

全國測繪科學技術經驗交流會議

資料選編

高程控制

建築工程出版社

高 程 控 制

全国测绘科学技术经验交流会议资料选编编辑委员会 编

*

1959年6月第1版	1959年6月第1次印刷	4,065册
850×1168 $\frac{1}{32}$ • 58千字 • 印张 $2\frac{13}{16}$ • 定价(9) 0.29元		
建筑工程出版社印刷厂印刷 • 新华书店发行 • 书号: 1652		

建筑工程出版社出版(北京市西郊百万庄)
(北京市书刊出版业营业许可证出字第052号)

出版說明

一九五九年二月在武汉召开的全国測繪科学技术經驗交流會議，广泛地交流了測繪科学技术各方面的先进經驗和技术革新成就。今由大会秘書处組成編輯委员会 将有关資料按专业編选汇集，予以出版，以供全国測繪工作者学习参考。

为加快出書時間，本資料选編由測繪、建筑工程、水利电力、煤炭工业等四个出版社協作出版。

本冊为第四卷（地形測量）第二章，分为二节。第一节介紹高程測量的方法和經驗，包括在起伏地区作水准測量时選擇測站位置和立尺点的經驗、沙漠地区的水准觀測、水准測量跑尺的几种方法、經緯仪定角測高等。第二节介紹仪器工具的創造和改进，包括电流平差仪、單人量距連环測杆、双視水准仪的設計等。

目 录

第一节 方法与經驗

- 一、在起伏地区作水准測量时选择測站位置和
立尺点的經驗 黑龙江省水利厅(1)
- 二、沙漠地区的水准觀測
..... 新疆維吾尔自治区荒地勘测設計局
..... 內蒙古自治区水利厅勘测設計院(4)
- 三、水准測量跑尺的几种方法 綜合編写(5)
- 四、山区三角網的高程測定問題
..... 北京矿业学院測量教研組(8)
- 五、三角高程測量在大比例尺測图中的应用
..... 武汉測繪学院(32)
- 六、經緯仪定角測高法 長江流域规划办公室(40)

第二节 仪器工具的創造和改进

- 七、电流平差仪 武汉測繪学院綜合編写(54)
- 八、單人量距連环測鈎 黄河水利委员会(62)
- 九、双視水准仪的設計 建筑工程部綜合勘察院(63)
- 十、視距导綫高差表說明
..... 湖北省水利厅勘测設計院測量大队(65)

第 一 节

方 法 与 經 驗

一、在起伏地区作水准测量时选择测站 位置 and 立尺点的經驗

黑龙江省水利厅

在山区、小丘陵区或是在起伏平原地区进行水准测量时，由于地势不平，常常不容易选到較理想的仪器設站位置和立尺点。

大家对利用手水准仪选定测站位置和立尺点的方法是比较熟悉的，因为它的重量輕，易于移动和安平，人們就利用它的这些优点代替水准仪来选择测站位置和指揮扶尺員找立尺点。手水准仪虽然有这些优点，但是，它主要靠手来穩定，既要使仪器保持平穩（水泡近似居中），又要瞄准尺子和看尺上的讀数以决定仪器和尺子放在那儿最好，故工作时是比较麻煩的。

我們在工作过程中找到了代替手水准仪的工作方法。下面是这个方法的簡單介紹：

在空曠的野外，举目四望，可以看到远处的地平与天空相接，其相接处就是所謂地平綫。我們把它当作一条假的水平十字中綫。現在，只要你目視远方，而且你能看到远方的地平綫时，在你的眼前就出現了一个假想的，但是极其巨大而方便的手水准仪，它以眼与地平綫的連綫組成了視准軸。毋須調平水泡，这个視准軸就近似的与水平軸平行了。除非入置身在丛山峻岭中，或者是視綫很短，或者是其他原因无法看到地平綫不便使用外，这

