(0.056 in)，常见的数字化仪的分辨率均能达到上述要求，但综合精度有一部分难以达到要求。因而在数字化仪的选择方面要特别注意综合精度指标，确保选择的数字化仪能达到数字化图的精度要求。表 8-2 给出的部分数字化仪的分辨率和其精度参数，可供使用时作数字化仪选择的参考。

（三）数据采集误差

数据采集误差主要有特征点数据采集时的对中误差和取点的代表性误差，属于偶然误差。该误差的来源之一是采集定位产生的误差，如采集一根具有一定宽度的线条，定标设备上的十字丝应精确对准线条的几何中心线，但在实际作业时受作业员对采样点最佳位置判断和十字丝与目标点的重合程度判断能力的限制，做到这一点是很困难的，不可避免地要产生误差，如线条更细时对等高线的数字化，操作产生的位置偏移误差会更大；来源之二是受被数字化要素的宽度、密度及复杂性的影响造成的误差。数据采集误差是数字化地形图的主要误差来源，引起该误差的大小随数字化作业员的技能与经验不同而有所区别，受作业员视力、操作习惯、操作熟练程度、工作过程疲劳程度的影响，减少这类误差的根本方法是提高数字化作业人员的技能及责任心。

（四）手扶跟踪数字化方法的精度估算

由误差传播规律，手扶跟踪数字化的综合精度可由下式求得：

$$M_{数} = \pm \sqrt{m_d^2 + m_y^2 + m_r^2} \tag{8-3}$$

式中：$M_{数}$ 为手扶跟踪数字化方法的中误差；m_d 为数字化工作底图的定位误差；m_y 为数字化仪精度；m_r 为人为误差。

一般地，m_d 取 ± 0.15 mm，m_y 取规程规定值 ± 0.127 mm，m_r 取 ± 0.1 mm。则由式(8-3)

可计算出手扶跟踪数字化方法的误差为：

$$M = \pm 0.236 \text{ mm}$$

手扶跟踪数字化方法的综合精度在±0.23 mm左右是符合客观实际的，上述精度只反映数字化过程本身的误差，并不包含原图的固有误差。仅以上述计算结果对数字化图进行精度评价尚不全面，通常还采用对比的方法对数字化图进行精度评价，基本做法是将数字化后的数据通过绘图机回放图形，将此回放图形(一般是用较透明的纸或薄膜作图)套合在原数字化工作底上，选择明显地物点进行对比、量测，分别计算图幅的平面或高程中的误差，以此更客观地评价数字化图的精度。

第三节　扫描屏幕数字化

一、扫描仪的构造及工作原理

(一) 扫描仪的构造

扫描仪是一种自动式数字化仪，现在人们习惯上将其单列出来称作扫描仪。扫描屏幕数字化技术近几年来得到迅速发展，数字化地形图用扫描仪多为电荷耦合器件(CCD)阵列构成的光电式扫描仪。按工作原理的不同，扫描仪可分为手持式、平板式(CCD)、直进式、胶片专用式、滚筒式和CIS扫描仪等几类。滚筒式、平板式、直进式扫描仪更适合对幅面较大的地形图进行扫描，图8-6所示为滚筒式扫描仪结构图，它由滚筒、传感器(虚框部分)、x轴滑轨组成。

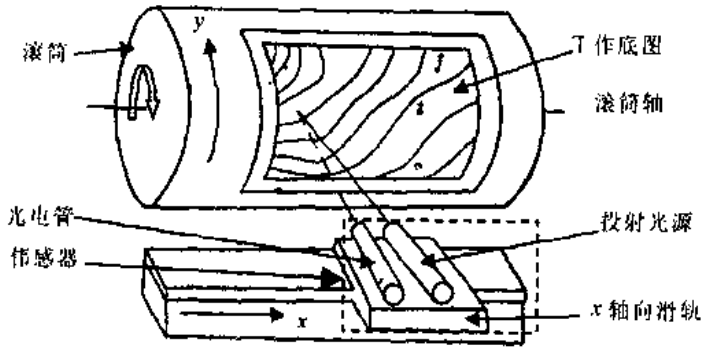


图8-7

(二) 扫描仪的工作原理

扫描仪的工作原理是：用置于仪器中的激光投射光源经光学系统照射数字化工作底图，反射后的光线被CCD光电管阵列接收，再经模/数转换器、图像数据暂存器等，传给计算机或其他输出设备，有的扫描仪采用的长条形光源还可保证扫描仪在扫描过程中光线对工作底图照射的均匀性。如扫描的对象为黑白图像，用户可将与黑白颜色对应的电压中间值作为阈值，高于阈值的电压为白色，低于时为黑色。扫描后可产生多个灰度值等级信息的数字信号。扫描对象为彩色图像时，可得到用多种颜色处理后的、包含多种颜色比例信息的数字信号。扫描得到的是栅格数据，以栅格数据文件形式存放，需用矢量化软件处理，将栅格数据转换为矢量数据，生成矢量线划图，供CAD、GIS使用。

二、扫描仪的技术性能及扫描数字化对扫描仪的要求

扫描仪的技术性能对扫描数字化的质量有重要影响，因此选择合适的扫描仪是很重要的。扫描仪的主要技术指标项有：幅面、分辨率、精度、速度和硬件消蓝功能等。

扫描地形图时要求扫描幅面一般应不小于普通地形图的图幅幅面，一般地，滚筒式扫描仪应能扫描 A_0 或更大幅面的图纸，平板式扫描仪进行地形图的数字化扫描时，其扫描幅面一般应不小于 A_1，分辨率应在 300 dpi(dot per inch)以上。目前市场上的主流型扫描仪有丹麦产 CONTEX、美国产 VIDAR 等产品，其中 CONTEX 系列扫描仪因价格低，使用单位较多。该系列扫描仪采用 CCD 镜头成像，折叠式光路，在扫描仪的主要技术性能方面均表现良好。表 8-4 给出适合地形图数字化的一些扫描仪器及其技术性能指标。

表 8-3　　部分大幅面扫描仪性能参数表

品牌	CONTEX	VIDAR
型号	FSS8300	TrueScan Select I
光路	折叠	折射
光学分辨率	400 dpi	400 dpi
插值分辨率	800 dpi	800 dpi
传感器	2×8000 CCD 镜头	2×2000 CCD 镜头
扫描宽度	914 mm	965 mm
扫描速度	A_0/15 s	A_0/17 s
扫描精度	0.1%	0.06～0.1%

选择扫描仪时应特别注意扫描的光学分辨率和硬件消蓝功能，这是扫描仪最重要的两个参数。分辨率代表了扫描仪分辨能力，目前几乎所有的工程用扫描仪都使用模拟记录设备即 CCD。CCD 摄像头输出依赖于图像反射光强产生的电平信号，输出的保真度由光学或物理分辨率表示。物理分辨率决定于扫描仪焦点每英寸允许有多少 CCD，当一台扫描仪有 5000 个 CCD 时，其可扫描的宽度为 36 in(915 mm)，则它的光学分辨率就是 5000/36=139 dpi，光学分辨率决定了扫描仪的最小识别宽度。当摄像头 CCD 数一定时，一台装有超过两个摄像头的扫描仪就能够有很好的物理分辨率。另外通过增加切换速度(插值)一倍，将像素点一分为二，也可提高分辨率。考虑地形图的一般幅宽，扫描仪的光学分辨率最好是大于 300 dpi 的。

消蓝功能：地形图数字化时使用蓝图的比例很高(特别是矿图数字化时)，无消蓝功能的扫描仪，会将蓝底识别成灰度值，造成图像模糊，数据量剧增。现代扫描仪均采用选择适当阈值的方法来消蓝，选阈值也就是定一个阈值作为控制标准，令大于阈值的像素可见，小于阈值的像素不可见。理论上对绘有墨线的白色图纸阈值定为零，而蓝图上的阈值可设得高一点，在软件识别处理时将背景的蓝色消去。阈值的选定就相当于确定了图纸的对比度。考虑到蓝图的复杂性(如蓝图深浅不均匀)，还应对扫描仪采取进一步的阈值处理技术。如 VIDAR 的 Truescan800 型号的扫描仪，可先通过预扫确定某灰度阈值，在正式扫描时再将图纸细分为 0.2 in×0.01 in 的小矩形网块自动修正阈值；CONTEX 系列扫描仪中则内置了 DSP，采用二维自适应阈值处理，快速在线消蓝。

除上述要求外，进行扫描数字化作业对扫描仪的扫描速度、随机配带软件的所适用平台、发光灯管寿命及是否自带 SCSI 卡等都有一定要求。

三、扫描数字化工作步骤

扫描屏幕数字化的工作步骤如图 8-7 所示。

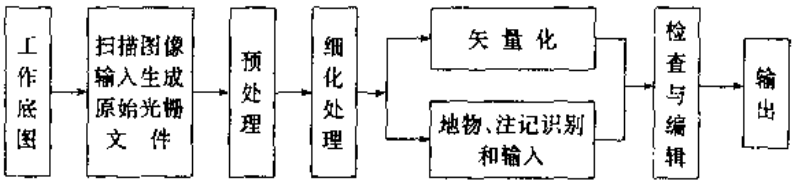


图 8-7

扫描屏幕数字化的过程是一个解释光栅图像并用矢量元素替换的过程。理论上说如果原始光栅文件包含清晰的和单值的像素，那么转换过程就能产生在 GIS、CAD 软件中编辑的纯矢量文件。但由于原图纸的各种误差和扫描本身的原因，扫描结果提供的是有误差甚至是有错误的光栅结构。因而，扫描地形图工作底图得到的原始光栅文件，还需进行多项处理才能完成矢量化，预处理过程实际上是对原始光栅文件进行修正，因在原始光栅文件中，由于工作底图图面不洁、线不光滑及扫描、摄像系统分辨率等可能造成的不利影响，会使扫描出来的图像线划带有黑斑、孔洞、毛刺、凹陷等噪声。在细化前要采用消声和边缘平滑技术除去这些噪声，减小其对细化的影响和防止失真，同时还要进行图幅定位坐标纠正，修正图纸坐标的偏差，通过预处理得到正式光栅文件，以格式 TIFF、PCX、BMP 存储；预处理内容还包括：设置图层、图层颜色及地物编码，便于矢量化地形图的后续利用；数字图是利用数字来表达地球表面的地物、地形相对位置关系的，所以数字化图最终采用的坐标系应当是原地形图工作底图采用的坐标系统，扫描后形成的栅格图图像坐标必须转换到原地形图坐标系中，即要进行图幅定向。

细化处理过程是在正式光栅数据中，寻找扫描图像线条的图形原骨架也就是线条中心线的过程，衡量细化质量的综合性能指标有：细化处理所需内存容量、处理精度、细化畸变、处理速度等。对扫描图像进行处理的计算机，要有尽量大的内存容量，细化的畸变要小，精度要高。细化处理应保证图像中线段的连通性，但因原图及扫描的问题，在图像上总会存在一些断点和毛刺，必要时应进行人工补断和毛刺剔除，细化的结果应是原曲线的中心线。

矢量化是在细化处理的基础上，将栅格图像转换为矢量图形。地形图数字化中主要有两种矢量化方法：一是中心线矢量化法，这是一种基于骨架(细化)跟踪的矢量化方法，不论光栅线的宽度有多大，中心线矢量化法都将顶点放在光栅的中心线上；二是轮廓线矢量化法，它基于轮廓线跟踪方法，顶点在光栅的四周边界上。轮廓线矢量化方法适合于用矢量表示一块面积的时候，中心线矢量化方法一般适用于由大块实心物体组成的图像中，在数字化软件中两种方法常被结合使用。本书仅以中心线矢量化法为例说明矢量化的过程，在栅格图像矢量化的过程中，大部分线段的矢量化过程可实现自动跟踪，而对一些诸如重叠、交叉、文字符号、注记等较复杂的线段，全自动跟踪矢量化较为困难，此时应采用人机交互和自动跟踪相结合的方法进行矢量化，因其都是在屏幕上进行的，故称屏幕数字化。线段追踪算法的操作步骤为：

(1) 指定线段的起点，记录其坐标。

(2) 以起点为中心，按东、西、南、北、北东、北西、南东、南西 8 个方向的邻近像素，搜寻下一个未跟踪过的点，搜寻到后即记录其坐标，如未搜索到点则退出。

(3) 以新找到的点作为新的判别中心，重复(2)步操作，依次循环，直到追踪至线段的另一端点，这时线段上的所有点被自动追踪出来，追踪结束。

对封闭曲线的追踪，方式与线段追踪基本相同，只是其终点的追踪就是起点的坐标。在线段追踪过程中，若遇线段的断点或分叉点，追踪即停止，要用人工干预的方法使追踪进行下去，人工干预主要是指定追踪走向，或越过断线。

矢量化后还应进行注记符号的输入及适当的检查与编辑工作，完成图形的数字化，输出或转入其他处理系统如 CAD、GIS 等作进一步加工利用。

由上可知，矢量化工作是用人机交互的方式完成的，这是因为对扫描仪所获得的栅格图像矢量化时，要从栅格数据中对各类地形要素进行提取，并区别要素间不同的属性，其中的工作内容是相当复杂的，目前这项工作还不能完全靠计算机实现。但是，与数字化仪数字化地形图相比，扫描矢量化在纸张的变形程度、工作底图清晰程度相同的条件下，数字化的精度要高，300 pdi 或 500 pdi 的扫描仪分辨率可达到 0.08～0.05 mm 即 800 线/mm～500 线/mm，且作业的自动化程度很高，劳动强度小，必将成为未来地形图数字化的主要手段。随着大比例尺地形图矢量化软件的不断改进，扫描屏幕数字化的自动化程度将进行一步提高，最终取代数字化仪数字化是必然的。

四、扫描屏幕数字化软件的选择与使用

目前国内外已有一批扫描屏幕数字化软件投入使用，比较优秀的有：GEOSCAN 、EPSCAN、CASS 系列软件的扫描矢量化软件及德国的 VPMAX、澳大利亚的 PROVEC 等。上述软件均定位在具有图像矢量功能的 GIS 数据采集软件上，并可与 CAD 兼容，在编码、符号、地物、目标等方面均为适应 GIS 的数据要求作了准备，有些软件(如 GEOSCAN)本身就是地理信息系统软件 GEOSTAR 系列中的一分子。

选择好的扫描矢量化软件对图形的数字化是非常重要的，但不可盲目追求自动化程度，在栅格数据矢量化过程中，细化过程、自动跟踪过程都可能产生误差，特别是在对复杂图形全自动矢量化时，效果有时很差，产生交叉线、多边形跟踪错误则更是常事，这种现像叫做栅格数据矢量化的精度损失，虽可通过采用交互式矢量化方法克服，但也给矢量化提出了一个问题，即矢量化软件不仅应注重自动化程度的提高，力争实现全自动矢量化，同时还要注意在智能去斑、裁剪、扭曲校正、比例控制、水平校正、光栅编辑和交互式矢量化等方面功能的提高和功能的全面化，同时在选择使用矢量化软件时，应注意软件的综合功能。

另外，许多优秀的矢量化软件还应具备如下一些的功能，如能以工程包为一个工程的数据源集合，可通过文件名索引和图像定位信息，解决多数据源复合和共享问题；当存在两幅以上有接边关系的图像时，可在图纸定向的基础上，进行切割消除图像重叠部分，由软件自动或人机互动式图像拼接；能进行基于图像完成的手工、自动跟踪，规则几何形状多边形的边角提取、多边形区域内线条自动提取等；矢量化中全部符号实现可视化，可直接在工具条上选择或键入属性数据；软件还应能支持海量数据，实际容量仅受操作系统可用内存空间及磁盘空间的限制，在目前国内的矢量化软件中 EPSCAN、GEOSCAN 等均已进行了这方面的很好的实践。

五、扫描屏幕数字化方法的精度

扫描数字化方法误差的主要来源有：原图固有误差和扫描屏幕数字化方法本身的误差。扫描屏幕数字化方法本身的误差包括：图幅定向误差 m_d，图纸扫描误差 m_y，图像细化误差 m_x，矢量化误差 m_l。

（一）图幅定向误差

在扫描数字化过程中，地形图经扫描后得到的是一帧栅格图像（二值图像），矢量化时要从栅格图像中对地形图要素进行采集，首先得到的是采样点在图像坐标系中的坐标（量测坐标），需经转换变成地形图坐标系坐标，这是前面已经讲到的图幅定向。转换过程类似于数字化仪数字化时图纸的定位（只是转换的数学模型不同），转换时也需要求转换系数（系数的数量随模型而异），为求得转换系数需要用到若干已知坐标的点（如内图廓点、图幅内的控制点等），它们在地形图坐标系中的坐标是已知的，在图像坐标系中的坐标通过量测获得，这些点被叫做定向点。工作底图定向误差由定向点误差（图廓点本身误差引起的最后采样点地形图坐标误差）和采样点量测误差（采样点量测引起的采样点地形图坐标误差）构成，前者与扫描分辨率的大小成反比，提高扫描分辨率可减小该项误差的影响；后者与点量测精度有关，点量测精度可通过量测过程中的一种称为自动对中算法的方法提高，达到量测精度的极限，此项误差可近似认为为零。而与扫描分辨率有关的定向误差在以 300 pdi 分辨率的扫描仪器扫描大比例尺地形图时，其误差在 0.1 mm 左右，结合大量实验结果定向误差 m_d 一般取 ±0.12 mm。

（二）图纸扫描误差

扫描误差也称扫描仪响应误差，主要由扫描仪的性能参数、扫描对象的均匀度、原图中线划的粗细、线划的密度、曲线复杂程度、图面洁净程度和处理扫描图的软件所决定。由扫描仪的技术性能造成的误差包括：扫描仪的分辨率造成的误差、电信号转换过程中的误差、扫描过程中的歪斜失真度，以及外界因素影响产生的误差。在图纸扫描误差中，扫描仪的几何分辨率误差是该项误差中最主要的误差来源，减小该误差的惟一方法是提高扫描仪的几何分辨率。

当以 300 pdi 的分辨率的仪器扫描时，点间距离的相对精度为 1.4/1000 左右。对全自动矢量化细化过程，由扫描仪扫描产生的点位误差为 1～2 个像素点；对交互式跟踪矢量化法而言，点位误差可控制到一个像素点距。若按 300 dpi 计，每个像素点相当于图上 0.09 mm，由此可确定图纸扫描误差 m_y 取 ±0.1 mm 是合适的。

（三）图像细化误差

优秀的扫描数字化软件都采用保形形态细化模型，这类模型能正确地获得线段的中心骨架，即使在线段交叉处变形也很小，细化误差产生的点位误差为一个像素距，按 300 pdi 计算所产生的图上误差为 0.09 mm 左右，故取 m_x 为 ±0.1 mm。

（四）矢量化误差

在跟踪矢量化过程中，一般采用变步长保精度跟踪矢量化法，由折线代替曲线所产生的最大点位误差为一个像素点距，同上分辨率的前提下矢量化误差 m_l 应取 ±0.1 mm。

（五）扫描屏幕数字化方法的的精度估算

扫描屏幕数字化方法的误差可由下式计算：

$$M_{扫} = \pm\sqrt{m_d^2 + m_y^2 + m_x + m_l^2} \tag{8-4}$$

由上分析，可由式(8-4)计算扫描屏幕数字化方法的误差为：

$$M_{扫} = \pm 0.211 \text{ mm}$$

应注意这里仅是在扫描光学分辨率为300 pdi前提下，对扫描数字化方法本身的精度作一估算。对扫描屏幕数字化法的精度还可用下列两种方法评定：一是将扫描矢量数字化数据还原输出与原图比较，检查其吻合度；二是对实测点的坐标数据与矢量化后的图上相应点坐标进行比较，用统计的方法求数字化的平均点位误差，这种点位误差中不仅有扫描屏幕数字化方法的误差，还包括工作底图的固有误差。

在以上的精度分析中，许多误差的减少途径是提高扫描仪的分辨率，但当分辨率提高时，栅格数据量会以平方级速度增长，这会对计算机的存储容量提出更高的要求，数据处理时间也平方级延长，因而提高扫描仪的分辨率不是无条件的，也不可能无限制地提高扫描仪的分辨率。

六、用CASS3.0进行扫描数字化作业示例

CASS3.0是南方测绘仪器公司推出的测绘专业软件，该软件基于WINDOWS95操作系统下的AutoCADR14平台，该软件具有扫描矢量化功能。作业步骤是：

(1) 将合适的扫描仪与计算机连接，并对待数字化的地形图进行扫描，将扫描后形成的栅格图像文件以后缀为BMP、GIF、TIF、PCX、TGA格式存储，然后使用已安装好的CASS3.0软件进行光栅图像的数字化。

(2) 调光栅图像。在CASS3.0的主界面菜单栏中选择“工具”菜单，用鼠标单击工具菜单的“插入光栅图像”项，屏幕将弹出一个“Image (图像)”对话窗，用鼠标单击对话框右上角的的Attach(加入)键，屏幕将弹出“Attach Image File(加入图像文件)”的对话框。

在对话框的“文件名”栏内键入用户事先用扫描仪录入的光栅图像的文件名，如果用户也可通过选择“搜索”栏和“文件类型”栏来寻找已录入的栅图像文件。找到文件名后，在对话框右边的“Preview (预览)”窗内可查看到所选文件的图样，确定所选文件正确后，用鼠标单击“打开”键，屏幕将弹出“Attach Image (加入图像)”对话窗，单击OK键，对话框消失。

屏幕下方的命令区将提示：Insertion Point<0,0>：(插入点的坐标)

操作：键入图纸左下角的测量坐标，要注意将Y坐标放在前、X坐标放在后。

命令区提示：Unit/Scale factor<1>：(单位/比例尺<1>)：

操作：回车表示以1∶1的比例调入光栅图像，也可输入相应比例尺。

光栅图像在屏幕上显示，可用鼠标点击右下角的“显示全图”功能将图形放大。

(3) 校准光栅图像。单击“编辑”菜单中的“对齐”子菜单项，然后选取光栅图像，按提示定出两个点(一般取对角点)现在的位置和要调整到的位置，当提示第三个点时直接回车，并允许图像作比例缩放，图像上所定的两个点就会精确地与实际坐标符合。

(4) 对光栅图像进行数字化成图。完成上述工作后即可进行数字化录图工作。整个数字化的作业可分为绘图框、绘地物地貌、注记等几个步骤。

① 绘图框。第一步，用鼠标点击屏幕下拉菜单的“绘图处理”项，再将鼠标移到“图幅整饰”功能项，这时在“图幅整饰”条目的右边会自动弹出一个子菜单。上面列有“图幅网格(指定长度)”、“标准图幅(50 cm×50 cm)”、“标准图幅(50 cm×40 cm)”、“任意图幅”、“工程图幅”和“宗地图框(可缩放图)”几种类别。如果是标准的图幅，则可以直接点取“标准图幅”项；如果是非标准的图幅，则首先要选择“任意图幅”项，然后根据屏幕的提问键入图纸的宽度和

高度。

第二步，按信息窗的要求键入相应的文字，单击“确定”；

第三步，屏幕下方的命令区将提示：绘图比例尺寸 1：

操作：输入图纸实际比例尺

第四步，命令栏提示：图框左下角屏幕坐标：

操作：按照图纸左下角的测量坐标先输入 Y 坐标，用逗号隔开后再输入 X 坐标。

第五步，屏幕显示图框。

② 地形图要素的矢量化。CASS 软件能自动将各种地物地貌归到各自不同的层，矢量化时只要选用相应绘图功能（如房屋、道路、电力线、等高线、陡坎等），软件就会自动地切换至各个相应的层，然后对地物地貌矢量化，有关功能可根据界面提示使用，矢量化后生成后缀为.dwg 的图形文件。

③ 注记。地物地貌矢量化后可开始注记工作。注记分为注记坐标和注记文字。注记的性质与绘地物地貌不同，绘地物地貌时对精度有严格的要求，而注记则没有精度方面的要求，只须位置大致准确即可。具体的做法为用鼠标在数字化菜单上点取“汉字注记”功能项进行注记。

④ 存图。对整幅光栅图矢量化完成后，经检核无误后便可存图。存图前应将光栅图像删除，操作方法是在“编辑”菜单选“删除”项，再选“单个目标选择”项，这时鼠标箭头会变成一个小方块，用它点击光栅图像的边缘，光栅底图被删除，点击“文件”项“图形存盘”功能进行存盘。

第九章　大比例尺地面数字测图

第一节　数字测图概述

一、数字测图的产生和特点

传统的地形测量是利用测量仪器对地球表面局部区域内的各种地物、地貌特征点的空间位置进行测定，以一定的比例尺并按图示符号绘制在图纸上，即通常所称的白纸测图。这种测图方法的实质是模拟法或图解法测图，在测图过程中将测得的各类观测值——数字值，用模拟方法转化为图形，在这种转化过程中数字的精度由于受缩距、刺点、绘图、图纸伸缩变形等因素的影响会大大降低，而且工序多、劳动强度大、质量管理难。在当今的信息时代，一纸之图已难承载诸多图形信息，变更、修测也极不方便，难以适应当前经济建设的需要。

随着科学技术的进步和电子技术的迅猛发展及其向各个领域的渗透，以及电子经纬仪、光电测距仪、全站型电子速测仪、GPS RTK 技术等先进测量仪器和技术的广泛应用，促进了地形测量向自动化和数字化方向发展，于是数字化测图技术应运而生。数字测图实质上是一种全解析机助测图方法，在地形测量的发展过程中它应该是一种带有根本性的技术变革，这种变革主要表现在：图解法测图的最终成果是地形图，图纸是地形信息的惟一载体；数字测图地形信息的载体是计算机的存储介质（磁盘或光盘），其提交的成果是可供计算机处理、远距离传输、多方共享的数字地图软盘或数据。通过数控绘图仪可输出数字地形图。另外，地形信息还可作为地理空间数据的基本信息之一，它也是迈向信息化时代不可缺少的地理信息系统（GIS）的重要组成部分。

数字地图是以数字形式储存在磁盘或光盘上，用以表达地物、地貌特征点的空间集合形态。数字测图与图解法测图相比，以其特有的高自动化、全数字化、高精度的显著优势而具有无限广阔的发展前景，具体表现为：

（1）实现了大比例尺测图的高度自动化　图解法测图的作业方式是手工作业，从野外测图到地形原图的绘制以及地形图在各个部门的实际应用等，都无不倾注了测绘工作者的劳动和心血。数字测图从野外数据采集、数据的计算机处理，直到数控绘图仪输出数字地形图，以及向用图者提供可处理的数字地图软盘，整个测图过程实现了测量工作的内外业一体化、自动化。所以数字测图具有自动化程度高、劳动强度小、所绘制的地形图规范、精确、美观等优点。

（2）实现了大比例尺测图的数字化　由软盘提供的地形信息以数字的形式存储了地物、地貌的各类图形信息和属性信息，可以远距离传输、处理和多用户共享；可以自动提取点位坐标和高程、两点间的水平距离以及方位角等；通过接口可以将数字图传输给 CAD（计算机辅助设计）使用；可以配合各类软件的性能方便地进行各种功能处理（如分层处理等），绘出各类相应的专用图（如地籍图、房产图、管网图等）；还可以对所存储的局部信息进行更新（如房屋拆迁和扩建、变更地籍或房产、道路的建设等），以保证数字地形图及各类专用图的

