

普通高等教育测绘类规划教材

控制测量学

上册(第二版)

孔祥元 梅是义 主编

武汉大学出版社

第一章 绪 论

§ 1.1 控制测量学的基本任务和主要内容

1.1.1 控制测量学的基本任务和作用

控制测量学是研究精确测定和描绘地面控制点空间位置及其变化的学科。它是在大地测量学基本理论上以工程建设测量为主要服务对象而发展和形成的,为人类社会活动提供有用的空间信息。因此,从本质上说,它是地球工程信息学科,是地球科学和测绘学中的一个重要分支,是工程建设测量中的基础学科、也是应用学科。在测量工程专业人才培养中占有重要的地位。

控制测量的服务对象主要是各种工程建设、城镇建设和土地规划与管理等工作。这就决定了它的测量范围比大地测量要小,并且在观测手段和数据处理方法上还具有多样化的特点。

作为控制测量服务对象的工程建设工作,在进行过程中,大体上可分为设计、施工和运营3个阶段。每个阶段都对控制测量提出不同的要求,其基本任务分述如下:

1. 在设计阶段建立用于测绘大比例尺地形图的测图控制网

在这一阶段,设计人员要在大比例尺地形图上进行建筑物的设计或区域规划,以求得设计所依据的各项数据。因此,控制测量的任务是布设作为图根控制依据的测图控制网,以保证地形图的精度和各幅地形图之间的准确拼接。此外,对于随着改革开放而发展起来的我国房地产业,这种测图控制网也是相应地籍测量的根据。

2. 在施工阶段建立施工控制网

在这一阶段,施工测量的主要任务是将图纸上设计的建筑物放样到实地上去。对于不同的工程来说,施工测量的具体任务也不同。例如,隧道施工测量的主要任务是保证对向开挖的隧道能按照规定的精度贯通,并使各建筑物按照设计的位置修建;放样过程中,仪器所安置的方向、距离都是依据控制网计算出来的。因而在施工放样之前,需建立具有必要精度的施工控制网。

3. 在工程竣工后的运营阶段,建立以监视建筑物变形为目的的变形观测专用控制网

由于在工程施工阶段改变了地面的原有状态,加之建筑物本身的重量将会引起地基及其周围地层的不均匀变化。此外,建筑物本身及其基础,也会由于地基的变化而产生变形,这种变形,如果超过了某一限度,就会影响建筑物的正常使用,严重的还会危及建筑物的安全。在一些大城市(如我国的上海、天津),由于地下水的过量开采,也会引起市区大范围的地面沉降,从而造成危害。因此,在竣工后的运营阶段,需对这种有怀疑的建筑物或市区进行变形监测。为此需布设变形观测控制网。由于这种变形的数值一般都很小,为了能足够精确地测出它们,要求变形观测控制网具有较高的精度。

以上 2,3 阶段布设的两种控制网统称为专用控制网。

控制测量学在许多方面发挥着重要作用。比如,在国民经济各项建设和社会发展中发挥着基础性的重要保证作用。国民经济蓬勃发展的各项事业,比如交通运输事业(铁路、公路、航海、航空等),资源开发事业(石油、天然气、钢铁、煤炭、矿藏等),水利水电工程事业(大坝、水库、电站、堤防等),工业企业建设事业(工厂、矿山等),农业生产规划和土地管理,城市建设发展及社会信息管理等,都需要地形图作为规划、设计和发展的依据。可以说,地形图是一切经济建设规划和发展必需的基础性资料。为测制地形图,首先要布设全国范围内及局域性的大地测量控制网,为取得大地点的精确坐标,必须要建立合理的大地测量坐标系以及确定地球的形状、大小及重力场参数。因此可以说,控制测量学在国民经济建设和社会发展中发挥着决定性的基础保证作用。

又比如,控制测量学在防灾、减灾、救灾及环境监测、评价与保护中发挥着特殊的作用。地震、洪水和强热带风暴等自然灾害给人类社会带来巨大灾难和损失。地震大多数发生在板块消减带及板内活动断裂带,地震具有周期性,是地球板块运动中能量积累和释放的有机过程。在我国以及日本、美国等国家都在地震带区域内建立了密集的大地测量形变监测系统,利用 GPS 和固定及流动的甚长基线干涉(VLBI)、激光测卫(SLR)站等现代大地测量手段进行自动连续监测。随着监测数据的积累和完善,地震预报理论及技术可望有新的突破,为人类预防地震造福。控制测量还可在山体滑坡、沙漠、泥石流及雪崩等灾害监测中发挥作用。世界每年都发生各种灾难事件,如空难、海难、陆上交通事故、恶劣环境的围困等,国际组织已建立了救援系统,其关键是利用 GPS 快速准确定位及卫星通讯技术,将难事的地点及情况通告救援组织以便及时采取救援行动。

此外,控制测量在发展空间技术和国防建设中,在丰富和发展当代地球科学的有关研究中,以及在发展测绘工程事业中,它的地位和作用将显得越来越重要。

1.1.2 控制测量学的主要研究内容

综上所述,可把控制测量学的基本科学技术内容概括如下:

(1)研究建立和维持高科技水平的工程和国家水平控制网和精密水准网的原理和方法,以满足国民经济和国防建设以及地学科学研究的需要。

(2)研究获得高精度测量成果的精密仪器和科学的使用方法。

(3)研究地球表面测量成果向椭球及平面的数学投影变换及有关问题的测量计算。

(4)研究高精度和多类别的地面网、空间网及其联合网的数学处理的理论和方法、控制测量数据库的建立及应用等。

以上概述了一般意义下的控制测量学的基本任务和主要内容。本书依据这些基本体系和内容,系统地介绍了控制测量学的基本理论、技术和方法。为学生对后续课程的学习及从事测绘事业的专业技术人员打下坚实的基础。

§ 1.2 控制测量的基准面和基准线

1.2.1 铅垂线与大地水准面

地球上的任意一点,都同时受到两个力的作用:地球自转的离心力和地心引力,它们的合

力称为重力,重力的方向即为铅垂线方向(见图 1-1)。

处于静止状态的水面,例如平静的湖泊水面,即表示一个水准面。水准面必然处处与重力方向(即铅垂线方向)垂直,否则水就要流动,处于运动状态。在地球引力起作用的空间范围内,通过任何高度的点都有一个水准面。

观测水平角时,置平经纬仪就是使仪器的纵轴位于铅垂线方向,从而使水平度盘位于通过度盘中心的水准面的切平面上。因此,所测的水平角实际上就是视准线在水准面上的投影线之间的夹角。此外,用水准测量所求出的两点间的高差,就是过这两点的水准面间的垂直距离。对于边长的观测值,也存在化算到哪个高程水准面上的问题。

上述 3 类地面观测值,除水平角外,都同水准面的选取有关,特别是水准测量的结果,更是直接取决于水准面的选择。于是,为了使不同测量部门所得出的观测结果能够互相比对、互相统一、互相利用,有必要选择一个最有代表性的水准面作为外业成果的统一基准。

我们知道,海洋面积约占地球总面积的 71%,从总体上来说,海水面是地球上最广大的天然水准面。设想把平均海水面扩展,延伸到大陆下面,形成一个包围整个地球的曲面,则称这个水准面为大地水准面,它所包围的形体称为大地体。由于大地水准面的形状和大地体的大小均接近地球自然表面的形状和大小,并且它的位置是比较稳定的,因此,我们选取大地水准面作为测量外业的基准面,而与其相垂直的铅垂线则是外业的基准线。