架“水准仪”随时都在你的身边，供你应用。

現在，我們再来論証一下，眼与地平綫的連綫所組成的視准軸是否真正近似平行于水准軸：

图 1：C 为人站立的地方

A 为目高（人站在 C 处）

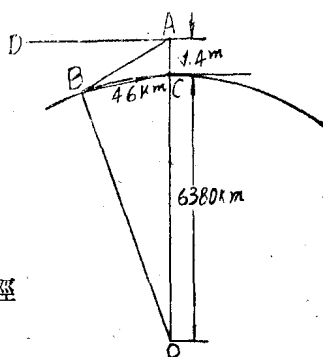
CB 为高度 1.4 公尺的视界，

为 4.6 公里（根据 $S = 3.85\sqrt{h}$ 求得）。

地平綫即在 B 处，

O 为地球的圓心，地球半徑
为 6380 公里，

AD 为水平軸，AB 为視准軸，



$$\angle BOC = \frac{4.6}{6380} \times 3438' = 2'.5$$

故 $\angle BCA = \text{直角}$ ，AD 近似平行于 BC，

$$\angle ABC = \frac{1.4\text{m}}{4.6\text{km}} \cdot \rho' = 1', \therefore \text{AD 近似平行于 AB.}$$

若人站在高 1600 公尺的高处工作，則地平視界 $S = 3.85\sqrt{h} = 154\text{km}$ （不考虑其他因素）。

$$\angle ABC = \frac{AC}{BC} \rho' = \frac{1.6}{154} \rho' = 36', \therefore \text{AD 仍然近似平行于 AB.}$$

以上的演算，充分的証明了，眼与地平的連綫所組成的視准軸，很近似的等于水准軸。

实际工作中怎样利用地平綫：

① 水准綫向高处时（如上山坡）前視讀数最好是在最小讀数以上数公分处（如三等水准規定視綫应离障碍物 0.3 公尺以上，則三等水准的最小讀数为 0300），后視讀数应在水准尺的頂端以下数公分处（若水准尺長 3 公尺，則讀数应在 3 公尺以下数公分处）。因此，在轉移測站时，后尺手（未迁站前的前尺手）应事先把尺子立好（最好不要立在尺垫上，可以放在脚上或斧头上，

但应与地釘大致同高)，观测員或安置仪器的同志（或記簿者）在跑到拟設新站的地方后，面向后尺手，目視远处的地平綫，估讀后視尺的讀数，若讀数为2900或数字相差不大，则表示在人站的地方安置仪器时，就会得到較理想的讀数。因为我們是假定仪器高与眼同高，若仪器高不与眼同高，其相差数应该在安仪器时予以考虑糾正，否則，就不能得到令人滿意的結果。选择測站时也要照顧到其他一些因素，这些完全靠在实践过程中找到并逐步掌握它。仪器的位置决定好后，前視尺的立尺点就由前尺手自己决定了。他应約略估計距离（或用尺量）使前、后視距約略相等，然后弯下腰去，使头貼近地面，眼离地約0.3公尺，目視远方的地平綫，若地平綫通过仪器的横軸时，則前視讀数就会在0300附近处了。根据实际經驗，当經驗較丰富时，估讀数和实讀数之差常在1公寸以內。

②水准綫向低处行进时（如下山坡），选择測站及立尺点的方法基本上与爬山时相同，惟測站的位置要由新站的后尺手来帮助选定。当測站人員到达新測站的拟設站的地方时，后尺手弯下腰去，使头略貼近地面使眼約在尺垫上方3公寸，目視远方地平綫，若地平綫切在安仪器者的眼部或肩部（应預先商量好仪高与肩同高或是与眼同高），則安仪器者所站立的地方正是安置仪器的适当的地方。仪器位置决定后，測站上的人員就指揮前尺手选择前視立尺点。前尺手扶好尺子按照測站指揮前后左右地移动尺子，直至找到最合适的立尺点。

上述方法，只适合于視野較远，即地平綫与測站的距离較远时（二公里以上）才适用，若前方有堤、树木等阻擋了視綫，但堤和树不高，而且距离也較远，这时就可以把堤和树等和天空相接处当作地平綫。人若置身丛山峻岭中，或者是其他原因阻擋住視綫，既看不到地平綫，也看不到其他可以代替地平綫的东西，那末，上面所說的方法显然就不能起到很大的作用了。但是，你要是根据上面所談的原理，予以灵活运用，还是可能帮助你解决一些困难的。