现势性。

(3) 实现了大比例尺测图的高精度,低耗费　数字测图采用全站型电子速测仪(全站仪)测量,其数据作为电子信息在自动传输、自动记录和存储,以及计算机处理、成图等全过程中,测量原始数据信息的精度基本上没有损失,从而可获得与仪器测量同精度的测量成果。实践表明:按大比例尺地形图平面位置的精度标准,采用数字测图在图根点上直接测量细部点相对邻近图根点平面位置的精度一般不大于 0.020 m,数字地形图的成图精度一般不大于图上 0.11 mm(取数控绘图仪综合绘图精度为图上±0.1mm)。

目前数字测图技术正处于蓬勃发展的时期,它正在逐步取代传统的地形测图方法,并已初步形成一种新的学科体系,这种学科体系应包括:大比例尺数字地面模型的建模理论;等高线的插值与拟合理论;数据结构与计算机图形学;数字地形图内外业一体化理论;数字地图应用理论;测绘软件系统的设计理论与实施;电子测绘仪器(含计算机和绘图仪)原理、检校和使用方法以及与其相适应的新的作业方法等等。

二、大比例尺地面数字测图系统

数字测图(digital surveying and mapping,简称 DSM)系统是以计算机为核心,连接测量仪器的输入、输出设备,在硬、软件的支持下,对地面地形空间数据进行采集、输入、编辑、成图、输出、管理的测绘系统(图 9-1)。

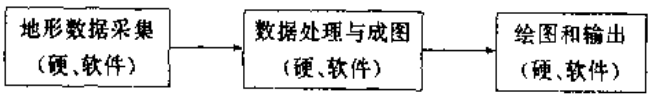


图 9-1　数字测图系统

(一) 地形数据的采集

数字测图系统由于空间数据来源不同、数据采集所采用的仪器和方法也不同,目前有如下几种方式:

1. 野外数据采集

用全站仪(或半站仪)在野外采用编码进行数据采集和草图绘制,利用各种记录器记录,将数据输入计算机进行数据处理和图形处理,经过屏幕编辑后,由数控绘图仪输出数字地形图,这种测图方法称全野外地面数字测图。所采集的数据还可以绘制成不同比例尺的地形图或其他专用图,也可以进入数据库或专用 GIS。由于采用全站仪直接测定细部点具有很高的精度,所以地面数字测图是几种测图方法中精度最高的一种,也是目前城市大比例尺数字测图中最主要的测图方法。

2. 原图(底图)数据采集

在已进行过测绘工作的测区,有存档的地形原图(亦称底图),原图数据采集是先进行原图的数字化,而后将采集的数据输入计算机。主要应用于计算机存档、图纸更新、修测,也是航测数字化成图的一个工序。在建立该区的 GIS 或进行工程 CAD 时,它是数据录入的重要手段。原图(底图)数字化的方法有数字化仪数字化和扫描仪数字化两种。

3. 数字摄影测量

以航空摄影获取的航空像片作为数据源,即利用测区的航空摄影测量获得的立体像对,在解析测图仪上或在经过改装的立体量测仪上采集地形特征点自动传输到计算机内,经过

软件处理，自动生成数字地形图，并由数控绘图仪输出。这种测图方法称为航空数字测图。应当指出：利用航空数字测图进行城市大比例尺地形图测制和更新，是当前城市地形测量的重要手段和先进方法。它可以提供数字的、影像的、线划的等多种成图成果，还可以直接进入GIS，这也将是城市GIS数据获取的主要方法。我国目前城市较大面积的大比例尺航空摄影测图多为几年一次，在利用新的航测数据建立GIS以后，只要用野外数字测图系统作为GIS地形数据的更新系统，用地面测绘的数字图作局部更新，即可保证GIS地形数据的现势性。

综上所述，广义地理解数字测图系统如图9-2所示。采集地形数据输入计算机，由机内的成图软件进行处理、成图、显示、屏幕编辑，输出符合规程、图式要求的数字地形图。

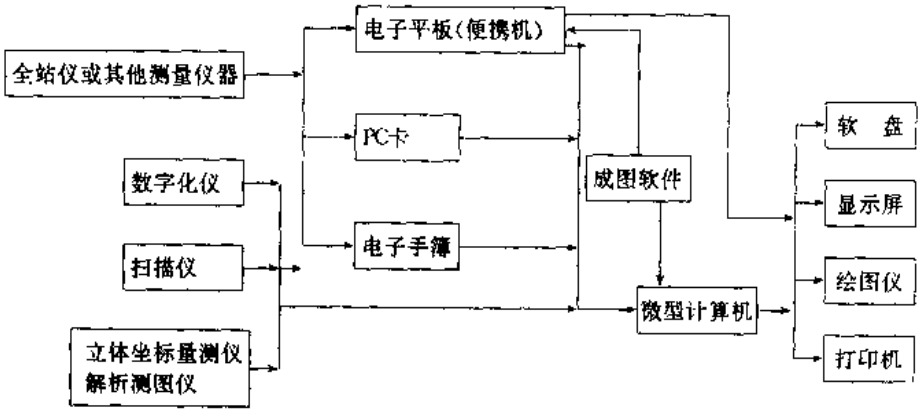


图9-2　广义数字测图系统框图

（二）地面数字测图模式

目前国内外数字测图主要有两种模式：

1. 数字测记模式

野外测记、室内成图，用全站仪测量、电子手薄记录，使用的电子手薄可以是全站仪原配套的电子手薄，也可以是用袖珍PC—E500改装的电子手薄，或直接利用全站仪具有的存储器和存储卡作为记录手薄，配以画有标注测点点号的人工草图，室内将测量数据从电子手薄中传输到计算机中，用成图软件，根据编码系统并参考草图编辑成图。目前投入使用的测记法成图软件有南方测绘公司研制的CASS系统、瑞得公司研制的RDMS等。

2. 电子平板测绘模式

野外测绘、实时显示，现场编辑成图。所谓电子平板测绘模式——全站仪＋便携机＋相应测图软件，即将全站仪与装有成图软件的便携机连机在测站上用全站仪实测地形点，测图软件既有与全站仪通讯和数据记录的功能，又可进行现场实时成图和图形编辑（修改、补充、删除等），在计算机显示屏上（相当于平板仪的平板）显示点位和图形，进行编辑后将其存盘。这种测图模式有内外业高度的自动化，现场即可将高精度的数字地形空间信息在显示屏上显示所测之地形图，可现场与实地对照，如有错误即可及时纠正。目前国内已有清华山维公司研制的EPSW电子平板测图系统、广州开思公司研制的SCS遥控电子平板系统等，电子平板在实践中的不断完善，它无疑将代表地形测图的方向对我国数字测图技术的发展起到很好的作用。

（三）大比例尺地面数字测图系统的基本设备

在大比例尺地面测图系统中，主要用全站仪（或半站仪）进行野外数据采集，或用数字化仪或扫描仪采集原有地形图上的数据，然后用计算机进行数据处理和图形编辑，由数控绘图仪绘制出数字地形图。数字测图系统的基本设备由以下几部分组成：

1. 外业测量仪器

外业测量仪器是获取地形信息的基本设备，目前一般使用全站仪，也可以用电子经纬仪配光电测距仪（合称半站仪）或用光学经纬仪配光电测距仪。

2. 计算机

电子计算机是进行数据采集、存储、处理和自动成图的基本设备。目前用于数字测图较流行的微型计算机配置为：

CPU：奔腾 P Ⅲ 800E；

内存：256M；

显卡：支持 3D 绘图，如艾尔莎 Geforce 2MX 等显示卡；

显示器：21″或 17″显示器；

硬盘：20G；

光驱：42 倍速以上光驱及可读写光驱。

3. 图形数字化仪（graphic digitizer）

图形数字化仪（简称数字化仪）是将地形信息中图形信息转换成图形数据后输入计算机的重要输入设备。数字化仪可分为手扶跟踪式、半自动跟踪式和自动扫描式几种。由于手扶跟踪式数字化仪操作简单、价格较低、图形输入精度能满足地形图精度要求，这一类数字化仪在数字测图中被广泛使用。目前通常指的数字化仪即为手扶式数字化仪。数字化仪主要有三项技术指标：一是幅面尺寸，图纸的幅面可以从 A0～A6（841 mm×1189 mm～105 mm×148 mm）；二是精度指标，即其分辨率分别为±（0.2～0.02）mm；三是数字化仪的综合精度（系指所测坐标与原图坐标的符合精度），一般为±（0.025～0.25）mm，另外还有十字丝宽度等。

4. 扫描数字化仪（scanner）

扫描数字化仪可将图形信息转化为点阵信息，通过矢量化后形成矢量信息（图 9-3）。从而将图形和图像快速、高精度地数字化后输入计算机，其速度比手工数字化快 5～10 倍，扫描数字化仪分为栅格扫描仪和矢量扫描仪。扫描仪得到的数据为栅格数据，再利用转换程序将其转换成矢量数据，矢量扫描仪可直接跟踪原图上的直线和曲线，并直接产生矢量数据。扫描仪的主要性能指标：分辨率一般为 300 点/in（dot pern inch-dpi），高的达到 800 点/in、1200 点/in（1in＝25.4 mm）。台式数字化扫描仪的扫描幅面一般大于等于 600 mm×900 mm。扫描数字化仪的精度在同等条件下（如纸张的变形程度、清晰程度）要比图形数字化仪稍高，且自动化程度高，劳动强度小，是地图数字化的发展方向。



图 9-3　扫描仪

5. 数控绘图仪(digital plotter)

数控绘图仪用于数字地形图的绘制，它是数字测图系统中除显示屏和打印机外的主要输出设备。它能将计算机中编辑好的图形信息绘制出各种图件。数控绘图仪一般分为平台式绘图仪、滚筒式绘图仪和平面电机绘图仪三类，平台式绘图仪速度较慢，但精度较高；滚筒式绘图仪速度较快，精度稍低，新型的喷墨滚筒绘图仪采用了静电绘图技术，使绘图速度和精度大大提高；平面电机绘图仪速度快，精度也高，但价格昂贵，对环境要求也高。目前数字测图系统中常用的是平台式和滚筒式两类。

(1) 平台式绘图仪　由绘图平台、绘图笔架、导轨、滑轨和控制电路组成，绘图纸要用静电或真空吸附方法固定在平台上。安装在笔架上的绘图笔可沿导轨 x 方向和滑轨 y 方向运动。

(2) 滚筒式绘图仪　将绘图纸卷覆盖在滚筒上，当步进电动机通过传动机构带动滚筒转动时，带动图纸来回移动，形成 x 方向(纵向)的运动；y 方向(横向)的运动是由笔架的移动来完成的。依靠这两种运动，就可绘制图形。笔式滚筒绘图仪由于走纸(纵向移动)精度较差，在精度要求较高的大比例尺数字测图系统中较少采用。近年来，新型喷墨滚筒绘图仪(图 9-4)的绘图精度有了很大的提高，分辨率可达到 720 点/in，绘图仪内部设置有微处理器，可以根据主机的命令绘出字符、直线、圆弧等基本图形。更复杂的图形则需要在主机中绘图仪驱动程序的控制下完成。此外，喷墨绘图仪还能完成区域填充，改变线条宽度、绘制阴影等一般绘图仪不能进行的操作。因此，在数字测图中得到广泛应用。

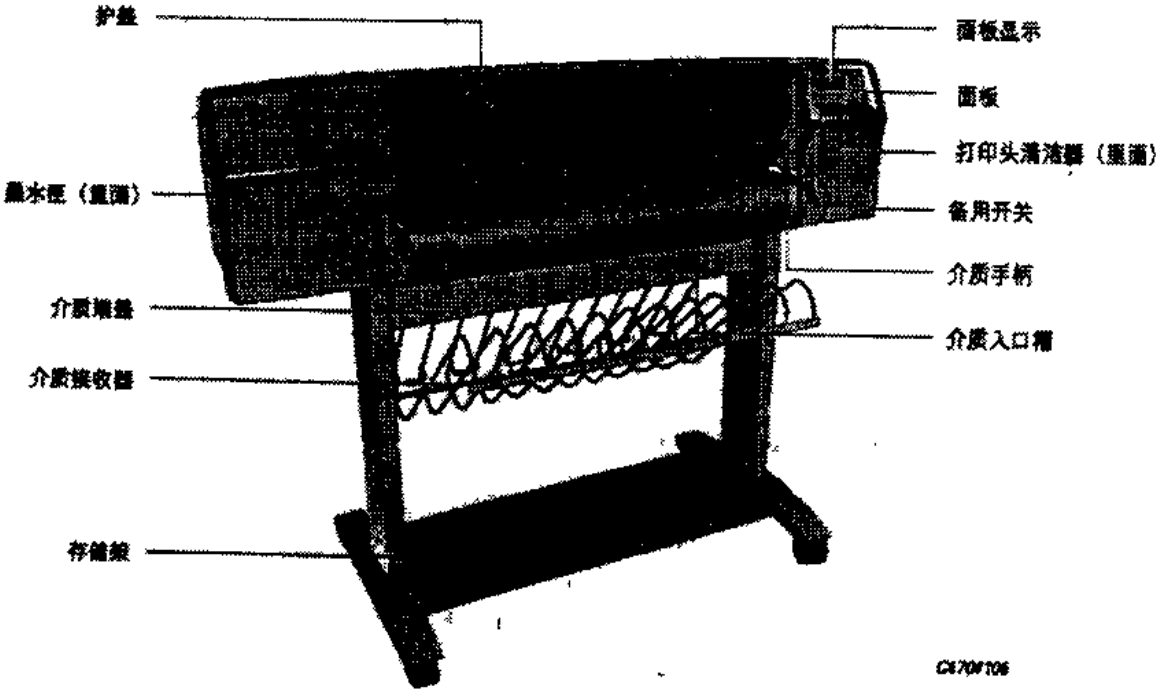


图 9-4　喷墨滚筒绘图仪

图 9-5 所示为上海杰科数字化测绘系统基本设备配置示意图。

三、数字测图的发展与展望

随着科学技术的高度发展，传统的手工作业地形图图解法成图方式已无法适应时代发展的要求，尤其是计算机技术的迅猛发展与普及以及信息革命浪潮的巨大冲击，地形图测绘

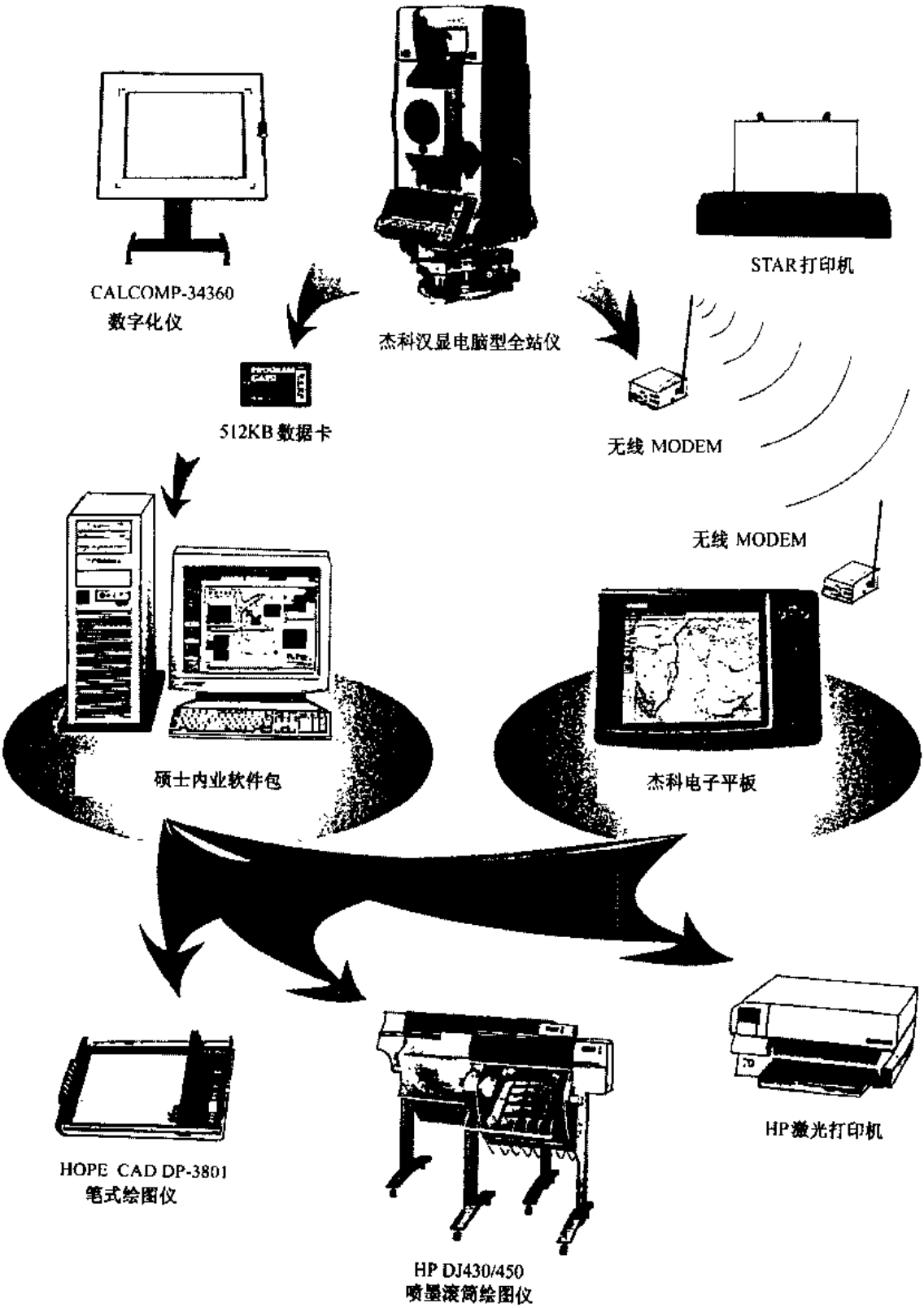

CALCOMP-34360
数字化仪
杰科汉显电脑型全站仪
STAR打印机
512KB数据卡
无线 MODEM
无线 MODEM
硕士内业软件包
杰科电子平板
HOPE CAD DP-3801
笔式绘图仪
HP DJ430/450
喷墨滚筒绘图仪
HP激光打印机

图 9-5　数字化测绘系统

由图解法成图向自动化、数字化、信息化方向发展是历史的必然。

数字化成图源于制图的自动化。从20世纪50年代美国国防制图局开始研究制图自动化问题，这一研究大大地推动了制图自动化配套设备的研制与开发。20世纪70年代初，制图自动化已形成规模生产，在美国、加拿大及欧洲各国，在相当重要部门都建立了自动制图系统。当时的自动制图主要包括：数字化仪、扫描仪、计算机及显示系统四个部分。当时的成图过程是：首先将地形图数字化，再由绘图仪在透明塑料纸上回放出地图与原始地图叠置以修正错误。

大比例尺地面数字测图是20世纪70年代电子速测仪问世后发展起来的，80年代初全站型电子速测仪的出现和完善、加上计算机技术的迅猛发展加速了数字测图的研究和应用。目前，数字测图技术在国内已日趋成熟，它将作为主要的成图方法逐步取代传统的图解法测图。在20世纪80年代，航空摄影测量也在使用立体测图仪、采用模拟法测图原理和使用解析法绘图仪生成数字地形图的基础上，出现了数字摄影测量工作站(硬件)所支持的全数字化测图系统，国内外已研制出较为成熟的系统硬、软件，它可以利用高精度的平台式数字扫描仪(几何精度为$+2\ \mu m$)将航片立体像对扫描数字化，输入计算机工作站，生成扫描数字化影像。再利用立体观测系统观测立体模型，由系统提供的一系列软件(为扫描数据处理、测量数据管理、数字定向、立体显示、地物采集、自动提供数字地面模型(DTM、自动生成正射影等软件)进行自动化量测。数字摄影测量工作站技术的日趋成熟，将全面促进全数字化测图的普及，航测也将得到更广泛的应用。

随着人类社会的不断进步和科学技术的进一步发展，把有关的地球上每一点的所有信息按地理坐标加以整理，建立一个完整的地球信息模型即数字地球，数字地球的建立是促进经济发展和社会进步的有效手段。地形信息是数字地球技术支撑之一的地理信息系统的基础信息，更高效、更快捷地获取这些信息的有效途径就是采取更加自动化的模式，它包括：

(1) 全站仪自动跟踪测量模式　测站设置自动跟踪式全站仪，可以无人操作；镜站有司镜员和电子平板操作员。全站仪自动跟踪照准棱镜、测量的数据自动传输到棱镜站的电子平板记录、成图。

(2) GPS测量模式　GPS定位技术在测绘中的应用和普及是测绘科技的一个突破性进展，它与地理信息系统(GIS)、遥感(RS)和数据通讯技术构成了地球空间信息学的技术体系。随着GPS接收站的全面建成和发展，GPS技术在普通测量与工程测量的应用已将成为现实。

20世纪90年代出现的载波相位差分技术，又称RTK(real time kinematic)实时动态定位技术，这种测量模式是位于基准站(已知的基准点)的GPS接收机通过数据链将其观测值及站坐标信息一起发给流动站的GPS接收机，流动站不仅接收来自参考站的数据，还直接接收GPS卫星发射的观测数据组成相位差分观测值，进行实时处理，能够实时提供测点在指定坐标系的三维坐标成果，在20 km测程内可达到厘米级的测量精度。若与电子平板测图系统连接，就可实现实时成图。实时差分观测时间短，并能实时给出定位坐标，实现一步数字测图，可以预料，随着RTK技术的不断完善和更轻小型、价格更低廉的RTK模式GPS接收机的出现，GPS数字测图系统将成为地面数字绘图技术的又一个新的里程碑，它以其特有的无可比拟的优势将在开阔地区最终代替全站仪数字测图。

第二节　大比例尺数字地面测图的技术设计

一、概述

大比例尺地面数字测图从设备配置(硬、软件)、测量方法、数据采集、数据处理和成果输出较传统的模拟法测图具有高精度、高自动化、承载的信息量大、成图速度快、作业工序、环节较多、以及成果的信息化、数字化及多方共享等特点，是一项组织管理复杂的系统工程，是大比例尺测图科学技术理论与实践的革命性进步。它的广泛应用和进一步完善，标志着地形测绘科技发展的一个新的里程碑。为了保证数字测图工作的正确实施，必须在测图前对整个测图工作作出合理规划、统筹安排：从硬件配置到数字化成图运行软件系统的选配，测量方案、测量方法及精度的确定，数据和图形文件的生成及计算机处理，各工序之间的密切配合、协调等，以使数字测图的各类成果数据和图形文件符合规程(范)、图式要求和用户的需要。所以在数字测图施测前要进行技术设计，编制技术设计书。技术设计书须呈报上级主管部门或测绘任务的委托单位审批，批准后的技术设计书是该测绘工程的技术依据和成果文件之一。在测图工作实施过程中如要求对设计书的内容作原则性变动时，可由生产单位提出修改意见，报原审批单位批准后实施，未经批准的设计书不得依据实施。

技术设计前应搜集测区各项有关资料并进行现场踏勘，搜集资料包括：

(1) 测区 1∶10000 比例尺地形图、交通图；

(2) 测区内已有的控制测量资料，包括平面控制网图、水准路线图、控制点及水准点“点之记”、成果表、技术总结等；

(3) 城市规划、城市地质、地震、气象、地下水位及冻土深度。

二、技术设计的内容

根据测区情况调查测区自然地理条件、本单位拥有的硬、软件设备、技术力量及资金等情况，运用数字测图理论和方法制定合理的技术方案、作业方法并拟定作业计划，用以指导数字化测图的作业过程。

数字测图技术设计书的内容有以下几个方面：

(一) 任务来源、测区范围、测区面积、测图比例尺、计划实施起止时间

(二) 测区概况

着重介绍测区社会、自然、地理、经济的基本情况。包括：测区的行政隶属、地理位置、高程及地势大致趋势和变化、居民地及其分布、测区困难类别、气候特点、雨季及降水分布、有霜期及冻土深度、道路、水系、交通情况等。

(三) 设计的技术依据

(1) 国家及部门颁布的有关技术规范、规程、图式；

(2) 任务文件及合同书；

(3) 经上级部门批准的有关部门制定的适合本地区的一些技术规定。

(四) 测区已有的控制资料利用情况分析

设计要详细说明测区已有控制资料的详细情况，包括施测单位、施测时间、控制测量等级、精度、标石完好情况、平差方法等，并对成果质量情况进行分析评估，拟定对旧网和国家控制网的联测方案。

（五）控制测量方案设计

1. 平面控制测量设计

测区平面控制坐标系统的确定，测量方案的选择，基本控制网的等级与加密层次，根据测区范围在测区范围内确定测图首级控制网的等级。

根据起算数据的配置和测区情况确定次级加密方案、图形结构、点的密度、觇标及标石类型和规格，使用硬、软件的配置及施测方法，平差方法及所采用平差软件的基本情况。

当测区较大时，首级控制网采用国家二、三、四等三角网、精密导线网或GPS控制网布设时，应进行控制网最优化设计。在适当比例尺（一般为1∶25000或1∶50000）地形图上展绘原有的国家控制点、城市控制点及起算边位置，设计新网的控制点，估算控制网中各推算元素的精度，提出多种布网方案，充分利用电算技术，算出各方案中的技术经济指标，然后比较选择，进行控制网优化设计。若采用GPS定位技术布设首级控制网时，GPS网应布设成全面网，采用静态或快速静态方式测量。GPS网应由一个或若干个独立观测环构成，也可以采用附合路线形式，闭合环或附合路线应符合规程要求，联测控制点不得少于3个，高程点不得少于5个。按以上的选定方案绘制测区平面控制测量设计图。

2. 高程控制测量设计

高程系统的选择，一般应采用1985年国家高程基准或沿用1956年黄海高程系。应根据测区面积的大小、测区行政规划、水准路线长短来选择首级高程控制的等级、起算数据的配置、加密方案及图形结构，确定路线长度及点的密度、高程控制点标志类型及埋设、使用仪器和施测方法、平差方法、各项限差及应达到的精度。方案一经确定应绘制测区高程控制测量设计图。

（六）数字化成图的设计

1. 野外数据采集

（1）野外数据采集方法　根据生产单位所拥有的硬、软件设备进行设计，根据目前我国生产单位和用户的硬、软件配置情况，数据采集系统有自动化采集系统和半自动化采集系统两种，它们的主要区别在于：前者是采用全站仪（包括电子经纬仪、光电测距仪、电子手簿）或电子平板（包括电子经纬仪、光电测距仪、便携机、袖珍机及其相应软件）能将水平角、垂直角等观测数据自动存储于电子手簿或便携机、袖珍机中，其自动化程度高，出错率低，但设备价格昂贵。而半自动化数据采集系统一般采用光学经纬仪、光电测距仪、记录器或电子经纬仪，但不带自动记录的设备，数据采集时，依靠人工将观测数据键入记录器，因此工效低，出错率也较大，但设备价格便宜，国内许多用户仍配置这种装置系统。所以数据采集应根据生产单位的装备情况进行设计。

（2）图根控制测量　一般有两级图根控制，若采用半自动化采集系统进行图根控制测量时，可按传统地形测图的图根控制等级、密度、施测方法及精度的有关规定执行。若采用自动化采集系统进行图根控制时，由于硬件系统精度高，测量方法、密度及精度可以根据测图比例尺和地形条件而定。如1999年颁布的《城市测量规范》中规定了数字化成图平坦开阔地区图根点密度如表9-1所示。