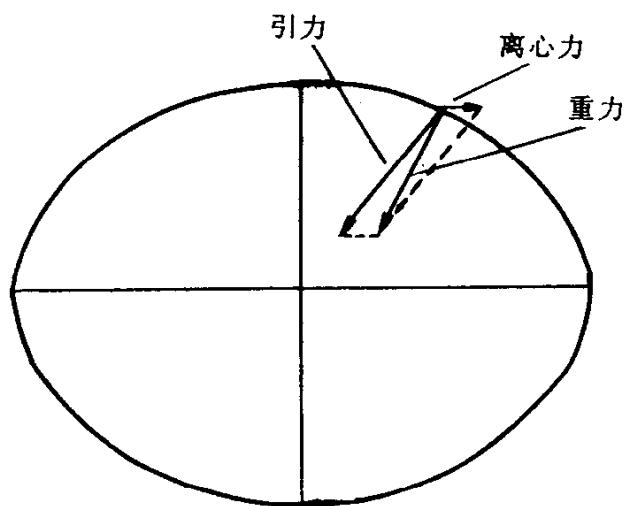


图 1-1

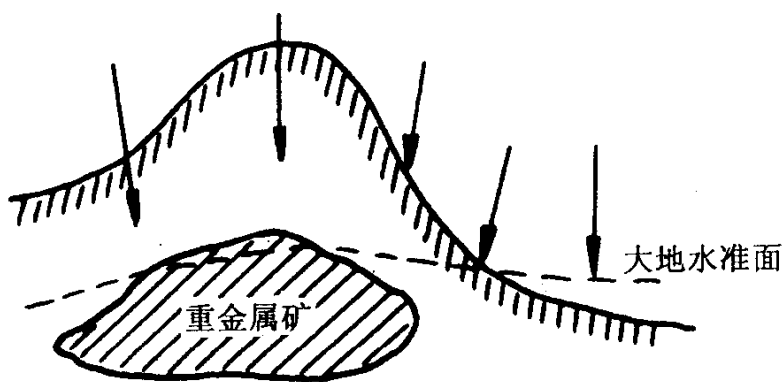


图 1-2

1.2.2 参考椭球与总地球椭球

如上所述,虽然大地水准面最适合于作为测量外业的基准面,但是控制测量的最终目的是精确确定控制点在地球表面上的位置,为此必须确知所依据的基准面的形状。也就是说,基准面的形状要能用数学公式准确地表达出来。大地水准面是否能满足这一要求呢?研究表明,大地水准面是略有起伏的不规则的表面,无法用数学公式把它精确地表达出来,因而也就不确知其形状。这是由于地表起伏以及地层内部密度的变化造成质量分布不均匀的缘故。例如图 1-2 中,高山的右侧是一片谷地,且山体下部有重金属矿体,因而造成左、右两侧局部质量分布的较大差异,以致左侧引力增加,铅垂线向左偏斜,大地水准面稍微隆起,如虚线所示,呈现出不规则的变化。

随着科学技术的发展,人类逐渐认识到地球的形状极近于一个两极略扁的旋转椭球(一个椭圆绕其短轴旋转而成的形体)。对于这个椭球的表面,可用简单的数学公式将它准确地表达出来,因而世界各国通常都采用旋转椭球代表地球。它的形状和大小与椭球的长短半径 a 、 b 有关,也可用和这两个量有关的其他量来表示。

选好一定形状和大小的椭球后,还不能直接在它上面计算点位坐标,这是因为我们的测量

成果不是以这个表面为根据的,而应该首先将以大地水准面为基准的野外观测成果化算到这个表面上。要做到这一点只选定椭球面的形状和大小是不够的,还必须将它与大地水准面在位置上的关系确定下来,这个工作称为椭球定位。

综合以上所述,我们把形状和大小与大地体相近并且两者之间的相对位置确定的旋转椭球称为参考椭球。参考椭球面是测量计算的基准面。世界各国都根据本国的地面测量成果选择一种适合本国要求的参考椭球,因而参考椭球有许多个。这样确定的参考椭球在一般情况下和各国领域内的局部大地水准面最为接近,对该国的常规测绘工作较为方便。然而当我们将各国的测量成果联系起来进行国际间的合作时,则参考椭球的不同又带来了不便,因此,从全球着眼,必须寻求一个和整个大地体最为接近的参考椭球,称为总地球椭球。

总地球椭球的确定,必须以全球范围的大地测量和重力测量资料为根据才有可能。然而由于地球上海洋面积约占地球总面积的 71%,因而过去只根据占少数的陆地测量成果推算总地球椭球是不可能的。近年来,由于人造卫星大地测量技术的发展,已根据人造卫星和陆地大地测量的成果求出一些总地球椭球的近似数据供使用。人们最终将使用总地球椭球。

1.2.3 垂线偏差和大地水准面差距

如上所述,无论是参考椭球还是总地球椭球,其表面都不可能与大地水准面处处重合,因而在同一点上所作的这两个面的法线,即大地水准面的铅垂线与椭球面的法线也必然不会重合(见图 1-3),两者之间的夹角 u 称为垂线偏差。 u 在子午线和卯酉线上的投影分量通常分别以 ξ 和 η 表示。大地水准面与椭球面在某一点上的高差称为大地水准面差距,用 N 表示。当前者高于后者时, $N > 0$; 反之, $N < 0$ 。

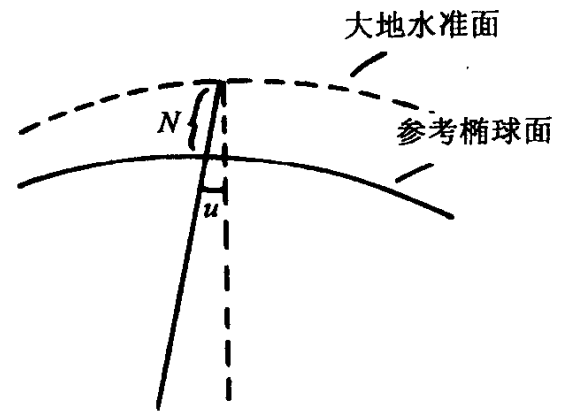


图 1-3

§ 1.3 控制网的布设形式

1.3.1 水平控制网的布设形式

1. 三角网

1) 网形

在地面上选定一系列点位 $1, 2, \dots$, 使互相观测的两点通视, 把它们按三角形的形式连接起来即构成三角网。如果测区较小, 可以把测区所在的一部分椭球面近似看做平面, 则该三角网即为平面上的三角网(图 1-4)。三角网中的观测量是网中的全部(或大部分)方向值(有关方向值的观测方法见第三章), 图 1-4 中每条实线表示对向观测的两个方向。根据方向值即可算出任意两个方向之间的夹角。

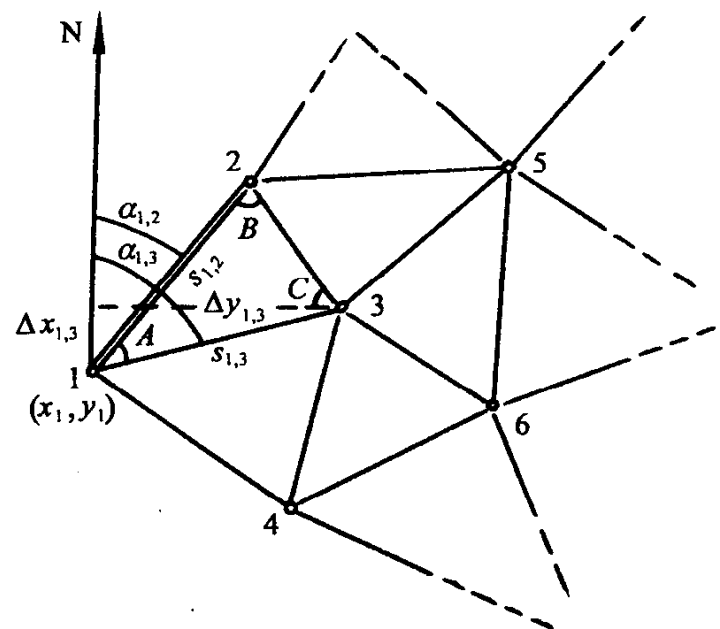


图 1-4

若已知点 1 的平面坐标 (x_1, y_1) , 点 1 至点 2

的平面边长 $s_{1,2}$, 坐标方位角 $\alpha_{1,2}$, 便可用正弦定理依次推算出所有三角网的边长、各边的坐标方位角和各点的平面坐标。这就是三角测量的基本原理和方法。

以图 1-4 为例, 待定点 3 的坐标可按下式计算

$$s_{1,3} = s_{1,2} \frac{\sin B}{\sin C} \quad (1-1)$$

$$\alpha_{1,3} = \alpha_{1,2} + A \quad (1-2)$$

$$\left. \begin{aligned} \Delta x_{1,3} &= s_{1,3} \cos \alpha_{1,3} \\ \Delta y_{1,3} &= s_{1,3} \sin \alpha_{1,3} \end{aligned} \right\} \quad (1-3)$$

$$\left. \begin{aligned} x_3 &= x_1 + \Delta x_{1,3} \\ y_3 &= y_1 + \Delta y_{1,3} \end{aligned} \right\} \quad (1-4)$$