按照現行規範，三等以上水准都要讀上、下絲。为了使上、下絲都能切到尺子，都能讀數，因此，目估切尺數就應該相应的提高或降低。

前面所談到的選擇測站和立尺點位置時，都沒有着重說明如何与量距配合，而使前、后視距又能做到約略相等，且其相差數和累积數又不超过規定限度，這是在工作中需要注意并应做到的。

編者注：本文系作部份刪节后刊登。

二、沙漠地区的水准觀測

新疆維吾尔自治区荒地勘测設計局

內蒙古自治区水利厅勘测設計院

在无草的流动沙丘地区进行水准測量时，不仅对儀器的整置和尺墊的安放发生困难，且由于觀測和扶尺人員的操作常常引起儀器和尺墊的下沉，直接影响了成果精度。往往造成返工，以致工效不高，影响作业进度。其后，采取一些措施，在进行三、四等水准測量时，各个鎖部或閉合环綫的閉合情况，不仅达到了要求的精度，同时作业工效也由每天平均 7~9 公里提高到 14~16 公里。其具体措施是：

(I) 防止尺墊下沉：扶尺員在立标尺之前，先将放尺墊的地方踏实后，才放尺墊。接着扶尺員再立到尺墊上将尺墊踏实。此后放标尺时应注意立脚点不要靠近尺墊，这样就可避免尺墊的沉陷。

(II) 防止儀器的下沉：在水准儀三脚架的鉄尖上安装防沉板，就可以防止儀器的沉陷。关于防沉板的裝置，用長 20 公分，寬 12~15 公分，厚 2~3 公分的木板一块，在板的中間挖一个長方孔（孔的大小根据脚架鉄尖的大小形状决定）。将脚架鉄尖套进这个長方孔里，用鉄絲纏牢。纏鉄絲时，应注意使木板随脚架的傾

斜方向，可以自由的傾斜，施測時，使木板底部與地面完全接觸，并使穩定。或在水准儀的三個腳架下，放置三個木制尺墊（類似標尺墊）。三個腳墊的距離位置，可事先量出并作記號。

倘遇到無望性的流沙或沼澤地段，在儀器架和尺墊下面，必須打木樁支承結實，才能進行水准測量。

（Ⅲ）觀測時注意立腳點不能靠近三腳架的腳尖，以防儀器動搖及沉陷。

（Ⅳ）觀測員當前後視讀數時，動作要快，可以消除儀器和尺墊沉陷的影響。或將水准儀與前後尺的位置按 120 度左右的角位置安置，這樣就可減少觀測員的走動，消除沉陷。當讀數完畢，扶尺員應立即將標尺離開尺墊，放在一側，以防尺墊的沉陷。

編者注：本篇系根據前列二個單位的材料綜合編寫。

三、水准測量跑尺的幾種方法

綜 合 編 寫

編者注：在平原地區，天氣晴朗，視線標準設為 100 公尺，水准觀測轉站時，由後視尺轉為前視尺須走 400 公尺，一個人跑下來，對下站工作是有影響的。同時，觀測員在每一測站中，只走立尺員一半的路程，雖然擺儀器要花些時間，但立尺員仍然供不上觀測的需要。為了解決這個矛盾，黑龍江、寧夏、江西、安徽、廣西、河南各水利電力單位、黃河水利委員會、東北勘測設計院和西安市城市規劃與建築事務管理局提出了接力跑尺法和多尺墊法等，特綜合介紹如下：

1. 接力跑尺法：接力跑尺法和接力賽跑的形式很相似，它的具體作法是：當轉站時，原測站的後視尺手在得到測站上的轉移測站的命令後，即攜尺（假定所攜者為 A 尺）及尺墊向前行進，至原測站的前視立尺點處，將所攜 A 尺及尺墊交給前視尺手，並從他的手中接過另一尺，作為新測站的後尺手；原前尺手在接到