地形复杂、隐蔽区及城市建筑区应以满足测图需要为原则，适当加大密度。测量方法除常规三角测量、导线测量、交会测量外，还可以采用三维坐标测量法等。

表 9-1　　图根点的密度

测图比例尺	1:500	1:1000	1:2000
图根点数 /km²	64	16	4

(3) 细部测量　根据硬件配置不同采用的方法也可不同，或采用相同的测量方法而具体作业方法也可以不相同，如极坐标测量方法是数字化测图细部测量的主要方法．半自动化采集系统可按常规方法施测，而自动化采集系统可采用三维坐标测量法在进行图根控制测量的同时直接测定细部点的三维坐标。因此在技术设计中要根据所拥有的硬件配置和测区情况选定细部测量方法、确定限差及精度。当采用人工键入记录器对测量数据进行采集时，对采集数据的检查、错误数据的删除、错漏数据的补测等应有详尽和严密的措施，以保证原始测量信息的正确、可靠。如用户对细部点测定有特殊要求，在设计中应作相应说明。若采用新技术、新方法用于细部测量，应对其方法和精度进行说明和论证。

2. 数据处理、图形处理、地形图绘制

数据处理是数字化成图的主要工序之一，其目的是将用不同方法采集的数据进行转换、分类、计算、编辑，为图形处理提供必要的绘图信息数据文件。

图形处理是由一个软件系统来完成的，其中包括图廓整饰软件、绘制线状符号软件、绘制面状符号软件、绘制独立地物符号软件、绘制等高线软件、图幅裁剪软件等软件组成。其处理成果是图形文件，与数据文件保持一一对应关系，要求图形文件兼容性好，便于转换，各单位成果可以共享，格式规范、标准。

目前我国大比例尺数字测图大多采用专用商业软件完成，所以在技术设计时必须对软件的功能进行考查或根据上述功能来选择适合测图要求的软件系统。

地形图绘制要说明地形图采用的分幅与编号方法，图幅大小，绘制全测区分幅接合图。

(七) 工作量统计、作业计划拟订和经费预算

根据设计方案，分别计算各工序的工作量、参照生产定额拟订作业计划、编制分期经费和总经费预算计划。

第三节　数字测图的数据采集

各种数字测图系统必须首先获取测区野外图形信息，地形图的图形信息包括所有与成图有关的各种资料，如测量控制点资料、解析点(地形点)坐标、各种地物的几何位置和符号，各种地貌的形状以及相应的各类注记等。在数字测图中获取这些信息的工作称为数据采集。

一、数字测图野外测量数据采集的内容

采用数字测图方法时，数字化成图的主要工序应包括：数据采集、数据处理、图形处理与成果输出。数据采集是整个数字测图的基础和依据，所以无论是传统方法还是数字测图，此工序都是非常重要的一个环节。数据采集是利用全站仪(半站仪)在野外对成图信息进行采集。采集的数据载体为全站仪的存储器和存储卡，如 SET2000 全站仪即配备相应的存储器和存储卡；也可以是电子手簿或各种袖珍计算机或便携机，如 PC－E500。采集的数据可通过外接电缆直接输入计算机。野外数据采集的内容包括：图根控制测量，细部测量以及其他专业测量(如地籍、管线测量等)。

二、野外数据采集原理

（一）地形点位描述

传统的地形图测绘首先是建立测图控制，根据测图控制点测定细部点的三维坐标，然后由绘图员按坐标（或方向与距离）将点展绘到图纸上，根据跑尺员的报告和实地观察将所测细部点以其表示的实际地物或地貌位置或图式符号进行描绘，最后整饰成一幅地形图。所以一幅地形图的绘制实际上是逐点测绘的最终成果。野外实际测定地形点的空间位置是地形图最基本的原始信息，按测量学的定义，测量的基本工作就是测定点位，它一般是通过测量水平角、竖直角（或高差）、距离间接确定。数字测图是将野外采集的成图信息（各类细部点的信息及与成图有关的各种信息）通过计算机软件自动处理（自动识别、自动检索、自动连线、自动调用图式符号等），经过编辑，最后自动绘出所测的地形图（数字地形图）。因此必须对地形点同时给出点位信息和图形信息，以便计算机识别和处理。数字测图中对地形点的描述必须同时具备三类信息：

（1）测点的三维坐标信息；

（2）测点的属性信息，即地形点的类属及特征信息。绘图时必须知道该点是什么点，是地物点，还是地貌特征点，有什么特征等等；

（3）测点的连接关系，据此可将相应的点连成一个地物。

上述三类信息中前一项是点的定位信息，后两项表示点的图形信息。测点的点位信息是用测量仪器通过野外测量获取的测点的三维坐标 X,Y,H。在进行野外测量时，对所有测点按一定规则进行编号且在测图系统中是惟一的，即常说的不重不漏，根据点的编号可以自动提取点位坐标。测点的属性是以地形编码表示的，在数字测图系统中必须有一套完整的地物编码来代替地物的属性，即地物名称和相应的图式符号。测点的连接信息是指计算机可以通过测点的连接信息识别点与点的对应连接关系和以什么线型（直线、曲线、圆弧线等）连接。通过以上介绍，根据野外采集点的有关地形信息，计算机便可以进行点的有效连接，按所对应的图式符号编码，利用测图系统中的图式符号库，从中调出与该编码对应的图式符号，就可以将数字地形图绘制出来。

（二）地形编码方法

地形编码是用来说明地形点的属性信息，以便计算机识别地形点是哪一类特征点，用什么图式符号来表示等。为此数字测图系统中必须设计一套完整的地物编码来代替地物的名称和代表相应的地形图图式符号。地形图的地形要素按《1∶500、1∶1000、1∶2000 地形图图式》(GB 7927—87)已将其依属性归为 10 大类，编入的图式符号有 410 多个，按独立要素约有 600 多个。对于不同的数字测图软件系统来说，就是要根据所设计的数据结构制定各自的编码方式，但它必须要遵循以下原则：

（1）要充分考虑到野外测量作业方便，编写简练，以最少位数的数码来代表地形点分类属性，符合测量人员的习惯；

（2）依据地形图图式的分类系列进行分类，以符合国际图式分类标准；

（3）具有较好的可操作性，便于计算机识别和操作，每一个地形要素均赋予一个编码，编码与图式符号一一对应。

（三）图形信息的分层

对地形图的图形信息进行分类，存放在不同的“层”上，是目前地形编码设计中广泛采用

的处理方法。也就是说把野外采集来的图形信息按其属性进行分类，并存放在不同层面上。地形图的图形信息是这些不同层面上的属性信息叠置的结果。这样做会给图形信息处理带来很大方便，一方面在图形信息输入时，按不同层面进行操作，比较简单，图形显示时，可以只显示必要的层面，清晰、直观，加快了图形处理的速度。另一方面，在编制不同用途的专题图时，可以通过关闭某些不需要的层面，添加一些专业用途的图形信息层，即可得到各种专用图，同时也便于图的缩放处理。

按《1∶500、1∶1000、1∶2000 地形图图式》以地形要素的归类顺序，这 10 个图形信息层依次是：1 层为测量控制点；2 层为居民地；3 层为工矿企业建筑和公共设施；4 层为独立地物；5 层为道路及附属设施；6 层为管线及植栅；7 层为水系及附属设施；8 层为境界；9 层为地貌及土质；10 层为植被。也可以用顺序的阿拉伯数字(1,2,…,9,0)表示这 10 个信息层的序号。

(四) 几种编码方案

1. 三位整数编码

三位整数编码是位数最少的地形编码。根据《1∶500、1∶1000、1∶2000 地形图图式》对地形信息以属性分类，共分 10 大类。在设计三位整数编码时，第一位表示大类别号，第二、三位为地形符号在大类中的序号。表 9-2 列出了表示测量控制点的编码情况，如 106，第一位“1”为大类编号，即测量控制点类，“06”为图式符号中序列为 6 的控制点，即埋石图根点。按照三位整数编码，很显然每一大类中的符号编码不能多于 99 个，在地形图图式中水系的符号超过 99 个，大约有 130 个，最少的是第 1 类测量控制点，只有 9 个。此外，测图系统中一些特殊的线划、层等也需设计编码，一些制作符号的图元及线型也需要编码。所以需设编码的总数量远远超过 600 个，因此使用三位整数编码在实际测图软件的编码系统中往往是在十大类的基础上作适当的调整和规定。由于目前编码尚无国标，各系统详细的编码需参阅各自的测图系统的编码表。三位整数编码的优点是：

表 9-2　　测量控制点

编　码	名　称	编　码	名　称
100	天文点	105	导线点
101	三角点	106	埋石图根点点
102	小三角点	107	小埋石图根点
103	土堆上点	108	水准点
104	土堆上小三角		

(1) 编码位数最少，简单，便于记忆和输入；

(2) 按图式符号分类，符合测量人员的习惯；

(3) 与图式符号一一对应，编码本身就带有图形信息；

(4) 计算机可自动识别，自动绘图。

缺点是：同一大类符号数量相差大，需进行调整，如水系及附属设施的编码分两段，7 大类 700～799，剩余的放在 8 大类，如 850～899 等。

2. 四位编码

四位编码的第一位为地形要素的大类别号，第二、三位为顺序号，即地物符号在某大类的序号与《1∶500、1∶1000、1∶2000地形图图式》中该大类内的序号一致，第四位为连线信息，指定地物点之间按选择的连接线型连线，连接线型规定："1"直线，"2"曲线，"3"圆弧线。

四位整数编码的优点：

(1) 连接点与连接线型简单，整个野外输入信息量较少；

(2)记录中设计了连接点这一栏，较好地解决了断点(同一地物编号顺序中断的点)的连接问题，方便野外作业；

(3) 根据测点的编码不同，利用图式符号库解决复杂的线型(直线、曲线、圆弧线、实线、虚线、点划线、粗线、细线等)，避免了测量员在野外输入复杂的线型信息，只要记住直线、曲线、圆弧线即可；

(4) 避免了野外详细草图的绘制。当外业断点较多时，采用在手簿上记录断点号来代替详细的草图，减少了野外工作量，较复杂时一般只需绘出相应点号处的简图，作为手簿上记录的断点的补充说明，以保证断点的正确连接；

(5) 野外跑尺员随意性大，只要记住断点号就可以正确连接测点。

3. 其他编码

目前国内的一些测图软件中，还有如下几种：

(1) 全要素编码，通常全要素由若干位十进制数组成，每一位数字均按层次赋予特定的含义。首先将图式中的地形要素分类，如"0"测量控制点，"1"居民地，"2"独立地物，"3"道路，"4"管线及桓栅，"5"水系，"6"境界，"7"植被，"8"地貌。然后在每一类中进行分类，如居民地类又分为"01"一般房屋、"02"简单房屋、"03"特种房屋等，再加上类序号，特征点序号(同一地物中的特征点序号)共有8位数。图9-6所示为全要素编码形式。这种编码形式每个细部点具惟一性，易识别，适合计算机处理，但有层次多，位数多，难以记忆，当编码输入错漏时，在计算机的处理过程中不便人工干预，同一地物不按顺序观测时，编码相当困难等缺点。

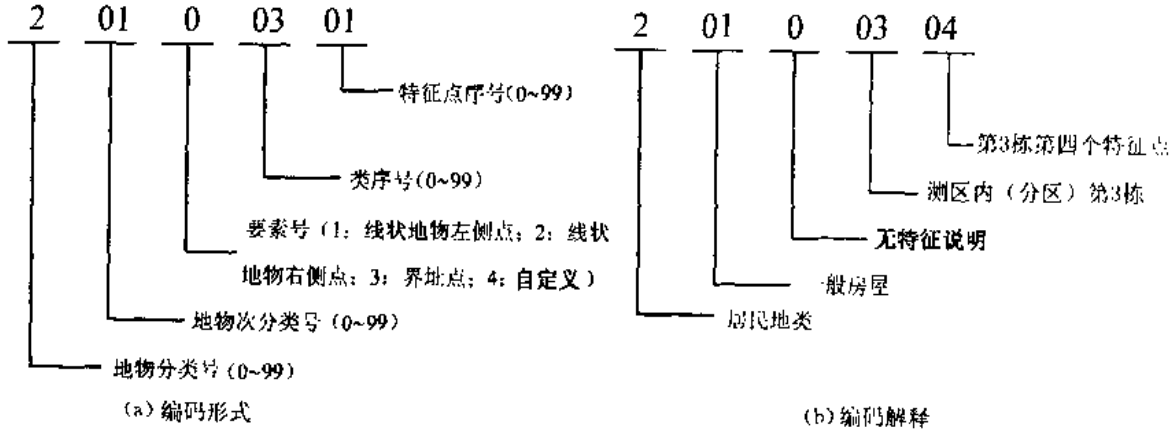


图9-6 全要素编码

(2) 无记忆编码系统 在清华山维电子平板系统(EPSW)中，将每一个地物编码和它的图式符号及汉字注记都编写在一个图块里，形成一个图式符号编码表(图9-7)，存储在计算机内，只需按一个键，编码就可以显示出来，用光笔或鼠标点中所要的符号，其编码将自动送入测量记录中，用户无需记忆编码，随时可以查找。另外还有一些编码系统，各种编码均有

各自的特点，但不管是哪一种编码，首先要考虑的是测量人员的野外作业方便简捷，符合测量人员的习惯。所以到目前为止，三位整数和四位整数编码系统被广泛应用，但数字化图信息要输入 GIS，三位编码是不够的，也不十分规则，数字图如何适应 GIS 的要求，如何形成统一的国标，还需做进一步地探讨。

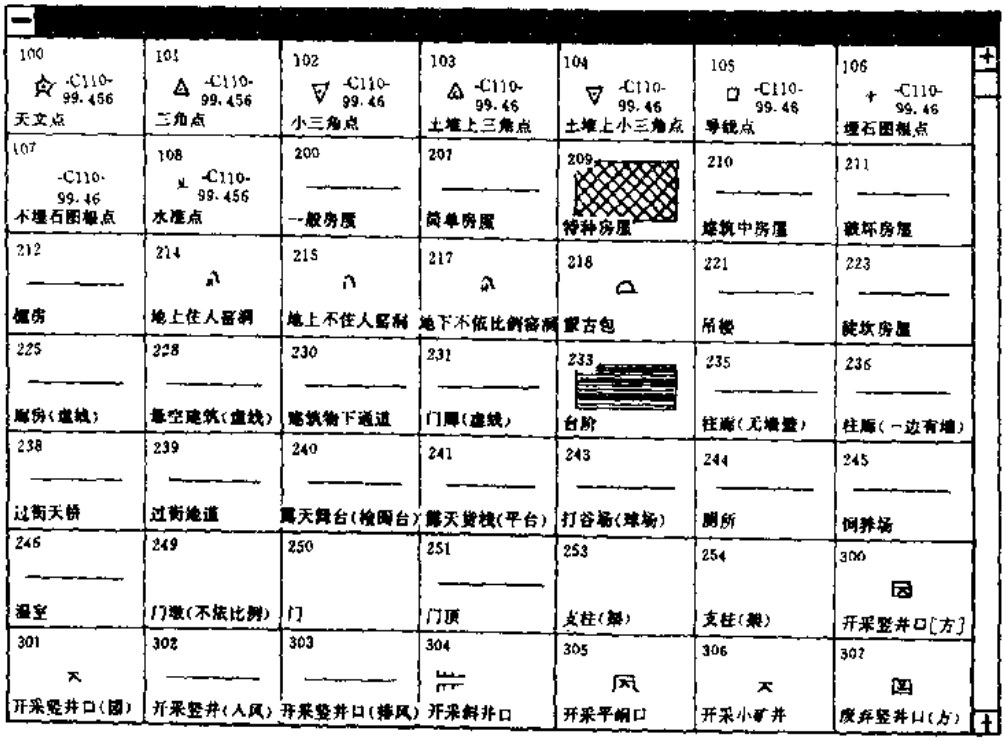


图 9-7　图式符号编码表

（五）连线信息

连线信息包括连接点和连接线型，如测一个线状或面状地物，有的是在一个测站顺序观测，测点编号往往是连续的，有的是在不同测站观测，测点编号一般不连续，这时就需要明确本测点与哪个点相连，以什么线型连接。所谓线型是指直线、曲线或圆弧线等线条类型。例如：现假设测量一条道路，编码为 633。图 9-8 所示为野外记录的测点关系图。(a)为测点顺序连续编号，(b)为不连续编号，即中间存在断点，如图中的 4 点即为断点。其连线记录格式如表 9-3、表 9-4 所示。

表 9-3

点号	1	2	3	4	5	6	7	8
编码	633	633	633	633	633	633	633	633
连接点	1							
连接线型							2	1

表 9-4

点号	1	2	3	4	5	6	7	8
编码	633	633	633	633	633	633	633	633
连接点	1				5		−4	5
连接线型				2			−2	1

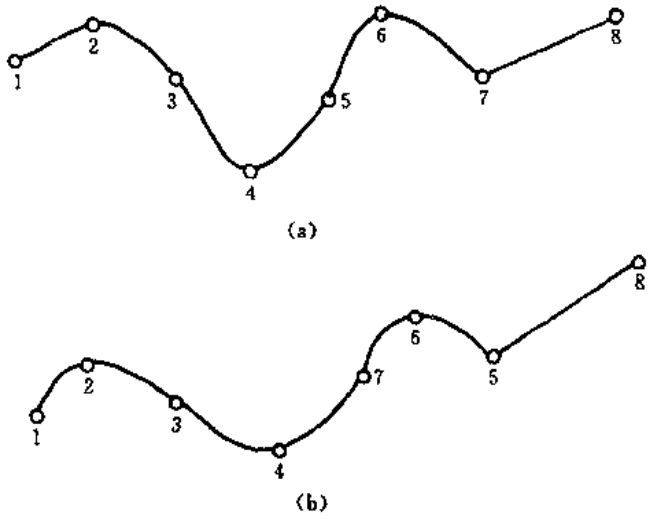


图 9-8　野外测点连接图

在表 9-3 中，1，2，…，8 为连续编号，测点在一个测站上连续观测，测点间连接线型相同，只在最终点处输入连接线型。其中第一列点号为 1，连接点也是 1，表示是起点，表中 6、7 点是圆弧线连接，7、8 点是直线连接。在表 9-4 中，4 点为断点，可根据实际情况分为三个块结构：1，2，3，4 列为第一块，5，6，7 列为第二块，8 列为第三块。每一记录块内编码相同，第 7 列的连接点－4 表示既与上一记录点 6 相连，又与下一点 4 相连，连接线型为“－2”，表示本块曲线相连，但连接顺序和上块相反，第三块表示 8 点与 5 点直线相连。计算机检索处理后，得到点列顺序为 1，2，3，4，7，6，5，8，并按编码绘出相应直线和曲线来。

综上所述，对每个细部点来说，获取了描述点的三类信息，就具备了计算机自动成图的必要条件。

三、图根控制测量

数字测图和传统测图方法一样是根据先控制后细部、先整体后局部的原则来建立测区的测图控制的。数字测图的图根平面控制测量可采用图根三角锁(网)、图根导线等方法进行，但布设层次不宜超过两次附合。在个别极困难地区(如城市密集建筑区)采用图根导线布设时，导线可附合三次。局部地区可采用光电测距极坐标法和交会测量等方法，也可以采用 GPS 测量方法布设。由于数字化成图所配置的硬件系统的精度较传统方法高，故数字成图的图根点密度可适当放宽。数字测图图根点(包括高级控制点)的密度根据测图比例尺和地形条件而定，平坦空阔地区不宜小于表 9-2 的规定，地形复杂、隐蔽地区及城市建筑区，应以满足测图需要为原则适当加大密度。考虑到数字测图所配置的硬件系统和野外测量采集的具体作业方法，数字测图的图根控制可以与细部测量同步进行，以提高作业效率。下面以附合导线为例介绍这种方法。如图 9-9 所示，A、B、C、D 为高级控制点，e、f、g、h 为图根控制点，1，2，3…为细部点(地物点)，其作业步骤如下：

(1) 在已知点 B 上安置全站仪，后视另一已知点 A 点，前视图根点 e，测水平角，前视天顶距、斜距和觇标高。由 B 点坐标算出 e 点的三维坐标(X_e、Y_e、Z_e)。

(2) 仪器不动，后视 A 点作零方向，施测测站周围的细部点 1、2、3，并根据 B 点坐标计

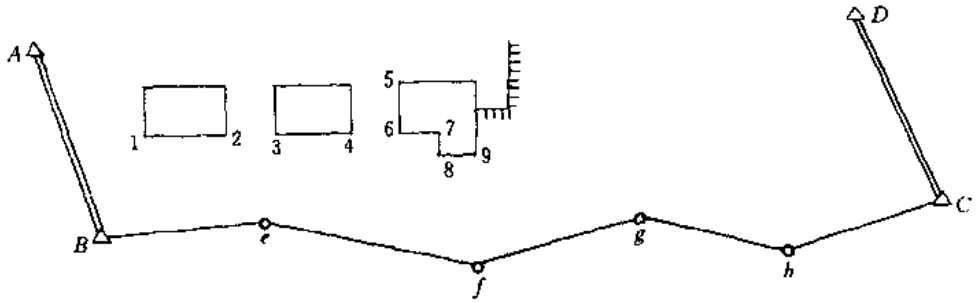


图 9-9　同步测量法

算各细部点坐标。采用电子平板作业时，按碎部点坐标、编号及连接信息可在显示屏上实时展绘细部点并连接成图。

(3) 仪器搬至 e 点，后视 B 点，前视 f 点，同法测出水平角、前视方向天顶距、斜距及觇标高，及本站的各细部点 5、6、7，并算出各细部点坐标，可实时展绘细部点成图。其余依此类推，直到 g 点。

(4) 导线测到最后一个图根点 h 时，同以上步骤可算得已知点 C 的坐标(Cx'，Cy'，Cz')，该坐标与 C 点已知坐标之差即为附合导线坐标闭合差。若坐标闭合差在限差范围以内(1∶500：$f_{允}$=0.225 m，1∶1000 为 0.45 m，1∶2000 为 0.75 m)，可按与导线边长成正比平差计算出各导线点的坐标。为提高测图精度，可根据图根点坐标平差值重新计算各点对应的细部点坐标。若闭合差超限，则应认真分析查找原因，返工重测，直到闭合为止。这里应指出，返工只限于图根控制测量，细部点原始数据仍可利用，返工后重新计算各细部点坐标。

上述测量方法称“同步测量法”，采用这种测量方法较传统的先控制后细部的分步作业模式具有省时、省工、效率高、速度快和便于修改等优点，也是数字测图所独具的优势。

四、细部测量

(一) 点信息的野外采集

数字测图的细部测量实际上就是采用一定的测量方法在野外进行细部点点位信息的采集。它是数字测图作业的基本工作，也是数字测图成图精度的关键环节。采用解析法测图的一般作业方法是：在野外由绘图员将测得的细部点标注在图纸上，随时根据实际情况连线和标绘图式符号，形成草测图，同时记录员还需将地形点的全部信息(测站，标定图板方向，检查方向，视距读数(或距离)，垂直角，仪器高，水平距离值，高差等)记录在细部点手簿上，在测图及绘图过程中一旦发现问题，即可检查手簿进行纠正。

(二) 细部测量方法

数字测图的野外信息采集是通过细部测量方式实现的。细部测量采用的全站仪除了能测量水平角、垂直角、斜距、平距、高差等直接观测值以及这些观测值的相应改正数(如指标差改正、距离测量的气象改正等)外，一般还设置一些简单计算软件，能在现场实时计算出细部点的三维坐标、点间平距、高差和方位角或根据已知的设计坐标计算出放样数据。这些功能会给数字测图提供很大的方便，现介绍一些数字测图常用的细部测量方法。

1. 极坐标法

极坐标法可以采用全站仪以三维坐标测量法进行：它是用极坐标法测定点的平面坐标 X，Y，用三角高程测定点的高程 H。在全站仪中，一般以 N(North)，E(East)表示平面坐标，

以 Z 或 ELEV(Elevation)表示高程。极坐标法测量是从一个控制点上，根据测站上的一个已知方向测定出已知方向与细部点之间的水平角和测站点到细部点的距离，来确定细部点的平面位置。其测站点可以是基本控制点或图根控制点。

如图 9-10 所示，A 点为测站点，B 点为后视点，A、B 两点的三维坐标均为已知。P 点为细部点，β 为观测的 AB、AP 两方向间的水平角，d_{AP} 为测站点到细部点的水平距离，D_{AP} 为斜距，Z_{AP} 为测站到细部点处目标点的天顶距，i 为仪器高，t 为目标高。则后视方向方位角、

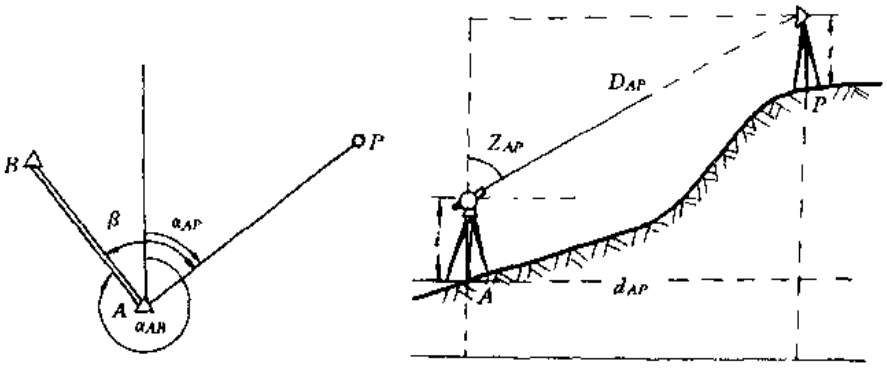


图 9-10　极坐标法

细部边方位角及细部点的三维坐标计算公式如下：

$$\alpha_{AB}=\arctan\left(\frac{E_B-E_A}{N_B-N_A}\right) \tag{9-1}$$

$$\alpha_{AP}=\alpha_{AB}+\beta \tag{9-2}$$

$$\left.\begin{aligned} N_P &= N_A + d_{AP}\cos\alpha_{AP} \\ E_P &= E_A + d_{AP}\sin\alpha_{AP} \\ Z_P &= N_A + D_{AP}\cos Z_{AP} + i - t \end{aligned}\right\} \tag{9-3}$$

三维坐标测量的操作方法如下：

(1)在测站 A 上安置全站仪，量取仪器高 i，后视已知点 B 处安置棱牌，按“坐标输入键”输入测站点及后视点的三维坐标，按“仪器高输入键”输入仪器高 i。

(2) 照准后视点 B，按“方位角设置键”，软件可自动计算 α_{AB}，并进行水平度盘设置(水平度盘定向)。所谓水平度盘定向就是照准 B 点以后，用配置度盘的方法使测站点到已知点的水平度盘读数等于测站点到已知点的坐标方位角，这样度盘 0 即在正北方向，如图 9-11 所示。

(3) 在细部点处量取棱镜杆的目标高，通知测站，按“目标高输入键”输入目标高 t。

(4)照准目标点棱镜中心，按“坐标测量键”，软件便可按式(9-2)和式(9-3)自动计算目标方位角 α_{AP}、目标点三维坐标，几秒钟后屏幕便可显示目标点的 N_P、E_P、Z_P。

2. 支导线法

在城市建成区或隐蔽地区测绘地形图时，往往会遇到一些图根点并不能测较多的细部点，而是要从图根点引测支导线，如图 9-12 所示。施测时可依次采用三维坐标测量的方法，测定前进方向的点的三维坐标，这时应注意导线前进过程中，还需用到将原测站点换成后视点、目标点换成测站点的转换功能软件，以免去除了第一次以外的多次测量中的测站点和后视点的坐标重新输入。