即由已知的 $s_{1,2}, \alpha_{1,2}, x_1, y_1$ 和各角观测值的平差值 A, B, C 可推算求得 x_3, y_3 。同理可依次求得三角网中其他各点的坐标。

2) 起算数据和推算元素

为了得到所有三角点的坐标, 必须已知三角网中某一点的起算坐标 (x_1, y_1) , 某一起算边长 $s_{1,2}$ 和某一边的坐标方位角 $\alpha_{1,2}$, 我们把它们统称为三角测量的起算数据(或元素)。在三角点上观测的水平角(或方向)是三角测量的观测元素。由起算元素和观测元素的平差值推算出的三角形边长、坐标方位角和三角点的坐标统称为三角测量的推算元素。

3) 工程测量中三角网起算数据的获得

在工程测量中, 三角网起算数据可由下列方法求得:

(1) 起算边长 当测区内有国家三角网(或其他单位施测的三角网)时, 若其精度满足工程测量的要求, 则可利用国家三角网边长作为起算边长。若已有网边长精度不能满足工程测量的要求(或无已知边长可利用)时, 则可采用电磁波测距仪直接测量三角网某一边或某些边的边长作为起算边长。

(2) 起算坐标 当测区内有国家三角网(或其他单位施测的三角网)时, 则由已有的三角网传递坐标。若测区附近无三角网成果可利用, 则可在一个三角点上用天文测量方法测定其经纬度, 再换算成高斯平面直角坐标, 作为起算坐标。保密工程或小测区也可采用假设坐标系统。

(3) 起算方位角 当测区附近有控制网时, 则可由已有网传递方位角。若无已有成果可利用时, 可用天文测量方法测定三角网某一边的天文方位角再把它换算为起算方位角。在特殊情况下也可用陀螺经纬仪测定起算方位角。

(4) 独立网与非独立网 当三角网中只有必要的一套起算数据(例如一条起算边, 一个起算方位角和一个起算点的坐标)时, 这种网称为独立网。图 1-5 中各网都是独立网, 其中(a)称为中点多边形, 是三角网中常用的一种典型图形。

如果三角网中具有多于必要的一套起算数据时, 则这种网称为非独立网。例如图 1-6 为相邻两三角形中插入两点的典型图形。A、B、C 和 D 都是高级三角点, 其坐标、两点间的边长和坐标方位角都是已知的。因此, 这种三角网的起算数据多于一套, 属于非独立网, 又称为附合网。图中的 P、Q 为待定点。

2. 导线网

导线网是目前工测控制网较常用的一种布设形式, 它包括单一导线和具有一个或多个结点的导线网。网中的观测值是角度(或方向)和边长。独立导线网的起算数据是: 一个起算点的 x, y 坐标和一个方向的方位角。

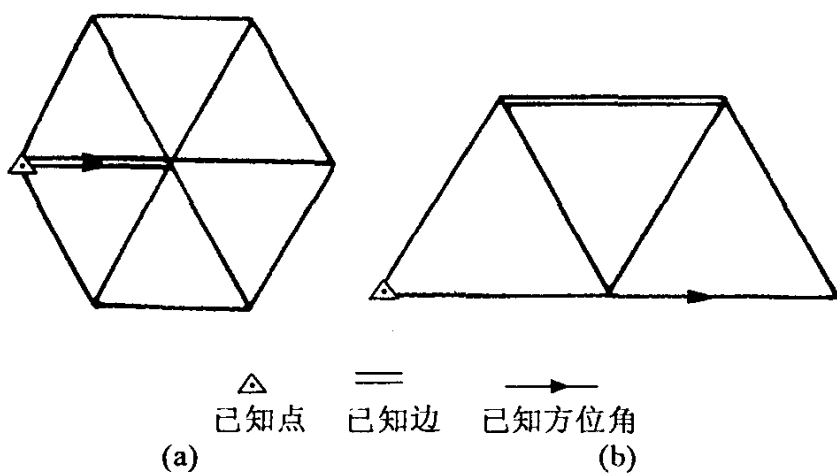


图 1-5

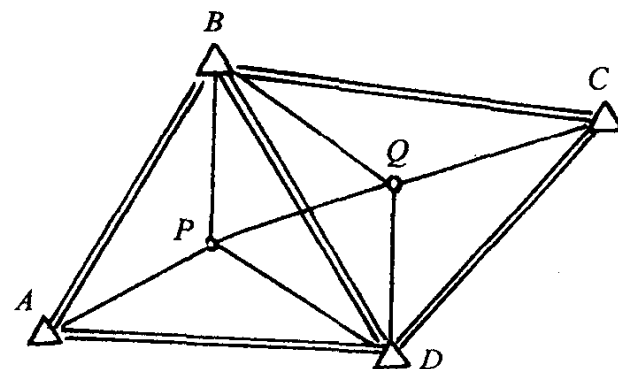


图 1-6

导线网与三角网相比,主要优点在于:

- (1)网中各点上的方向数较少,除节点外只有两个方向,因而受通视要求的限制较小,易于选点和降低觇标高度,甚至无须造标。
- (2)导线网的图形非常灵活,选点时可根据具体情况随时改变。
- (3)网中的边长都是直接测定的,因此边长的精度较均匀。

导线网的缺点主要是:导线网中的多余观测数较同样规模的三角网要少,有时不易发现观测值中的粗差,因而可靠性不高。

由上述可见,导线网特别适合于障碍物较多的平坦地区或隐蔽地区。

3. 边角网和三边网

边角网是指测角又测边的以三角形为基本图形的网。如果只测边而不测角即为三边网。实际上导线网也可以看做是边角网的特殊情况。

上述 3 种布设形式中,三角网早在 17 世纪即被采用。随后经过前人不断研究、改进,无论从理论上还是实践上逐步形成为一套较完善的控制测量方法,这就是“三角测量”。由于这种方法主要使用经纬仪完成大量的野外观测工作,所以在电磁波测距仪问世以前的年代,三角网是布设各级控制网的主要形式。三角网的主要优点是:图形简单,网的精度较高,有较多的检核条件,易于发现观测中的粗差,便于计算。缺点是:在平原地区或隐蔽地区易受障碍物的影响,布网困难大,有时不得不建造较高的觇标。

随着电磁波测距仪的不断完善和普及,导线网和边角网逐渐得到广泛的应用。尤其是前者,目前在平原或隐蔽地区已基本代替了三角网作为等级控制网。由于完成一个测站上的边长观测通常要比方向观测容易,因而在仪器设备和测区通视条件都允许的情况下,也可布设完全的测边网。在精度要求较高的情况下(例如精密的变形监视测量),可布设部分测边、部分测角的控制网或边、角全测的控制网。

4. GPS 网

进入 20 世纪 90 年代,随着 GPS 定位技术在中国的引进,许多大、中城市勘测院及工程测量单位开始用 GPS 布设控制网。目前 GPS 相对定位精度,在几十公里的范围内可达 $1/1\,000\,000 \sim 2/100\,000$,可以满足《城市测量规范》对城市二、三、四等网的精度要求(二等最弱边相对精度 $1/300\,000$)。然而在高程方面,GPS 测得的高程是相对于椭球面的大地高,而水准测量求出的则是相对于大地水准面的高程,由图 1-3 可知两者之差就是大地水准面差距 N 。

目前在大多数情况下,其 N 值难以精确决定,因此 GPS 暂时只能用于平面等级控制网的布设。

当采用 GPS 进行相对定位时,网形的设计在很大程度上取决于接收机的数量和作业方式。如果只用两台接收机同步观测,一次只能测定一条基线向量。如果能有三四台接收机同步观测, GPS 网则可布设如图 1-7 所示的由三角形和四边形组成的网形。其中图(a)、(b)为点连接,表示在两个基本图形之间有一个点是公共点,在该点上有重复观测;图(c)、(d)为边连接,表示每个基本图形中,有一条边是与相邻图形重复的。