后視尺手交給他的 A 尺及尺墊后，立即向前行進至下一測站的前視立尺點處，在新測站中，他仍作為前尺手。測站工作人員按照一般方法轉移，至此，一個測站的轉移工作即告完成。這樣做，兩根尺子就輪流作為前、后視尺，而二個尺手直至需要時止，后尺手恆為后尺手，前尺手也恆為前尺手。他們跑的路與測站工作人員所跑的路都相等，因此，他們之間的勞逸也較均衡。目前來說，這是一種最好的跑尺方法。為了讓前視尺手有較充裕的時間跑路，后尺手就應該跑得快一些。因為所跑的路不長，跑到目的地后并不需要立即立尺，跑得快一些也不致影響到扶穩尺子。

2. 多尺墊法：（一）第一種方法就是在測量中不是用兩個尺墊（或地釘），而是用四、五個或六、七個尺墊，開始工作時后尺手帶一個尺墊，其餘尺墊全由前視尺手（指第一測站）帶着。測完第一個測站時，前視尺手在得到測站上轉站的命令后，留下尺墊，携原尺向前行進至第二測站的前視立尺點處，把預先帶在身邊的尺墊安置好；后視尺手在得到測站轉站的命令后，亦携原尺（因第一測站，后視尺一般都利用水准標點或固定標樁，故不用尺墊）向前行進至原前視尺的立尺點，利用前尺手留下的尺墊，作為第二測站的后視立尺點。以后轉站都做此進行。當前尺手原來攜帶的尺墊用完后，前尺手就在這一測站測完后原地不動，作為下一測站的后視尺手，而后視尺手則變成前視尺手。以后的測站也是象上面所說的那樣跑法，就是前尺手老是作前視，后尺手老是作后視。當新的前尺手的尺墊用完后，就表示，兩根尺子作前視的次數和作后視的次數都各相等。如果那時還沒有到固定標點，則前、后尺手又應該變換位置，這一次，就不能機械的把尺墊都放完后再轉尺，而應根據實際情況，要是站多，就多放些。總的要求是使每一尺子，它在同一測段中，作為后視尺的次數應該與作為前視尺的次數相等，借以減少或消除尺子方面誤差對觀測成果的影響。工作中還要注意避免被人碰動尺墊，因為當轉站時，前尺手走了，后尺手還未到，很可能被行人或參觀者不小心碰動了尺墊。為了使後來者易于找到尺墊，應在尺墊留個

标志（如插小旗等）。这种跑尺法的优点是，前、后视及测站工作人员都是同一时间轉移地方，而且所跑的路相等，劳逸最均衡。缺点是需多帶好几个地釘，增加負担。而且，也需要特別当心前、后視尺的轉換，否則，同一尺子作为前視和作为后視的次数就常会不等。（二）第二种方法：后尺手揸一个空袋，在已知点立尺；前尺手揸100枝竹釘、小紅旗、鉄釘、粉筆等到适当的地方，将竹釘打下至露地面1公分左右，标尺立竹釘上，旁边插紅旗，以便后尺手容易发现竹釘。如遇硬的地方，找突出的一点为立尺点，并用粉笔画一个圈。如不容易发现目标的话，旁边插一面小紅旗，司鏡者先讀后尺，后尺手前进，再讀前尺，前尺手也前进。后尺手到前尺手已插紅旗的地方找到竹釘，在竹釘上立尺。这样前尺永远走在前，后尺永远在后，进度快。但尺子方面誤差不能消除，是其缺点。

3. 多尺垫法与接力跑尺法的联合应用：多尺垫法的优点是轉站时劳逸均衡，并同时前进，但需要帶的尺垫数多，負担較重；接力法中，要等后視尺手跑到原前視立尺点后，前視尺手才能轉移，跑路時間比較不充裕。本法是试图集中以上两种方法的优点，克服其缺点。具体作法：开始时，前視尺手帶2~3个尺垫，按多尺垫法工作。当他的尺垫用完需要轉移测站时，这一站就用接力跑尺法，下几站又用多尺垫法，以后仍如此交替使用多尺垫法与接力跑尺法。这样，每隔2~4站，二根尺子就交替作前視、后視一次。应用这一跑尺法，需特別注意使每根尺子作前視与作后視的次数相等，否則，因为跑尺时交替和变化很多，容易带来錯誤。