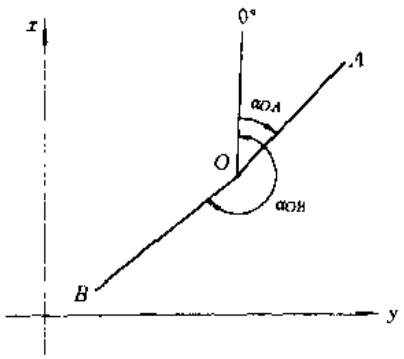


图 9 11　水平度盘定向

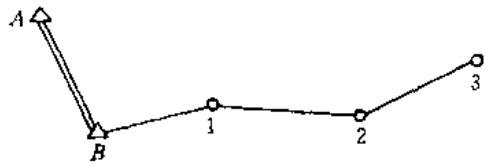


图 9-12　支导线法

支导线测量的具体操作方法如下：

(1) 在已知点 B 点按三维坐标测量坐标测定导线点 1 的三维坐标后，关闭电源，在 1 点安置仪器，量取仪器高 i，并输入仪器；

(2) 调用坐标换置功能软件，这时自动将 B、1 点坐标分别以后视点、测站点输入；

(3) 照准后视点 B，设置水平度盘方位角；

(4) 在导线点 2 安置觇标(棱镜)，量取目标高，输入仪器；

(5) 照准 2 点，按“坐标测量键”，测定 2 点的坐标。其余类推，直到 3 点。

3. 角度交会法

在测站可以看到细部点位置，但不易到达置镜施测，无法测出距离的情况下，可采用角度交会法测量。如图 9-13 所示，已知点 A、B 通视可以互相定向。分别在 A、B 两点观测同一细部点 P，测量水平角 α、β，用余切公式计算细部点平面坐标。

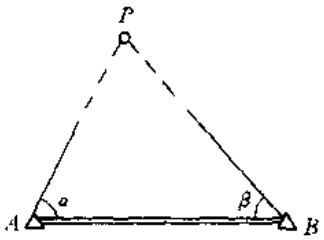


图 9-13　角度交会法

4. 距离交会法

距离交会法就是从两个已知点分别测量到细部点的距离，从而确定细部点坐标，如图 9-14 所示：D_1、D_2 为交会边测量值。距离交会法可以按如下方法解算：

$$\left.\begin{aligned} D_{AB} &= \sqrt{(x_B - x_A)^2 - (y_B - y_A)^2} \\ \alpha_{AB} &= \arctan\left(\frac{y_B - y_A}{x_B - x_A}\right) \\ \beta &= \arccos\left(\frac{D_1^2 + D_{AB}^2 - D_2^2}{2D_1 D_{AB}}\right) \\ \alpha_{AP} &= \alpha_{AB} - \beta \end{aligned}\right\} \tag{9-4}$$

已知 A 点坐标，根据以上各参数即可求出细部点的平面坐标。距离交会法适用于一些控制点上不能直接测量的情况，其中 A、B 两已知点可以是控制点，也可以是专门为测定细部点而测设的辅助点，图形要求同角度交会法。

5. 直角坐标法

直角坐标法又称截距法，通常以一导线边或其他控制线作轴线，测出某细部点在轴线上

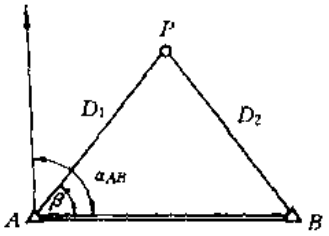


图 9-14　距离交会法

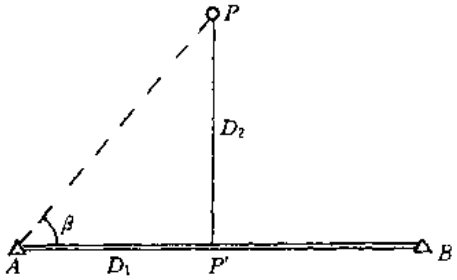


图 9-15　直角坐标法

的投影位置到轴线一端点的距离和到细部点的垂距，即可确定出细部点的位置。如图 9-15 所示，A、B 为两已知点，施测时在 A、B 两点间拉一根测绳或卷尺作投影线，从细部点 P 向 AB 轴线引设垂线，垂足为 P' 点，测量 AP'、PP' 之距离 D_1、D_2，P 点位置可按下列公式求出：

$$\left.\begin{aligned} D_{AP} &= \sqrt{D_1^2 + D_2^2} \\ \beta &= \arctan\left(\frac{D_2}{D_1}\right) \\ \alpha_{AB} &= \arctan\left(\frac{y_B - y_A}{x_B - x_A}\right) \\ \alpha_{AP} &= \alpha_{AB} - \beta \\ \begin{cases} x_P = x_A + D_{AP}\cos\alpha_{AP} \\ y_P = y_A + D_{AP}\sin\alpha_{AP} \end{cases} \end{aligned}\right\} \tag{9-5}$$

此种方法操作简单，也很实用，值得注意的是引测垂足 P' 的操作要精细，以确保 P 点坐标的精度。

（三）极坐标法测定细部点的精度

在大比例尺地面数字测图中，一般情况下应用极坐标法测定细部点位置，不能使用极坐标法时，可使用支导线法或其他方法测定。只有在个别困难的情况下才采用交会法和截距法确定，下面分析极坐标法测定细部点的精度。

1. 细部点平面位置中误差

如图 9-16 所示，细部点 P 相对邻近图根点 A 的平面位置中误差 M_P 为：

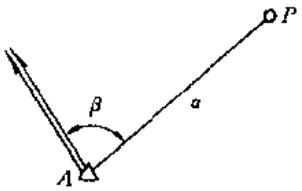


图 9-16

$$M_P^2 = M_d^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2}d^2 \tag{9-6}$$

式中：m_α 为全站仪边长测量中误差；m_β 为测角中误差；d 为已知点到细部点的水平距离。

实际上利用全站仪进行三维坐标测量时，角度只测半个测回，故 $m = \pm\sqrt{2}\,\mu$（μ 为全站仪一测回方向中误差）。这里设 $\mu = \pm 5''$，则 $m_\beta = \pm 7.0''$。而测距误差主要由全站仪测距中误差和对中杆靠紧垂直地物点（房角、电线杆等）的位置误差两部分组成，由于棱镜比对中杆的半径约大 2 cm 左右，故对中杆靠紧垂直地物点的位置误差一般为（$\pm 1.5 \sim 2$）cm，若考虑其他测距误差，取 $m_d = \pm 0.020$ m，取测量细部点平均边长 $d = 100$ m，则细部点平面位置中误差为：

$$M_P = \pm\sqrt{m_d^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2}d^2} = \pm\sqrt{0.020^2 + \frac{100^2}{20265^2} \times 7^2} = \pm 0.020\ \text{m}$$

计算表明，在进行三维坐标测量时，细部点的平面位置误差主要来源于测边误差，而测边误差主要是由棱镜反射中心不能置位于细部点位置而产生的，因此现场采用专用伸缩杆配合微型薄片棱镜可大大减少测距误差，可以明显地提高细部点平面位置精度。

2. 数字地形图的平面精度

地形图的平面精度由数控绘图仪绘制的数字地形图的精度可用图内明显地物点的平面位置误差来表示，它是由野外测量误差 $m_{测}$ 和自动绘图误差 $m_{绘}$ 两部分组成的，即：

$$m = \pm\sqrt{m_{测}^2 + m_{绘}^2} \tag{9-7}$$

按照 1999 年颁布的《城市测量规范》，取 $m_{绘} = \pm 0.15$ mm，$m_{测}$ 按 1∶1000 比例尺取为 0.02 mm 则：

$$m = \pm\sqrt{0.020^2 + 0.15^2} = \pm 0.151\ \text{m}$$

传统的模拟法测图一般要求图上明显地物点的平面位置误差为图上 ±0.5 mm，可见采用数字测图可以大幅度提高地形图平面位置方面的精度。

3. 数字地形图的高程精度

地形图的高程精度通常是指图上高程注记点的精度和等高线的精度两个方面。

(1) 高程注记点的精度　采用全站仪进行三维坐标测量时，高程注记点的精度实际上就是电磁波测距(EDM)三角高程的精度，按 EDM 三角高程测量计算其高差的公式为：

$$h = D\cos z + i - t$$

计算其中误差的公式为：

$$m_h = \pm\sqrt{\cos z^2 m_D^2 + \frac{D^2\sin^2 z}{\rho^2}m_z^2 + m_i^2 + m_t^2} \tag{9-8}$$

式中：z 为测站到目标点的天顶距；D 为测站至目标点之斜距；i 为仪器高；t 为目标高；m_z 为天顶距测量误差；m_D 为测距误差；

现取 $D = 100$ m，$m_z = 7''$，$Z = 3°$，$m_D = \pm 0.020$ m，$m_i = m_t = \pm 0.005$ m，将上述数值代入式(9-8)得 $m_h = \pm 0.021$ m。

当顾及测站点的高程误差时，数字地形图上高程注记点的高程中误差为：

$$m_H = \pm\sqrt{m_{H_{站}}^2 + m_h^2} \tag{9-9}$$

测站点(图根点)的高程测量也同样是采用 EDM 三角高程测量建立的，实践表明 EDM 三角高程测量的精度在进行图根控制测量时完全能够达到四等水准测量的精度。取 $m_{H_{站}} = \pm 0.010$ m，代入式(9-9)，得：

$$m_H = \pm\sqrt{m_{H站}^2 + m_h^2} = \pm 0.023\ \text{m}$$

规范要求城市建筑区和基本等高距为 0.5 m 的平坦地区，其高程注记点相对邻近图根点的高程误差不得大于 ±0.15 m，从而可以看出数字测图的高程注记点精度同样比规范规定有较大幅度的提高。

(2) 等高线的精度　等高线的高程精度实际上就是数字高程模型(DEM)的插求点的高程中误差。一般认为影响 DEM 精度的主要因素有：地形类别、内插方法、高程注记点密

度、测量方法和粗差剔除程度等。通过试验，其等高线的高程精度通常可以达到 0.3～0.4 m，可以满足要求 1∶1000 比例尺测图时丘陵地区的精度要求。对于 1∶500 比例尺的数字测图，可以采取增加高程注记点的办法以提高整个图幅的高程精度，以满足对高程方面用图的需要。

五、外业数据记录与数据文件格式

数字测图的外业测量数据记录是由电子手簿等记录器或电子平板通过所配置的软件来实现的。外业数据文件通常都采用可读的文本格式，以便检查和交换。

（一）记录的结构

在数字测图外业中，用以描述某一测量要素（如测站或细部点）有关信息的若干信息元的组合称作记录。在观测数据文件中，信息元即是数据项，它是表达各类地形信息的最小单位。在采集软件中一般规定若干种记录，如测站信息记录可以存储观测者、测站号、仪器高、后视点点号、前视点点号及注释等信息，构成一个记录。外业数据文件中通常有若干不同作用的记录，用相应的标志加以区别，称作记录类型标志。通过标志能自动识别和提取相关信息，也可以打印出文件和人工寻找有关信息。记录中含有哪些数据项，各数据项的名称，在记录中的位置、长度、数据类型等以某种格式组合在一起称为记录的结构。外业采集软件的编制就是要充分保证外业能完整地记录所有成图信息。下面介绍两种常用的采集软件的记录与数据文件格式。

（二）PC－E500 的 EDR 采集软件的记录与数据文件格式

PC－E500 袖珍计算机是目前国内应用比较普遍的一种电子记录器。根据各种测图软件的需要，在 PC－E500 中安装了配套的采集软件。下面介绍 CAMAP 的 EDR 采集软件。EDR 采集软件中规定了 6 种记录，分别存储管理信息、测站信息、后视点信息、前视点信息、细部信息和注释信息。各种数据项的长度都是固定的，如表 9-5 所示。

表 9-5　　EDR 采集软件文件格式

类型	1	2	3	4	5	6
记录名	管理信息	测站信息	细部信息	注释信息	后视信息	前视信息
第 1 项	观测者	测站号	点号		点号	点号
第 2 项	记录	编码	编码		编码	编码
第 3 项	测区号	仪器高	水平角		水平方向	水平角
第 4 项	日期		竖直角			竖直角
第 5 项	时间	温度	斜距			斜距
第 6 项	仪器号	气压	觇标高			觇标高
第 7 项		天气	连接点			
第 8 项			线型			
合计	6 项	6 项	8 项	1 项	3 项	6 项

观测数据文件举例：

1XBT	CH	100084	19990702	0930	KERN01
21	107	1.48			
32	107	0.0000			
33	203	41.5616	87.4426	16.913	1.62
34	203	50.2950	87.2524	14.596	1.62
35	203	48.1506	87.1818	13.981	1.62
36	227	54.2824	87.5254	13.847	1.62
37	227	14.3858	87.3410	8.567	1.62
38	203	13.0124	86.1254	9.827	1.62
39	203	905858	87.1016	12.997	1.62
310	203	13.3606	87.1046	13.136	1.62
311	202	9.5808	87.1016	12.997	1.62
4THIS IS	AN	EXAMPLE			

例中：

(1) 第一行为管理信息，一项工程只用一次。第一个字"1"为记录类型标志，XBT 为观测者，CH 为记录者，100084 为测区号，19990702 为观测日期，0930 为观测时间，KERN01 为仪器号。

(2) 第二行为测站信息"21"，"2"为记录类型标志，编码为 107，仪器高为 1.48 m。

(3) 第三行"32"中"3"是记录类型标志，为细部信息，"2"为零方向后视点为 2 号点，水平方向读数为 0000′00″。

(4) 第四行"33"中第一个"3"是细部信息，第二个"3"是细部点号(这里为顺序第一个细部点的编号)，方向读数为 41.5616(41°56′16″)，天顶距 87.4426(87°44′26″)，斜距为 16.91 m，觇标高(棱镜高)1.62 m。顺序第三个细部点 5 号点给出了连接线 1，即从 3 号到 5 号三个点为直线连接，同理 6、7 号，8、9、10 号点均直线相连，其中 10 号点有连接点项"3"，表示此点应与 3 号点相连。

(5) 最后一行为注释信息，"4"为记录标志类型。

(三) GRE3/4 的数据文件格式

GRE3/4 是与威尔特(Wild)全站型电子速测仪配套的电子手簿。它把记录称作块，把数据项称作"字"。每个"字"可以存放 8 个字符，并且用一个"字索引"说明其类型。GRE3/4 中有两种"块"：代码块和测量块。代码块中可以有一个"代码号"字和 4 个"信息字"(GRE3)或 8 个"信息字"(GRE4)，可以存放各种注释信息。测量块的格式可以用 GRE3/4 记录手簿设定，如设定在 HVS 方式下测量块中依次存放点号、水平角、竖直角、斜距和棱镜高，在 XYZ 方式下依次存放 N(X)、E(Y)、H(Z)。代码块必须以"代码号"字开始，测量块必须以"点号"字开始。各种常用的"字索引"(WI)见表 9-6。

表 9-6　　GRE3/4 字索引

WI	名称	含义	WI	名称	含义
11	PtNr	点号(测量块)	58	mm	加常数
12	FNr	出厂编号	59	Ppm	比例改正数
13	Typ	仪器型号	71	REM1	注记 1
21	Hz	水平角	72	REM2	注记 2
22	V	竖直角	73	REM3	注记 3
31	/△	斜距	74	REM4	注记 4
32	△	平距	75	REM5	注记 5
33	△|	高差	76	REM6	注记 6
41	Code	编码号(代码号)	77	REM7	注记 7
42	Inf1	信息 1	78	REM8	注记 8
43	Inf2	信息 2	79	REM9	注记 9
44	Inf3	信息 3	81	E	目标东坐标
45	Inf4	信息 4	82	N	目标北坐标
46	Inf5	信息 5	83	H	目标高
47	Inf6	信息 6	84	E	测站东坐标
48	Inf7	信息 7	85	N	测站北坐标
49	Inf8	信息 8	86	H	测站高
51	PPMM	Ppm/mm	87	hr	反光镜高
52	N/σ	测量数/均方差	88	hi	仪器高

(3) 观测数据文件举例

```
Pos. 1      7          15          23          31          47          63      71    79
110001+00142501    21.102+32129400    22.102+09900500    31..00+00128091    51....+0000+000
110002+00142502    21.102+01026200    22.102+08920200    31..00+00009040    51....+0000+000
110003+00142503    21.102+00012900    22.102+09156200    31..00+00230536    51....+0000+000
410004+00000005
410005+00000071    42.....+00724537
410006+00000010    42.....-00000120    43....+0000005    44....+00001750    45....+00000009
```

其中，pos. 1，7，15，...，79 表示字符位置的序号。根据字符索引的规定，每行的第一、二位为数据类型字，11 为测量块代码，第 3～6 位为每个纪录行的行号，对测量而言，第 7～15 位为测点点号，后面的数据为观测值，21、22、31、51 均为数据类型编码(见表 9-6)，第 23～31 位为水平角，第 39～47 位为竖直角，第 55～63 位为斜距，第 71～79 位为乘常数和加常数。对代码块而言，第 1、2 位为 41，是编码块的代码，第 7～15 位为编码块的具体编码，如编码 5、71、10 等，第 23～31 位为信息 1，第 39～47 位为信息 2，第 55～63 位为信息 3，第 71～79 位为信息 4。此外各地物编码及各信息字的内容都可以由用户自定义。

如果采用 XYZ 方式，观测数据格式类似，但测量块中的代码 21、22、23 分别换成了 81、82、83，对应的观测值也换成了 E(Y)，N(X)，H(Z)。

第四节　地形图的计算机编辑

当通过某种或某几种数据采集手段获取了各种地形信息数据并传输到计算机之后，还需要对这些数据进行加工处理，提取对绘图有用的各种信息，对其进行计算和整理，再按规定的数据结构存储(图 9-17)，建立起适合绘图、编辑处理和能与 GIS 接轨的地图数据库，据此可生成数字地形图，进行地形图的绘制，可向 GIS 提供地形空间信息和属性信息。这种利用计算机对原始数据所进行的计算、整理和地形图绘制的过程称为地形图的计算机编辑。

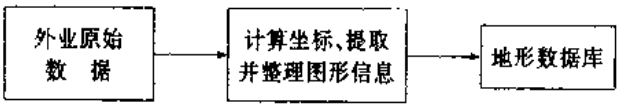


图 9-17　外业数据处理流程

一、原始数据的预处理

数字测图的原始数据的预处理，主要包括坐标计算和图形信息的处理，预处理后，存入地形数据库。绘地形图时，由数据库中提取相应数据，经处理生成图形文件，利用 AutoCAD 软件由绘图仪输出数字地形图。

(一) 坐标计算的批处理

外业原始测量数据文件的基本功能就是记录点位测量信息和绘图信息。在原始记录中记录了计算坐标的各个数据项：水平角、竖直角、斜距或丈量的距离；或交会的角度和距离。计算机阅读外业数据文件时，每读入一条存储点位的记录，就根据记录的类型标志确定记录的结构，从而提取所需的数据项，再从控制点坐标中查出起算点(测站点、后视点、量边的起始点等)坐标，调用有关函数计算各测点坐标，并存入坐标文件。

(二) 图形信息的组织与处理

计算出地形细部点坐标后，应用图形信息将这些离散的细部点连接起来，并确定它们代表什么地物。表达图形信息的基础是地形编码和连接关系(连接点与连接线型)，通过连接点可以构成线、面、区域。配合表示属性信息的地形编码，便构成一个完整的图形信息。

目前测图系统的图形信息的组织是由程序自动提取外业数据文件中的编码与连接信息(连接点、线型、编码、点号等)自动检索整理，生成图形文件。

表 9-7 为 CAMAP 中的图形文件(LIK 文件)的结构。表中线型和相应的点号排列规定如表 9-8 所示，它可根据需要进行编制和扩充。为方便起见，进一步约定点号排列的缩写形式与该行标志：如 123～154 表示 123，124，125，…，154 各点。续行标志为行尾仍保留一个逗号“，”。如

633，2，23，28，32～38，

41，43，65～56，52，50

表示道路(633)由 23，28，32，33，…，38，41，43，65，66，…，56，52，60 各点用曲线顺序相连。

表 9-7　　LIK 文件格式

编码	线型	点号
663	1	1,0
663	1	2,3
663	3	3,4
663	1	4,18
663	1	8,7,6
663	3	6,17
663	1	
220	7	11,12,13
220	7	14,15,16
220	7	19,20,21
220	7	22,23,24
220	8	25,26,10,000

表 9-8　　线型和点号排列

线型	含义	点号排列
0 或空	独立点	Pi
1	直线	P1,P2,…,Pn
2	曲线	P1,P2,…,Pn
3	三点圆弧	P1,P2,P3
4	三点圆	P1,P2,P3
7	三点房	P1,P2,P3
8	两点房	P1,P2,房宽

二、分幅和接边

（一）分幅

传统的作业方式，地形图是以作业班组为单位按图幅分片进行测制的。用数字测图软件进行数字测图时不再受图幅的限制，计算机可以同时处理多幅甚至整个测区的全部数据。但无论计算机容量如何大，总是不可能容尽如此浩瀚的测量数据，从用图习惯和规范要求来说也必须分幅，另外测区较大时，野外测量作业不可能在全测区范围内同时开展，也没必要将各片测量数据集中到最后一起处理。从数据管理角度看，分幅可以解决大量地形信息的数据管理，也便于作业单位组织作业。所以一个完善的测图系统必须要有分幅处理的功能。

为满足各方面的需要，不同的软件设计了不同模式。下面以 EPSNW 为例说明其分幅方法：

（1）测区的划定　分幅前首先要划定测区范围，如图 9-18 所示，只要输入测区的西南和东北角坐标，测区范围即可圈定。测区西南角坐标可参考测区西南角控制点和测区范围以及图幅尺寸，按标准或取整数确定。一般划定的范围应稍大一些。

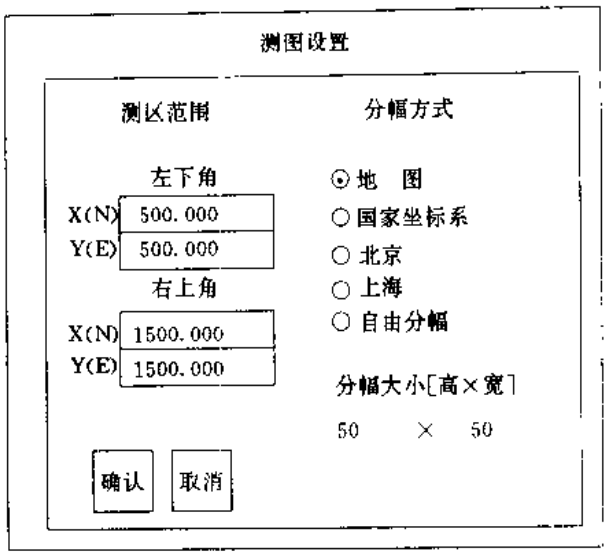


图 9-18 测区的划定

(2) 分幅 不同地区和单位或不同工程对分幅要求可能不同。一般各城市均设定了本城市的坐标系统及分幅接合。也可按国家标准进行分幅，图 9-18 所示菜单显示了可调出的国家标准、北京、上海、自由分幅几种分幅的规定。

(二) 图幅间的接边处理

数字测图图幅间的接边处理，可以分为平面图的接边处理和等高线的接边处理两部分。

1. 平面图的接边处理

野外数字测记法绘图应随时注意判断图幅边界，在分组测量时，可按自然地界分工，最后合并统一分幅；也可以按图幅分工，对接边处的地物按本图幅右、下边界线所及的跨幅地物由本幅完整地进行测量，左、上边界线所及的跨幅地物由临近图幅的右、下边进行完整的测量，如图 9-19 所示。

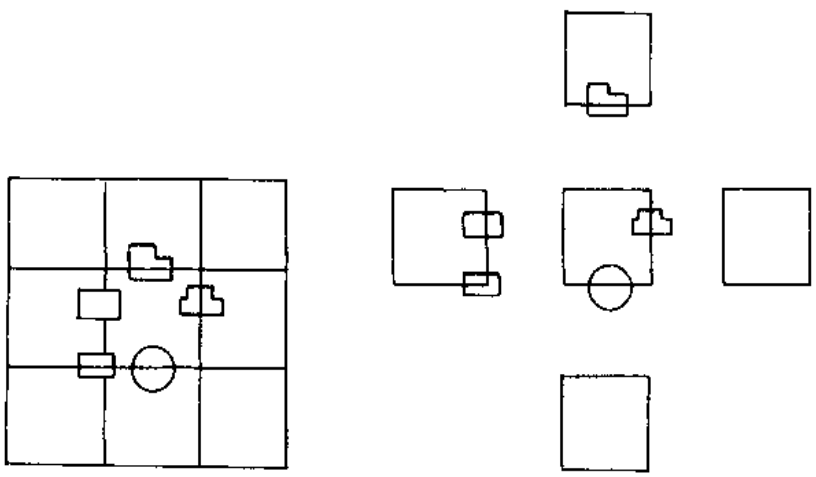


图 9-19 接边示意图

接边处理的直线要求分别测出图幅外一个点，弧线则应测出图外 2～3 个点，圆弧线应

测完全部的三个点，对于三点圆也要求测完全部的三个点。

直（弧）线接边处理的原理如图 9-20 所示。在处理接边时，首先对两接边处的测点进行判断，消除可能重复观测的点，形成统一的一套点位坐标和绘图信息。如图 9-20 中的直线段，对 A 图幅而言，测 A、A' 点，B 图幅测 B、B' 点，利用 A、B 两点绘直线。当程序对测点进行判断时，判断 A'、B' 距 AB 直线的垂直距离是否在规定的限差范围内，如在限差范围内，则删除非本图幅的测点如（A'、B' 点）。处理后两图幅接边数据便会完全统一、吻合，弧线接边与直线相同。出图时，从图幅边界裁剪即可。

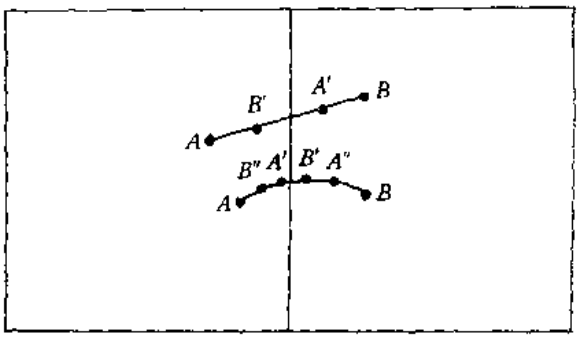


图 9-20　直（弧）线的接边

2. 等高线的接边处理

为解决等高线的接边问题，需要在图幅外留一定的区域作为接边区（一般为图上 0.1～0.05 m），如图 9-21 虚线所示。在扩大后的区域内建立数字地面模型，绘制等高线，在接边区对两幅图均利用同样的高程点建立数字地面模型，以此绘制出等高线。由于是在同一接边区统一绘制，从而保证了等高线接边的吻合。

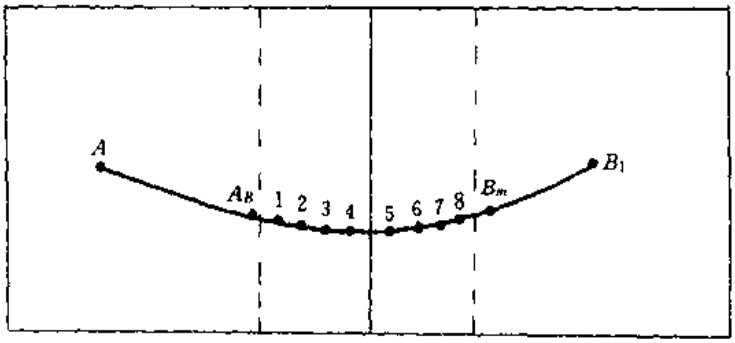


图 9-21　等高线接边处理

在接边区内，对 A、B 两图幅而言，均利用同样的高程离散点来建立数字地面模型，连接三角网，所以在接边区内，A 图幅的三角形网形和 B 图幅是相同的。由于三角形的网形相同，在接边区内，A 图幅和 B 图幅追踪出来的等值点也完全相同。如图 9-21 所示，在接边区内两虚线间的区域，某一等值点序列为 1，2，3，4，5，6，7，8，对 A 图幅而言，要用 A，…，A_n，1，…，8 这些等值点来拟合绘制一条等高线；对 B 图幅而言，要用 1，…，8，B_m，…，B_1 这些等值点来拟合绘制一条等高线。机助成图程序一般采用三次张力样条函数来光滑等高线，该函数通过所有等值点，并且张力系数一致。所以对 A 图幅而言，等高线必须按张力系数穿