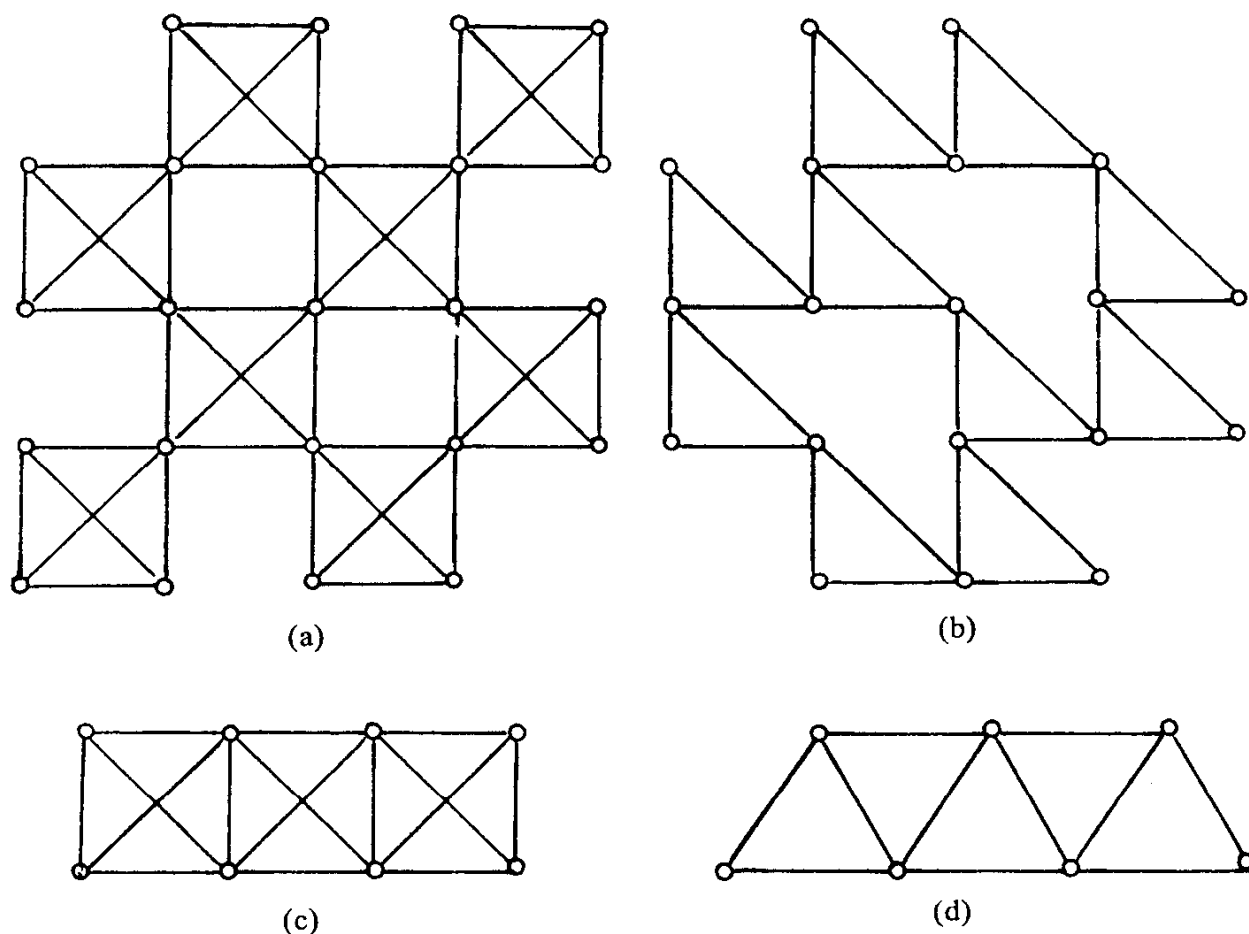


图 1-7

在 GPS 网中,也可在网的周围设立两个以上的基准点。在观测过程中,这些基准点上始终设有接收机进行观测。最后取逐日观测结果的平均值,可显著提高这些基线的精度,并以此作为固定边来处理全网的成果,将有利于提高全网的精度。

1.3.2 高程控制网的布设形式

国家高程控制网是用水准测量方法布设的,其布设原则与平面控制网布设原则相同。根据分级布网的原则,将水准网分成四个等级。一等水准路线是高程控制的骨干,在此基础上布设的二等水准路线是高程控制的全面基础;在一、二等水准网的基础上加密三、四等水准路线,直接为地形测量和工程建设提供必要的高程控制。按国家水准测量规范规定,各等级水准路线一般都应构成闭合环线或附合于高级水准路线上。

工测高程控制网的布设也应遵守前述控制网布设的原则。

关于工测高程控制网的布设方案,《城市测量规范》规定,可以采用水准测量和三角高程测量。水准测量分为二、三、四等,作为工测高程控制网或专用高程控制网的基础。首级水准网等

级的选择应根据城市面积的大小、城市的远景规划、水准路线的长短而定。首级网应布设成闭合环线,加密网可布设附合路线、结点网和闭合环。只有在山区等特殊情况下,才允许布设水准支线。

三角高程测量主要用于山区的高程控制和平面控制点的高程测定。应特别指出的是电磁波测距三角高程测量,近年来经过研究已普遍认为该法可达到四等水准测量的精度,也有人认为可以代替三等水准测量。因而《城市测量规范》规定,根据仪器精度和经过技术设计认为能满足城市高程控制网的基本精度时,可用以代替相应等级的水准测量。

§ 1.4 控制测量新技术的发展概况

控制测量的基本任务,就是精确测定地面点的空间位置。过去采用的主要方法是常规的三角测量和几何水准测量。近 30 年来,由于电子学、激光技术、电子计算机和空间技术的迅速发展,使得控制测量学在理论和技术上都产生了重大变革。以下仅对这些新方法的概况作一简略的介绍,其具体内容将在有关章节作详细说明。

1.4.1 精密测角仪器的发展概况

20 世纪 50 年代,精密测角仪器的主要改进是采用了垂直度盘指标自动归零补偿器和光学对中器,从而取消了指标水准器并使对中精度由 3mm 提高到 0.5mm。精密测角仪器的重大发展是从 60 年代以来实现读数的数字化开始的。由于采用光栅度盘或编码度盘代替了光学玻璃度盘,测量数据可直接在屏幕上显示出来或自动记录在磁带上,进而同微型计算机相结合,实现了角度观测过程中观测值的获取、传输、处理的自动化,这种经纬仪称为电子经纬仪。电子经纬仪的构造,使其能够较好地消除仪器本身的许多误差(如度盘刻划误差等),因此其精度可以达到甚至超过精密光学经纬仪的精度。例如,瑞士 Kern 公司的 E₂ 电子经纬仪,方向观测的标称精度为 $\pm 0.3'' \sim \pm 0.6''$ 。

为了消除大气折光误差对角度观测值(特别是垂直角)的影响,人们仿照电磁波测距中为削弱这类误差而采用双频载波测距的方法,也采用双频电磁波测角。据悉,欧洲的著名仪器公司已制成这类仪器的样机。

1.4.2 电磁波测距仪发展概况

早在 20 多年前,电磁波测距仪已经成为正规的精密测距仪器,并应用于生产实际。以后,由于激光、半导体、微电子技术的发展,促进了电磁波测距仪向着体积小、重量轻、精度高和自动化方向产生飞跃的变化。

第一代电磁波测距仪用普通光源,它只能在夜间观测。后来,用激光光源代替普通光源,出现了激光测距仪。这种测距仪既缩小了仪器的尺寸和重量,又能昼夜进行测距,最长可测至 50km。激光测距仪的最新发展有两种类型:一是短程高精度测距仪,如 Kern 公司的 ME-5000 测距仪,在 8km 的测距范围内误差小于 2mm。另一种是采用双频激光的测距仪,它可用两种不同载波频率的激光测距,以便自动改正气象的影响,它的最大测程约 30km,每公里精度可达 0.2mm。然而由于这种仪器的技术要求复杂,价格昂贵,至今未能批量生产。

20 世纪 60 年代初,采用砷化镓发光管发射的红外光代替普通光,出现了所谓红外测距仪,如瑞士 Wild 公司的 DI-5 红外测距仪。这类测距仪小巧精致并能自动显示距离,精度为