4. 收测單尺跑尺法：为了消除尺子的零点誤差等尺子方面的誤差，四等以上水准都規定两相邻标点之間的設站次数应为偶数。但是，在实际外业中，也常常会遇到这种情况，就是当接近水准标点时，还只剩一个测站的标准距离，但已設站数为偶数。按照規定作时，这一个测站的距离硬要把它分做两站测完，这样做結果，既浪費了時間，也多設了一站，就多帶进了一个测站的

誤差。改进的办法是，遇到这种情况时，一个測站仍作为一个測站，但在这一測站中，担任后視尺与前視尺都由同一尺子担任，即在該尺作完后視后，立即轉移作前視。此时，也放棄了“后黑、前黑、前紅、后紅”的規定的觀測程序，而代之以“后黑、后紅、前黑、前紅”的觀測程序，这是它的一个缺点。它的好处是少放了一測站，对精度略有提高（但在土質松軟、仪器沉降誤差較大时，应考虑使用此法之实际价值）。

四、山区三角網的高程測定問題

北京矿业学院測量教研組

前 言

为了确定三角点用水准測量連測的合理密度，我們首先研究了以下三个問題：

（1）在已有二、三、四等水准網的控制下，三角点的高程精度應該怎样来确定？

（2）三角高程測量一个边的傳遞誤差有多大？

（3）在三角網中應該相隔多少个三角高程傳遞边用水准測量連測一三角点？

根据××煤田大地測量队提供的××—××—××的三等独立網資料和××矿务局地質測量科提供的××矿区三角網資料，我們分析了：

45个有几何水准高差的三角高程傳遞边；

80个三角形的三角高程閉合差；

143个双向觀測結果的往返高差；

110个方向上天頂距觀測外业成果。

由于我們采用了外业資料分析和理論推証相結合的方法，因

此所得結論有一定的价值。可以預言，按照这些結論去布設山区三角網中的高程控制，既能保證測量精度，又能減少工作量。

三角点高程必須精度的确定

要确定三角網中用水准連測的合理密度，必須首先确定三角点高程的必須精度。由于二、三、四等三角点主要起平面控制作用，因此在已有各級水准網的控制下，二、三、四等三角網之高程精度并不要求很高，为了保證測图，三角点的高程精度可以与基本測图控制点的精度相同。

为了确定誤差的界綫，可以規定由三角高程測量推算高程的誤差对于四等以上水准点不得超过等高綫間隔的 $\frac{1}{10}$ ，即

$$\Delta_{\text{允}} = \frac{h}{10} \quad (1)$$

h 为等高綫間距，在山区通常采用等高綫間距 2 公尺 ($\frac{1}{2000}$ 与 $\frac{1}{5000}$ 比例尺) 或 5 公尺 ($\frac{1}{5000}$, $\frac{1}{10000}$ 比例尺)，当等高綫間距为 2 公尺时， $\Delta_{\text{允}} = 20$ 公分；当等高綫間距为 5 公尺时， $\Delta_{\text{允}} = 50$ 公分。这一誤差界綫足以保證地形測图。

我們知道一切高程測量的誤差（包括繪图誤差），最后都积累在地形图的等高綫上，大比例尺測量規範規定，在山区坡度为 $4^\circ \sim 12^\circ$ 时，等高綫位置誤差不超过 $\frac{2}{3}$ 等高綫間距，如果我們將上述誤差界綫，从三角点推到图根点，从图根点推到碎部点，并加上地形图上的誤差，而求得之等高綫位置誤差小于 $\frac{2}{3}$ 等高綫間距，則我們确定的誤差界綫足以保證測图。

我們以等高綫間距 $2M$ 的 $\frac{1}{2000}$ 与 $\frac{1}{5000}$ 比例尺地形图为例推証

如下:

我們知道, 等高綫的位置中誤差为碎部点高程誤差 $m_{H\text{碎}}$ 与繪图誤差 $m_{\text{图}}$ 的总和即:

$$M^2 = m_{H\text{碎}}^2 + m_{\text{图}}^2 \quad (2)$$

为了求定碎部点高程的誤差, 假定为了进行 $\frac{1}{2000}$ 或 $\frac{1}{5000}$ 比例尺测图, 在四等三角網的基础上共加密了三級图根点, 第一級为基本测图控制点, 通常用綫形三角鎖加密在三角網中, 第二級为加密测图控制点, 在山区一般也采用小三角網 (或鎖) 进一步加密三角網或基本测图控制網。最末一級图根点, 通常是由加密测图控制点发展出来的支站。一般說, 这些图根点的高程已經是在水准網的控制下, 或用水准連測, 但是在推导中我們这里假定这些图根点的高程要由三角点的高程来控制。現在我們首先来求碎部点的高程誤差。