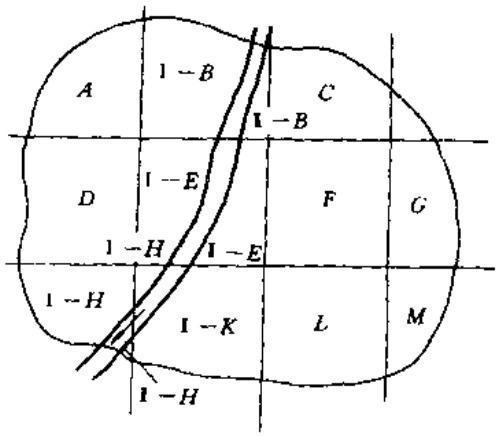


图 9-22　以自然地界分界的接边

过 1,…,8 点,在接边区内,穿过 1,…,8 点的两条等高线基本是重合的,这样就保证了等高线接边的吻合性。

3. 依自然地界为测图分界线的接边处理

以河流、道路、地类界等自然地界为分界线,接边处理相对简单。如图 9-22 所示,测图分工以河流左、右岸为界,测完后分别进行成图编辑处理。由于以河流为界,两边的数据互不影响,故不存在接边处理的问题,但要预先划定图幅并命名,对合测的图幅应以"组号－幅名"命名。然后按图名统一进行合并处理,如图中的 E 幅图即是由"Ⅰ－E"和"Ⅱ－E"两幅图合并而成。

三、计算机屏幕编辑

根据细部点坐标与代码自动生成的初级图形是不完整的,难免有错误或遗漏,因此还要对地形图进行屏幕编辑,如增加线条、地物、地貌,采用的字大、字隔、字列及注记位置、移动位置、删除操作等。

然后在 AutoCAD 中插入已编制好的方格网及图廓外注记块,对相同比例尺的地形图,其方格网与图廓外的注记是基本一致的,这些内容包括内图廓线,图内方格十字线、图廓外接图表、测绘单位、测绘日期、成图方法、坐标和高程系统、等高距、采用的规程、图式、测量员、绘图员、检查员和图号等。图廓块调入到地形图后,只需稍作修改和填充,即可符合成图要求。

在进行屏幕编辑时,对图幅内的图形先进行分层检查,即打开每一图层检查线条是否闭合、有无遗漏和不合理的地方(如:在图幅内不能闭合的等高线应查清楚),等高线走向是否矛盾等。每一层检查无误后,即打开全部图层,检查各地物之间关系是否正确,注记有无重叠和遗漏、线条有无重合等。总之应按地形图清绘的要求逐项对图面进行检查,若发现问题,要及时修改,直至符合地形图图式的要求。

四、数控绘图仪输出数字地形图

将编辑好的图形文件直接调用绘图输出模块或通过 AutoCAD 或其他转换文件在数控绘图仪上输出。输出时应设置好绘图比例尺、绘图范围、各要素的线条粗细、绘图原点、旋转角等,既可在绘图仪上绘出符合图式要求的数字地形图,也可将图形绘制在聚酯薄膜上,甚至还可以把绘图笔更换成刻图刀直接在刻图膜上刻出地形图,满足出版印刷的需要。有了数字地形图后,还可以很方便地制作各种专业用图。如去掉高程部分,通过权属调查、加绘相应的地籍要素,经编辑处理即可生成数字地籍图,加上房产信息可制作房产图等。

第五节　成果的检查与验收

随着测绘成果、成图以特殊产品的形式进入市场,测绘专业传统的检查与验收工作模式也发生了重大变化。它由原来的单纯技术标准检验转变为对生产方是否践约的质量监督。由于数字测图信息量大、自动化程度高,不同的成图方法也具有不同的成图精度,所以数字测绘产品的模式与质量控制与传统的模拟产品有很大的区别。对成果的检查、验收工作组织,检验人员的思想、技术素质,检验方法、手段与质量评判都提出了更新、更高的要求。根据国家的有关规定:目前测绘产品的检查、验收由省测绘行业专职检验机构和各地测绘主管部门负责实施。数字测图成果的检查、验收包括如下内容和方法。

一、提交检查验收的成果

按照规范规定：大比例尺数字测图工作结束后应提交如下数字化成图成果：

(1) 成果说明文件；

(2) 数据采集原始数据文件；

(3) 图根点成果文件；

(4) 细部点成果文件；

(5) 图形信息数据文件；

(6) 地形图图形文件；

(7) 地形图底图。

二、检查、验收的一般规定

(一) 目前对测绘产品实行二级检查一级验收制

测绘生产单位对产品质量实行过程检查和最终检查。过程检查由作业队检查人员承担，是在作业组(人员)自查互查的基础上，按相应的技术标准、技术设计书和有关的技术规定，对作业组生产的产品进行的全面检查。最终检查由生产单位的质量管理机构负责实施，在过程检查的基础上，生产单位对作业组生产的产品再进行一次全面检查。生产单位按合同或计划实施测绘产品交验，经最终检查后，应以书面形式向委托生产单位或上级部门申请验收，所谓验收是为判断受验产品能否被接受的检验。数字测绘产品经检查、验收后应提交最终检查报告。验收工作应在测绘产品最终检查合格后进行。验收单位应根据规定对一些验收产品进行详查，其余部分概查(表 9-9)。

表 9-9　　测绘产品抽查比例

产品名称	单位	比例/%	产品名称	单位	比例/%
三角测量	点	10	数字地形图	幅	5
导线测量	点	10	GPS 测量	点	10
水准测量	测段	10	大地测量计算	项目	20
电磁波测距	边	10	标石埋设抽查	座	3

(二) 检查、验收的依据

检查验收工作必须参照有关的测绘任务书、合同书或委托检查验收文件进行，主要依据有：

(1) 有关的测绘任务书、合同书或委托检查验收文件；

(2) 有关法规和技术标准；

(3) 经批准的技术设计书和有关技术规定等。

(三) 产品检验后的处理

(1) 在检查中发现有不符合技术标准、技术设计书和其他有关技术规定的产品时，应及时提出意见交被验单位进行修正。若问题较多或性质较严重时，可将部分或全部产品退回被检单位，令其重新检查和处理，然后再进行检查，直至检查合格为止。

(2) 经验收判为合格的产品，被检单位要对验收中发现的问题进行处理；经验收判为不合格的产品，要将检验产品全部退回被检单位，令其重新检查和处理，然后重新申请验收。

(3) 检查验收人员应认真作好检查、验收记录，最后与检验品一并存档。

三、数字测图成果检查、验收的内容与方法

(一) 控制成果的检验

1. 对各等级的平面和高程控制网的布设方案

控制网点的密度、位置的合理性；标石的类型和质量；手簿的记录和注记的正确、完备性；电子手簿的记录程序正确性和输出格式的标准化程度；各项误差与限差的符合情况；各项验算的正确性；资料的完整性等进行全面详查。对控制网平差计算的检查还包括采用的软件必须是经过专家鉴定的商业软件、科技部门推荐的软件和经过测绘行业专职检查机构组织专家认定和经过实践检验的自编软件。

2. 数据采集原始资料的检验

(1) 数据采集原始信息资料的可靠、正确是保证数字化测图成果质量的关键环节，也是检查验收的重要工作之一，它包括对数据采集原始数据文件、图根点成果文件和细部点成果文件的检查。

(2) 图根点、细部点成果文件，即测区范围内所有图根点和细部点的三维坐标成果表。

(3) 仪器检验的项目、方法、精度和计量检定情况的检查。

(二) 计算机资料的检查验收

数字测图从外业数据采集到内业处理、成果存储、输出已抛弃了传统的运作模式，应用计算机处理，自动化程度很高，由此建立起来的各种各样的信息系统应用也越来越广，其作用和效益也越来越显著。在数字测图成果的检查、验收中，计算机资料的检查验收已越来越受到重视和关注。目前对计算机资料的检查在国内现行的技术法规中并没有形成一套完整的、操作性强的检查体系和方法，但随着数字测图技术的进一步完善和信息社会对地理信息的需求及应用，计算机资料的检查验收将会成为数字测图成果检查验收的主要内容，并逐渐过度到数字化成果的后续处理和利用，特别是服务于 GIS 项目建设、利于 GIS 集成，以提高数字测图成果的利用价值。

数字测图计算机资料的检查、验收大致可分三部分内容：

1. 计算机文件目录和图幅数量的检查

主要检查数字化成果的目录格式及目录文件是否齐全，检查各目录下图幅数量与图幅结合表记录的数量是否一致。

2. 图形检查

包括空间数据检查、逻辑一致性检查、数据完整性检查。

(1) 空间数据检查　主要包括数学基础的检查即图廓点、坐标格网顶点、测量控制点的理论值输入是否正确、有无遗漏；各类地形要素(如测量控制点、房屋、道路、桥梁、水系、独立地物、境界等)的精度及表示是否符合要求。

(2) 数据逻辑一致性检查

① 地理要素的协调性：检查是否出现适应性的矛盾，如出现平行道路明显不平行或一头封闭、河流流向矛盾等。

② 图幅接边：属地理精度的检查，检查相邻图幅图边要素的几何位置与属性接边，重点检查各作业班组之间的图幅接边是否符合设计书的要求。

③ 拓扑关系：主要检查地物有无伪接点及多边形闭合情况。

(4) 数据完整性检查

① 图层：检查图层数量、图层名、颜色、属性等是否正确完整，有无非本层要素。如房屋层、道路层、水系层等，图层质量好坏是将来进入 GIS 库的关键。

② 实体种类、数据属性、注记和辅助数据的检查，有无错漏，表示是否正确。

(5) 数据文件检查

① 控制点数据库：主要检查控制点等级，坐标精度是否与平差结果一致，对照控制网图，检查有无遗漏。

② 控制点成果文件，检查控制点成果表编号数量与分图幅是否一致，坐标是否正确。

地图数据库检查，检查房屋角点及图形是否与分幅图一致等。

(三) 计算机屏幕及回放图的检查

该项检查相当于常规大比例尺地形图的图面检查。不同的是数字地形图不仅要进行回放图的检查，还要在计算机屏幕上进行检查。回放图的检查是以检查各种要素表示的合理性及文字说明注记的位置、字大、字隔、字列等规范程度。计算机屏幕放大检查应以检查数字地形图的接边、地物、地貌符号代码、颜色、线型、层次等情况进行详查，至于详查比例可视实际情况适当加大。

(四) 外业检查

外业检查是验收工作的重点之一，与传统方法相比，外业检查对检验的仪器及检验方法有更高的要求。外业检查是在室内检查的基础上进行的，包括数学精度和地理精度的检测。具体检查项目如下：

1. 地物点点位的检测

用数字测图采集野外数据时精度相同的仪器(如全站仪或半站仪)在控制点上设站，用极坐标法测定地物点的平面坐标，通过计算机提取数字化地形图上的同名地物点的坐标计算出位移量 Δx_i、Δy_i、Δs_i，按照下式计算地物点的单位检测中误差 $m_{检}$：

$$m_{检} = \pm\sqrt{\frac{[\Delta s_i \Delta s_i]}{2n}}$$

式中：Δs_i 为由检测坐标与同名地物点实测坐标差算出的位移量，$\Delta s_i = \sqrt{\Delta x_i^2 + \Delta y_i^2}$；$n$ 为检测点数。

2. 地物点相对精度的检测

用钢尺丈量地物点间距与计算机屏幕采集的同名边长比较，计算边长差 Δl_i，按下式计算地物点间距检测中误差 m_s：

$$m_s = \pm\sqrt{\frac{[\Delta l_i \Delta l_i]}{2n}}$$

式中：Δl_i 为同名边长之差；n 为被检测地物点的间距个数。

3. 注记点高程精度的检测

用水准仪或全站仪(或红外测距仪)测定高程注记点的高程。计算同名高程之较差 Δh_i，按下式计算注记点高程检测中误差 m_h：

$$m_h = \pm\sqrt{\frac{[\Delta h_i \Delta h_i]}{2n}}$$

式中：Δh_i 为由检测的高程注记点高程与实测高程之差；n 为被检测高程注记点的个数。

4. 地理精度的检查

对于用作详查的图幅，通过野外巡视的方法，全数检查各地理要素表示的正确性、合理性，以及有无丢、错、漏的现象。

（五）数字测图产品质量评定

1. 质量评定

对数字化测图成果经上述检查、验收后，应按项目质量依据国家测绘局 1995 年发布的《测绘产品检查验收规定》采用缺陷扣分标准，对控制成果、数字精度、地理精度、交验资料的完整性等项目。按验收评分细则在质量评定标准中的规定进行质量评定。数字化地形图在质量评定时其质量特征及权重可参考表 9-10。

表 9-10　　数字化地形图质量特征及权重

一级质量特征	权	二级质量特征	权	备注
数学精度	0.5	平面精度	0.6	间距或点位
		高程精度	0.4	
编辑精度	0.35			
地理精度	0.15			

每幅图的图幅质量得分按表中一级质量特征的权进行计算。

2. 检验批质量等级分的计算及批质量等级的确定

数字测图成果检验批质量等级分按下式计算：

$$F = W_1 \times N_1 + W_2 \times N_2 + W_3 \times N_3 \tag{9-10}$$

式中：F 为检验批质量等级分；W_i 为检验批质量特征的权；N_i 为检验批质量特征的得分。

在这里检验批质量特征 N_1 为控制成果得分；N_2 为数字化地形图成果得分；N_3 为交验资料项目得分，各项目预置分为 100 分。目前数字化测图检验批质量特征的权一般取 0.3、0.6、0.1。

（六）编写检查验收报告

数字测图检查、验收工作结束后，应编写检查、验收报告，一并随送验资料上交，为用图单位正确使用测绘成果提供可靠依据。

1. 检查报告的主要内容

(1) 任务概要；

(2) 检查工作概况(包括仪器、设备和人员组织情况)；

(3) 检查的技术报告；

(4) 主要质量问题及处理意见；

(5) 对遗留问题的处理意见；

(6) 质量统计和检查结论。

2. 验收报告的主要内容

(1) 验收工作概况(包括仪器、设备和人员组织情况)；

(2) 验收的技术依据；

(3) 验收工作中发现的主要问题及处理意见；

(4) 质量统计(含与生产单位检查报告中质量统计的变化及其原因)；

(5) 验收结论；

(6) 其他意见及建议。

第六节　数字地面模型的建立与应用

一、概述

数字地面模型(digital terrain model)简称数模，英文缩写为DTM，是在空间数据库中存储并管理的空间数据集的通称，它是以数字形式按一定的结构组织在一起，表示实际地形特征的空间分布，是地形属性特征的数字描述。只有在DTM的基础上才能绘制等高线。建立DTM有各种方法，由于地球表面本身的非解析性，试图用某种代数式和曲面拟合的算法来建立地形的整体描述比较困难，因此，一般是采用三维空间离散的采样值来建立区域的数字地面模型。

(一) 数字地面模型的内容

DTM的核心是地球表面特征点的三维坐标数据和一套对地表提供连续描述的算法。最基本的DTM至少包含了相关区域内平面坐标(x,y)和高程(z)之间的映射关系，即$z=f(x,y)$、$x,y\in$DTM所在区域。此外在数字地面模型中还包括：高程、平均高程、极值高程、最大高差、相对高程、高程变异、坡度、坡向、坡度变化率、地面形态、地形剖面、地性线、沟谷密度以及太阳辐射强度、观察可视面、三维立体观察等因素，可根据需要进行选择。

DTM的数字表示形式包括离散点的三维坐标(测量数据)，由离散点组成的规则或不规则的网络结构，依据模型及一定的内插和拟合算法自动生成等高线(图)、断面(图)、坡度图等。

在航片数据采集中，数据点往往是规则网格分布，其平面位置可由起算点坐标和点间网格的边长确定，只提供点的列号即可。这时所指的地形特征仅指地面点的高程，所以不少文献又将这种属性为高程的数字地形描述称为数字高程模型(digital elevation model)，简称DEM，一般情况下指以网格组织的某一区域地面高程数据。

(二) 数字地面模型的建立

DTM系统主要由计算机程序来实现，主要功能应是从多个离散数据构造出相互连接的网络结构，以此作为地面数字模型的基础。等高线断面和三维立体地形图都可以根据这个模型生成。

所以，建立一个数字地面模型系统必须具有以下几个基本组成部分：

(1) 数据的采集；

(2) 数据的转换；

(3) 数据的预处理；

(4) 构网建立数字模型；

(5) 存储和管理；

(6) 数字模型的应用。

建立DTM需要在有关区域内采集相当数量可表达地形信息的地形数据，而实际地形

表面有连续的，也存在如挖损、断裂等不连续的，构造 DTM 时采集的地形数据量也是有限的，采样点的位置、密度，以及选择构造 DTM 的算法及应用时的插值算法，均有可能影响 DTM 的精度和使用效率。为此，如何选择构造 DTM 的算法及应用时的插值算法，以利用有限的数据准确表达实际地形变化是 DTM 研究的重要课题。

（三）数字地面模型的应用

目前 DTM 已是建立不同层次的地理信息系统(GIS)不可缺少的组成部分。在信息系统分析并以此为依据进行规划和决策时，十分注重地表属性的三维特征，并使这些要素成为地学分析和生产应用中的基础数据和遥感分析的确切信息，因为 DTM 的生成已成为 GIS 数据源研究的重要课题之一。DTM 原理还应用于水文、海洋及气象的数据处理。

通过 DTM 可以得到有关区域的地形情况，计算任一点的高程及获得等高线，还可以用于计算区域面积，划分土地，计算水库汇水面积和容量，计算土方工程量，获得地形断面和坡度信息等。

二、数据的获取、转换及预处理

（一）数据的获取

DTM 的数据获取就是提取并测定地貌的特征点，即将一个连续的地形表面转化成一个以一定数量的离散点表示的离散的地表。这些离散点数据的获取是建立数模最费工时而又最重要的一个环节，它影响着建模的正确性、精度、效率和成本。

DTM 数据的获取方法主要有人工和半自动两类：

(1) 人工量取　方格网在地形图上逐点量取和内插求出网格点的三维坐标。

(2) 手扶跟踪　手扶数字化仪逐条跟踪地形图等高线再用内插方法计算网格高程，并量取平面坐标。

(3) 数字测图　利用全站仪数字化测图直接生成点的三维坐标信息并存储在磁卡上，或利用航空像片、像对的立体特征，在解析测图仪及立体坐标量测仪量测的三维地形数据，遥感图像经图像处理后也可得到地形数据，最后形成数据磁带文件。

(4) 扫描输入　重新转绘地形图，去掉注记并对新转换的地形图进行扫描，插值计算网格高程及量取网格坐标。

完善的 DTM 系统应具有各种类型数据输入的接口，以接受不同设备不同方式传输的数据。

（二）数据的转换

不同来源的原始数据类型可以是各种各样的，例如，高程、三维坐标、距离、方位角等，这些数据除了离散点的坐标信息外，还包括离散点之间的地形关系及地物特征等信息。因此，DTM 系统还要有数据格式转换的功能，不同类型的原始数据经处理之后，转换成 DTM 系统的标准格式(一般为三维坐标)数据，这种转换是利用转换模块对原始数据进行分类，把坐标数据、连接信息、地物特征等按标准格式分别存放。为了保证 DTM 系统应有的精度以准确表达实际的地形变化，在对不同来源的数据进行标准格式转换时不得影响或改变原始数据的精度。

（三）数据的预处理

1. DTM 原始数据的预处理

通过数据采集、数据转换即可得到一组(或一个区域)DTM 原始数据。这些输入计算机

的数据中，还可能包含了一些不符合建模要求的数据。因此在建模前必须对这些不符合建模要求的数据进行剔除和过滤，以顺利完成构网建模，这种在建模前对原始数据的处理称为数据的预处理。数据的预处理一般包括：数据过滤、粗差剔除、重合（或近重合）数据的剔除、给定高程限值、必要的数据加密等。

2. 地形地物特征信息的提取

为了便于计算机程序识别，提高工作效率以及保证等高线的绘制精度和正确走向，除了地面坐标数据以外，地形和地物的特征信息如地性线、断裂线、路涯、房边等，是 DTM 不可缺少的信息。这些信息是由地形地物的特征代码及连接点关系代码表示的。从原始数据中提取地形地物特征信息的依据是数据记录中的特定编码，不同类型的原始数据在不同的测量软件中有各自的编码方式。

DTM 系统的特征提取部分功能包括以下几个部分：

（1）识别原始数据记录中的特征编码；

（2）将地性线特征编码及相关空间定位数据转换成 DTM 标准数据格式；

（3）提取地性线、断裂线以及特殊地形（如陡坎等）；

（4）数据编辑。

三、DTM 的数据结构

所谓数据结构乃是一门研究非数值计算的程序设计问题中计算机操作对象以及它们之间的关系和操作等的科学。DTM 的数据结构对 DTM 的应用有着重要的影响，不同的数据结构采用的算法不同，占用的存储空间大小不同，进行计算的效率也不相同。

DTM 是由离散数据点构造生成的，最初在构造 DTM 时多采用离散点结构，这种结构的 DTM 中只包含了分块、分类存储的离散点坐标和某些断裂线（房边、地边、陡坎等）地物的连接信息，这是一种最简单的结构，实际上很少采用。目前常用的数据结构是网格结构，在等高线和断面图的绘制中广泛应用，即将离散点连接成为多边形格网。它可分为规则和不规则格网，下面介绍这两种格网的结构。

（一）规则格网结构

规则格网结构是将离散的原始数据点依据插值算法求算出规则形状格网的结点坐标，每个结点坐标有规律地放在 DTM 中。最常用的规则格网结构是矩形格网（图 9-23），航测内业一般是按格网结构采点。矩形格网的存储结构如式(9-11)所示。由于矩形格网中交点分布具有很强的规律性，各交点坐标是由其在格网位置表示，因此矩形格网可以用一个二维数组（矩阵）来进行存储，并仅存储各交点的高程。

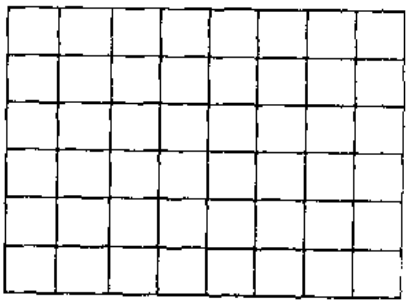


图 9-23　矩形格网

$$A_{m\times n}=\begin{matrix}h_{0n}\\h_{1n}\\\\\\h_{mn}\end{matrix}\begin{pmatrix}h_{00} & h_{01} & \cdots & h_{0n-1}\\ h_{10} & h_{11} & \cdots & h_{1n-1}\\ M & M & M & M\\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots\\ h_{m0} & h_{m1} & \cdots & h_{mn-1}\end{pmatrix} \tag{9-11}$$

利用规则格网结构可以比较方便地进行数据的检索，可以用统一的算法完成检索和插

值计算。但是在利用野外采集的离散点建立规则格网结构以计算规则形状格网坐标的过程中，所用的算法对原始数据的精度均有不同程度的影响。另外规则格网应用于不规则边界区域对不位于格网结点的边界处需特殊处理。

（二）不规则格网结构

为了克服规则格网结构的不足，可在野外采集的原始数据的基础上直接建立格网结构，由于野外采集的测点具有不规则性，依次建立的格网结构称不规则格网结构。

不规则格网结构是以原始数据的坐标位置作为格网的结点，组成不规则形状格网。实际应用时多采用不规则三角网格网（triangle irregulation network）简称 TIN，如图 9-24(a)所示。

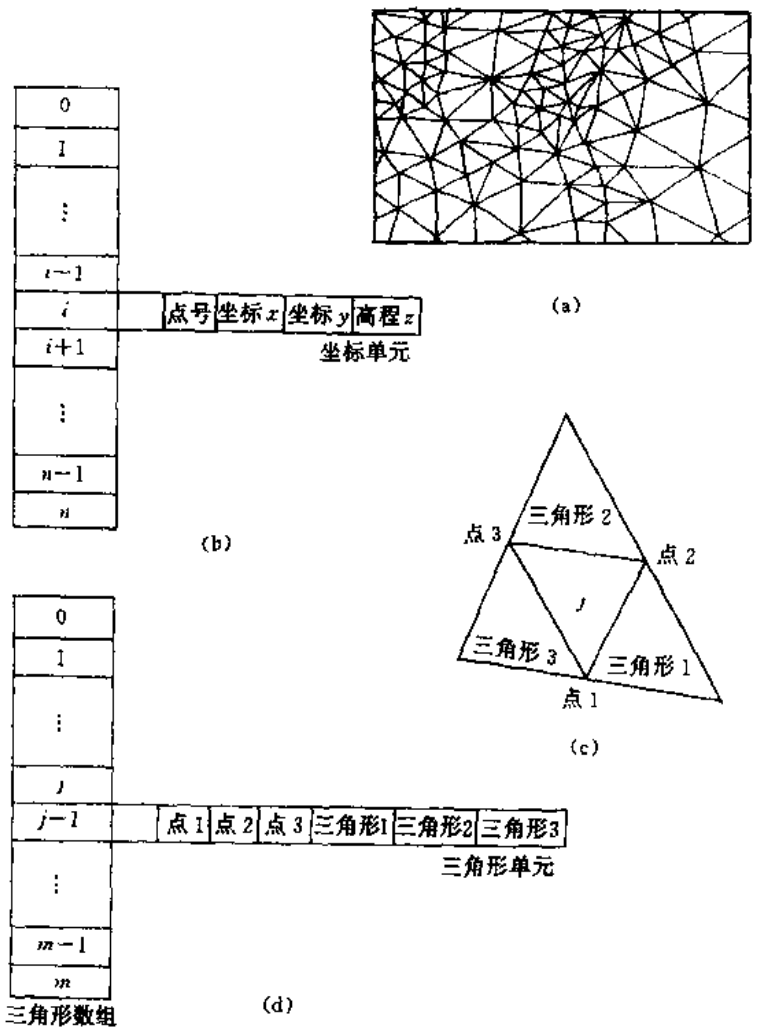


图 9-24　不规则三角网格网及其存储结构

很显然，建立不规则格网较好地克服了规则格网结构的缺点，利用原始数据作为格网结点，不改变野外采集数据和其精度，因而更好地保存了原有地形信息所表达的地形特征；利用 TIN 追踪等高线的算法也相对简单；TIN 能较好地适应不规则边界区域。

不规则格网的三角形构成如图 9-24(c)所示。不规则三角形格网的存储结构可以分成两部分，对应于二维数组的存储方式，其核心分别是坐标数组和三角形数组。结点用其在坐标

数组中的存储位置作为三角形号。

TIN 结点坐标的数据存储结构如图 9-24(b)所示，它是以行序为主序的存储方式，数据结构中仅使用了点号，根据点号可以在坐标数据文件中查找坐标。

三角形数组中规定了每个三角形的三个顶点按顺时针(或逆时针)排列，并且以点号最小的顶点作顺序第一顶点；全部三角形按各自的第一顶点的点号大小顺序排列，它是以列序为主序的存储方式。