($3\text{mm} + 2 \times 10^{-6}D$), 用于精密测边测角的专用控制网或导线网中最为合适。这类仪器的最大测程约 3~5km。瑞典 AGA 公司的 AGA-14 型红外测距仪测程为 10km 左右, 从而改变了红外测距仪只能进行短程测距的看法。

电磁波测距仪的发展, 必然走向与电子经纬仪相结合的途径, 从而形成既能测距又能测角的全能仪器, 通常称其为全站型电子速测仪。这种仪器具有测距、测角、记录、计算甚至平差等多种功能。在一个测站上就可以得到所需的全部测量数据(甚至包括坐标、方位角等推算数据), 故简称为全站仪。

第一台全站仪是 Opton 公司于 1968 年生产的 Elta-14, 它的体积虽然较大且比较笨重, 但却具备了现代全站仪的雏形。该仪器包括 4 个基本组成部分: 电子经纬仪, 电磁波测距仪, 数据记录仪, 反射镜和电源。从仪器结构上来看, 全站仪可分为两类。一类是整体式结构, 即上述 4 个部分, 除反射镜外, 均装在同一机壳内, 如 Opton 公司的 Elta2。其测程小于 5km, 测距精度为 $\pm(5\text{mm} + 2 \times 10^{-6}D)$, 测角精度约 $\pm 0.85''$ 。另一类是组合式结构, 即电子经纬仪和电磁波测距仪从外部组合在一起, 后者可以取下, 或用同一公司生产的其他类型的测距仪替换使用。数据记录器也可单独用于电子经纬仪或测距仪。这种类型的仪器具有很大的灵活性, 例如 Wild 公司的 T 2000 S 加测距仪即属此类。该仪器的测角精度约为 $\pm 0.7''$, 可配套使用的测距仪有该公司生产的 DI 1000, DI 4, DI 5 等多种。

1990 年 Geotronics 公司和 Leica 公司率先研制成功各自的测量机器人并投放市场。这意味着在野外用地面测量仪器采集信息的工作已全部实现了自动化。

所谓测量机器人, 是在前述普通全站仪的基础上, 采用伺服电机驱动和其他光电技术, 进一步实现了寻找和照准给定目标自动化的测量系统。Geotronics 公司测量机器人 Geodimeter 4400 由全站仪主机和遥控定位器(RPU)两部分组成, 后者包括反射镜在内。两者都装有遥测通信线路, 以实现信息的相互转换和通信, 作用半径可达 1 600m。在测量员手持反射镜选定观测目标的同时, 可通过 RPU 与测站上的仪器通信, 并控制其完成全部观测任务。当系统工作时, 全站仪可根据反射镜返回的测距信号确认和改进它对反射镜的照准, 甚至具有跟踪活动反射镜的功能。于是, 使用这种仪器只需一个人便可完成普通全站仪至少要两人才能完成的工作, 因而该公司称其为“单人全站仪”。

Leica 公司的测量机器人系统简称为 APS(Automated Polar System), 主要硬设备为自动经纬仪 TM 3000V 加测距仪, 此外还有反射镜、外部微机和控制器。TM 3000V 后面的字母 V 表示仪器望远镜上带有目镜 CCD 摄影机, 其功能是实现自动识别目标并使其影像聚焦。测距仪用字母 D 表示, 因此 TM 3000V/D 表示经纬仪上既有 CCD 摄影机, 也有测距仪。该系统的观测程序完全由外部微机中的软件(名为 APS Win)控制运行。运行中, 仪器自动搜寻目标是以内存中的参考文件的数据为根据的。为了形成这种参考文件, 在测站上安置好仪器开始观测前, 需由观测员亲手进行概略的预观测。这时, 由于仪器上没有通常的制动、微动螺旋, 测量员只能使用外部微机上的键盘或用控制器通过操纵杆控制其运行, 由此形成初步参考文件。此后, 则由微机控制仪器自动进行观测并逐步形成有效的参考文件, 然后才能开始正式观测。

测量机器人的应用范围较普通全站仪更加广泛。在过去那种测量员使用普通全站仪难以进行工作的环境下, 现在都可用测量机器人代替。因此, 对于控制测量和工程测量的各个领域, 其应用前景是极其广阔的。

澳大利亚的新南威尔士大学测量学院于 1990 年购买了一套 APS 并将其改装成便携式系统。图 1-8 是该系统的配置略图。

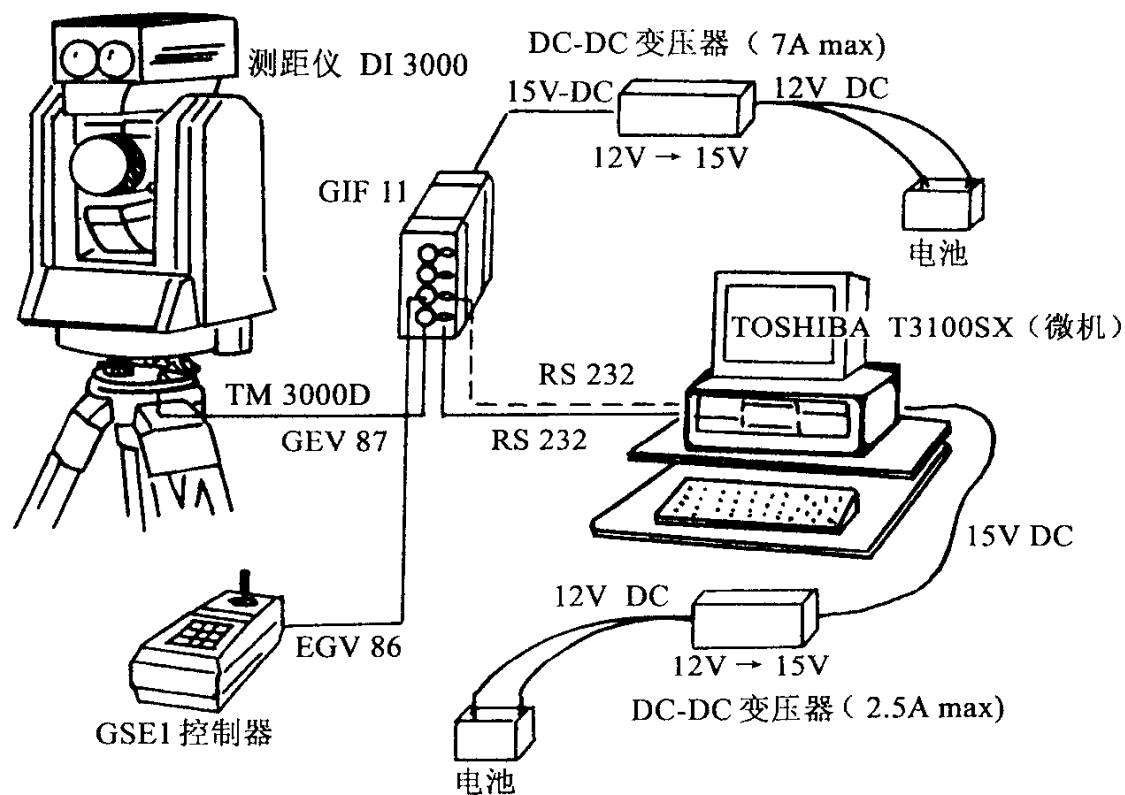


图 1-8

1.4.3 精密水准仪的发展概况

20 世纪以来,水准仪的发展可分为 4 个阶段。第一阶段是以 1908 年威特(H. Wild)在德国 Zeiss 公司改进的一系列水准仪为标志,其特点是采用了平板玻璃测微器。例如 Wild N3 和 Zeiss Ni 004 都属于这种类型的仪器。第二阶段是以 Opton 公司于 1950 年开始发展的自动安平水准仪为代表的仪器。我国引进的 Zeiss 公司的 Ni 007 以及 Opton 公司的 Ni 1 都是精密自动安平水准仪。第三个阶段为“摩托化”水准测量,即用汽车运载仪器、标尺和作业人员以提高作业效率,减轻劳动强度。用于“摩托化”水准测量的水准仪有 Zeiss 公司研制的 Ni 002 自动安平水准仪。它采用悬挂式摆镜,可以旋转 180°并在两个位置上读数,视线绝对水平。仪器的目镜可旋转,观测者在固定座位上可进行前后视读数。此外,脚架和标尺都作了改变,以适应摩托化的要求。汽车上备有数据记录装置,用以记录观测数据,一段水准路线完成后,立即获得高差。“摩托化”方法是德国德累斯顿工业大学研究成功的。