基本测图控制点的边長一般 $1 \sim 1.5$ 公里, 綫形三角鎖个数一般不超过 8 个, 若鎖中天頂距之觀測誤差为 $30''$, 这时一个边的三角高程傳遞誤差主要由天頂距引起, 即

$$m_h = \frac{\Delta Z}{P} \cdot \frac{S}{\sqrt{2}} = \frac{30 \times 1.5 \times 10^5}{2 \times 10^5 \sqrt{2}} = 16 \text{ 公分}$$

則鎖部最弱点之中誤差 (該式在后面証明) 为:

$$m'_E = m_h \sqrt{\frac{n}{10}} = 16 \sqrt{\frac{5}{10}} = 11.3 \text{ 公分}$$

加上两起始点高程中誤差

$$m_{E1} = \sqrt{\frac{100}{2} + (11.3)^2} = 13.3 \text{ 公分}$$

若加密测图控制点, 也用鎖系布置, 边長一般为 $400 \sim 700$ 公尺, 鎖系一般不超过 16 个三角形, 若天頂觀測的中誤差为 $30''$, 这时三角高差的中誤差主要由天頂距觀測誤差引起, 即

$$m_h = \frac{\Delta Z}{P} \frac{S}{\sqrt{2}} = \frac{30 \times 0.7 \times 10^5}{2 \times 10^5 \sqrt{2}} = 8 \text{ 公分}$$

則鎖中最弱点中誤差

$$m_E'' = m_h \sqrt{\frac{n}{10}} = 8 \sqrt{\frac{7}{10}} = 6.5 \text{ 公分}$$

加入兩起始點高程中誤差

$$m_{E_1} = \sqrt{\frac{m_{E_1}^2}{2} + m_{E_1}^{\prime 2}} = \sqrt{123 + (6.5)^2} = 13.4 \text{ 公分}$$

若最末一級圖根點是由加密測圖控制點發展出去的一視距導綫支站，若邊長為300公尺，測角中誤差為30"，視距邊長相對誤差

$$\frac{m_D}{D} = \frac{1}{300}, \text{ 傾角假定為 } 12^\circ, m_i \text{ 與 } m_l \text{ 很小，不考慮，則該測站}$$

高程中誤差〔2〕*

$$\begin{aligned} m_{E_1} &= \sqrt{m_{E_1}^2 + \frac{D^2}{2} \left\{ \sin^2 2\alpha \left(\frac{1}{600} \right) + \cos^2 2\alpha \left(\frac{1}{6900} \right)^2 \right\}} \\ &= \sqrt{180 + 204} = \sqrt{384} = 19.8 \text{ 公分} \end{aligned}$$

這時在 E_3 點上測圖，用極坐標法測碎部點，則碎部點與測站點的高差的中誤差為上述視距導綫高差中誤差之 $\sqrt{2}$ 倍（因是單向觀測）故碎部點高程中誤差為：

$$\begin{aligned} m_{E_3}^2 &= \sqrt{m_{E_3}^2 + D^2 \left\{ \sin^2 2\alpha \left(\frac{1}{600} \right)^2 + \cos^2 2\alpha \left(\frac{1}{6900} \right)^2 \right\}} \\ &= \sqrt{384 + 408} = \sqrt{792} = 28 \text{ 公分} \end{aligned}$$

其次繪圖誤差可按下式求得〔4〕

$$m^2_{\text{圖}} = (m^2_{\text{碎}} + m^2_{\text{插}} + m^2_{\text{繪}}) \tan^2 V_{\text{碎}}, \quad (3)$$

式中： $m_{\text{碎}}$ ——碎部點在圖上之位置誤差；

$m_{\text{插}}$ ——碎部點間插求誤差；

*〔 〕內的數字表示參考文獻的編號，以後同。

$m_{繪}$ ——描繪等高綫誤差;