四、TIN 的建立

(一) 建立 TIN 的基本过程

TIN(不规则三角形格网)是利用测区内野外测量采集的所有地形特征点构造出的邻接三角形组成的格网型结构。TIN 的每一个基本单元(数据元素)的核心是组成不规则三角形的三个顶点的三维坐标，这些坐标数据完全来自外业原始测量成果。在野外实测过程中地形点的选取往往是那些能代表地形坡度的变换点或平面位置的转换点，所以这些点在相关区域中呈离散型分布即非规则和非均匀分布。将这些离散点按照一定的规则构造出相互连接的三角形格网结构，如三角形构成时一般采用“就近连接原则”。如果测定了地性线，构网时位于地性线上的相邻点就被强制作为三角网的一条边。网中每个三角形所决定的空中平面就是该处实际地形的近似描述。根据计算几何学原理，可以计算格网中的三角形数目；设区域中有 n 个离散数据点，它们可以构成互不交叉的三角形个数最多不超过 $2n-5$ 个。

TIN 是不规则格网中最简单的一种结构，大比例尺数字测图的建模一般都采用这种方式。由于它可以保持细部点的原始精度，从而使整个建模的精度得到保证。

建立 TIN 的基本过程是根据野外实测的地形特征点按照“就近连接原则”将邻近的三个离散点相连接构成初始三角形，再以这个三角形的三条边为基础连接与其邻近的点组成新的三角形，如此依次连接直到所有三角形边都无法扩展成新的三角形，所有点均包含在由这些三角形构成的三角网中为止。为了保证 DTM 格网具有较高的精度，应注意构网时把地性线等地形特征线作为 TIN 中三角形的边，扩展 TIN 时先从地性线特征开始。

(二) 生成 TIN 格网的几种算法

在构造 TIN 时，由于取相邻离散点的判断准则不同，就产生了生成 TIN 的不同算法，所谓算法就是对待定问题求解步骤的一种描述，它是指定的有限序列，其中每一条指令表示一个或多个操作。目前构造 TIN 时常用如下几种算法。

1. 最近距离算法

这种算法在生成 TIN 时，先在离散点中找到两个距离最近的点(一般可从地性线开始)，以两点连线为基础，寻找与此段连线最近的离散点构成三角形，以此三角形三条边为基础按同样规则扩展，构成新的三角形，如此反复直到没有可扩展的离散点或所有三角形的边均无法再构造出新的三角形为止。

在判断和选择最近离散点时应注意使离散点与线段端点所形成的角最大，如图 9-25 所示。

2. 最小边长算法

在生成 TIN 时首先在离散点中找到两个距离最近的点构成基础边，如图 9-26 中的 AB 边，在其余离散点中进行比较，选择到 A、B 距离之和最小的点作为三角形的另一个顶点，构成三角形，如此按同样法则扩展，直到所有离散点都包含在三角形格网中为止。

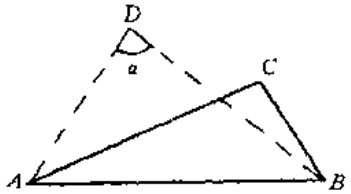


图 9-25　最近距离法

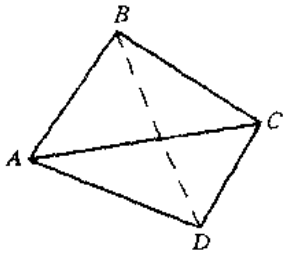


图 9-26　最小边长法

3. 泰森(Taiesson)多边形算法

泰森多边形算法的实质就是将分布在平面区域内的一组离散点用直线分隔，使每个离散点都包含在一个这些直线所组成的多边形内，如图 9-27 虚线所示。在进行分隔时应满足以下条件：每个多边形只包含一个离散点，而这个离散点应位于多边形的外接圆圆心，即有在多边形内任意点 Q 到 P 点之距离均大于 Q 点到三角形内其他任一离散点的距离。把每两个相邻的泰森多边形中的离散点用直线连接后生成的三角形称为泰森多边形的直线对偶，又称 Delaunay 三角形。其特点是：每个 Delaunay 三角形的外接圆内不包含其他离散点，而三角形的最小内角达到最大值。

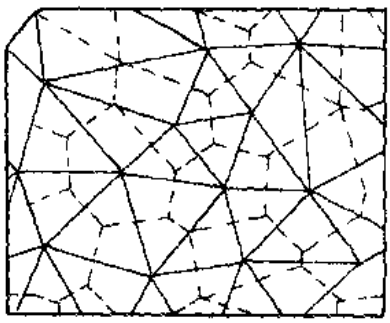


图 9-27　泰森多边形

在构造 TIN 时可以通过构造泰森多边形产生 Delaunay 三角形格网，也可以根据 Delaunay 三角形的特点直接构成 TIN。用泰森多边形建立三角形格网可按下述步骤进行：

(1) 建立离散点数据组　如图 9-28 所示，取一离散点 A(野外任意采集点)，并以 A 点为圆心确定一个圆方向，使所有可能与 A 相邻的离散点都包含在圆内，并将圆内全部离散点按一定顺序(顺时针或逆时针)存入数组 $X(N)$，$Y(N)$中。

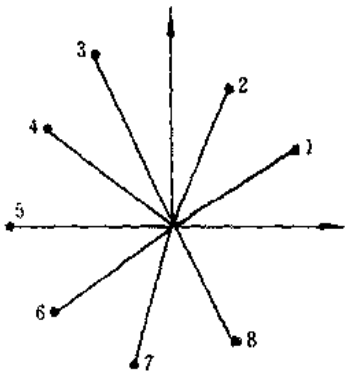


图 9-28　A 点周围离散点分布

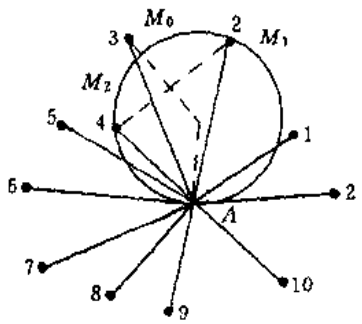


图 9-29　构造三角形

(2) 构造 Delaunay 三角形　按泰森多边形原理构造 Delaunay 三角形，即使其顶点位于其外接圆圆心，据此删除数组 $X(N)$，$Y(N)$中的其他离散点，留在数据组中的即是组成三角形的顶点。具体做法如下：从数组中按顺序取三点 M_1、M_0、M_2(图 9-29)，过 A、M_1、M_2 点作圆，若点 M_0 位于圆外，即圆的半径 r_1 小于 M_0 到 A 的距离 r_2 时，就删除 M_0，否则保留 M_0。若删除 M_0，则由 A、M_1 和数组下一点构成三角形，判别 M_2 是否在外接圆内。比较和删除在

数组中循环进行，每循环一次，数组中剩余的离散点就重新排列，直到数组内的所有点均不满足删除条件为止。删除结束后将 A 与数组中的点顺序连接成三角形即是构造出的 Delaunay 三角形。A 点周围各外接圆心的连线即为泰森多边形。也就是说，构造 DTM 三角形格网时，每个离散点均形成一个泰森多边形，但能连接多个三角形。在构造三角网时每个三角形会重复形成三次（每个顶点各形成一次），记录时只记一次，一般规定当离散点 A 是该三角形水平底边左下角点时（纵坐标小于其他两点之纵坐标值）才记录这个三角形，这样可避免重复记录。

DTM 由于采用三维空间的表示方法，直观性更强，更适合于借助于一些数学方法，对现象进行定量分析和表示，能更好地适应人们对描述现象实际情况的观察和分析，容易获得对现象的具体概念和结论。评价 DTM 系统性能的重要参数有精度、计算速度、处理的数据量、用户界面和数据采集工作量等。TIN 的建立方法对 DTM 系统的性能有很重要的影响，也越来越受到人们的重视。

4. TIN 建立过程中的几个技术问题

在地形图上等高线是作为一种地貌符号来表示地面的地貌形态的。它是由山头、洼地、鞍部、山脊、山谷等几种基本地貌的等高线配合一些特殊地貌符号综合表示的。另外，在绘制等高线时遇到地物如房屋、道路等也应断开。所以在建立 TIN 过程中必须考虑特殊地貌和地物对 TIN 结构的影响，并进行特殊处理，以满足等高线和断面的生成、土方量计算、地图绘制等 DTM 应用的需要和正确性。为此在 TIN 建立过程中必须处理以下几个问题：

（1）地性线的处理　由于 TIN 结构的 DTM 是以三角形为基本单元表达实际地形的，即每个三角形所决定的空中平面就是该处实际地形的近似描述。但是在构造三角网时必须注意地性线的处理，使山脊线、山谷线等地性线不通过 TIN 中任何一个三角形内部，否则会造成三角形格网数字地形模型与实际地形不符而影响正确使用。

图 9-30(a)所示为山谷线处三角形悬空的情况，地形点 1、4 为山谷左侧边坡上的点，2、3 为山谷右侧边坡上的点，构网时将 1、2、3 点连成了三角形，则此三角形“悬空”于山谷线即形象地说山谷被填平了，说明数模有误，与实际地形不符。同理将山谷线两侧边坡上的点也连成三角形则情况正好相反，如图 9-30(b)所示，三角形“进入”地面将山脊线削平也说明数模有错。因此构造 TIN 时应使地性线包含在三角网的三角边的集合中。正确的做法应该以山脊线、山谷线上的相邻点连成边作为起算边，即需要在原始数据中包含地性线的信息。生成 TIN 程序时，以组成地性的线段作为基础向两侧扩展出三角形格网，这样就保证了三角形格网数字地形模型与实际地形相符，如图 9-30(c)所示。这就要求在野外进行数据采集时，必须记录地性线的编码信息，以保证建模与绘制的等高线能较好地吻合。

（2）断裂线的处理　在地貌符号中陡坎、雨裂、冲沟等处是地面坡度变化陡峭的特殊地形，其变化不连续处的地形边线称为断裂线，在建立 TIN 时必须包含剧烈变化地形的断裂线信息，才能使 DTM 最大限度地正确反映出实际地形。实际处理方法是在输入数据及建立 DTM 之前进行数据预处理和分类时，把断裂线信息提出来并扩展一个极窄的条形闭合区域。图 9-31(a)所示为陡坎处理过程，点 1～7 为实测的坎边特征点，1′～7′各点为 1～7 相应点连线向下平移 1 mm 确定，其高程可由外业测定之陡坎比高确定。将上述各点依次连成一个闭合折线，再依次扩展三角形，在绘制等高线时遇此闭合线即断开，然后用闭合折线陡坎符号表示之，如图 9-31(b)所示。

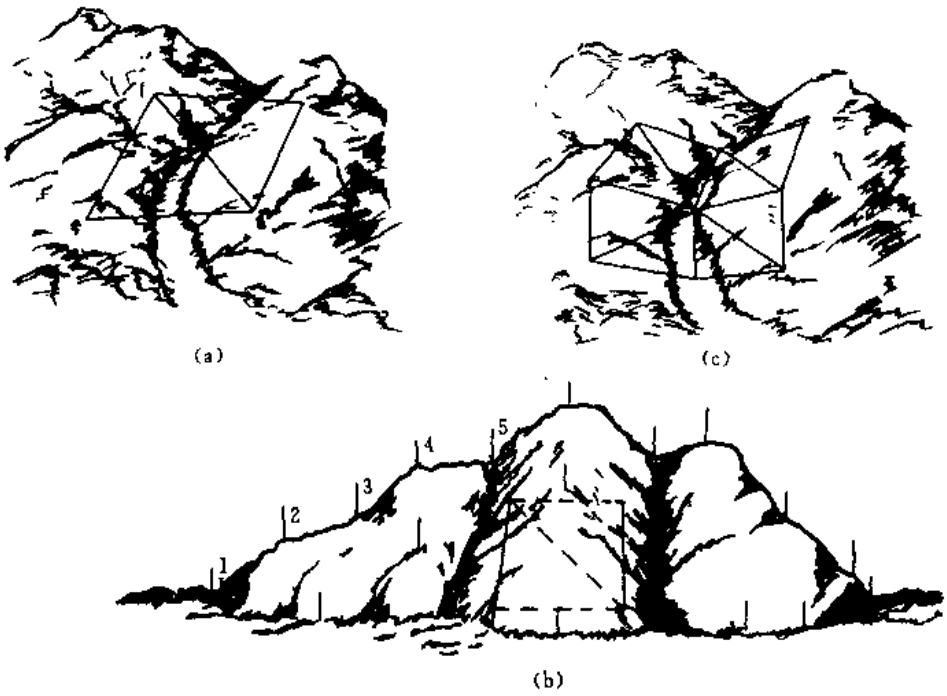


图 9-30　正确构网

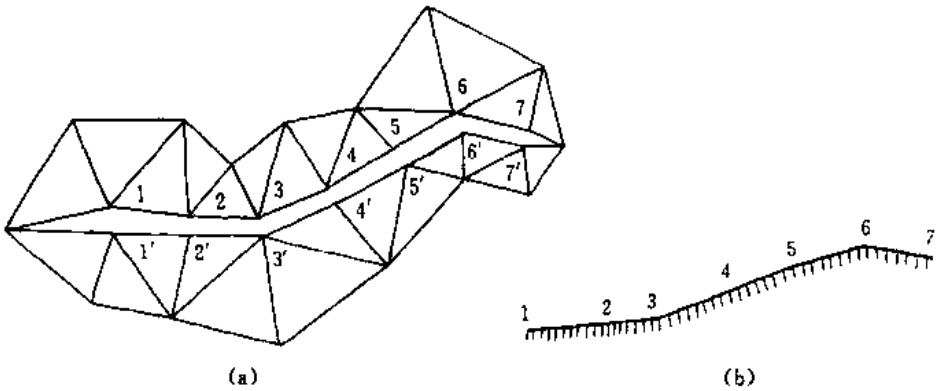


图 9-31　断裂线处理

实际上在生成地形图时，等高线和地物分处在不同的图层上，上述处理两层叠置即可。上述处理方法也同样适用于等高线遇房屋、道路、河流断开的情况。

(3) 不规则区域边界处理　不规则区域边界可能使程序在无数据区构造出三角形格网或构造出与实际地形特征不符的三角形格网，从而影响了三角形格网结构的正确性。为解决这个问题需在构造三角形格网的过程中加入对边界的识别。为保证区域边界处的等高线走势，要按建模区域内的高程点进行建模，不允许 TIN 向区域边界扩展，同时检查边界附近的三角形格网是否有异常的三角形等。

五、矩形格网的建立

(一) 矩形格网的建立方法

矩形格网是将区域平面划分为相同大小的矩形单元，以每个单元的顶点作为 DTM 的数据结构基础，它是规则形状格网中较为常见的一种，除此之外，还有正方形格网和规则三

角形格网等。

建立矩形格网的原始数据来源于两个方面，一是野外数字测图获得的地物、地貌特征点坐标，这些采集点的分布是离散的、不规则的。二是在航测的立体模型上按等间隔直接采集矩形格网的顶点坐标。为了构造矩形格网，对野外采集的离散点要通过数学方法算出新的规则格网交点的坐标，这就要求在构建过程中既保持原始数据中地形特征的信息，又尽可能保持原始数据的精度。

（二）高程插值算法

数字测图中，野外采集的离散点的区域分布是不规则的，在建立矩形格网时常采用高程插值算法将这些离散的采集点格网化。

高程插值的过程就是根据矩形格网给定的平面坐标 $P(x,y)$，利用邻近的已知高程的离散采集点作为参考点，计算格网点 P 的高程。目前有线性插值、高次多项式插值、曲面重叠插值和最小二乘法插值等算法。

1. 线性插值

在插值点（格网点）P 附近找出三个最邻近的采样点，其相应的三维坐标测量值为 $p_1(x_1,y_1,z_1)$，$p_2(x_2,y_2,z_2)$，$p_3(x_3,y_3,z_3)$，用此三点构成一个平面，作为插值之基础，计算 $p(x,y)$ 的相应高程：

$$Z = a_0 + a_1x + a_2y \tag{9-12}$$

式中：平面方程的系数 a_0,a_1,a_2 可利用三个邻近的已知点求出。

采用线性插值可以很快得出计算结果，计算也较简单，在地势平坦区域的大比例尺数字测图中，由于采样点较密、也较均匀，采用线性插值还是很实用的。

2. 多项式插值

多项式插值是用多项式 $z=f(x,y)$ 拟合的曲面来表示被插值点 P 附近的地形表面。一般采用二次多项式模型来拟合，常采用如下几种形式的表达式：

（1）四参数多项式插值：

$$z = f(x,y) = a_0 + a_1x + a_2y + a_3xy \tag{9-13}$$

（2）五参数多项式插值：

$$z = f(x,y) = a_0 + a_1x + a_2y + a_3x^2 + a_4y^2 \tag{9-14}$$

（3）六参数多项式插值：

$$z = f(x,y) = a_0 + a_1x + a_2y + a_3xy + a_4x^2 + a_5y^2 \tag{9-15}$$

上述各式的各项待定系数 a_0,a_1,a_2,a_3,a_4,a_5 可以利用被插值点附近的已知高程的离散点三维坐标来确定，所以采用四参数多项式插值至少需要 5 个离散点坐标，同理采用五、六参数多项式插值至少分别需要七个和八个离散点坐标数据求解。当地表地势较为复杂时采用上述拟合方法的效果很不理想，这时可采用移动多项式插值算法，它是将被插值点 P 作为原点，在其周围的限定范围内搜寻离散点数据，并按搜寻的离散点数目分别采用相应的多项式形式，这样可拟合出由这些点控制的局部地形曲面并求出被插值点的高程。这种方法的缺点是较难进行拟合效果的评价。

3. 最小二乘插值

最小二乘插值也是利用曲面进行插值，但插值时应满足一个附加条件，即最小二乘准则，也就是说在确定多项式各项系数时应满足最小二乘准则。

设 $z=f(x,y)$，$f(x,y)$为 n 次多项式，一般采用二次多项式，在确定 $f(x,y)$中的各项系数时应满足：

$$\sum_{1}^{m}(VV)=\sum_{1}^{m}[f(x_i,y_i)-z_i]^2=\min \tag{9-16}$$

式中：v 为残差，$v_i=f(x_i,y_i)-z_i$；x_i、y_i、z_i 为待插值点附近一组参考点的坐标。

根据式 9-16 可列出 m 个 n 次误差方程式：

$$\begin{pmatrix}v_1\\v_2\\\vdots\\v_m\end{pmatrix}=\begin{pmatrix}1 & x_1y_1 & \cdots & x_1^{n-1}y_1^{n-1} & x_1^ny_1^n\\1 & x_2y_2 & \cdots & x_2^{n-1}y_2^{n-1} & x_2^ny_2^n\\\vdots & \vdots & & \vdots & \vdots\\1 & x_my_m & \cdots & x_m^{n-1}y_m^{n-1} & x_m^ny_m^n\end{pmatrix}\begin{pmatrix}a_1\\a_2\\\vdots\\a_n\end{pmatrix}-\begin{pmatrix}z_1\\z_2\\\vdots\\z_n\end{pmatrix} \tag{9-17}$$

$$\boldsymbol{V}=[v_1v_2\cdots v_m]^{\mathrm{T}}$$

$$\boldsymbol{Z}=[z_1z_2\cdots z_m]^{\mathrm{T}}$$

$$\boldsymbol{A}=[a_1a_2\cdots a_m]^{\mathrm{T}}$$

$$\boldsymbol{F}=\begin{pmatrix}1 & x_1y_1 & \cdots & x_1^ny_1^n\\ & \vdots & \cdots & \vdots\\1 & x_my_m & \cdots & x_m^ny_m^n\end{pmatrix}$$

则式(9-17)可写为：

$$\boldsymbol{V}=\boldsymbol{FA}-\boldsymbol{Z} \tag{9-18}$$

由极值理论求解，经变换后得：

$$\boldsymbol{A}=[\boldsymbol{F}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{F}]^{-1}\boldsymbol{F}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{Z} \tag{9-19}$$

待定系数求出后，代入插值曲面方程，将被插值点 P_i 的平面坐标(x_i,y_i)代入就可得到 P_i 点的高程。

利用 n 次多项式来拟合地形曲面时，常采用二阶、三阶、四阶三种形式，对地势较平坦的地区常采用二阶多项式拟合，地形复杂、高差变化较大的地区可采用三阶或四阶多项式来拟合(实际经验是四阶多项式难以取得较好效果)。

除了上述几种插值方法外，还有样条曲面函数插值、距离加权平均插值、多层曲面插值等方法，在实际应用中，由于地形变化的趋势和幅度的复杂情况，不可能用一个确定的函数关系来表达和描述复杂的地形形态和变化，只能根据有限的离散数据点(细部点)和选择适当的方法进行近似的描述，此外还要考虑到处理的效率、可靠性、内插数据的用途等诸因素来选择不同的计算方法。

六、DTM 的应用

数字地面模型(DTM)是为适应计算机处理面产生的，它是在空间数据库中存储并管理的空间数据的集合，是带有空间位置特征和地形属性特征的数字描述，也是建立不同层次的环境和信息系统不可缺少的组成部分。在信息系统分析和评价空间信息并依此为依据进行规划和决策时，十分注意地表的三维特征，诸如高度、坡度、坡向等重要的地貌要素，并使这些要素成为地学分析和生产应用中的基础数据，它们可以广泛地应用在多种领域，如农、林、牧、水利、交通、军事领域等，如公路、铁路、输电线的选线、水利工程的选址、军事制高点的选择、土壤侵蚀、土地类型的分析等，还可应用于测绘、制图、遥感等领域。DTM 在各个领域中

的应用是以以下几个方面的应用为基础的。

（一）绘制等高线图

格网型 DTM 将区域表示为规则或不规则的格网单元，从矩形格网某个单元的边开始，利用格网数据结构存储的格网结点信息及附加的格网单元结构信息生成等高线。

这里还应当指出的是：用柯培公式来衡量按常规方法测图所绘制的等高线的高程精度，对于 1∶1000 比例尺地形图在平坦地区大约为±0.12 m，可以用来在地形图上用插值方法插求一点的高程。而利用 DTM 绘制等高线的高程精度，实际上就是 DTM 的插求点的高程中误差。一般认为，影响 DTM 在高程方面的精度的主要因素有：地形类别、插值算法、野外采集点（地形点）密度和采集方式、粗差剔除等四个方面。通过实验，其等高线的高程精度通常可达±0.3～±0.4 m，可以满足 1∶1000 比例尺测图时规程对丘陵地区的高程要求，即满足 1/2～1/3 基本等高距的要求。对于数字测图一般可采用增加高程注记点的办法以提高整个图幅的高程精度。所需高程点可以通过高程注记点或通过格网模型内插求得，不再利用大比例尺数字地形图通过等高线内插求得，这可能是数字测图在用图观点上的一种变革。

（二）三维立体图、剖面图、地层图及视线图的绘制

三维立体图是人们熟悉和习惯的数字模型的形式之一。它是以数值的形式表示地表数量变化（不只是高程变化）的最富有吸引力的直观方法。现在已有许多供三维立体图计算用的标准程序，可以用线条描绘或阴影栅格显示来表示规则或不规则 x、y、z 数据组的立体图形，如图 9-32 所示。

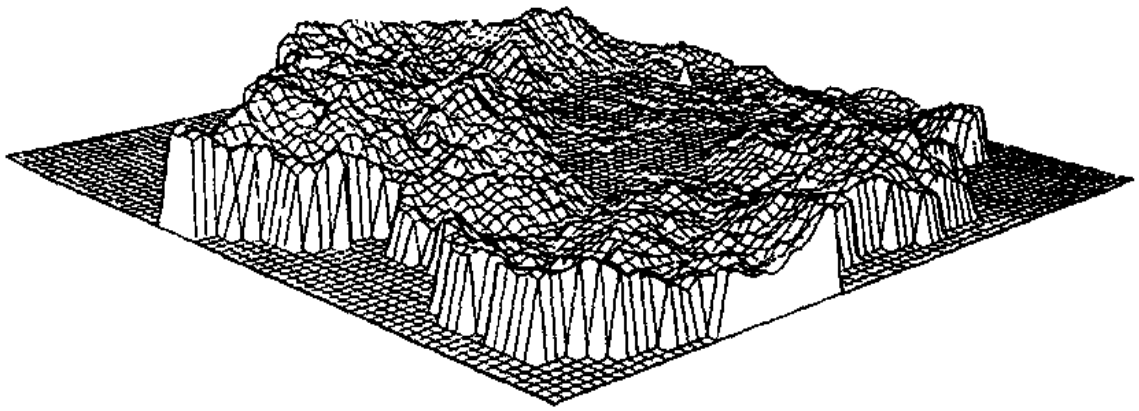


图 9-32　三维立体图

三维立体图在显示多种土地景观信息如景观设计、树林覆盖、土地整理、军事领域等均有重要作用。

利用 DTM 可以很方便地显示在沿某给定方向的地形剖面图、地层图及在土地景观中点与点之间是否相互通视的视线图，它在军事活动、微波通讯网的规划、测绘、旅游点的研究和规划等工作中都是十分重要的。

（三）坡度图与坡向图

坡度为水平面与局部地表之间的正切值。它包含两个方面的含义：斜度—高度变化的最大比率，常用百分比测量；坡向—变化比率最大的方向，按从北方向起算的角度测量。这两个因素基本上能满足环境科学分析的要求。

坡度、坡向可以用数字来表示，它可以用 DEM 数据矩阵按规定计算出坡度和坡向。为

了更直观地表示坡度和坡向的变化，还可以对坡度计算值进行分类，建立查找表，使类别与显示该类别的颜色或灰度对应，输出时将像元的坡度值与查找表比较，相应类别的对应颜色或灰度级别被送至输出设备，产生坡度分布图。

（四）地貌晕渲图及专题地图叠置

地貌晕渲法即"阴影立体法"，它是一种增加丘陵、山地地区高差起伏的视觉效果的绘图技术。采用DTM制作地貌晕渲图时，首先根据DEM数据计算坡度和坡向，然后将坡向数据与光源方向比较，面向光源的斜坡得到浅色调的灰度值，反之得到深色灰度值，两者之间得到中间灰度值，灰度值大小按坡度进一步确定。为了扩大在地形定量分析中的应用范围，可以把其他专题信息与地貌晕渲图叠置组合在一起，这将大大提高地图的实用价值，如运输线路规划图与地貌晕渲图叠加后大大增强了直观感，这是传统方法所无法实现的。

第七节　地图数据库与地理信息系统简介

一、基本概念

数据库是数据的一种管理技术，即对数据的组织、编目、定位、存储、检索和维护以便随时提供使用的各种数据的集合。

随着计算机应用的逐步深化与推广，在计算机管理中通用数据库已不适应和满足科技的飞跃发展，尤其是规模较大、内容繁多的空间数据往往都具有自己的专业计算与处理，存放这些空间信息，它要求用具有良好的数据模型的空间数据库来管理，空间数据库具有以下特点：

（1）可管理复杂的数据结构　空间信息数据有各种复杂的关系，如同一位置有许多各方向信息的关系，又有上下多层分布，用数据库技术就可以方便迅速地描述这些数据。

（2）数据冗余度小，易扩充　由于数据库是从整体上来看待和描述数据，各部分间的数据可以统一存放，数据存放占有空间小，可避免数据的不一致性。

（3）数据具有独立性　使用文件管理方法时，数据文件与程序是密切相关的，不同程序处理的文件格式各不相同，使用数据库来管理数据后，不同系统面对同一个数据库系统，数据的存储结构和存取方法独立于使用它的应用程序。