1990 年 Wild 公司研制出新型水准仪 NA 2000,这标志着水准仪的研究进入了一个新的阶段——数字化阶段。这种仪器做到了水准测量的读数、记录、处理全部自动化,从而基本结束了水准仪的落后状态,达到可与电子经纬仪相媲美的程度。

1.4.4 电子计算机在测量上的应用

电子计算机的应用使人类生活的各个领域,其中包括控制测量的计算工作,都发生了巨大的变革。以往,测量的计算工作采用手摇计算机进行,因而在内业工作上花费了大量的人力和时间。如今这些工作几乎全部为电子计算机所代替。由此产生的高效率是空前的。例如过去用手算几十个线性方程式已是一项繁重的工作,现在用电子计算机可进行数万个线性方程式的解算。我国天文大地网的平差计算就是利用大型电子计算机完成的。全网由一、二、三等三

角网(锁)和导线网组成,总共约有 5 万个控制点和 30 余万个观测方程式,平差工作历时 6 年多。如果不是使用大型电子计算机,要完成规模如此巨大的控制网整体平差是难以设想的。

电子计算技术不仅应用于控制测量的数据处理,而且也普遍用于现代化的数据采集设备(全站仪、数字水准仪、测距仪以及下面将介绍的卫星定位系统、惯性系统等)本身的计算、控制和管理。此外,还应强调的是,由于计算机除具有数值计算的功能外,还具备信息处理的功能,并且随着计算机技术的迅速发展而日益完善。其应用受到社会的普遍重视,各种数据库应运而生,并在此基础上形成大型的信息系统,如 GIS(地理信息系统)等,成为各种领域中信息管理、分析、决策的重要工具。

在测绘领域,“全国测绘资料档案管理系统”已研制成功,并已开始运行。“全国大地测量资料管理信息系统”是其中的一个子系统,其任务是实现大地(控制)测量资料的管理、检索计算机化,为用户提供规范化的成果,对测绘事业给以有力的专业信息支持。这是电子计算机应用的又一个重要领域。

1.4.5 GPS 系统和 ISS 系统

1. GPS 系统

GPS(Global Positioning System)系统,起初是美国国防部为了满足军事上对定位和导航的需要于 1972 年着手研制的。然而实验证明由于该系统可以连续实时地提供高精度的空间位置,在测量、制图、资源勘察、导航等许多领域有着广泛的应用,因而已引起了有关领域的特别关注。GPS 研究计划于 1995 年以前全部完成。

GPS 系统包括 3 个部分:空间部分、地面跟踪控制部分和用户(接收)部分。空间部分包括有 24 颗卫星,分布在 6 个近似圆形的轨道上运行,每颗卫星都可发出两种频率的无线电信号。这些信号中都加上了包括卫星的位置、状态等信息在内的调制。卫星的轨道参数等有用的信息都由地面跟踪控制部分加以测定,并发射到卫星上去。用户部分主要是地面接收机和信号处理设备,用于接收和加工卫星发出的无线电信号。

由接收机收到的卫星信号中可得到有关卫星位置的信息,从而求得卫星的三维坐标,因而可把卫星看做是在天上的坐标已知的控制点。如果我们能测定地面点 j (即接收机)与 4 颗卫星之间的距离,则形成一个空间测边交会图形,如图 1-9 所示。根据这 4 颗卫星的坐标和相应的 4 条边长可解算出 j 点的坐标 (x_j, y_j, z_j) 和时钟差 4 个未知数。这就是 GPS 定位的原理。

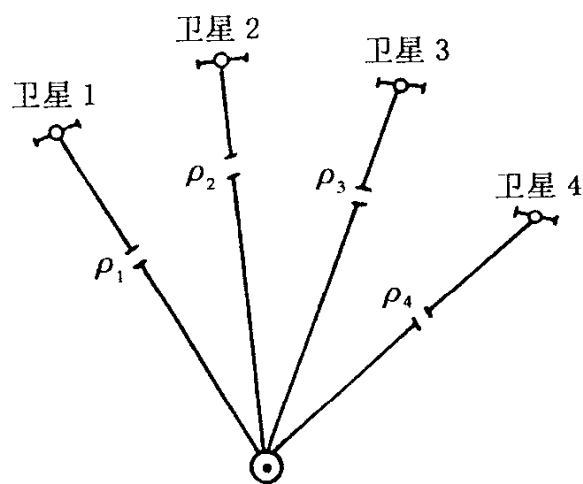


图 1-9

GPS 定位有绝对定位(又称单点定位)和相对定位两种方式。前者可确定测站点在地心坐标系中的绝对位置,精度只有 20m 左右。近年来,由于美国采取保密措施,实行所谓 SA 政策,单点绝对定位精度下降至 $\pm 100\text{m}$ 。相对定位需利用 2 台以上的接收机同时观测同一组卫星,然后计算接收机之间的相对位置。由于此法可抵消大部分误差,因而相对定位精度可达 $1/1\ 000\ 000 \sim 2/1\ 000\ 000$ 。以上指的是平面位置的精度,至于在高程方面,因为 1.3.1 小节之“4”所述的理由,目前用 GPS 确定的高程,还达不到我国有关规范对等级水准的精度要求。

GPS 系统和传统的地面测量方法相比主要有以下优点:

(1)精度上与精密地面测量的结果相当,且今后进一步提高的潜力还很大。

(2)作业方便,速度快。使用GPS可省去传统的造标工作,选点工作也大为简化;观测可在全天候条件下进行;接收机(测站点)的三维绝对坐标可即时得出;至于精确的相对坐标需在观测完成后,经过平差处理,才能求得。目前已出现手持式小型接收机,空间绝对定位开始变成一项简单的工作。

(3)从长远看,经济上有利。目前GPS接收机价格还较贵,然而随着产品的定型和批量生产以及市场的扩大,价格将迅速下降。

综合以上所述,可见GPS系统的应用将使控制测量领域产生深刻的变革,然而GPS系统也有它的不足。例如,在选点上,也要求站点向天空有一定宽度的视野等,这就限制了在建筑物较多和不够开阔的地区使用GPS。另外,在几百米的短距离内,要求得到精确的边长和角度值,使用GPS通常还不如用测距仪或经纬仪来得迅速、准确。因此,GPS系统不可能完全代替传统的测量手段。

2. ISS 系统

ISS系统全名为Inertial Surveying System,即惯性测量系统。它是根据惯性导航原理制成的一种自动提供地面点坐标的装置。该装置用汽车或直升飞机运载,从一个已知点出发向待定点前进。从起程开始该装置连续不断地测定自身在固定的空间坐标系中沿三个坐标轴方向的加速度($\bar{a}_x, \bar{a}_y, \bar{a}_z$),通过系统中的计算机将它们对时间进行两次数值积分,求出相对已知点的三维坐标差,并进而求得其自身在任一时刻的空间坐标。这就是惯性测量系统作业的概略过程。

惯性系统包括惯性平台、加速度计、计算机3个主要部分。惯性平台的作用主要是建立一个能自动跟踪起始点地理坐标系的三维固定坐标系。为此,采用两台旋转轴互相垂直的陀螺仪再加上能使平台纵摇、横摇和方位旋转的3个电机来实现。加速度计安置在与惯性平台的 x 、 y 、 z 轴平行的方向上,各有一个,以便时刻测定系统本身运动的加速度在3个轴上的分量。计算机的用途是实现多功能的实时控制;对加速度进行两次数值积分以求得相对起始已知点的坐标差和系统的瞬时坐标;控制3个电机的旋转,使惯性平台始终跟踪起始点的地理坐标;控制整个系统的工作状态和对观测结果的数据处理。

惯性系统适合于用导线的形式加密控制点。为了提高观测的精度,在作业过程中宜每隔3~5min停止一次,以纠正各项误差。

惯性系统是美国陆军于1966年开始研制的。目前美国和英国都生产了这种仪器,其空间定位精度小于1m。总的来说这种系统尚处在初始阶段,估计今后精度约可提高至10cm,价格也会降低,因而可在一定程度上代替传统的地面测量方法。