$V_{碎}$ ——碎部点間坡度。

通常 $m_{碎} = m_{繪} = 0.1N$

N 为測图比例尺, 当 N 分别为 2000 与 5000 时, $m_{碎} = m_{繪}$ 分别为 20 公分和 50 公分,

$$m_{插} = 0.012N + 0.035 \frac{1}{2} \text{ctg} V_{碎}$$

N 为測图比例尺千数, 若 $\alpha = 18^\circ$, 对于 1/2000 与 1/5000 比例尺測图, 該項誤差分别为 24 与 28 公分。

故繪图誤差当为 1/2000 比例尺測图时,

$$m'_{图} = \sqrt{(\overline{20^2} + \overline{24^2} + \overline{20^2})0.3^2} = \sqrt{124} = 11.1 \text{公分}$$

当为 1/5000 測图时,

$$m''_{图} = \sqrt{(\overline{50^2} + \overline{28^2} + \overline{50^2})0.3^2} = \sqrt{518} = 22.5 \text{公分}$$

故等高綫位置誤差对于 1/2000 比例尺測图,

$$M_1 = \sqrt{m_{插}^2 + m'^2_{图}} = \sqrt{792 + 124} = 30 \text{公分}$$

当为 1/5000 測图时,

$$M_2 = \sqrt{m_{插}^2 + m''^2_{图}} = \sqrt{792 + 518} = 36 \text{公分}$$

将上两式 3 倍, 即为我们求得的等高綫位置誤差:

$$\left. \begin{array}{l} 3M_2 = 3 \times 30 = 90 \text{公分} \\ 3M_1 = 3 \times 36 = 108 \text{公分} \end{array} \right\} < \frac{2}{3}h = 133 \text{公分}$$

其值小于規定限差。

这証明我們前面規定三角網中高程誤差的允許界綫是足以保証測图的。

求定三角網中三角高程傳遞誤差 m_h

为了求定三角高程的傳遞誤差, 我們采用了 ×× 煤田大地測量队在 ×× 省 ××—××—×× (山区, 有局部丘陵) 建立的三

等独立網資料(以下簡稱甲資料)。該區共有三等三角點29个,四等三角點47个,在我們利用的41个三角點中,用直接水准連測的三角點共29个,占全部三角點的70%,在三角點的每个方向均用 T 。經緯儀以四个測回觀測天頂距,觀測天頂距時各測回之差与指標差之差不超过 $\pm 10''$ 。为了进行对比,我們还引用了 $\times \times$ 矿区二、三、四等三角網資料(以下簡稱乙資料),进行同样的計算。

我們采用下面三种方法求定三角高程边的傳遞誤差 m_h 。

第一方法:按三角高程的三角形閉合差求 m_{h1} 。

根据三角高程的三角形閉合差,可以采用下列公式近似的計算三角边高差的平均中誤差 m_{h1} :

$$m_{h1} = \sqrt{\frac{\sum \omega^2}{3n}} \quad (4)$$

式中 ω 为三角形高差閉合差, n 为三角形个数。

我們引用甲資料47个三角形閉合差,与乙資料33个三角形閉合差,按平均边長分別进行了計算,計算結果列入表1中,从表1中可以看出,两地区資料求得之結果大致相同:

当边長 2~4 公里时,求得之 m_h 約为 5 公分;

当边長 4~6 公里时,求得之 m_h 約为 7 公分;

当边長 6~9 公里时,求得之 m_h 約为 11 公分。

表 1

地区	三角形个数	平均边长	高差閉合差在下列範圍內的个数与平均閉合差								平均閉合差	m_h (公分)
			0—10 公分		10—20 公分		20—30 公分		30—40 公分			
			个数	ω	个数	ω	个数	ω	个数	ω		
甲	35	2—4	28	4.1	5	14	2	24	—	—	6.7	5
	5	4—6	3	5.0	2	17	—	—	—	—	10.0	7
	7	6—9	3	6.0	1	11	2	23	1	39	16.3	11
乙	13	2—4	10	3.5	3	13	—	—	—	—	5.3	5
	20	4—6	12	3.2	5	15	3	21	—	—	8.7	7