（4）数据可以共享，有统一的数据控制功能　采用数据库管理空间信息，不同的系统均可用相同的接口函数访问同一个数据库系统，这就大大提高了不同系统之间数据共享的能力。另外，数据库系统把数据组织起来，也就提高了对数据的特殊控制功能，如数据的并发控制、安全性控制、完整性控制等。

总之，利用数据库技术进行空间数据的管理，可以实现空间数据的最小冗余和最广泛地共享。

在地图上标示了很多具有特定含义的数字、文字、符号等各类数据信息。将地图内容以数字形式通过数据库管理程序进行组织和存储，并具有直接存取和快速检索功能的制图数据集合或文件称地图制图数据库。由于地图上数据代表的内容有多种多样，因此数据库的种类也名目繁多。按所存储的数据内容来分，有专题数据库（如道路数据库、地名数据库等）和综合数据库（地理数据库、测绘数据库）。设计地图数据库是一项极其复杂的工程，内容多，涉及面广，因此，对这项工程必须从多方面进行深入周密的研究。一般应有以下几个方面的考虑：

数据库应具备的功能；

数据库的内容及采用的数据结构；

采用的构造模型；

输入那些资料采用的数字化方法和编码系统；

输入的、输出的数据达到什么样的精度；

数据的使用方式、范围；

数据库适用的硬、软件系统。

此外，还应考虑数据库系统的开放性有与其他系统交换数据的能力。

二、地图数据库的建立

（一）数据库系统的组成

由硬件、软件、数据文件和数据管理人员构成的总体称地图数据库系统，如图 9-33 所示。

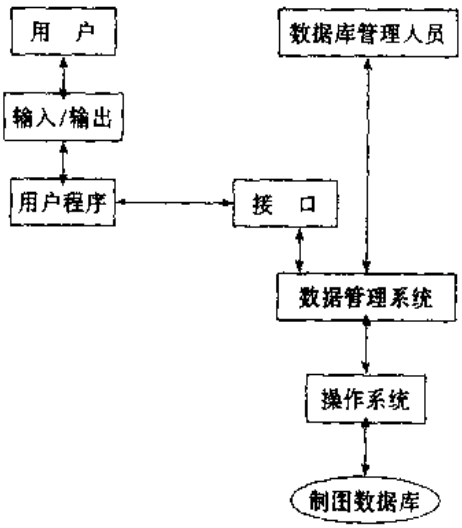


图 9-33 地图数据库系统

硬件主要有计算机及存储器(光盘或硬盘等)、输入输出设备、人机对话装置等。

软件包括数据库管理系统、支持管理系统的操作系统、制图软件包和应用程序等。

数据文件，它通常包括下列一些数据项：数据库描述性数据，如库名、建库日期、比例尺、投影带号、缩放系数、标题范围、标识码、库中的目标数等；目标描述数据，如目标属性、目标定位(坐标或网格矩阵)、目标统计数据等；文字串，如地图名称、目标说明、图形表达(颜色、线型)、线划粗细、注记字体及间隔等；目标的标题、副标题等。以上数据可组成数据库描述记录、目标描述记录、坐标对或网格矩阵记录、标题索引记录、地名记录等。

地图数据库应具备地图各要素的数据文件，如图 9-34 所示。

数据库管理人员有系统分析人员、系统程序人员、数据库管理人员和应用程序人员等，他们负责定义和存储数据库数据，对数据库的使用、系统的运行进行监督和控制，还负责对数据库系统的维护和改进。

（二）数据库的数据模型

对数据库的数据进行逻辑组织的方法或数据间的逻辑结构称数据库的数据模型。为了做到既能描述数据本身，又能描述数据之间的联系。按描述数据与数据之间关系的方法不

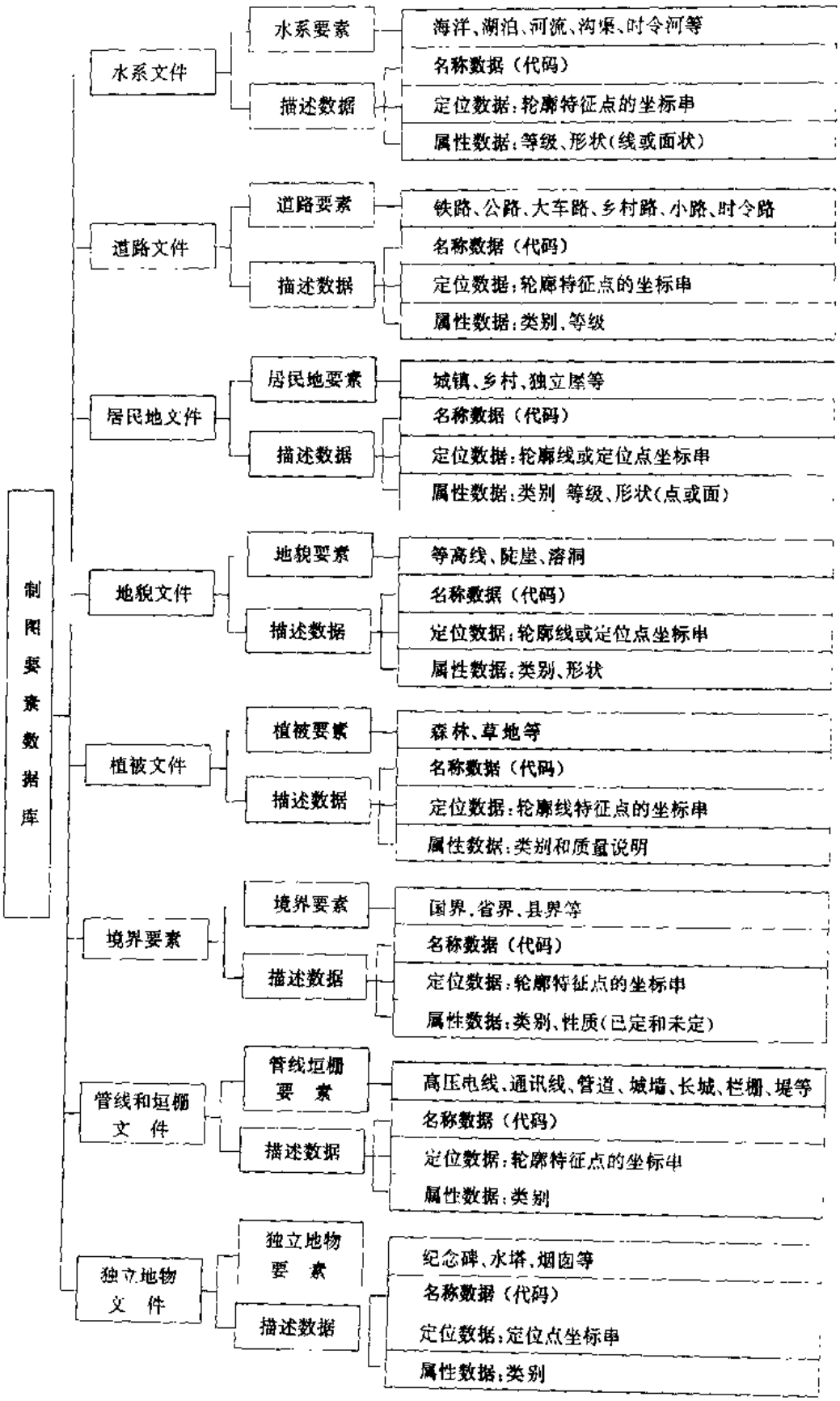


图 9-34　制图要素数据库包含的数据文件

同，数据库常采用的数据模型有关系模型、层次模型和网络模型几种。

1. 关系模型

关系模型是数据化了的，它是许多关系表组成的集合。现以 EPSW 数据库为例说明采用关系模型的数据间的逻辑结构。

(1) 系统 E—R 图显示数据库中所包含的实体以及相关实体间的对应关系　如图 9-35 所示：目标、地物间是 1∶m(一对多)关系，即一个目标有一个或多个地物，而一个地物最多属于一个目标。

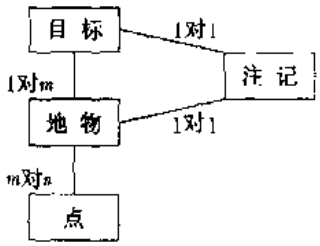


图 9-35　E—R 图

地物与点之间是 $m∶n$ 的关系(多对多)也就是使一个地物含有一个或多个点，一个点也可以为一个地物或多个地物所用。

目标和地物注记的 1∶1 关系说明一个目标或地物只有一个注记，而一个注记只属于一个目标或地物。

(2) 点的存储　点的存放使用一个有序的一组数组来存放。

从系统 E—R 图可以看出，一个点可以被多个地物所用。为了提高处理速度，为每个点建立一个地物链，用于存放所用点的所有地物，如图 9-36 所示。

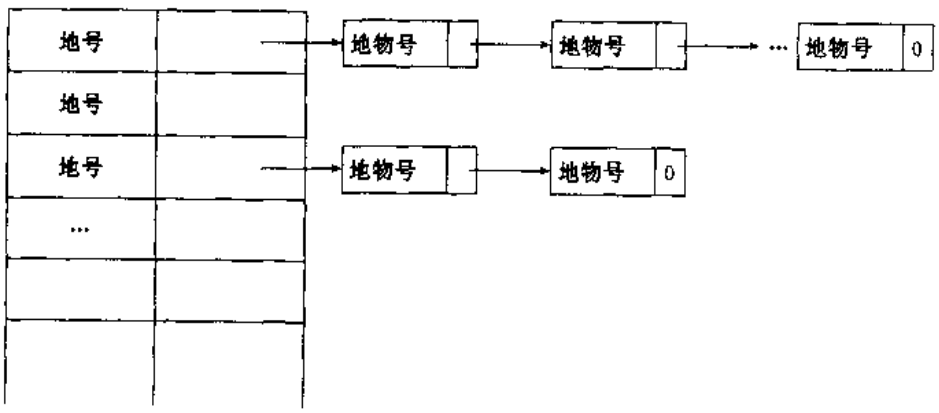


图 9-36　点的地物链

地物链是由若干个支结点连接而成的，每个链结点有两个元素：地物点和指向下一链结点的指针，最后一个链结点的指针为 0。

例如：有两个点，点 1 被地物 5 和 6 所用，点 2 被地物 6 所用，则点队列每个点的地物链表示为图 9-37 所示。

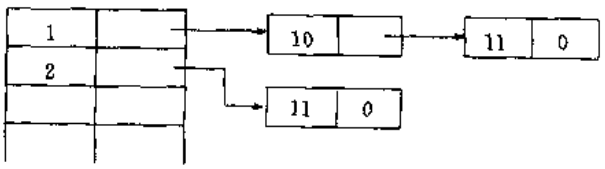


图 9-37　两个点的地物链

(3) 地物的存储　地物是一个连通图。图的表示有多种，如数组法、十字链表法、邻接表法等等。图 9-38 所示是按邻接表法表示的几种地物形态。

上图中(a)、(b)的邻接表结构完全相同，但线型不同，在邻接表的结点中有一个值域载

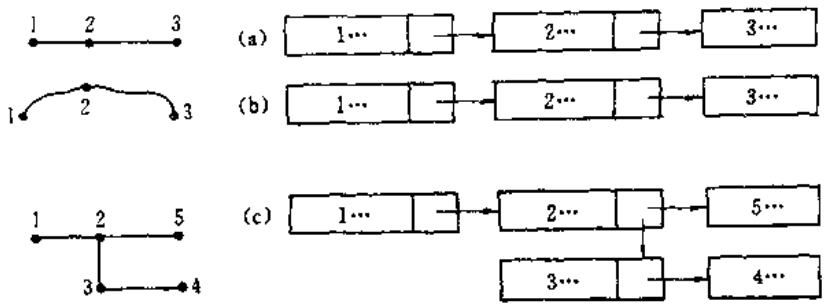


图 9-38　地物邻接表

有线型信息。图 9-38(c)所示地物由两条折线 1—2—5 和 1—3—4 组成。

(4) 目标的存储　目标是一个有序数组，只需要指明目标所包括的地物即可，这需要为每个目标指定一个地物链(图 9-39)。

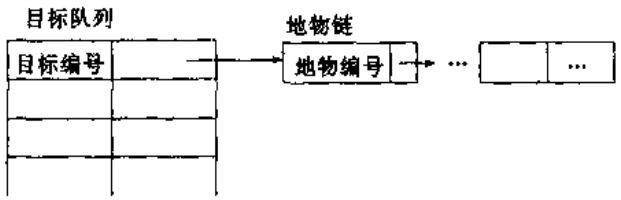


图 9-39　目标地物链

关系模型具有查找方便、数据冗余度小的特点。

2. 层次模型

层次模型是一种基本层次联系的集合，它实际上是一种有定向的有序树，如图 9-40 所示。

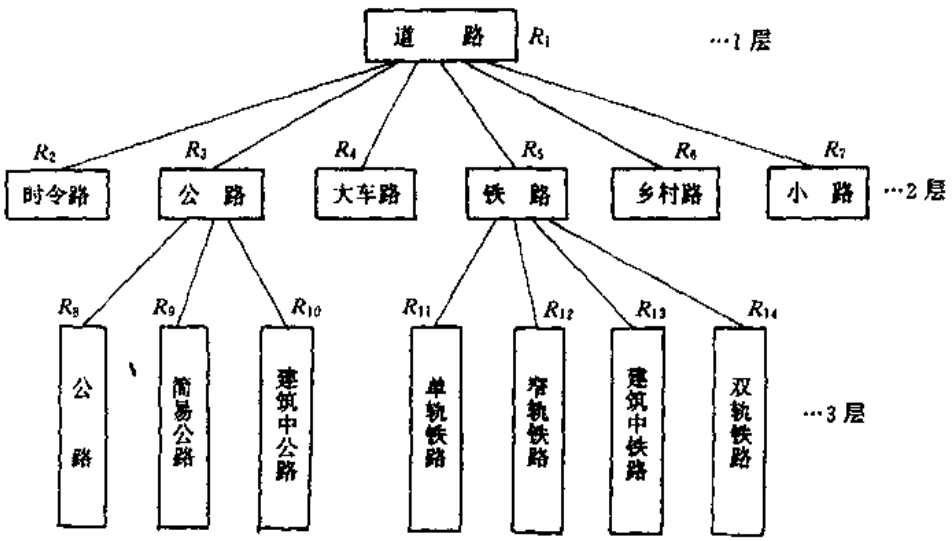


图 9-40　层次模型

层次模型层次的基本结构是树结构——根、枝、叶。数据存放的基本单位是片断(即层)，层是内在有逻辑关系的一组数据。

层次模型化较容易实现，存取方便且速度快、数据修改、数据库扩展检索比较容易，但结

构呆板，数据冗余度圈套较大。

另外还有网状结构模型等。

（三）数据库管理系统(DBMS)

数据库管理系统实际上是一组软件，它的功能随数据库系统的不同而不同，数据库管理系统通常由三部分组成。

1. 数据定义语言及其翻译程序

为了将数据存入数据库，应用程序员和数据库管理员都必须正确描述数据和数据之间的联系，这种联系就靠定义语言来完成。

2. 数据操纵语言及其处理程序

数据操纵语言是 DMBS 提供给应用程序员用以存储、检索、修改、删除数据库中数据的工具。

3. 数据管理例行程序

一般包括系统运行控制程序、翻译例行程序以及 DMBS 的专用程序等。

地图数据库实际上是一种特定专业领域内的数据库，这种数据库目前大多是在操作系统管理下的一个工程文件。它们对各种数据进行逻辑管理，数据操作由操作/文件系统执行。

四、地理信息系统(Geographic Information System **简称** GIS)

（一）地理信息及地理信息系统的概念

地理信息是指表征地理系统诸要素的数量、质量、分布特征、相互联系和变化规律的数字、文字、图像和图形的总称。地球表面的岩石圈、水圈、大气圈和人类活动等是最大的地球信息源。从地理数据到地理信息的发展是信息时代的必然趋势，是人类认识地理事物的一次飞跃。

地理信息系统是以地理空间数据库为基础，在计算机硬件、软件的支持下对空间相关数据进行采集、管理、操作、分析、模拟和显示，并采用地理模型分析方法，适时提供多种空间和动态的地理信息，为地理研究和地理决策服务而建立起来的计算机技术系统。

地理信息系统从外部看，它表现为计算机硬件、软件系统，而其内涵实际是由计算机程序和地理数据组织而成的地理空间信息模型，是一个逻辑缩小的、高度信息化的地理系统，信息的流动及数据的结果完全由计算机程序的运行和数据的交换来仿真。地理学家可以在 GIS 的支持下提取地理系统不同层次、不同侧面的空间和时间特征信息，也可以快速模拟自然过程的演变和思维过程，取得地理预测和实验的结果，选择优化方案，避免错误决策。

GIS 按其内容可以分为三大类：

(1) 专题地理信息系统　是具有有限目标和专业特点的地理信息系统。如土地管理信息系统、环境管理信息系统、矿产资源信息系统等。

(2) 区域地理信息系统　以区域综合研究和全面信息服务为目标，可以是国家级、省级，也可以是区域级等为不同级别行政区服务的区域信息系统，如加拿大国家信息系统、黄河流域信息系统等。

(3) 地理信息系统工具　它是一组具有图形、图像、数据化、存储管理、查询检索、分析运算和多种输出等地理信息系统基本功能的软件包。这些软件适于用来作为地理信息系统支撑软件以建立专题或区域性的实用性地理信息系统。由于地理信息系统软件设计技术要求很高，因此采用地理信息系统工具是建立实用地理信息系统的一条捷径。目前国内外已有

研制的地理信息系统工具，如美国环境系统研究所研制的 ARC/INFO 系统等。

（二）地理信息系统的组成

地理信息系统主要由四部分组成，即计算机硬件系统、计算机软件系统、地理空间数据库和系统管理人员，如图 9-41 所示。

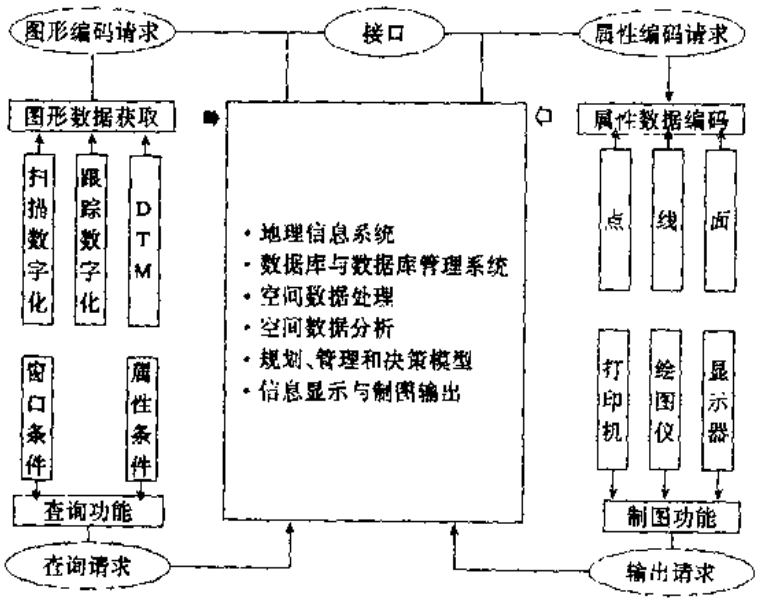


图 9-41　地理信息系统的组成

1. 计算机硬件系统

地理信息系统的硬件平台包括图形输入、输出设备，数据储存和处理设备及相关辅助设备等。

2. 软件系统

（1）地理信息系统的基础软件　指能够提供给用户以进行二次开发的 GIS 基础平台。广义上它应包括操作系统、高级语言、编译系统和数据库管理系统。

（2）地理信息系统二次开发软件　指不同用户、不同功能要求、不同管理与动作方式基于地理信息系统基础软件平台上二次开发的软件。二次开发的强度越大，用户使用就愈简单，愈易掌握，只有二次开发做得好的地理信息系统，才会是一个成功的、实用的地理信息系统。我国在土地管理、地价评估、资源管理、城市管网、运输等方面已有不少这种二次开发软件。

（3）地理空间数据库　一个信息系统及其数据库的组成，取决于系统的应用目的、数据的类型和系统的工作方式。地理信息系统与一般管理信息系统的区别是数据具有空间分布的性质。如土地资源、人口分布、交通运输网络等都与地理位置有关；有些数据如气象、矿产资源、海洋等不仅与地理位置有关，而且还与高度、深度有关，属三维空间数据；再考虑时间尺度，研究其动态变化则为四维空间的数据。一般的信息管理系统如一般企事业单位的管理信息系统，通常包括物资、设备、资金、产量、劳动力、档案、合同、计划任务等这一类信息的管理，这些数据的存储及数据间的相互关系均不带空间分布的性质，系统的分析应用也不与地理环境直接关联。由于 GIS 数据库具有明显的空间特征，故又称为空间数据库。

GIS 数据库是某区域内关于一定地理要素特征的数据集合，主要涉及对图形数据和属

性数据的组织和管理。它不仅有与一般数据库数据性质相似的地理要素的属性数据，还有大量的空间数据。所以 GIS 是一个复杂的巨系统，空间数据非常大、数据的应用也相当广泛，它可以涉及与地理信息有关的各个部门、各个领域，如地理研究、环境保护、土地利用、规划资源开发、生态环境、交通运输等等。

3. 系统的管理和使用人员

地理信息系统只是一种技术手段或工具，它的作用在很大程度上取决于用户的水平、技能和经验。系统可按地理位置分布的空间信息迅速采集、显示所需的数据，执行指定的分析计算，提供结果信息帮助用户决策，但系统本身并不作决策，它只是辅助和支持用户，而不是代替用户决策，所以实际上地理信息系统是一个决策支持系统。要真正建立有效的地理信息系统不仅要在硬件、软件方面投资，还要在重新培训工作人员和管理人员方面投资，使他们具有进行系统的操作管理和开发的能力，只有这样才更有效地发挥其作用。

（三）地理信息系统的应用

地理信息系统是多学科集成的空间型信息系统。地理信息系统的应用是应用 GIS 对地球表层人文经济和自然资源及环境等多种信息进行管理和分析，以掌握城乡和区域、自然和经济地理要素的空间分布、空间结构、空间联系以及空间过程的演变规律，帮助用户进行目标决策和目标开发。

第十章　航空摄影测量及遥感成图简介

第一节　航空摄影测量及遥感概述

一、航空摄影测量的概念

传统的摄影测量学是以摄影机所拍摄物体的像片为依据，确定所摄物体的形状、大小、性质和空间位置的方法，是测绘学科的一个很重要的分支。由于摄影像片能够真实而详尽地记录摄影瞬间客观物体的形态，具有良好的量测精度和判读性能，所以其在地形测量、建筑工程及其他学科中已得到广泛应用。

摄影测量学可从不同角度进行分类，依据获得像片的不同方法和摄影距离的远近可分为：航天摄影测量、航空摄影测量、地面摄影测量、近景摄影测量与显微摄影测量。按用途不同，可分为地形摄影测量和非地形摄影测量。近景摄影测量主要用于测绘国家基本地形图，以及农、林等部门的规划与资源调查用图和相应的数据库；非地形摄影测量的研究对象是一些科技中的专题科目，如建筑、生物、考古、医学等。按处理技术的不同，可分为模拟摄影测量、解析摄影测量和数字摄影测量。模拟摄影测量是利用光学和机械仪器模拟摄影过程，建立缩小了的几何模型，通过量测该模型，获得所需的图件。解析摄影测量是指利用计算机，根据物点与像点的几何关系式，通过解析计算的方法，确定物点坐标，并储存于计算机中，再通过数控绘图桌绘出图形来。数字摄影测量是利用计算机技术对数字影像进行处理，获得各种形式的数字化产品。

模拟摄影测量、解析摄影测量和数字摄影测量是摄影测量学发展的三个阶段，数字摄影测量是摄影测量学的发展方向。

航空摄影测量是指从航摄飞机上对地面进行摄影，根据所获得的航摄像片，测绘摄区地形图的工作。

航空摄影测量具有摄影测量所包含的所有优点，主要是：在像片上进行量测和判读，无需接触物体本身，很少受自然和地理条件的限制。影像客观真实地反映着目标，信息丰富逼真，可以直接从中获取大量的几何和物理信息，使测量工作者可以将大量的野外工作转到室内来进行，同时由于在测量过程中广泛地采用了机械化和自动化方法，所以能缩短工期，提高成图效率。

目前，航空摄影测量已是测绘地形图最主要、最有效的方法，同时还被广泛应用于军事、地质、水文、森林、道路、水利水电、城建规划等各部门的勘测工作。

二、遥感的概念

遥感是指从远距离、高空以至外层空间的平台上，不直接与物体接触，利用光学、电子光学等传感器来感知物体，获取物体的信息并对所获信息进行加工处理，从而实现对物体进行定位、定性或定量的描述。遥感时主要是利用从物体反射和辐射的电磁波来获取物体的信息，通常将接受从物体反射和辐射来的电磁波信息的设备称为传感器，如航空摄影中的摄像

机等。而将装载传感器的载体称为遥感平台，如航摄飞机、人造卫星等。

根据所利用的电磁波波段，遥感分为可见光遥感、红外遥感和微波遥感三种类型。根据传感器接收的电磁波的来源和方式的不同，可分为被动式遥感和主动式遥感。根据装载传感器的遥感平台的不同，遥感又可分为航天遥感、航空遥感和地面遥感三种类型。

可以说，遥感是在摄影测量的基础上，结合地球科学、生物科学等的需求，发展形成的一门新兴技术科学。从摄影测量和遥感的名词的解释来看，可以认为摄影测量是遥感技术的应用范畴。不过，现今的遥感技术有着更广泛的应用领域，它的发展，开拓了人类的观察视野和观测领域，改变了传统的先野外测量、调查，后室内分析、处理和研究的工作方法，构成了对地球资源和环境进行探测和监测的观测体系，使对地监测的研究和应用进入新的阶段。例如，利用遥感技术可以进行城市绿地植被的变化监测、农作物估产，可以制作全国范围的影像地图，可以掌握全球范围的沙漠等自然环境变化的情况，等等。

第二节　航空摄影测量成图简介

航空摄影测量成图包括航空摄影、航测外业和航测内业等工作程序。考虑到测绘专业学生今后还要学习《摄影测量学》这门课程，所以，本节只对航摄像片和航摄成图工作程序作简要介绍。

一、航摄像片的基本知识

（一）航摄像片是地面的中心投影

投影是在某个面上获得空间目标物的形状、大小的方法，是按照一定的规律，借助投影光线通过目标物投影到某个面上，形成目标物的构像。目标物借助由一个固定点投射出的一组投影光线，通过目标物各点后与投影平面相交，形成目标物构像的投影方法，称为中心投影。目标物由空间彼此平行的光线通过目标物各点与投影平面垂直相交，形成目标物构像的投影方法，称为正射投影。如图 10-1(a)所示，空间一点 A(物点)与一个固定点 S(投影中心)连成的直线被一平面(像面)所截，则此直线与该平面的交点 a(像点)就叫 A 点的中心投影。图 10-1(b)所示为正射投影。