第一编 测量控制网技术与外业观测

第二章 水平控制网的技术设计

§ 2.1 国家水平控制网的布设原则和方案

2.1.1 布设原则

由 1.4.4 小节所述,布设于我国大部分领域(约 9 600 000km²)上的国家天文大地网,是一项规模巨大的工程。为完成这一基本工程建设,在建国初期国民经济相当困难的情况下,国家专门抽调了一批人力、物力、财力,从 1951 年即开始野外工作,一直延续到 1971 年才基本结束。面对如此艰巨的任务,显然事先必须全面规划、统筹安排,制定一些基本原则,用以指导建网工作。这些原则是:分级布网,逐级控制;应有足够的精度;应有足够的密度;应有统一的规格。现进一步论述如下。

1. 分级布网、逐级控制

我国领土辽阔,地形复杂,不可能用最高精度和较大密度的控制网一次布满全国。为了适时地保障国家经济建设和国防建设用图的需要,根据主次缓急而采用分级布网、逐级控制的原则是十分必要的。即先以精度高而稀疏的一等三角锁尽可能沿经纬线方向纵横交叉地迅速布满全国,形成统一的骨干大地控制网,然后在一等锁环内逐级(或同时)布设二、三、四等控制网。

2. 应有足够的精度

控制网的精度应根据需要和可能来确定。作为国家大地控制网骨干的一等控制网,应力求精度更高些才有利于为科学研究提供可靠的资料。

为了保证国家控制网的精度,必须对起算数据和观测元素的精度、网中图形角度的大小等,提出适当的要求和规定。这些要求和规定均列于《国家三角测量和精密导线测量规范》(以下简称国家规范)中。

3. 应有足够的密度

控制点的密度,主要根据测图方法及测图比例尺的大小而定。比如,用航测方法成图时,密度要求的经验数值见表 2-1,表中的数据主要是根据经验得出的。

表 2-1

各种比例尺航测成图时对平面控制点的密度要求

测图比例尺	每幅图要求点数	每个三角点控制面积	三角网平均边长	等 级
1 : 50 000	3	约 150km ²	13km	二等
1 : 25 000	2~3	约 50km ²	8km	三等
1 : 10 000	1	约 20km ²	2~6km	四等

由于控制网的边长与点的密度有关,所以在布设控制网时,对点的密度要求是通过规定控制网的边长而体现出来的。对于三角网而言边长 s 与点的密度(每个点的控制面积) Q 之间的近似关系为 $s=1.07 \sqrt{Q}$ 。将表 2-1 中的数据代入此式得出

$$s=1.07 \sqrt{150} \approx 13(\text{km})$$

$$s=1.07 \sqrt{50} \approx 8(\text{km})$$

$$s=1.07 \sqrt{20} \approx 5(\text{km})$$

因此国家规范中规定,国家二、三等三角网的平均边长分别为 13km 和 8km。

4. 应有统一的规格

由于我国三角锁网的规模巨大,必须有大量的测量单位和作业人员分区同时进行作业,为此,必须由国家制定统一的大地测量法式和作业规范,作为建立全国统一技术规格的控制网的依据。

2.1.2 布设方案

根据国家平面控制网施测时的测绘技术水平,我国决定采取传统的三角网作为水平控制网的基本形式,只是在青藏高原特殊困难的地区布设了一等电磁波测距导线。现将国家三角网的布设方案和精度要求概略介绍如下。

1. 一等三角锁布设方案

一等三角锁是国家大地控制网的骨干,其主要作用是控制二等以下各级三角测量,并为地球科学研究提供资料。

一等三角锁尽可能沿经纬线方向布设成纵横交叉的网状图形,如图 2-1 所示。在一等锁交叉处设置起算边,以获得精确的起算边长,并可控制锁中边长误差的积累,起算边长度测定的相对中误差 $\frac{m_b}{b} < 1 : 350\,000$ 。多数起算边的长度是采用基线测量的方法求得的。随着电磁波测距技术的发展,后来少数起算边的测定已为电磁波测距法所代替。

一等锁在起算边两端点上精密测定了天文经纬度和天文方位角,作为起算方位角,用来控制锁、网中方位角误差的积累。一等天文点测定的精度是:纬度测定中误差 $m_\varphi \leq \pm 0.3''$,经度测定的中误差 $m_\lambda < \pm 0.02''$,天文方位角测定的中误差 $m_a < \pm 0.5''$ 。

一等锁两起算边之间的锁段长度一般为 200km 左右,锁段内的三角形个数一般为 16~17 个。角度观测的精度,按一锁段三角形闭合差计算所得的测角中误差应小于 $\pm 0.7''$ 。

一等锁一般采用单三角锁。根据地形条件,也可组成大地四边形或中点多边形,但对于不能显著提高精度的长对角线应尽量避免。一等锁的平均边长,山区一般约为 25km,平原区一般约为 20km。

2. 二等三角锁、网布设方案

二等三角网是在一等锁控制下布设的,它是国家三角网的全面基础,同时又是地形测图的基本控制。因此,必须兼顾精度和密度两个方面的要求。

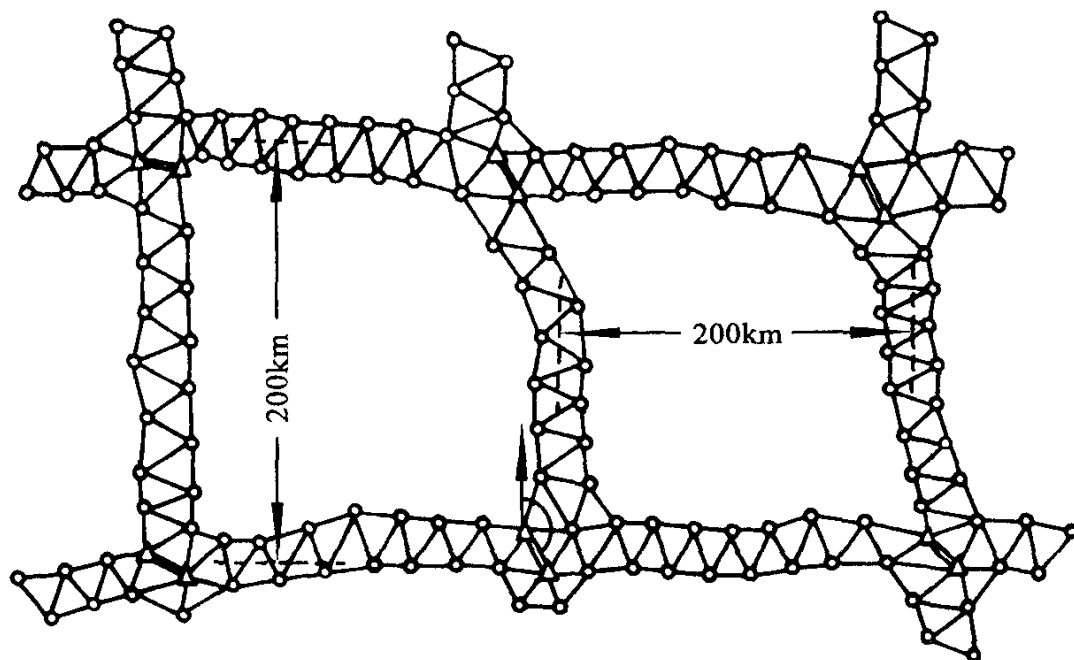


图 2-1

20 世纪 60 年代以前,我国二等三角网曾采用二等基本锁和二等补充网的布置方案。即在一等锁环内,先布设沿经纬线纵横交叉的二等基本锁(图 2-2),将一等锁环分为大致相等的 4 个区域。二等基本锁平均边长为 15~20km;按三角形闭合差计算所得的测角中误差小于 $\pm 1.2''$ 。另在二等基本锁交叉处测量基线,精度为 1:200 000。

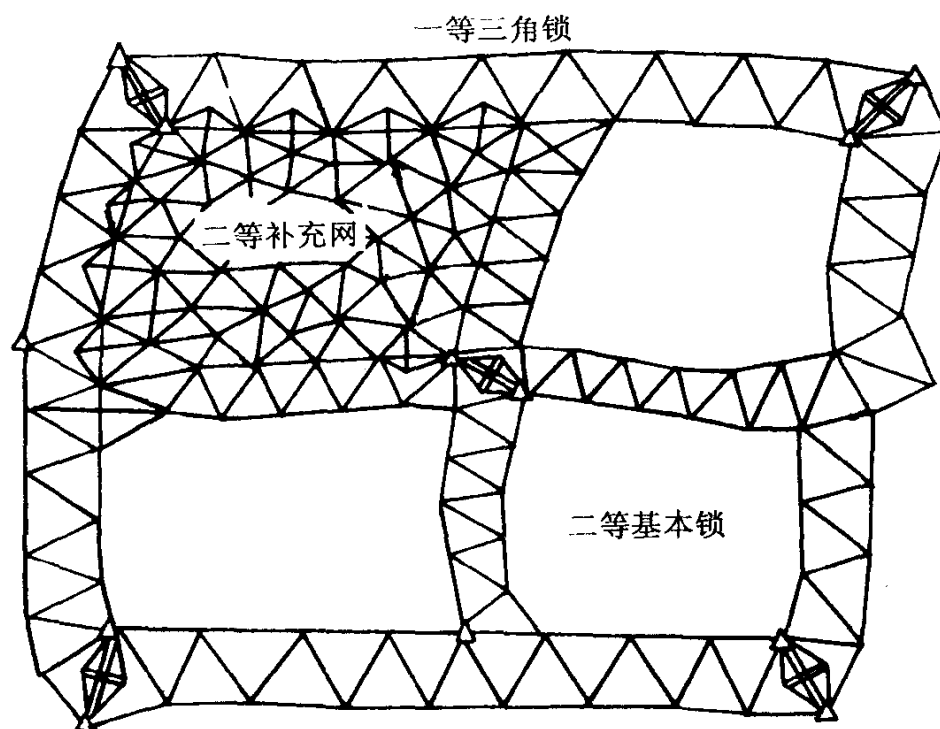


图 2-2

在一等三角锁和二等基本锁控制下,布设平均边长约为 13km 的二等补充网。按三角形闭合差计算所得的测角中误差小于 $\pm 2.5''$ 。

20 世纪 60 年代以来,二等网以全面三角网的形式布设在一等锁环内,四周与一等锁衔

接,如图2-3所示。

为了控制边长和角度误差的积累,以保证二等网的精度,在二等网中央处测定了起算边及其两端点的天文经纬度和方位角,测定的精度与一等点相同。当一等锁环过大时,还在二等网的适当位置,酌情加测了起算边。

二等网的平均边长为 13km,由三角形闭合差计算所得的测角中误差小于 $\pm 1.0''$ 。

由二等锁和旧二等网的主要技术指标可见,这种网的精度,远较二等全面网低。

3. 三、四等三角网布设方案

三、四等三角网是在一、二等网控制下布设的,是为了加密控制点,以满足测图和工程建设的需要。三、四等点以高等级三角点为基础,尽可能采用插网方法布设,但也采用了插点方法布设,或越级布网。即在二等网内直接插入四等全面网,而不经三等网的加密。

三等网的平均边长为 8km,四等网的边长在 2~6km 范围内变通。由三角形闭合差计算所得的测角中误差,三等为 $\pm 1.8''$,四等为 $\pm 2.5''$ 。

三、四等插网的图形结构如图 2-4 所示,图 2-4(a)中的三、四等插网,边长较长,与高级网接边的图形大部分为直接相接,适用于测图比例尺较小,要求控制点密度不大的情况。图 2-4(b)中的三、四等插网,边长较短,低级网只附合于高级点而不直接与高级边相接,适用于大比例尺测图,要求控制点密度较大的情况。

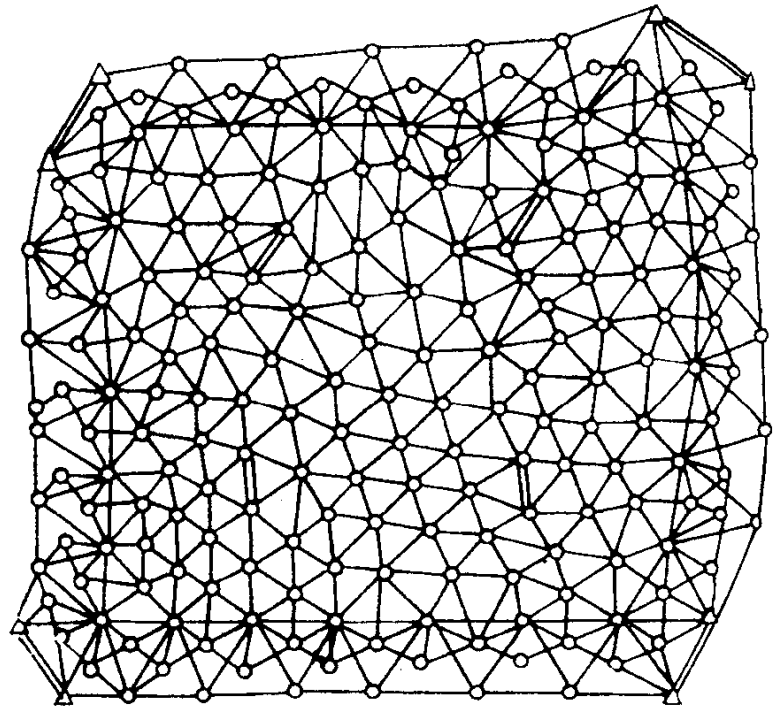


图 2-3

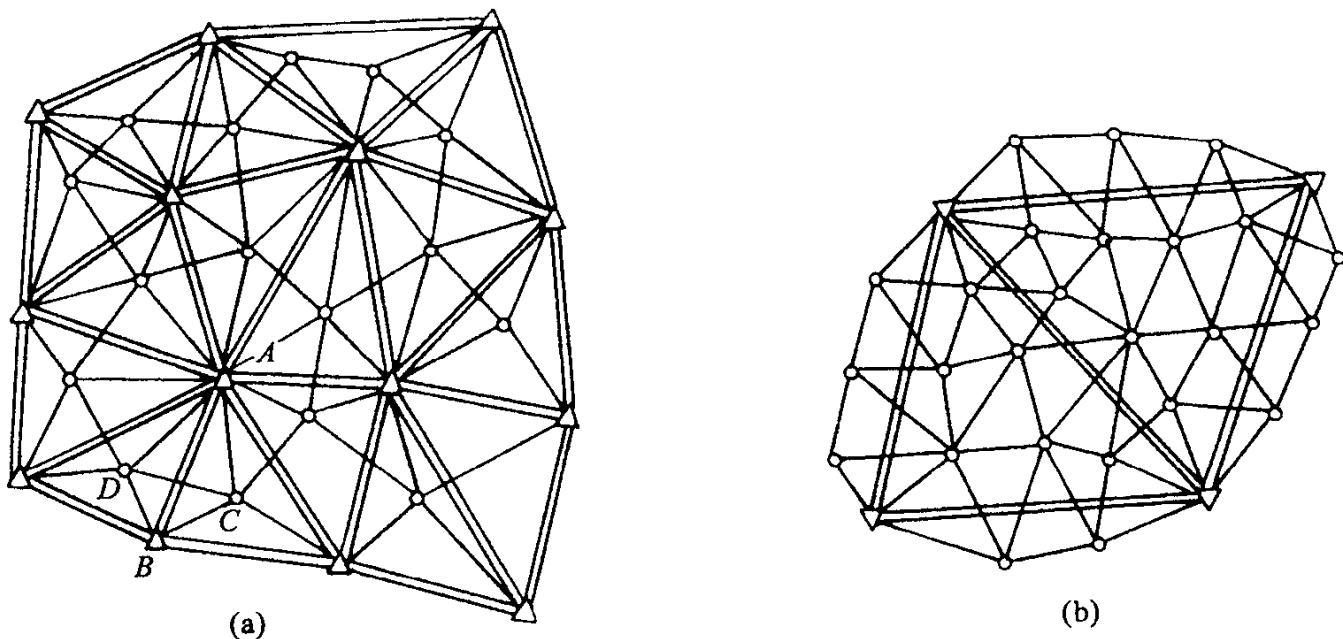


图 2-4

三、四等三角点也可采用插点的形式加密,其图形结构如图 2-5 所示。其中,插入 A 点的图形叫做三角形内插一点的典型图形;插入 B、C 两点的图形叫做三角形内外各插一点的典型