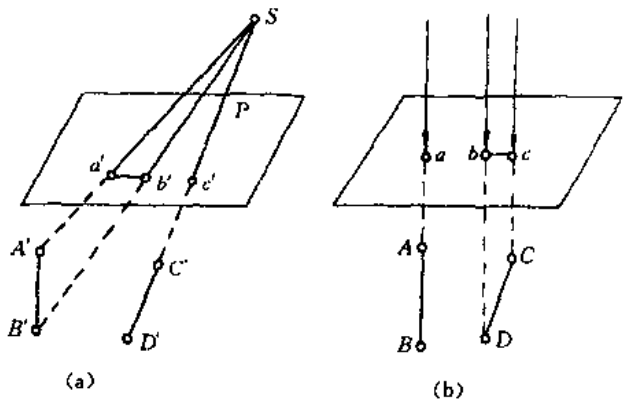


图 10-1

航空像片是地面目标物的中心投影，地形图是地面目标物的正射投影。因此，将航空像片上的影像绘制成地形图上的图形，实际上就是把目标物中心投影的构像转换为正射投影

的构像。

（二）地形起伏与像片倾斜所引起的像点位移

航摄像片上的像点产生位移，主要是由于地形起伏和像片倾斜等原因引起的。

1. 投影误差

因地形起伏出现高差，在航空像片上引起的像点位移称作投影误差。当像片水平而地面有起伏时，像点会产生位移。例如，当对地面的烟囱摄影时，不管烟囱有多高，它在地形图上的垂直投影都是一个点，而在像片上烟囱的影像，一般情况下却是一条线，如图 10-2(a)所示。如果用烟囱顶部的影像代表烟囱的位置，则其点位产生了位移 ab。同样，由于地面起伏不平，它们在像片上的像点也必然产生位移，这种位移称为投影误差。

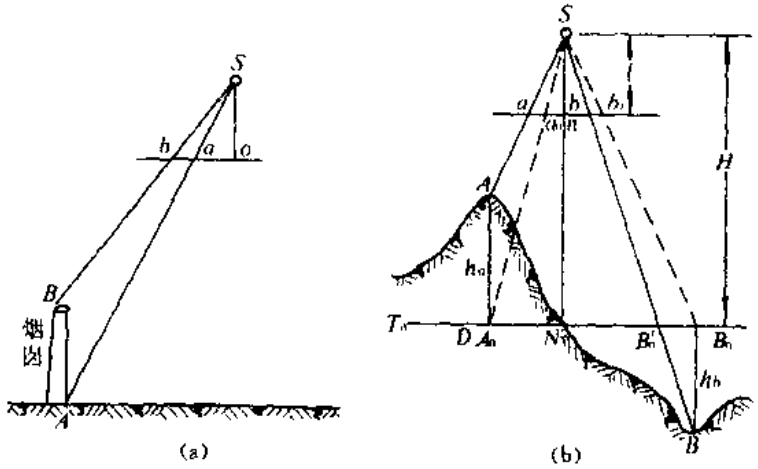


图 10-2

当地面点高于或低于基准面(通常以测区地面的平均高程为航高起算面，即为基准面)时，地面点在像片上的影像虽是一个点，但与其在基准面上垂直投影的点的影像相比，却产生了一段直线位移，这种像点位移就是投影误差。如图 10-2(b)所示，T_0 为选择的基准面，地面点 A 高于基准面 h_a，其像点为 a，A 点在基准面上的垂直投影位点 A_0，其像点为 a_0，线段 aa_0 即为 A 点的投影误差。同理，低于基准面的 B 点，其投影误差为 bb_0。投影误差无法完全消除，只能加以限制(如选择适当的基准面及使用单投影转绘仪进行分带转换等)。

2. 倾斜误差

假设在同一摄影站，摄取了水平像片和倾斜像片，以水平像片为标准，将倾斜像片与之比较，则会发现地面在倾斜像片上的像点位置，对水平像片上相应点的位置产生了位移，这种像点位移，称为倾斜误差。如图 10-3 所示，P 为倾斜像片，P_0 为水平像片，SA 为投影光线，地面点在像片 P 和 P_0 上的像点，分别为 a 和 a_0，很明显，在倾斜像片 P 上可以看出像点偏移了 aa_0，即为倾斜误差。倾斜像片可以通过纠正仪转化为水平像片，因而，用纠正仪作像片纠正，可以消除倾斜误差。

（三）航摄像片的比例尺

航摄像片比例尺是航摄像片的构像长度与对应的实地水平距离之比。因为航摄像片是中心投影，一般情况下航摄像片上影像的比例尺是不一致的，只有地面为水平面，像平面也呈水平状态时，像片比例尺才是一致的。在航高不变的情况下，摄影比例尺等于摄影机焦距

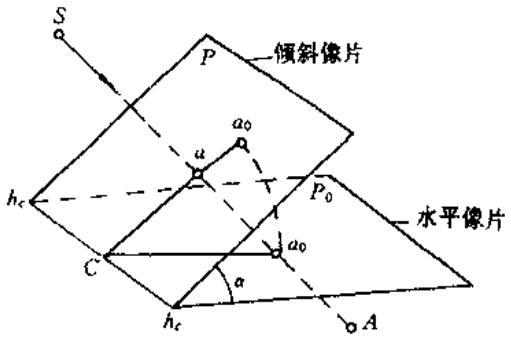


图 10-3

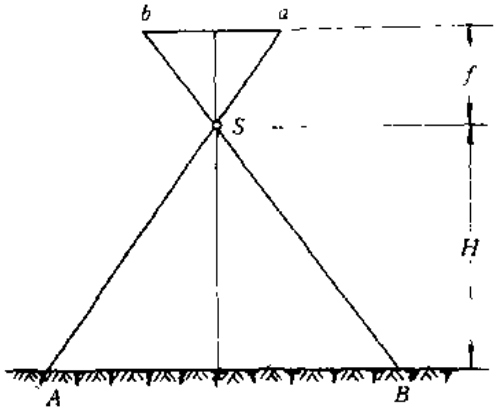


图 10-4

f 与航高 H(摄影机镜头中心到基准面的距离)之比,如图 10-4 所示,即:

$$\frac{1}{M}=\frac{ab}{AB}=\frac{f}{H} \tag{10-1}$$

由于地面的高低起伏,地面点到摄影中心的距离实际上等于航高 H 与地面点到基准面的高差 h 之差,因此航空像片的比例尺 $1/M$ 实际上是:

$$\frac{1}{M}=\frac{f}{(H-h)} \tag{10-2}$$

h 有可能是正值也有可能是负值,如图 10-2(b)所示,T_0 为基准面,h_a 为正值,h_b 为负值。

(四) 航摄像片与地形图的区别

1. 投影方法不同

地形图是正射投影,比例尺处处一致,常以 $1/M$ 表示。地形图上所有图形不仅与实际形状完全相似,而且其相关方位也保持不变。航摄像片是中心投影,由于像片上同时存在地形起伏和像片倾斜两种误差的共同影响,致使航摄像片上的影像产生变形,各处比例尺也不一致,相关方位也发生了变化。

因此,在利用航摄像片测制地形图时,必须消除投影误差和倾斜误差,以统一像片上各处的比例尺,使中心投影的航摄像片转化为正射投影。

2. 表示方法和表示内容不同

在表示方法上,地形图是按成图比例尺所规定的各种符号、注记和等高线来表示地物、地貌的,而航摄像片则表示为影像的大小、形状和色调。

在表示内容上,地形图上用相应的符号和文字、数字注记表示,如居民地的名称、房屋的类型、道路的等级、河流的宽深和流向、地面的高程等。这些在航摄像片上是表示不出来的。另一方面,在地形图上必须经过综合取舍,只表示那些有意义的地物,而在航摄像片上,所有地物都有影像。

因此,对航摄像片必须进行航测外业调绘工作。利用像片上的影像进行判读、调查、量测各种注记元素,并进行综合取舍,然后按统一规定的图式符号,把各类地形元素真实而准确地描绘到像片上。

二、影像的立体观察和立体测量

（一）立体观察的原理

用双眼看物体，能自然地分辨出物体的远近、高低和大小，这是天然的立体感觉。这是由于双眼观察时，同一物体在左、右视网膜上的构像不同所形成的。如图 10-5 所示，空间物体 A、B 两点发出的光线，通过人眼的晶状体 s_1 和 s_2 在视网膜上构成影像，分别为 a_1、b_1 和 a_2、b_2。由于 A、B 两点离眼有远近，致使视网膜上 a_1b_1 和 a_2b_2 长度不等，产生生理视差。生理视差由视神经传导到大脑皮层的视觉中心，便产生了物体有远近的感觉。所以，生理视差是产生天然立体感觉的根本原因。人造立体视觉就是基于人具有的生理视差能产生立体视觉的原理出发的。假定在两眼前各安置一对承影板 P_1 和 P_2，通过承影板观测目标点 A、B，并把左右两只眼睛所看到的影像记录在承影板上。这样，当拿掉 A、B 两点时，只要两只眼睛和承影板保持原有的相关位置，仍会产生直接观测 A、B 点的视觉效果，同样能分辨目标点的远近。由于这时所看到的不是空间物体本身，只是目标点按一定的投影方法所成的影像，故称为人造立体视觉。根据这个原理，从两个不同位置对同一物体拍摄两幅像片，按照相应空间位置，恢复摄影光束，就可以建立所摄物体的立体效应。航空摄影时，沿航向的相邻航片要求有 65%左右的重叠影像，利用相邻的航片，根据上述原理，就能获得所摄地面的立体影像。

可见，建立人造立体视觉必须具备以下条件：

（1）必须有从不同位置对同一物体摄取的两幅像片，即两幅具有一定重叠影像的立体像对。

（2）观察立体时每只眼睛必须同时各看一幅像片。

（3）安放像片时两幅像片上同名像点的连线应与眼基线保持平行，同名像点的视线要成对相交。

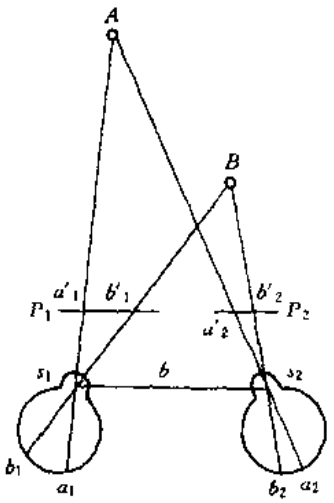


图 10-5

（二）立体观察和立体量测的方法

在摄影测量中，根据像片测制地形图，不仅需要用像对进行立体观察，建立立体模型，而且还需对立体模型进行立体量测。

立体观察要求两眼同时各看一幅像片，根据隔离视线的方法不同，立体观察方法通常有立体镜法、互补色法、光闸法和偏振光法。立体镜是对像对进行立体观察的工具，具有分光的功能。摄影测量中所使用的精密测图仪就是根据这个原理制造的。互补色法是利用自然界中颜色相补的原理，达到隔离视线的目的，把像对分别安放在两个投影器中，通过互补色滤光片投影到承影板上，借助互补色眼镜观察承影板上的影像就能构成立体。

在立体观察的基础上，应用测标进行量测称为立体量测。量测是整个摄影测量的基础，其精度决定着摄影测量的精度。立体量测仪的测标相当于经纬仪望远镜内的十字丝，是瞄准目标用的量测标志。根据仪器内测标数量的不同，立体量测方法分为单测标法和双测标法两种。单测标法是利用一个光点量测立体模型，再用装在量测台上的笔展绘该点，确定其平面位置，把相互关联的点连接在一起就绘制出地物的轮廓线或等高线。双测标法是利用两个单独的测标，在立体观察下形成一个空间测标，切准模型点进行立体量测的。

三、航空摄影测量成图过程

（一）航空摄影

航空摄影是指在将检验航摄仪、制定飞行计划、在图上标出航线等工作做好之后，利用带有航摄仪的飞机或其他空载工具对测区地面进行连续的重叠摄影，摄取地面物体的影像，经显影、定影、水洗和晾干等工序获得底片，晒印成正片后供作业部门使用。

航空摄影应选择晴朗无云的天气进行，一般选在上午 9 点至下午 4 点之间。在摄影过程中，应当保持设计的航向、航高和航速，并尽可能保持机身水平。

（二）航测外业

航测外业是指在野外进行航测外业控制测量和对像片的判读调绘。

1. 航测外业控制测量

携带仪器和航空像片到野外，根据一定数量的大地控制点，利用本书第四章所述的控制测量方法，测定像片控制点的平面坐标和高程，并对照实地将所测点的位置精确地刺到像片上去。此项工作又称像片联测，其目的是利用像片控制点把像片与地面联系起来。

2. 航摄像片的判读与调绘

像片判读是根据目标物在像片上成像的规律和特征，识别目标位置、性质和范围的工作。像片判读分为地形判读和专业判读，为了满足地形图需要而进行的各种地形、地物元素的判读，称为地形判读；而为了专业特殊需要对某些专门要素进行的判读，称为专业判读。

航片是地面的中心投影，像片上的影像与地面上的相应物体间的关系是一种透视关系。地面上的不同物体在像片上的影像各不相同；地面上同一物体，当它相对摄影机的位置不同时，其影像的大小、形状、色调和阴影等影像特征也不相同。

在摄影测量和遥感中，把在像片上用于区分不同物体的影像特征称为判读特征，主要有形状、大小、色调、阴影、组合图案以及相互位置关系等。判读采用的方法包括：根据特征明显的目标进行直接判读；按照已知目标的影像特征或具有标准意义的影像特征，进行比较分析判读；利用各种现象之间的关系，依照专业逻辑推理判读。在室内判读工作完成之后，必须进行野外检核，以修改和补充判读的不足。

像片调绘是利用影像进行判读、调查和绘注等工作的总称，是在像片判读的基础上、把像片上不能反映的其他信息，如地名、类别等做进一步的调查，并对地面要素进行综合取舍后，按图式符号描绘和注记在像片上的工作。对于地形测量而言，像片调绘的内容主要包括：测量控制点、独立地物、居民地、道路、水系、管线与栅栏、境界、地貌及土质、植被、地理名称和注记等。外业调绘应沿拟定好的调绘路线边走、边看、边想、边判、边问、边量和边记。应走到看到，对绘注在像片上的符号做到位置准确、运用正确，对地理名称要问清、问准，各种数字注记要实地量测、量准。像片调绘既是航测外业工作之一，又是航测成图过程中的一道重要工序，它直接影响着测图和制图的准确性，因此必须严肃认真，杜绝差错。

（三）航测内业

航测内业就是根据航摄像片和航测外业成果在室内专用的航测仪器上测绘地形图。航测内业主要包括加密控制点和航测成图两项工作。

1. 室内加密控制点

应用航片测绘地形图，无论是单张像片纠正或是立体测图，都需要一定数量的控制点，这些控制点的地面坐标可以全部在野外实测求得，但外业工作量大，绝大多数情况下，只在

野外测定少量必要的控制点，室内采用严密的数学模型，用实测的少量地面控制点作为平差条件，在电子计算机上解求测图所需控制点的地面坐标，又称解析空中三角测量。

2. 航测成图

目前，航测成图广泛使用的是解析测图仪，在立体观察和立体量测的基础上，根据野外实测或室内加密得到的控制点坐标及外业调绘的成果，确定物点的空间坐标，进一步编辑成各种图件，最后由数控绘图点输出。

第三节　遥感成图

在航空摄影的基础上发展起来的遥感技术，具有感测面积大、获取资料速度快、受地面条件限制少，以及可连续进行、反复观察等优点。作为近几十年迅速发展起来的一门技术科学，遥感技术正在国民经济建设和国防建设的许多领域发挥着重要作用。本节旨在对遥感的物理基础、遥感技术系统、遥感图像处理以及利用遥感影像信息编制专题图作简要介绍。

一、遥感的物理基础

遥感技术之所以能够探测不同的地面目标物体，是以物体本身具有不同的电磁波辐射或反射特性为依据的。不同的物体在一定的温度条件下发射不同波长的电磁波，他们对太阳辐射和人工发射的电磁波具有不同的反射、吸收、透射和散射作用的特性。根据这种电磁波辐射理论，我们就可以利用各种传感器获得他们的影像信息，以达到识别目标物体大小、类型和属性的目的。

电磁波的波段从波长短的一侧开始，依次为γ线、X线、紫外线、可见光、红外线、无线电波。目前，遥感所使用的电磁波的波长有：紫外线部分(0.3 μm～0.4 μm)，可见光(0.4 μm～0.7 μm)，红外线部分(0.7 μm～14 μm)以及微波(1 mm～1 m)。根据常用的电磁波波段，遥感分为可见光遥感、红外遥感、微波遥感三种类型。

在可见光遥感中，所观测电磁波的辐射源是太阳，在红外遥感中所观测电磁波的辐射源是目标物，在微波遥感中所观测电磁波的辐射源除目标物体本身外，还有雷达。所以，根据传感器接收电磁波的来源和方式的不同，遥感分为主动式遥感和被动式遥感。凡传感器接收的电磁波是直接来自目标物体的，称为被动式遥感；由传感器主动发射电磁波且又接收目标物对传感器主动发射的电磁波的回波信号的，称为主动式遥感。目标物接收到太阳辐射能后，由于其本身的特性以及环境条件的影响，在可见光波段的光谱反射率与以热和微波能量形式发射或散射的红外及微波波段的光谱发射率不相同，根据这些差异可以获得目标物体的有关信息，区别各种不同的目标物体，这就是遥感的物理基础。

二、遥感技术系统

遥感技术系统主要由遥感平台、传感器和遥感信息的接收和处理系统三部分组成。

(一) 遥感平台

遥感平台是装载传感器的运载工具。遥感平台的种类很多，按平台距地面的高度的不同可分为地面平台、航空平台和航天平台。

地面平台是指在地面上装载传感器的固定或可移动的装置，主要包括安置遥感器的三角架、遥感塔、遥感车等，高度一般在 100 m 以下。

航空平台主要是指高度在 30 km 以下的航空飞机及高空气球。航空遥感具有分辨率

高、不受地面条件的限制、调查周期短、测量精度高及回收方便等特点。特别是航空飞机飞行灵活，尤其适用于局部地区的资源探测和环境监测；高空气球具有飞行高度高、覆盖面大、空中停留时间长、成本低及飞行管制简单等特点。因此，目前在航空遥感中已得到广泛应用。

航天平台是指高度在 150 km 以上的人造地球卫星、宇宙飞船、空间轨道站及航天飞机等。目前对地观测中使用的航天平台主要是遥感卫星。

（二）传感器

传感器是收集、探测、记录目标物体反射或发射电磁波辐射信息的装置，是遥感技术系统的核心部分。

传感器的种类很多，分类的方式也是多种多样，常见的分类方式有以下几种：

按电磁波辐射来源的不同分为主动式传感器和被动式传感器。主动式传感器本身向目标物体发射电磁波，然后收集从目标物体反射回来的电磁波信息，如：测视雷达、激光雷达、微波散射计等；被动式传感器收集的电磁波信息来自目标物体所反射的来自太阳光的能量或目标物体本身的能量，如：摄影机、多波段扫描仪、红外辐射计及微波辐射计等。

按传感器记录方式的不同，可分为成像方式的传感器和非成像方式的传感器。成像方式的传感器的输出结果是目标物体的图像，如：摄影机、扫描仪和雷达等；而非成像方式的传感器的输出结果是目标物体的特征数据，如：红外辐射温度计、微波辐射计及激光高度计等。

（三）遥感信息的传输与处理

遥感信息是指航空遥感和航天遥感所获取的感光胶卷或磁带等。在胶卷和磁带上记录的信息数据，包括被测目标物体的信息数据和运载工具上设备环境的数据。

1. 遥感信息的传输

遥感信息向地面传输有直接回收和视频传输两种方式。直接回收是指传感器将目标物体反射或发射的电磁波信息记录在胶卷或磁带上，待运载工具返回地面后回收；视频传输是指传感器将接收到的目标物体反射或发射的电磁波信息，经过光、电转换，通过无线电将数据送到地面接收站。

2. 遥感信息的处理

由于受传感器的性能、遥感平台的姿态不稳定、地球曲率、大气的不均匀及地形的差别等多种因素的影响，地面接收站接收到的遥感信息总有不同程度的失真，必须将接收到的信息经过一系列校正后，才能使用。遥感数据处理系统主要包括以下内容：首先，收集传感器所接收到的遥感数据和运载工具上设备环境的数据、目标物体的光谱特性以及地面实况调查的资料与数据等，并将传感器接收和记录的原始数据变换为容易使用的数据；然后，将遥感数据进行辐射校正和几何校正以消除图像方面的失真和干扰及图像的几何变形；最后，将全部数据进行压缩、存储，以使用户能快速检索所需要的数据及对图像的判读和应用。

三、遥感图像处理

遥感图像处理主要包括图像的光学增强和数字图像处理。

遥感图像的光学增强是指借助光学技术对图像进行光学增强处理，使图像更为清晰、目标物体的标志更明显、更易于识别，从面改善图像判读的条件，提高图像的可辨性。目前常用的光学增强技术有：多波段图像的彩色合成技术、等密度分割加色技术及图像的相关掩膜增强技术等。

数字图像处理是指将数字化的图像输入计算机，由计算机进行各种处理。遥感数字图像

处理的主要设备有：在通用计算机上运用的遥感图像处理系统、以中小型计算机为基础的专用数字图像处理系统和微处理机图像处理系统等。

四、遥感成图

（一）遥感成图概述

遥感成图，是指采用综合制图的原理和方法，根据成图的目的，以遥感资料为基础信息源，按要求的分类原则和比例尺来反映与主体紧密相关的一种或几种要素的内容。其主要功能是：用图形符号客观、系统而完整地反映一定区域内环境与资源的空间分布及时间变化规律。

由于遥感影像与常规测量图件图形有很大的区别，所以，遥感成图一般是指利用遥感像片来制作专题地图。

（二）遥感成图的步骤

1. 遥感资料的收集与分析

编制专题地图所需的资料范围较广，一般需要收集如下资料：

（1）遥感资料包括航空像片、卫星像片及它们的底片和磁带，同时还要有拍摄时间、航高、主距、比例尺、传感器类型和光谱特征等参数。

（2）编图地区的普通地图　编图地区的普通地图的比例尺应尽量与欲成图的比例尺一致或稍大于成图比例尺，同时还要注意所收集的图件的现实性和投影性质。

（3）其他资料　编制一种专题图，还需收集大量有关编制图地区的自然要素和人文要素的资料，如当地的统计资料、研究报告、政府文件、地方志等。然后对所收集的资料进行整理、分析，做出质量鉴定后确定其适用性。

2. 室内解译

（1）了解成图区域的基本情况　查阅有关成图区域的文字资料及图件，以对成图区域有一个基本了解，如地理位置、气候特征、社会形态、经济状况、文化传统、风土人情、建筑风格等。

（2）遥感图像解译　遥感图像解译主要包括以下几个方面：

① 制作影像索引图；

② 图像的立体观察与量测；

③ 图斑编码；

④ 室内、室外检查及图幅接边。

3. 图像信息转绘

解译后的分类信息先记录在遥感像片上，然后将所得信息转绘到底图上。转绘的方法有如下几种：

（1）转绘仪转绘法　此法是将标有专题信息的遥感像片贴于像片架上，同时将底图平置于桌面上。通过调节放大镜组使图像的比例尺与底图一致，再利用同名地图进行定向配准，然后即可用转绘仪进行转绘。此种方法虽然简单，但转绘人员需要不断调焦，因而眼睛容易疲劳。另外，成图精度主要由定向、配准的精确程度和绘图员的细心程度决定。

（2）投影仪法　此法是先将标有专题信息的遥感像片做成缩小像片，然后将缩小像片安装在单个投影器上，对投影像片和桌面上的底图进行定向、配准，即可进行转绘。此法制作缩小像片的工作程序较多，缩小像片的信息较原始遥感像片有所损失，转绘时眼睛不需调

焦，眼睛不易疲劳，但需要暗室作业，时间不宜过长。

(3) 量算勾绘法　此法是根据像片和底图上同名地物的位置及相关关系，将像片专题信息的边界勾画到底图上。此法简单，较易进行，缺点是精度较差。

(4) 数字化法　此法是将像片贴在数字化仪上，用手扶跟踪数字化仪将专题信息的边界点坐标采集到计算机中。先将像片和底图的同名控制点或地物点的坐标输入计算机，同时用多项式方程建立像片和地图的坐标转换关系，再用手法跟踪数字化仪将专题信息的边界点采集到计算机，通过编辑处理后由绘图仪转绘出专题图。

4. 检核

(1) 将所成的图与遥感像片的专题信息进行比较、核对。

(2) 将所成的图拿到成图区域进行实地调查，将发生变化的地方加以纠正。

5. 将所成的图按常规成图方法进行清绘、整饰，得到需要的图件

参考文献

[1] 朱鸿禧，马鄂吉，杨忠秀等编. 测量学. 徐州：中国矿业大学出版社，1995

[2] 武汉测绘科技大学《测量学》编写组编著(陆国胜修订). 测量学(第三版). 北京：测绘出版社，1991

[3] 华南理工大学测量教研组编. 建筑工程测量(第二版). 广州：华南理工大学出版社，1997

[4] 高井祥，张书毕，汪应宏等编. 测量学. 徐州：中国矿业大学出版社，1998

[5] 章书寿，陈福山主编. 测量学教程(第二版). 北京：测绘出版社，1997

[6] 顾秉彝，连荫海编. 测量学. 徐州：中国矿业大学出版社，1986

[7] 孙振先，李国顺编. 测量学. 北京：煤炭工业出版社，1987

[8] 潘正风，杨德麟，黄全义等编著. 大比例尺数字测图. 北京：测绘出版社，1996

[9] 宋其友编著. 数字地籍测量. 北京：测绘出版社，1991

[10] 王侬，廖元焰主编. 地籍测量. 北京：测绘出版社，1996

[11] 焦作矿业学院，中国矿业学院，阜新矿业学院编. 摄影测量. 北京：煤炭工业出版社，1980

[12] 杨忠秀，李秀堃，连其良编. 矿区摄影测量. 北京：煤炭工业出版社，1989

[13] 朱述龙，张占睦编著. 遥感图像获取与分析. 北京：科学出版社，2000

[14] 《遥感概论》编写组. 遥感概论. 北京：高等教育出版社，1986

[15] 汪铁生，翁丙姝，王泽良编. 地形测量学. 东营：石油大学出版社，1991

[16] 清华大学测量教研组编. 普通测量(第四版). 北京：中国建筑工业出版社，1990

[17] 侯湘浦编. 地形测量. 北京：煤炭工业出版社，1988

[18] 徐时涛，夏英瑄编著. 实用测量学. 重庆：重庆大学出版社，1990

[19] 刘延伯主编. 工程测量. 北京：冶金工业出版社，1984

[20] 张风举，邢水昌编. 矿区控制测量. 北京：煤炭工业出版社，1987

[21] 顾孝烈，杨子龙，都彩生等编著. 城市导线测量. 北京：测绘出版社，1984

[22] [美]R. E. 戴维斯著. 郑州测绘学院测量学教研室译. 测量学理论与实践(下册). 北京：测绘出版社，1990

[23] 杜荷聪，陈维新，张振成编. 计量单位及其换算(修订本). 北京：中国计量出版社，1987

[24] 中华人民共和国建设部. 城市测量规范. 北京：中国建筑工业出版社，1999

[25] 中华人民共和国国家标准. 1∶500 1∶1000 1∶2000 地形图图式(GB 7929—87). 北京：测绘出版社，1988

[26] 顾孝烈，鲍峰，程效军编. 测量学. 上海：同济大学出版社，1999

[27] 杨德麟编著. 大比例尺数字测图的原理方法与应用. 北京：清华大学出版社，1998

[28] 冯仲科主编. 测量学通用教程. 北京：测绘出版社，1996

[29] 张风举主编. 控制测量学. 北京：煤炭工业出版社，1999